土木研究所報告

第 103 号

河川の分流に関する研究（5）
——猪名川分流の機能設計——
……佐藤清一，吉川秀夫，芦田和男，朝倉一満…（ 1 ）
プレストレスト合成ゲタの研究とその設計
(1) 模型実験に関する報告
……田原保二，沓掛哲男，中村正平…（ 17 ）
土質改良に関する実験的研究（第3報）
——セメントによる安定処理の施工管理の一例と設計施工基準案——
……竹下春見，田中淳七郎…（ 29 ）
潤井川星山放水路の水理試験報告
……吉川秀夫，三井　宏…（ 61 ）
コンクリート舗装目地材料の試験方法に関する研究（II）
……竹下春見，岩間　滋…（ 71 ）
河川流出に関する 2，3 の計算法……竹内俊雄…（ 87 ）
γ-線透過方法によるコンクリートの材料分離現象の測定（第1報）
……有泉　昌，近藤　紀，森　芳徳…（111 ）
幅厚ぜきの流量係数に関する研究
……吉川秀夫，芦田和男，土屋昭彦…（123 ）

昭和 35 年 2 月

建設省土木研究所

河川の分流に関する研究(5)

——猪名川分流の機能設計——

佐藤清一*・吉川秀夫**・芦田和男***・朝倉一満****

(昭和 33 年 10 月)

Researches on the Diversion on the River (4)

—Functional design of the diversion of Ina river—

(July. 1958)

S. Satō, H. Kikkawa, K. Ashida and K. Asakura

Synopsis :

By the model experiment, three kinds of the design for the diversion of the Ina river and the Mokawa were examined, and the best one was decided. These tests were conducted in the model with the movable bed, and some interesting properties for the scour or the deposition around the diversing point were revealed.

要　旨

猪名川，藻川の分派点の形状として考えられる3つの案を模型実験により比較検討して水理的に最良案を求めた。これらの試験は移動河床をも含めて行なわれたもので，それにより分派点附近の河床変動に対して興味ある特性が明らかにされた。

目　次

1　緒　言……(1)
2　分流実験のための資料の検討……(2)
〔1〕粗度係数……(2)
〔2〕模型下流端水位—流量曲線……(2)
〔3〕流量配分比……(3)
3　分流実験……(3)
〔1〕分流実験の目的および方法……(3)
〔2〕模型の説明……(4)
〔3〕現況実験……(4)
〔4〕C案実験……(6)
〔5〕B案実験……(9)
〔6〕A案実験……(12)
4　各案の優劣の比較……(16)
5　結　論……(16)

1. 緒　言

猪名川は摂津，丹波の国境大野山に発し神崎川に合流する。流域面積 397 km², 山岳部 80 %，流路延長 44.7 km の河川である。本川は兵庫県伊丹市の合流点より下流は放水路化し，低水流量の全部が派川藻川を流れる。昭和 24 年度の改訂計画により久安寺川合流点より下流の計画高水流量を，1,850 m³/sec として，これを分派点において猪名川 850 m³/sec，藻川 1,000 m³/sec に分流する計画がとられた。改修工事を進めるについて分派点附近の形状として次の3案が考えられた。(図—8 参照)

A案：現在の藻川呑み口を締め切り，分派点直下流の大倉池を通り，藻川 No. 33 附近で現況藻川に連絡するように藻川をつけ変える。

B案：藻川呑み口右岸堤は現況堤防を使用し，左岸堤は一部大倉池を通るまで拡張する。

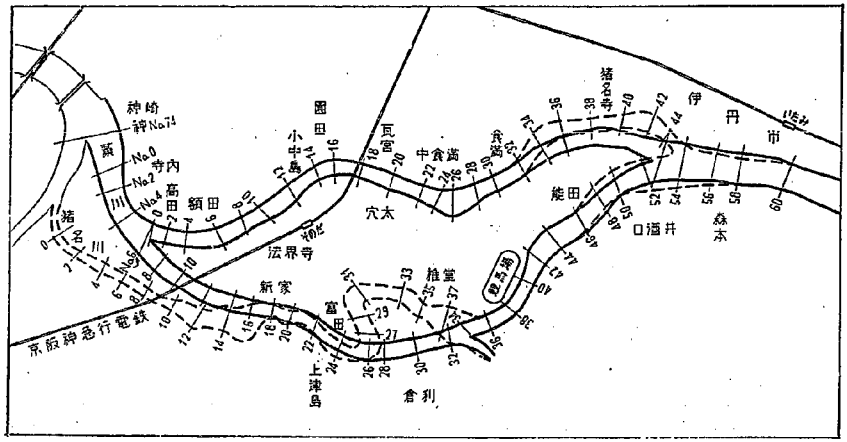
C案：藻川をなるべく現況に近い呑み口とする。

土木研究所は近畿地方建設局の依頼で，水理試験により上記3案の水理設計をおこない，それぞれの優劣を比較検討して最良案を求めた。

著者等はすでに数多くの分流に関する研究をおこない分派点の水理を明らかにするとともに，その水理設計法を提案してきた。しかし，これらはいずれも固定床模型を用いたものである。固定床模型でも，流速分布，流向などの測定結果を検討することにより，洗掘，滞積などのおこりそうな位置をある程度推察することができ，これによって，防護すべき範囲，好ましい分派点の形状の設計をおこないうる。しかし，実際の河道はおのずから分流による新しい釣合状態を求めて変動するものでありこの変動の方向を予測して分派点を設計することは固定床模型では非常に困難である。

本研究では固定床と移動床の両方を用い，上記の点を検討した。移動床模型といっても，河床を砂でつくり，自由に移動しうるようにしたもので，洗掘に対する抵抗力を有する実際の場合と完全に相似な実験をおこなうためには，今後幾多の問題が残されている。

*工博　河川部長　　**工博　河川部　河川研究監長
***　河川部　河川研究室研究員
****近畿地方建設局　猪名川工事事務所



図—1　藻川，猪名川の平面図

しかし，本研究によっても分派点附近の河床の変動に対して幾多の興味ある事実を明らかにした。これらの定性的解析は適切な分派点を設計する場合の判断の基準となると考えられる。

本報告は今後移動床模型試験をさらに進歩させる一助ともなり，分派点設計法の参考にもなるものと思う。

2.　分流実験のための資料の検討

分派点の設計を水理実験により行なう場合に必要な資料は次のとおりである。

（1）　平面形，縦横断形
（2）　既往こう水資料，粗度係数，河床材料
（3）　模型下流端の水位～流量曲線
（4）　流量配分比
（5）　分派点の設計において満たすべき条件

上記の (1)～(4) は分派点の設計においていずれの場合にも必要である。(4) の流量配分比は下流の疎通能力を検討し，さらに経済的検討を加えて決定される。(3) の水位一流量曲線はそれより十分下流の断面を出発点として不等流計算により求められる。

(5) の条件は分派点を設計するに際しての種々の要求事項である。これは個々の場合によって異なり，つぎに本実験のための資料について述べる。分派点設計の基本方針を与える。

〔1〕 粗度係数

十分なこう水資料はないが，28 年 9 月，31 年 9 月こう水の粗度係数は次表のとおりである。

表—1　粗度係数

年月日	猪名川		藻川	
	流量 (m^3/sec)	粗度係数	流量 (m^3/sec)	粗度係数
28. 9.25	1511.5	0.030	1247.8	0.033
31. 9.29	88	0.033		0.033

これより藻川，猪名川ともに $n=0.033$ と決定した。

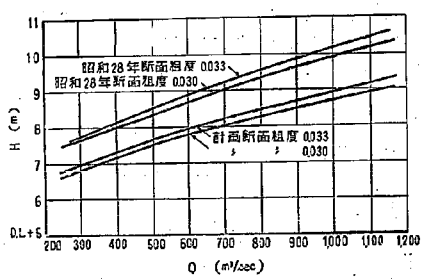
〔2〕 模型下流端の水位一流量曲線

模型下流端の水位一流量曲線を求めるために使用した条件は次のとおりである。

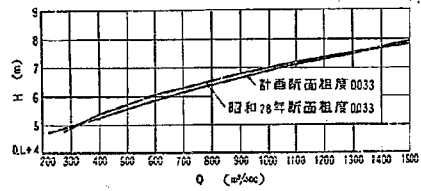
（1）　形状（図—1 参照）
　i）　藻川，猪名川 28 年実測断面……現況断面
　ii）　藻川，猪名川総体計画改修断面……計画断面
　iii）　猪名川 No. 16 より下流を計画断面，上流を現況断面
　iv）　猪名川 No. 34 より下流を計画断面，上流を現況断面
（2）　計算出発水位……合流点の計画高水位
（3）　粗度係数……0.030，　0.033
（4）　計算方法……不等流計算
（5）　模型下流端断面…猪名川　No. 45′(図—8 参照)
　　藻　川　No. 33′(図—8 参照)

模型下流端の水位一流量曲線は図—2，図—3 のとおりである。

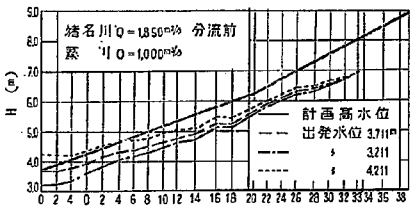
なお水位一流量曲線に及ぼす潮汐の影響を検討するために昭和 28 年断面，猪名川 850 m^3/sec，藻川 1,000



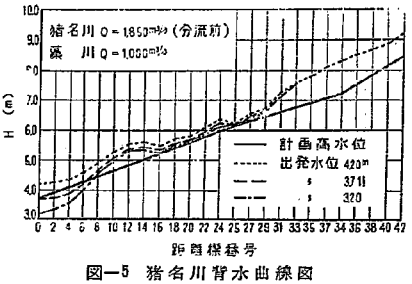
図—2　猪名川 No. 45′ 水位一流量曲線



図—3　藻川 No. 33′ 水位—流量曲線



図—4　藻川背水曲線図



図—5　猪名川背水曲線図

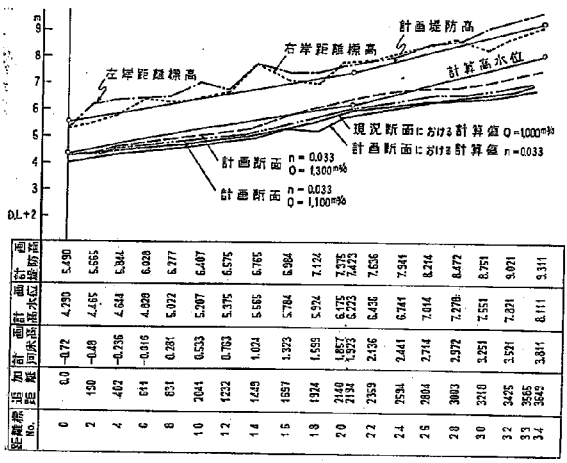
m³/sec，合流点の計画高水位より 50 cm 高い場合と低い場合について不等流計算を行なった。図—4，図—5に示すとおり藻川 No. 33′，猪名川 No. 31 で 3 曲線は収斂し，この附近で潮汐の影響はなくなるものと思われる。

〔3〕 流量配分比

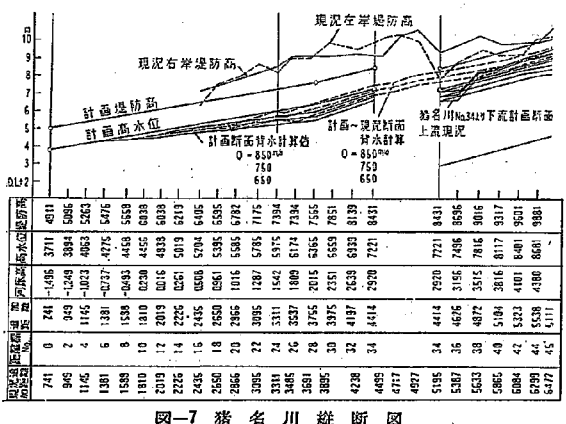
上記した不等流計算の結果を図—6，図—7 に示す。図—6 より藻川は模型範囲より下流では現況，計画の場合ともに 1,200 m³/sec の疎通能力があることがわかる。

猪名川は現況ではほとんど改修されていない状態で中小こう水でも堤内地にはんらんするので，こう水はできるだけ藻川に流すことが望ましい。

計画高水流量 1,850 m³/sec の中 1,000 m³/sec を藻川へ，850 m³/sec を猪名川へ分流する計画であったが，上の検討の結果，藻川の疎通能力1,200 m³/sec に多少の余裕をとり，1,100 m³/sec を藻川へ残り 750 m³/sec を猪名川へ分流するのが妥当なことがわかる。



図—6　藻　川　縦　断　図



図—7　猪　名　川　縦　断　図

3. 分流実験

〔1〕 分流実験の目的および方法

(1) 目的　A，B，C 各案を比較検討して実施設計案を求めること。

(2) 方法　上記目的を達するために次のような方法をとった。

i) 現況河道の模型を作り，現況河道の性質を検討し分派点設計の方針をうる。

ii) 各案の模型を作り，与えられた条件を満足するように分派点を設計する。本文の場合は計画高水流量の配分率以外にはとくに決定的な条件が与えられていないので，流量配分率のみを満たすべき条件とした。

iii) 最終の A，B，C 案の水位，流速，移動河床による洗掘堆積状況，

分派点の維持の難易などを比較検討して，実施設計案を求める。

〔2〕 模型の説明

模型の範囲および各案の形状を図—8 に示す。

上流には量水槽，整流装置，給砂装置，下流には集砂装置，水位調節ぜきを設けた。

模型の縮尺は次のとおりである。

水平，垂直方向とも：

$$\frac{1}{e}=\frac{1}{30}$$

流　速：$\left(\frac{1}{e}\right)^{1/2}=\frac{1}{5.48}$

流　量：$\left(\frac{1}{e}\right)^{5/2}=\frac{1}{4,930}$

粗度係数：$\left(\frac{1}{e}\right)^{1/6}=\frac{1}{1.76}$

移動床模型の河床は現地の河床材料と幾何学的相似な砂（平均粒径 1.1mm）を厚さ 15 cm 程度に敷き並べて作られた。

現地において，上流から模型区間への流入土砂量を計算により求め，これと相似になるように模型上流端において砂を補給した。

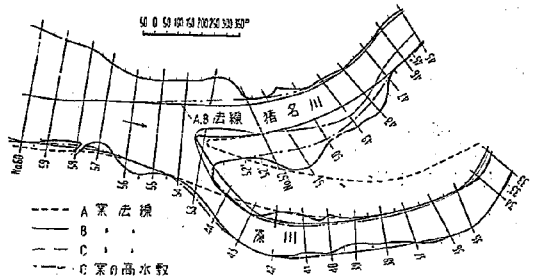
掃流砂量公式として，佐藤—吉川—芦田式を用いると，掃流砂量（補給砂量）および時間の縮尺は次のとおりである。

掃流砂量：$\frac{1}{1,786}$

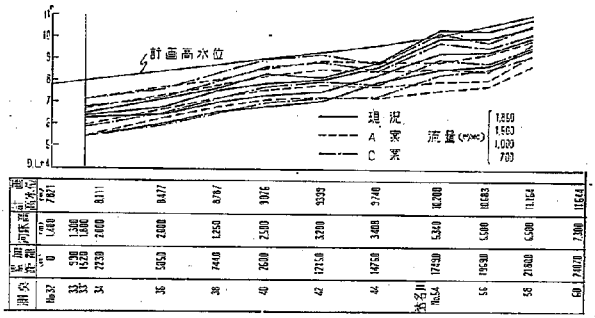
時　間：$\frac{1}{15.1}$

〔3〕 現況実験

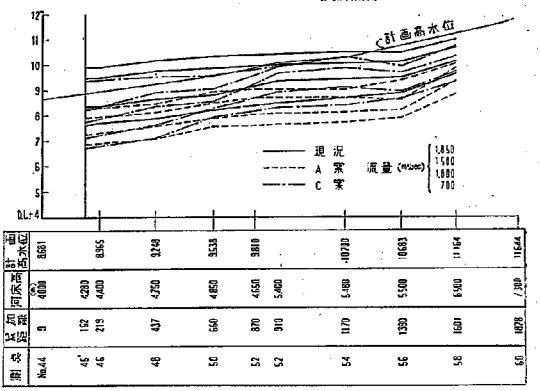
流量 1,850　1,500　1,000　750 m³/sec の実験結果を検討して，現況河道は次のような性質をもっていることが考察される。



図—8　模型範囲および各案の形状



図—9　藻 川 水 位 (実験結果)



図—10　猪名川水位 (実験結果)

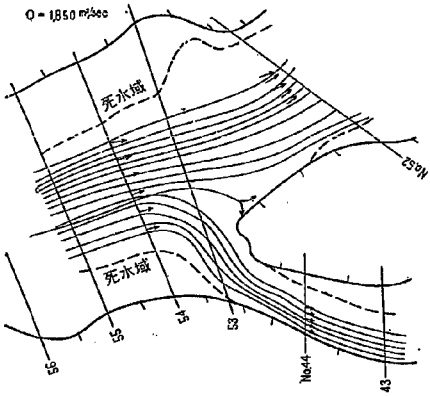
（1） 図—9 に示すとおり，藻川の水位は計画高水位に比べて非常に低くなるに反して，猪名川の水位は図—10 に示すとおり高くなる。

（2） 流量配分は表—2 に示すとおり，低流量は藻川へ入るが流量が増加するにつれて猪名川への流入量が増す。計画高水流量 1,850 m³/sec では猪名川への流入量が 1,000 m³/sec で，計画分配流量 750 m³/sec に比べてかなり大きい。このため，計画において，藻川では水位が低く，猪名川では水位が高くなる。

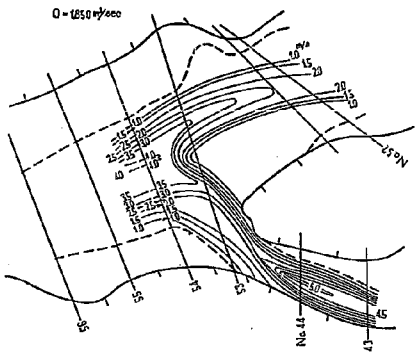
（3） 流量が大きくなるにつれて，藻川へよりも猪名川へ流入しやすくなるのは，藻川への流入口が非常に狭さくされており，また図—11 の流向図からもわかるように，流入口の形状から，流れる部分はさらに狭ばめられ，この附近で流速が非常に大きく，そのため損失水頭

表—2　流 量 配 分

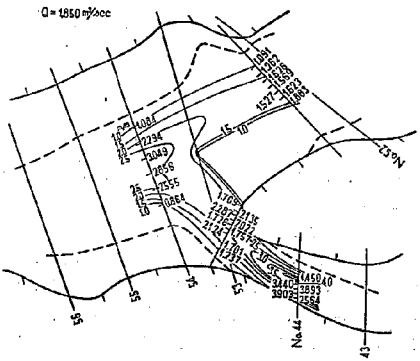
総流量 (m³/sec)	1,850	1,500	1,000	700	200
藻川流量	850	700	530	420	200
猪名川流量	1,000	800	470	280	0



図—11 現況流向図



図—12 (a) 平面流速分布図（上層）



図—12 (b) 〃 （下層）

が大きくなることによる。

（4） 流速分布の測定の結果，とくに流速が速くて危険と目される箇所は藻川入口から No. 43 までの右岸側で，その流速は岸附近で 3.0 m/sec 程度，最大で 5.0 m/sec 程度である。(図—12)

（5） 移動床で，流量 1,850 m³/sec 2 時間通水後の河床の洗掘堆積状態は図—13 に示すとおりであり，次のことが考察される。

（i） 全般的に低水路はうまり，高水敷は洗掘されて単断面水路になる傾向を示す。

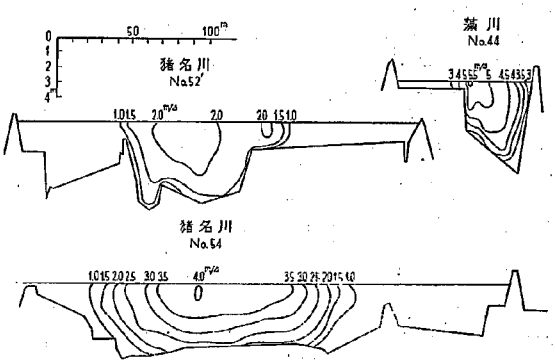
もともと安定な河道の幾何学的長さは流量に応じてきまり，流量が増加するにつれて増加すると考えられているが，本実験の場合は高水敷をかためず，流水により自由に水路を作りうるようにしたので，上記の現象があらわれたと考えられる。

実物においては高水敷にしょう害物がある場合が多い。またこう水の継続時間も実験の場合に比べて短かいであろうから，本実験結果は現実をかなり極端化して表わしていると考えられる。

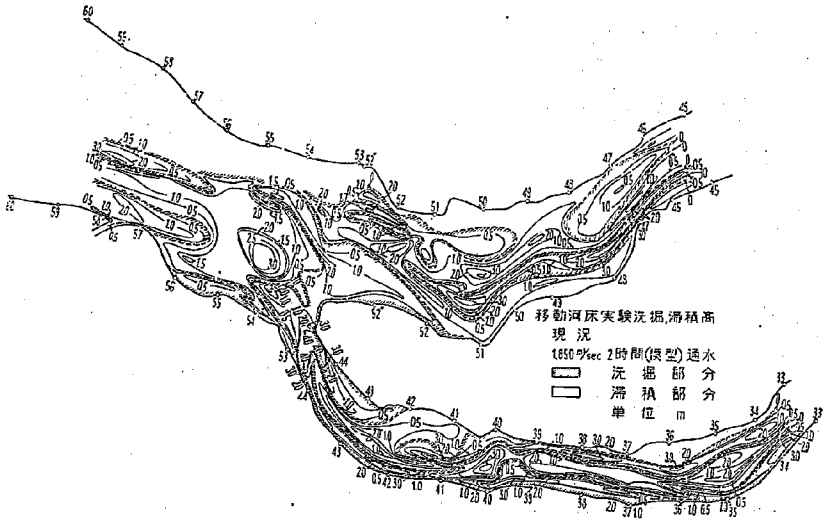
なお，高水敷が実験の場合のように洗掘されなければ低水路にも堆積を生じないであろう。

（ii） とくに洗掘のはげしい箇所は藻川入口特に No. 53～No. 44 附近と分流点のかなり上流 No. 57～No. 58 附近である。前者は (3)，(4) においてすでに述べたように流速が早い箇所である。後者は図—9，図—10 の水面形からもわかるように低下背水の箇所である。

（iii） 堆積のはげしい箇所は分流点のすぐ上流である。これは水路幅がこの箇所で広いためによる。図—9 を見てもこの箇所は水面この配がゆるくなっており，堆積するであろうことが想像される。この堆積は，たいていの分流点においてはさけがたいことであるが，この処置をあやまって分流点を設計しては十分に機能を果たさない。この処置は分流点の設計において非常にたいせつなことである。



図—12 (c) 横断流速分布図



図—13　移動河床，洗掘，滞積図

(iv)　藻川の入口から右岸ぞいの主流は No. 40 附近で左岸に移り変る。これは，この地点に斜めぜきがあるためによると考えられる。

(v)　藻川流入口が洗掘されるため，藻川に流入する量が，こう水の継続時間とともに多くなるが，流入量の増大は実験の範囲内での最終形態としては 50 m³/sec 程度と思われ，それ以上こう水の継続時間が長くなっても変化しない。

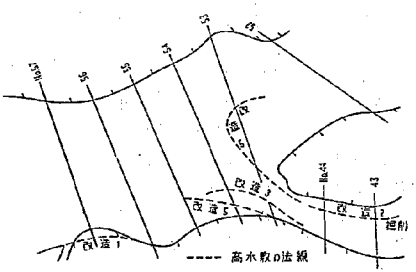
〔4〕 C 案実験

堤防のり線は現況に近い形とする。猪名川への流入量を制御し，藻川へ流入しやすくするために順次改良を加えた。実験種類を次表および図—14 に示す。

表—3　C 案実験種類

実験名	改造箇所	条件および結果
C—1	No. 57 の右岸拡張	両川とも現況断面による下流水位，計画流量で藻川870 m³/sec
C—2	同上および分派点直下流藻川左岸高水敷を 20 m 前後切り取る	同上　藻川 940 m³/sec
C—3	同上および No. 53 右岸附近の高水敷を 35 m 低水路まで掘削	同上　藻川 985 m³/sec
C—4	形状 C—3 と同じ C—1～C—3 は模型粗度 0.0227 であったのを 0.0183 にした。以下同じ	両川とも計画断面による下流水位 藻川 972 m³/sec
C—5	同上および猪名川の高水敷を流頭部の前面まで出し，藻川分派点直下流高水敷を低水路まで掘削	同上 流況良好 藻川 1,110 m³/sec
C—6	同上	猪名川は現況断面，藻川は計画断面による下流水位とする
C—7	C—5 の形状で藻川 No. 44 左岸の堤防および高水敷を 20 m 拡張	移動床実験 下流端計画の水位—流量曲線 藻川 1,100 m³/sec
C—8	同上	同上 下流端　猪名川は現況 藻　川は計画

表—3 に示した藻川への分流量より，各要素の藻川分流量に与える影響を知ることができる。これによれば，改造案 C—5 に示すとおり，猪名川の高水敷を流頭部の前面まで出すとともに藻川左岸側の高水敷を掘削することが最も効果的である。



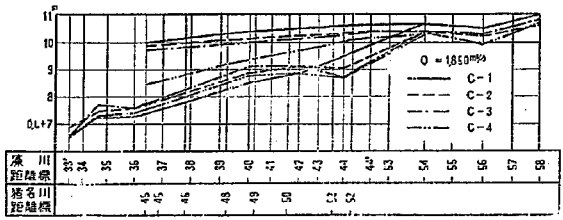
図—14　C—1～C—5 の改造箇所

C—1 案から C—5 案までの水位縦断形は図—15 に示すとおりで，C—5，C—6 案が最も低い。C—5 と C—6 は分派点附近においては水位は等しく，模型下流端の水位が現況でも計画でも分派点上流には影響がないことがわかる。

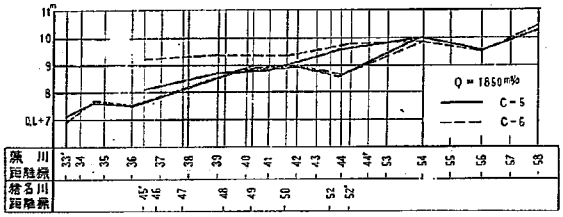
最終案の実験結果は次のようである。

(1)　流量配分は計画の配分となる。

(2)　流向は図—16 に示すとおり，現況に比べてよくなる。



図—15 (a) 水位縦断形 (C案)



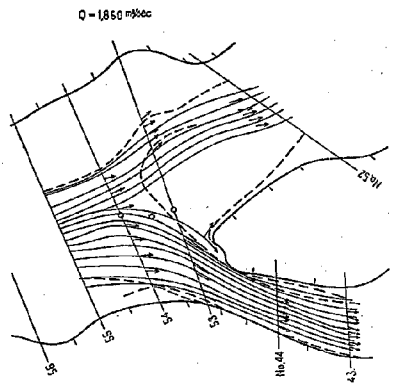
図—15 (b) 水位縦断形

(3) 流速は図—17 (a), (b) に示すとおり，薬川入口部において岸よりの流速は現況に比べておそくなるが，最大流速はほとんど変らない。

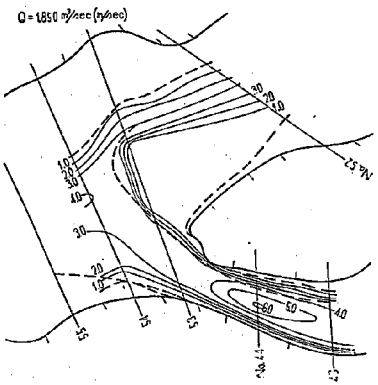
(4) 移動床実験の結果，薬川の入口が洗掘され，通水断面積は増加し，図—17 (c), (d) に示すとおり，この部分の流速は減少し，最大 40 m/sec 程度となる。

(5) 移動床で，流量 700, 1,000, 1,500 m^3/sec を各 1.5 時間，1,850 m^3/sec を 5 時間通水後の河床の洗掘堆積状態は図—18 に示すとおりであり，つぎのことが考察される。

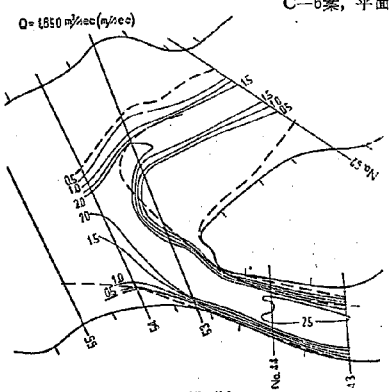
(i) 現況に比べて，薬川入口の洗掘がかなり軽減されるが，それでも 2.0 m 程度，最大で 3.0 m 程度洗掘される。



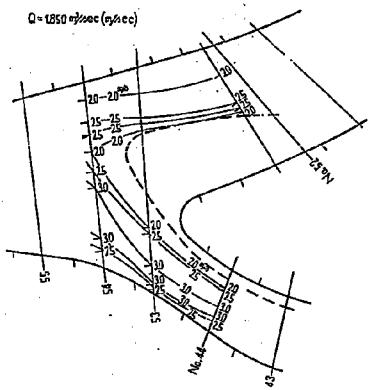
図—16 流向図 (C—6)



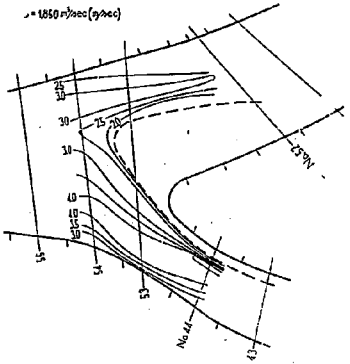
図—17 (a)
C—6案，平面流速分布図(上層)



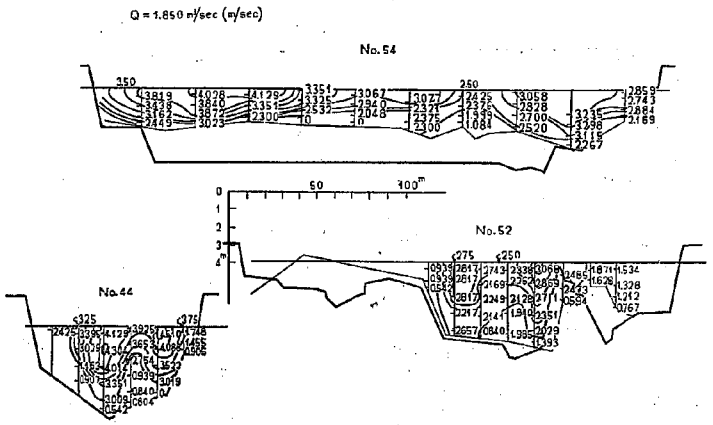
図—17 (b)
C—6案，平面流速分布図(下層)



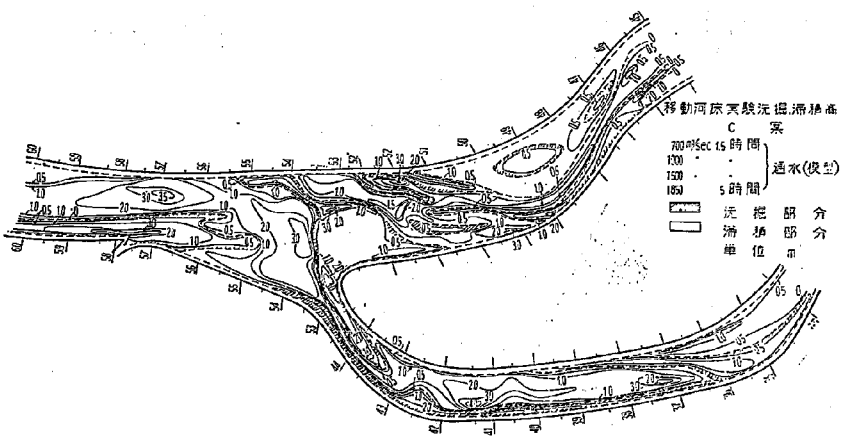
図—17 (c)
C—7 案平面流速分布図（上層）



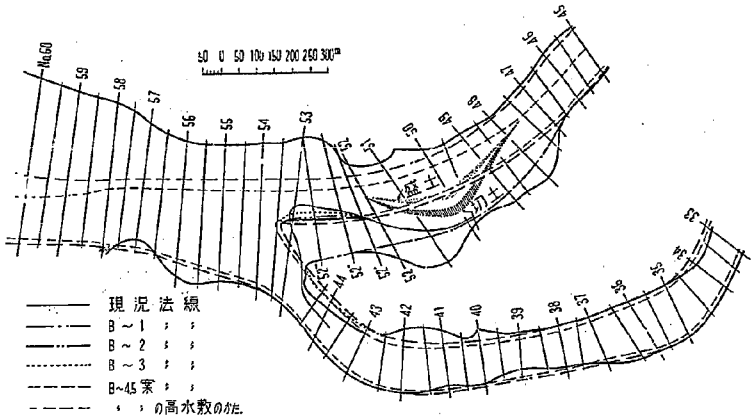
図—17 (d)
C—7 案平面流速分布図（下層）



図—17 (e) C-7案 横断流速分布図



図—18 洗掘堆積図



図—19　B 案 比 較 平 面 図

(ii)　藻川は現況に比べて滞積する傾向にある。これは藻川入口からの流入土砂が現況に比べて多少増加するためによると考えられる。

(iii)　分派点上流の滞積のようすは現況とほぼ同様である。

(iv)　分派点上流の滞積部分の直上流は現況と同様洗掘される。

(v)　藻川の入口は洗掘されるが，一部は滞積する箇所もあり，猪名川の流入部は全体に洗掘されるので，猪名川への流入量が，こう水の継続時間とともに多くなり 80 m³/sec 程度の増大でほぼ安定する。

(vi)　分流点直上流の砂れき滞積により，この部分の水位は上昇するが，この量は 30 cm 程度である。

〔5〕 B 案 実 験

図—18 に示すとおり，藻川右岸堤は現在堤防を使用し，左岸堤を動かして拡幅する案である。このため，左岸堤の一部は大倉池をとおる。

実験種類を表—4 に示す。

表—4　B案実験種類（各案とも移動床）

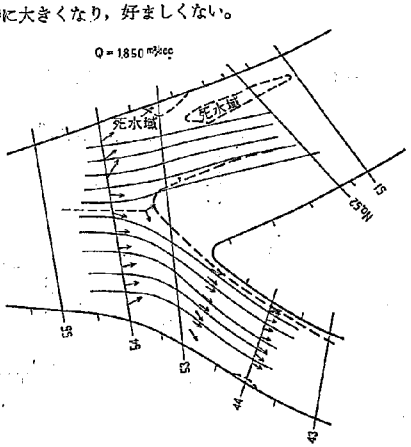
実験名	改 造 箇 所	条件および結果
B—1	藻川全域改修 猪名川は No. 48 より上流堤水路および洗頭部を改修	両川とも下流堤計画断面による水位—流量曲線 計画高水流量で 猪名川 800 m³/sec
B—2	猪名川 No. 52″ 附近高水敷（竹やぶ）の切取りを少なくした	水位—流量曲線同上 計画高水流量で 猪名川 750 m³/sec
B—3	藻川の入口左岸堤防を前面によせ川幅を狭めた。またこれに対応するだけ No. 52″ 附近の高水敷の切取を少なくした	B—2 に比し両川呑み口が狭いため上流でやや水位が上昇する 猪名川 No. 53 右岸の洗掘が大きい 猪名川 750 m³/sec
B—4	藻川は B—1 と同様 猪名川は計画断面に改修	藻川は改修断面，猪名川は現況断面による水位—流量曲線 猪名川 750 m³/sec
B—5	同 上	藻川猪名川とも計画断面による水位—流量曲線 猪名川 750 m³/sec

B—1 案においては，C 案の最終案におけると同様に猪名流の流頭部が洗掘されるので，分流量はこう水の継続時間とともに猪名川に増加する。その変化量はC案とほぼ同程度の量 90 m³/sec である。分派点直上流の滞積土砂量，水位の上昇量はC案とほぼ同様である。

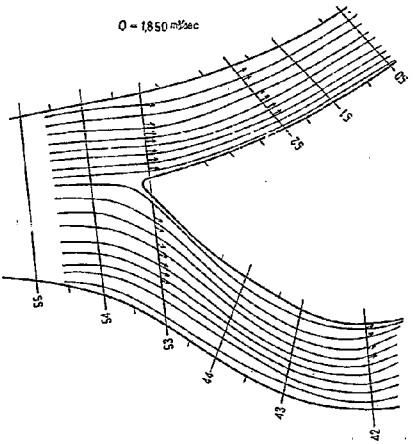
B—1 案においては猪名川への分流量が多いので，これを計画分流量にするため，猪名川 No. 52′～No. 52″ にいたる高水敷の切取りを少なくした。(B—2 案) これにより計画分流量をうることができた。しかし，この案においても，こう水の継続時間とともに猪名川への分流量が増す。その量は B—1 案と同様 90 m³/sec 程度である。

B—3 案は参考のために，藻川の左岸堤を前面に出して水理現象を調べたものである。

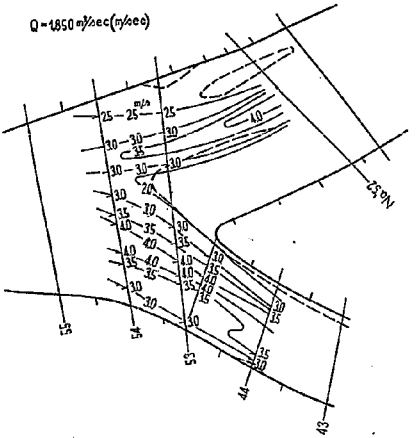
結果は C—5 案と B—2 案の中間の状態となり，分派点流頭部の流速が大きく，猪名川 No. 53 右岸の洗掘が特に大きくなり，好ましくない。



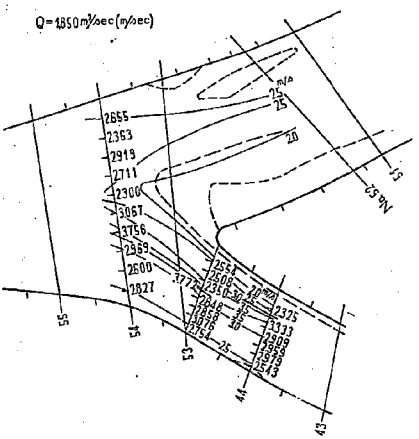
図—20 (a)　B—2 案流向図



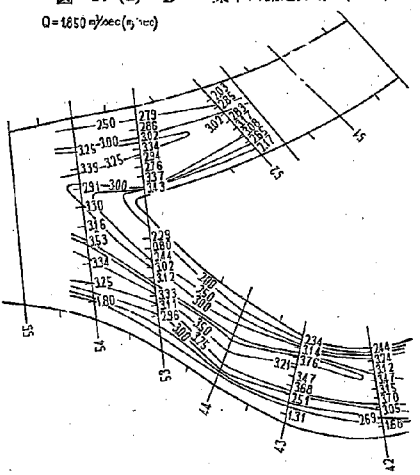
図—20 (b) B—4 案流向図



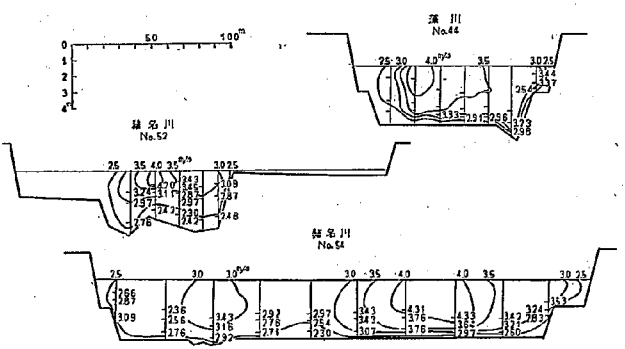
図—21 (a) B—2 案平面流速分布（上層）



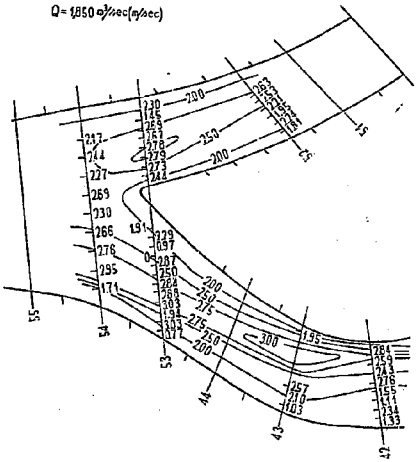
図—21 (b) B—2 案平面流速分布（下層）



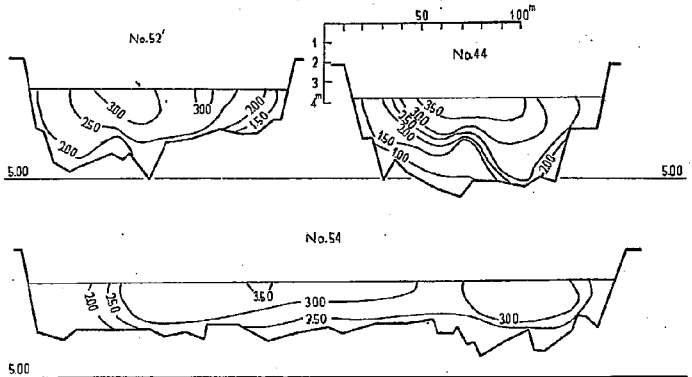
図—21 (d) B—4 案平面流速分布（上層）



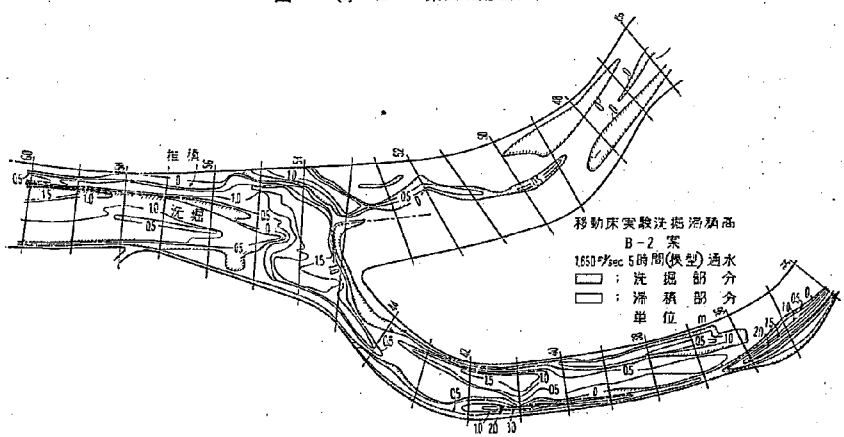
図—21 (c) B—2 案横断流速分布



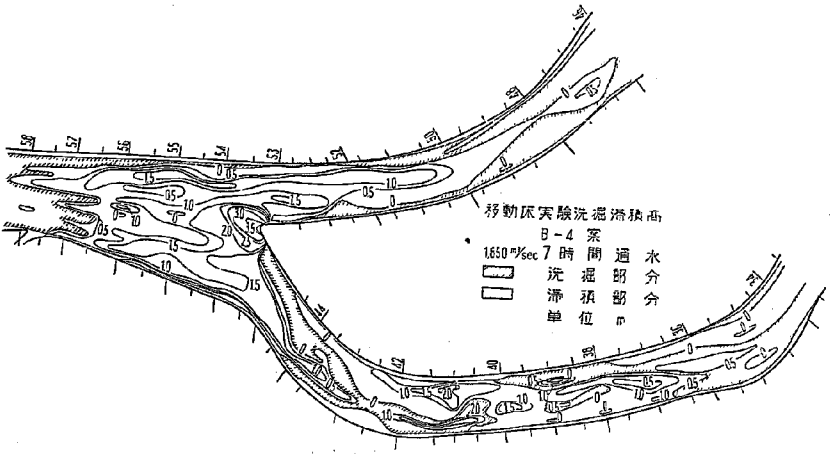
図—21 (e)　B—4 案平面流速分布（下層）



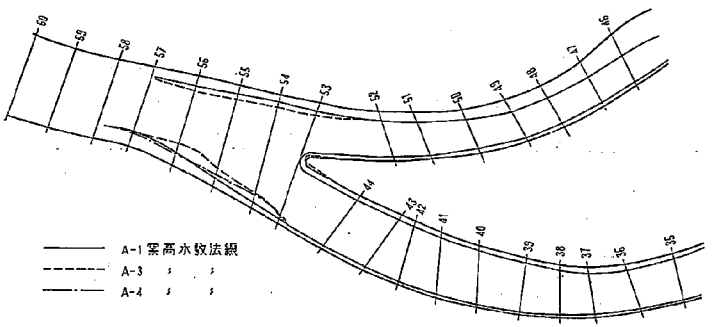
図—21 (f)　B—4 案横断流速分布



図—22 (a)　洗掘滞積図 (B—2)



図—22 (b) 洗掘滞積図 (B—4)



図—23 A 案 平 面 図

B—1 案と B—2 案はほぼ同様であり，B—4 案と B—5 案はほぼ同様であるので，B—2 案と B—4 案を比較検討するとつぎのとおりである。

(1) 流量配分は両者とも計画配分となる。

(2) 流向は図—20 に示すとおり B—2 案に比べて B—4 案は好ましい。

(3) 流速は図—21 に示すとおりであり，薬川，猪名川とも均一な分布をする。とくに B—4 案は良好である。

(4) 図—22 に示す移動床実験結果より，つぎのことが考察される。

(i) B—2，B—4 案とも薬川入口はほとんど洗掘されない。むしろ，上流から砂滞が薬川の流頭部に滞積する。

(ii) B—2 案においては猪名川の入口が洗掘されるが，B—4 案ではあらかじめ改修断面に掘削しているので，むしろ滞積する。このため，こう水の継続時間とともに猪名川に増大する分流量は B—2 案で 90 m³/sec 程度であるが，B—4 案では 30 m³/sec 程度で安定する。

(iii) 薬川右岸の洗掘される箇所は C 案に比べて下流に移り，No. 41～No. 42 附近となる。

(iv) 分派点上流の滞積量は，B—4 案が大きい。しかし，分派点中央部に滞積するので，分派点における導流堤の役を果たしかえって好ましい。

(v) 分派点上流の滞積部直上流が洗掘されるのは現況および C 案と同様である。

〔6〕 A 案 実 験

堤防のり線が滑らかになるように薬川をつけかえる。大倉池をとおり No. 53 附近で現況薬川に連絡する案である。

実験種類を表—5，形状を図—23 に示す。

原案で計画の流量分配となり，水位も図—10 に示すとおり，計画高水位に比べて 1.6 m～0.50 m 低くなる

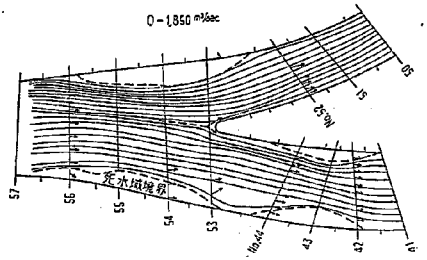
が，次のような欠点もある。

表—5　A案実験種類

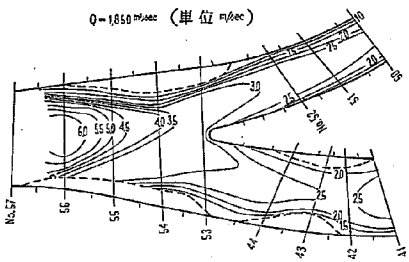
実験名	改造箇所	条件および結果
A—1	原案	模型下流端計画断面による水位—流量曲線 計画高水流量で 猪名川 740 m³/sec
A—2	〃	猪名川下流端現況断面による水位—流量曲線 藻川計画 猪名川 637 m³/sec
A—3	No. 56 附近の高水敷を拡げる。分派点を猪名川に 6m 寄せる。	模型下流端，両川とも計画断面の水位—流量曲線 猪名川 715 m³/sec
A—4	No. 56 附近の高水敷の拡げ方を A—3 より小にする。	同　上 猪名川 720 m³/sec
A—5	同　上 以上は固定床	模型下流端 A—2 と同じ 猪名川 625 m³/sec
A—6	A—4 の移動床	流量配分は藻川の洗掘が急速に進行することにより猪名川 720 m³/sec から 745 m³/sec になる。さらにこう水の継続時間とともに 30 m³/sec 程度増加して安定する。

（1）　流れが分岐点に衝突し，うずを生ずる。藻川の河床は猪名川分岐後の河床より低いため，猪名川から藻川へまきこむようなうずである。このため，分岐点の維持が困難であるとともに，藻川左岸側に死水域が生じ，流れがかたよる。

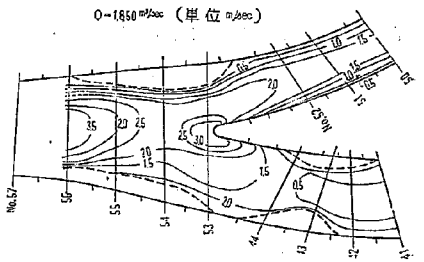
（2）　分派点上流は水路幅が広いため，No. 56 附近下流両岸に最大幅 50 m にも及ぶ死水域を生ずる。範囲は左岸 No. 52″，右岸 No. 53 附近までである。



図—24　A—4 案流向図



図—25 (a)　A—4 案平面流速分布図（上層）



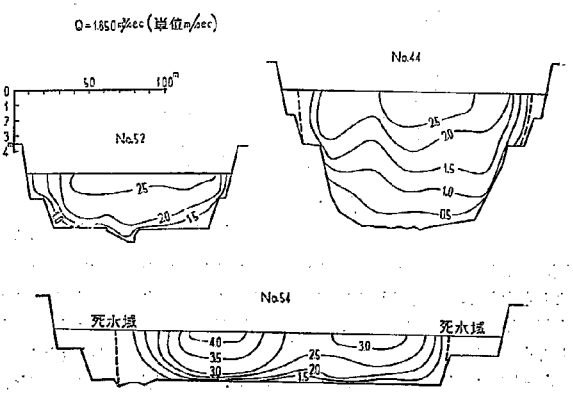
図—25 (b)　A—4 案平面流速分布図（底層）

（3）　No. 56 附近より上流は低下背水となり，流速が大きくなる。

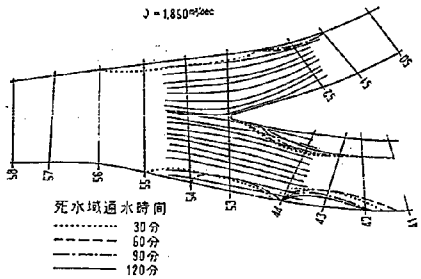
猪名川の改修を分派点より着手することも考慮して A—2 案を行なったが猪名川への分流量は，637 m³/sec 藻川へは 1215 m³/sec となり，藻川 No. 20 附近において計画高水位をわずかに越える。また A—2 案においては，猪名川と藻川の水位差が大となり，上記の欠点は A—1 案よりも大きく現われる。

上記の欠点を除くため A—3，A—4 の改造を試みた。

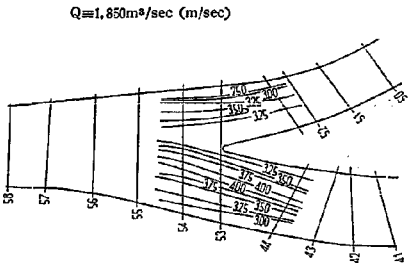
A—3 は図—23 からもわかるように No. 56 を狭ばめ，それより下流の断



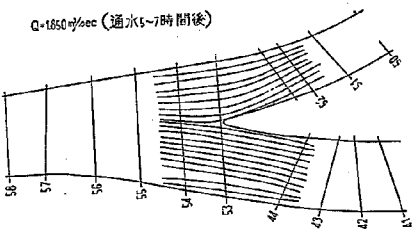
図—25 (c)　A—4案 横断流速分布図



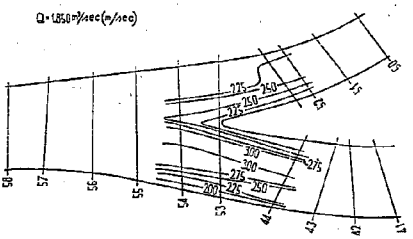
図—26 (a) 死水域の時間的変化 (A—6 案)



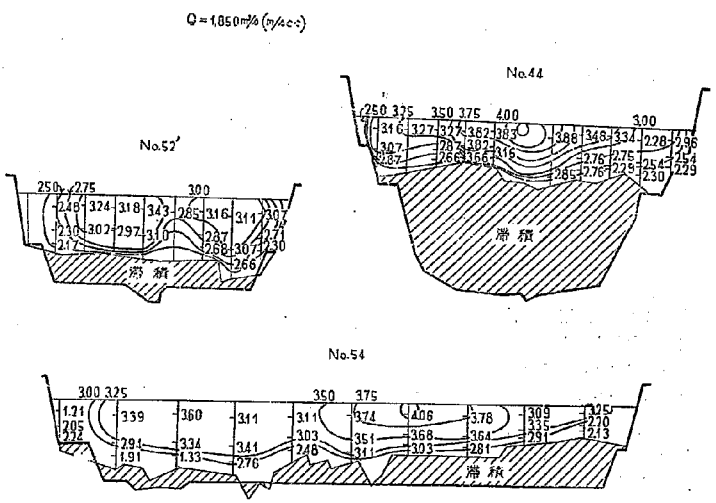
図—27 (a) A—6案 平面流速分布図 (上層)



図—26 (b) 通水時間7時間後の流況 (A—6 案)



図—27 (b) A—6案 平面流速分布図 (底層)



図—27 (c) A—6 案横断流速分布図

面の拡がりかたが原案よりも大きいため，死水域も原案よりも大きく，この附近の流況は悪い。しかし，分岐点を猪名川へ寄せたことにより，分岐点附近の流況はかなりよくなった。

A—4 は図—23 からもわかるように，No. 56 から下流の断面の拡がりかたがなるべく少なくなるように試みた案である。

死水域および流向は図—24 に示すとおりであり，死水域は A—2，A—3 に比べて少なくはなるが，なお大きく発生する。

流速は No. 56 附近と分岐点において大きい。(図—25)

固定床実験の結果A—4案が最も良いと思われるのでこれについて移動床実験を行なった。(A—6案)

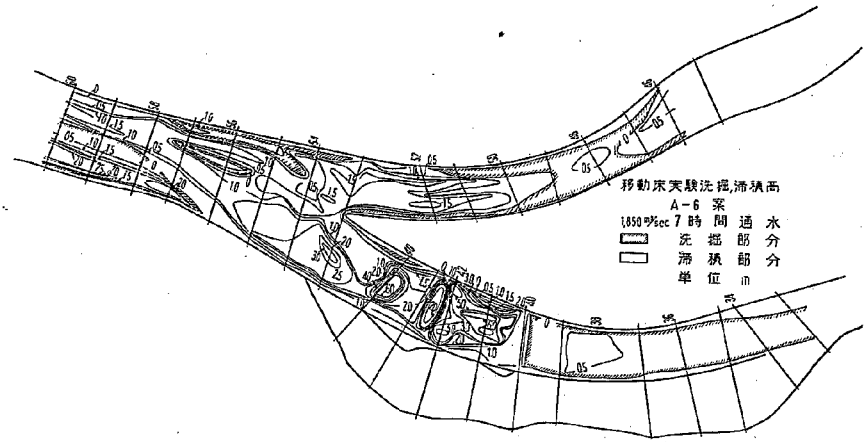
その結果はつぎのとおりである。

(1) 図—26 (a) に示すとおり，通水時間とともに死水域は下流に後退し減少する。かなりの時間経過すると図—26 (b) に示すとおり消滅する。この傾向は移動床模型に共通である。

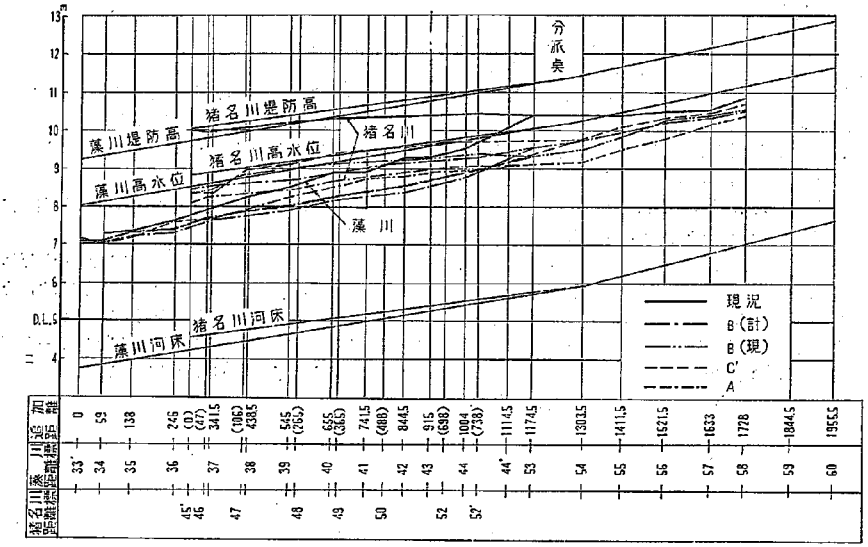
(2) 流速は図—27 に示すごとく比較的均一であり，B案とほぼ同様の値である。

(3) 河床の洗掘，滞積状態は図—28 に示すとおりである。これよりつぎのことが考察される。

(i) 藻川，猪名川とも全面的に滞積する。とくに川



図—28 洗 掘，滞 積 図



図—29 各 案 実 験 水 位

幅の広い藻川において大である。ただし，図—28 において 6.0 m 程度滞積しているのは池が埋ったためであり，池と池の間が洗掘されているのは，この部分が高くなっているためである。

(ii) 流れが分岐点中央部に集中し，図—28 では十分にわからないが，分岐点において局所的に洗掘され

る。

(iii) 藻川入口左岸側に非常に滞積し，B案と反対に流れをますます分岐点に集中させて好ましくない。

(iv) 低水流量の時，非常に乱流を生ずるが，主流は猪名川左岸から藻川呑み口の左岸を通り，No. 43′ 附近に衝突するような傾向を示す。すなわち現況に近い状態に近づいて行く。

(v) 分流点上流の滞積により No. 54 附近の水位は 30 cm 程度上昇する。

(vi) 藻川の入口に滞積する量が多いので，猪名川への流入量がこう水の継続時間とともに多くなる。その量は 75 m³/sec 程度で C 案または B—2 案とほぼ同程度である。

4. 各案の優劣の比較

各案の優劣を比較するとつぎのとおりである。

〔1〕 水　位

図—29 で示すとおり，各案とも計画高水位より低い。その量は猪名川 No. 58 右岸駄大川合流点附近で，A 案で 80 cm，B 案で 65 cm，C 案で 50 cm である。分派点上流のその他の地点においてもA案が最も低く，ついでB案，C案の順となる。この点からは，A案が最もすぐれ，ついでB案，C案の順である。

〔2〕 流　況

C案は死水域多く，流量の変化とともに流向も変る。流況としては好ましくない。A案も最初は死水域が発生するが，河床の安定とともに死水域は減少し，流れは滑らかに堤防のり線に従い好ましい流況となる。B案は最初から死水域も発生せず，流れも滑らかに堤防のり線に従い非常に好ましい流況である。この点からB案が最もすぐれ，ついでA案，C案，の順である。

〔3〕 流速，河床変動，河道の維持

現況において最も弱点となっている藻川流入部は，C案においてはなお流速早く，河床がかなり洗掘される。B 案では流速分布は均一となり，その値も 4.0 m/sec 程度に減少し，ほとんど洗掘されない。A案は藻川の河道を附けかえるから問題はない。この点からA案とB案は同様であり，C案が劣る。

A案は分岐角度が小さいので流れは分岐部に集中し，分岐点の維持が困難である。藻川入口の右岸側に土砂が滞積するため，流れの中央部への集中はますます助長される。これに反して，B案は分岐角度が大きいため，流れは中央部に集中せず，中央部には滞積し，これが導流水制の役割を果たし，流れは滑らかに分けられる。この点からB案がすぐれる。

A案は川幅広く，藻川，猪名川とも全面的に滞積し，低水流量のとき，非常に乱流を生ずる。B，C 案はそのような事は起らない。この点A案はB，C案より劣る。

分派点直上の滞積，滞積部上流の洗掘は各案とも同様である。

この項を総合するとB案が最もすぐれる。

〔4〕 流量配分の変化

各案とも最初は計画の流量配分であるが，こう水の継続時間とともに変化する。猪名川を現況の状態にしておくと，呑み口が洗掘され，一方藻川の入口は一部滞積するので，各案とも猪名川への流入量が増加する。その量は各案とも同程度の 80～90 m³/sec である。

猪名川を改修した場合には，猪名川にも滞積するので流入量の増加は比較的少なくてすむ。その量は 20～30 m³/sec 程度である。分流量の変化は少ないのが望ましいから，B案の中でも猪名川を計画断面に改修するB—4 案がすぐれている。

以上を総合してB—4 案が水理的に最もすぐれていると判断される。

5. 結　論

〔1〕 不等流計算により，藻川，猪名川の疎通能力を検討した結果，計画高水流量 1,850 m³/sec を藻川，猪名川へそれぞれ 1,100 m³/sec，750 m³/sec に分流するのが妥当である。

〔2〕 猪名川，藻川の現況実験により，現況河道の有する水理的諸性質を明らかにした。

〔3〕 A，B，C 各案について実験により，それぞれの最良案を求め，固定床および移動床の実験により，それぞれの案の有する水理的諸性質を明らかにした。

〔4〕 上記の水理的諸性質を比較検討して，B—4 案が水理的に最もすぐれていることを明らかにした。

プレストレスト合成ゲタの研究とその設計

(1) 模型実験に関する報告

田原 保二*・曽掛 哲男**・中村 正平***

(昭和 33 年 3 月)

Study on the Prestressed Composit Girder and the Design of It.

(1) Experimental study by model test

(March 1958)

Y. Tahara, T. Kutsukake and S. Nakamura

Synopsis :

This report describes on the result of the model test carried out in our laboratory, in order to get the necessary data for the design of prestressed composite beam bridge. (SHINOGATA BRIDGE). It has been proposed to use the piano wire as a prestressing material for metalic girder of the composite beam, while such practice has never been adopted to the design even abroad, hitherto.

The model beam was fabricated in 10 m long, and it was tested under the trial loadings by which the beam would deform within elastic limit of material and be brought to fracture. The results of the test was effectively refered to the assumptions of stress analysis in the design of actual bridge.

要　旨

本報告は，わが国最初の高張力鋼線を使用するプレストレスト合成ゲタの設計のために必要な資料を得る目的で行なった。各種の研究並びに試験の結果と，その結果を応用したプレストレスト合成ゲタ（新尾形橋）の設計について述べたものである。その中で今回は，全長 10 m の模型ゲタの弾性限載荷試験および破壊試験の結果について述べ，プレストレスト合成ゲタがその設計々算において仮定されたとおりの挙動を示すか否かおよび今回試案されたプレストレス系の構造が十分安全であるか否かについての検証に主眼をおいて検討を加えるものである。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 実験の目的……(2)
3. 実験ゲタ……(2)
〔1〕設計計算……(2)
i) 鋼ゲタ断面……(2)
ii) プレストレスによる応力度……(2)
iii) 荷重載荷による応力度……(3)
iv) 破壊荷重の計算……(4)
〔2〕設計図……(4)
〔3〕使用材料と製作……(4)
i) 鋼ゲタ……(4)
ii) 定着部の製作……(4)
iii) プレストレスの導入……(4)
iv) 床版コンクリート打ち……(6)
4. 実験方法……(6)
〔1〕載荷……(6)
〔2〕測定……(7)
i) ヒズミ度の測定……(7)
ii) タワミおよび変位の測定……(7)
5. 測定結果およびその考察……(7)
〔1〕プレストレスの導入時の測定値について……(7)
i) ケタのヒズミ度……(7)
ii) ケタのタワミ……(8)
〔2〕載荷試験……(8)
i) ケタのヒズミ度……(8)
ii) ケタのタワミ……(10)
6. 結　論……(11)

1. 緒　言

従来からある合成ゲタは，鋼ゲタの上フランジに鉄筋コンクリート床版をジュベルを用いて強固に結合し，鋼ゲタと鉄筋コンクリート床版を一体として荷重を受けもたせるので，普通の非合成ゲタに比べて，鋼ゲタ上フランジの断面が少なくてすむ。更になんらかの方法で，鋼ゲタ下フランジの断面積を減少させ，よりいっそう軽量で経済的な合成ゲタとすることができる方式がここに述べようとするプレストレスト合成ゲタである。

この方式は，鋼ゲタ架設時に合成ゲタの下フランジへ，外荷重によって生ずべき応力と方向反対の応力をプレストレッシングによって与えるものであるが，厳密には荷重により，プレストレス系も同時に変形を受けるので，一般に有効なプレストレスの大きさも荷重に影響され変化することになる。プレストレスの与え方としては

* 道路部長
** 橋梁研究室　研究員
*** 橋梁研究室　研究員

いろいろ提案されているが，われわれの研究したものは高張力鋼線によってプレストレスを与える方式である。プレストレスを与える材料として高張力鋼線を用いた理由は，この研究がおこなわれた当時わが国では希望する程度の長さをもった高張力鋼材は鋼線以外になく，高張力鋼線の降伏点または引張許容応力度が，鋼棒あるいはケーブルのそれよりも高く定着も簡単でありケタの正負いずれの曲げモーメントを受ける部分についても適用できるし，またプレストレス導入量の検定が容易であり，支間 40 m 程度のプレストレスには他の方式にくらべてすぐれた点が多いためである。合成ゲタにプレストレッシングを行なったときの利点としては，床版コンクリートのクリープや，収縮のために鋼ゲタに生ずる応力を軽減できることもある。高張力鋼線を緊張して，これをケタに定着する方法としては，わが国でプレストレスト・コンクリートゲタとして支間 40 m 程度にまで実績があるフレシネー・コーンを用いる定着方式によることとした。それで鋼線緊張用ジヤッキ，その他定着装置などはフレシネーのプレストレスト・コンクリート用のものをほとんどそのまま使用できることになった。またフレシネー方式によることのもう一つの利点は今までに得られたコンクリートのプレストレッシングに関するデーターが有効に利用しうることである。

本報告はこのような高張力鋼線を用いたフレシネー方式によるプレストレスト合成ゲタの大型模型実験に関するものである。

2. 実験の目的

プレストレスト合成ゲタは，その経済性のために，戦後のドイツにおいて戦災橋りょうの復旧のために提案され，主としてケーブル（ロックドコイル系）を使用して架設されている。わが国においてもここ数年来プレストレスト合成ゲタに対する認識が急速に高まり，高張力鋼棒を使用した小支間のプレストレスト合成ゲタはすでに完成し，今後この型式の橋はますます発展する気運にある。当所においても緒言に述べたように先年来，まったく独特の方法によって，中支間のプレストレスト合成ゲタの設計を行なうべく研究を続けていたが，こんど東北地方建設局ならびに中国四国地方建設局において，世界最初の高張力鋼線を用いるプレストレスト合成ゲタを架設する計画が提案され，その設計上の資料をうるために模型実験を行なったものである。今回の実験は実橋の 1/3 程度の模型ゲタについての載荷試験で，その目的はプレストレスト合成ゲタが設計計算で仮定された通りの挙動を示し，プレストレスゲタとしての機能を十分発揮するかどうかの検証，および破壊時のケタの挙動，高張力鋼線定着部附近の強度，高張力鋼線を入れた鋼管および注入したモルタルの作用の 3 点が主たるものである。第 1 の点については，プレストレスト合成ゲタをもってプレストレス材を内的不静定力とする一次不静定構造とし，プレストレス力に対するケタの坐屈安全度は，ケタの両端で偏心的に加わる軸力として検討していることおよびケタの最終強度の検証であり，第 2 の点は，さきに実施した高張力鋼線の定着部の実物試験を補足するもので，ケタの載荷によって支点附近に生ずるタワミ角が定着部に及ぼす影響，ケタ端部の腹板の局部坐屈の問題，プレストレス力のケタへの拡散の模様の検証である。第 3 の点は，注入されたモルタルがその附着力によって高張力鋼線と鋼管を結合し，それらが一体としてはたらくようになるときのケタの挙動を調べることである。

3. 実験ゲタ

〔1〕 設計計算

試験ゲタの寸法は，実際に設計する予定の橋の 1/3 程度の大きさで，細部構造の検証も可能なようにできるかぎり大きくすることにした。それで，ケタの寸法は載荷台の寸法も考え合わせて全長 10 m とした。設計の細部については合成ゲタ設計施工指針，鋼道路橋設計示方書，溶接鋼道路橋示方書の規定を参照した。

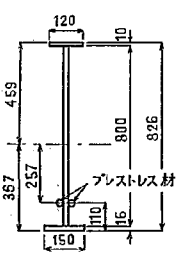
設計計算は，プレストレスト合成ゲタが活荷重を受けるにいたるまでの過程の各部応力度を検査するもので，自重のみを受けている鋼ゲタ，プレストレスを加えたときの鋼ゲタ，つぎに鉄筋コンクリート床版を載荷したときの鋼ゲタ，死荷重が載ったときの合成ゲタ，最後に活荷重が載ったときの合成ゲタの各部応力度が許容応力度内にあるかを検算することによっておこなわれる。したがって設計計算は，この課程を数回繰りかえすことによって完了する。

つぎに，その計算の方法を示しながら最終結果を記する。

i） 鋼ゲタの断面（第 1 図）

上部フランジ	Pl—120×10	12 cm²
ウェブ	Pl—800×8	64 cm²
下部フランジ	Pl—150×16	24 cm²
		100 cm²

y=45.9 cm,　I_s=91,440 cm⁴



図—1

鋼ゲタ自重による応力度は

σ_{s0}=−53 kg/cm²

σ_{su}=42.6 kg/cm²

ii） プレストレスによる応力度

プレストレス量は，ケタ断面，ケタ長，鋼ゲタおよびプレストレス材の許容応力度，荷重モーメントなどから定められるものであるが，このケ

タでは実寸定着部の試験もあわせて行なう目的で許されうる最大量を入れることにした。実際のプレストレスト合成ゲタに使用する高張力鋼線の最小単位は $\phi 7$ 鋼線 12 本 2 組であるので，これを模型ゲタに使用することは不経済ではあるが，今度の実験ではこれを使用することにより模型ゲタとしての釣合をはなはだしくそこなうことなく，実際の定着部の挙動を調べることができるので，あえて，このような設計としたのである。合成ゲタ設計施工指針によると架設時に圧縮引張両縁に対して 30% の許容応力度の増加を許しているので，これから許るされる最大プレストレス応力度は

引張縁：　$1300\times1.3=1,690\ \mathrm{kg/cm^2}$

圧縮縁：　$1200\times1.3=1,560\ \mathrm{kg/cm^2}$

となる。つぎにケタ全体の坐屈安定の点から考えると，主ゲタウェブ面内の坐屈，面外に面に直角方向への坐屈およびねじれ坐屈が考えられるが，この内プレストレス構造のために面外に直角方向の坐屈は起りえないと思われるのでこれはのぞき，偏心荷重による面内直角方向への坐屈強度 P_{k1}，およびねじれ坐屈強度 P_{k2} を次式で計算せねばならない。

$$P_{k1}=76\left(\frac{1}{2}-\frac{e}{b}\right)^3\frac{EI}{e^2},\quad \frac{l}{b}=0\sim0.5$$

$$P_{k2}=\frac{\pi^2B_1}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{\pi^2B_1}{l^2}\cdot\dfrac{e}{c}}$$

いま，これらの式にさきの i) の結果を入れて計算すると，明らかに $P_{k1}<P_{k2}$ となり，プレストレス鋼線の支点間距離 10.4 m を入れて坐屈安定の見地からこのケタに加えうるプレストレス P_{k2} を逆算すると，$P_{k1}=89.2$ t となる。また，定着部に接するケタの面積は鋼材の許容応力度内で全プレストレスをケタに伝えるだけの大きさをもたねばならない。それで，応力集中の起ると考えられるケタ端からほぼケタ高に等しい長さにはケタの両端に厚いウェブプレートを使用し，定着部の接する部分には，アンカーブロックを入れて十分な支圧面積を確保することにした。さらにプレストレスト合成ゲタのウェブは曲げモーメントと同時に軸圧力を受けるので，局部坐屈についても安定を検せねばならない。これについてはわが国に適当な規定がないので，ドイツの鋼構造物の坐屈計算規準 DIN 4114 を準用して検算した。一方，高張力鋼線は後述するように降伏点強度 135 kg/mm² 以上であり，リラクゼーションは 5% 程度，またフレシネーコーンによる定着時のすべりは 2% 程度，ジヤッキとコーンでの摩擦抵抗は 4% 程度であることが知られているので，実際に鋼線に与えるプレストレス P は，つぎのように決定した。

$P=2$ 組 (12 本 $\times$ 38.4 mm²/本 $\times$ 95 kg/mm²)

$=86,800$ kg

プレストレスによって，ケタに生ずる曲げモーメントはケタに沿って一様に M_p であると考えると，図—1 を参照して，

$$M_p=86,800\times0.257=22,300\ \mathrm{kg\text{-}m}$$

ゆえにプレストレスによる鋼ゲタの応力度は，プレストレス導入の直後に

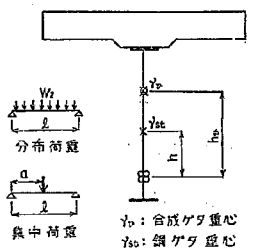
$$\sigma_{p0}=\frac{2,230,000}{91,440}\times45.9-\frac{86,800}{100}=252\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_{pu}=-\frac{2,230,000}{91,440}\times36.7-\frac{86,800}{100}=-1,763\ \mathrm{kg/cm^2}$$

タワミは $\eta_p=1.46$ cm ↗ となる。

iii) 荷重載荷による応力度

プレストレストゲタに荷重がのった場合のケタおよびプレストレス材の応力を示す基本式は次のように計算される。この場合考え方はケタが鋼ゲタでも合成ゲタでも同様であり，合成ゲタのときは，床版コンクリートを鋼に換算すればよい。今回の試験ではコンクリートの強度を 400 kg/cm² であると仮定し，合成ゲタ設計施工指針にしたがって鋼とコンクリートの弾性係数の比 $n=6$ とした。鋼の弾性係数は 2,100,000 kg/cm² であるので，コンクリートの弾性係数は，350,000 kg/cm² と仮定したこととなる。ケタにプレストレスを導入する場合は，ケタの両端に偏心荷重を与え，軸力 N_0 と曲げモーメント M_0 (荷重によって生ずるものと逆方向) を発生する。すなわち鋼ゲタ自重による主ゲタの曲げモーメント M_g，プレストレス力を V とすると (図—2)



図—2

$$M_1=M_g-V\cdot h$$

$N_1=-V$，つぎに，

この状態のケタに床版などの等分布荷重が載ったときは鋼線に不静定力 N_2 が発生し，これによってケタに反力 N_2 および曲げモーメント M_2 が生ずる。等分布荷重による曲げモーメントを M_e とすると

$$N_2=-\frac{\int_0^l\frac{\bar{M}M_e}{EI}\cdot ds}{\int_0^l\frac{\bar{M}}{EI}\cdot ds+\int_0^l\frac{\bar{N}^2}{EA}\cdot ds+\int_0^l\frac{1}{EA_t}\cdot ds}$$

$$=-\frac{\frac{W}{12}\cdot h\cdot l^2}{h^2+\frac{I}{A}-\frac{I}{A_t}}$$

$$M_2=M_e-N_2\cdot h$$

ただし，$\bar{M}$：仮想力 $\bar{N}=-1$ による静定基本系の曲げモーメント

E：鋼材の弾性係数

I：鋼ゲタの断面 2 次モーメント

A：鋼ゲタの断面積

A_s：高張力鋼線の断面積

l：支間

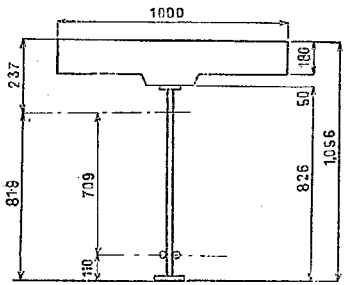
合成ゲタに集中荷重が載ったときは同様に，鋼線に不静定力 N_3 が発生し，ケタには反力 N_3 および曲げモーメント M_3 が発生する。すなわち支点より a の距離にある集中荷重 P による曲げモーメントを M_P とすると

$$N_3=\frac{\int_0^l \bar{M}M_P\frac{ds}{EI_y}}{\int_0^l\frac{\bar{M}^2}{EI_y}ds+\int_0^l\frac{\bar{N}}{EA}ds+\int_0^l\frac{1}{EA_s}ds}$$

$$=\frac{P\cdot h\cdot a(l-a)}{2l\left(h^2+\frac{I}{A}+\frac{I}{A_s}\right)}$$

$$M_3=M_P-N_3\cdot h$$

合成ゲタの断面常数を算出すると，(図—3)



図—3

床　版	A_c 100×18	1,800 cm²
ハンチ	A_c' 1/2×5×(22+55)	193 cm²
		1,993 cm²
鋼ゲタの換算断面積		6×100=600 cm²
ゆえに全換算断面積		2,593 cm²

$y=23.7$ cm

換算合成断面2次モーメント $I_y=2,250,312$ cm⁴，ケタの支間中央に載荷された集中荷重 P によるプレストレスの増加量は，

$$\Delta H=\frac{2.49\times0.5\times0.709P}{\left(\frac{0.0225}{0.00092\times6}+\frac{0.0225}{0.2593}+0.7092\right)}=0.189P$$

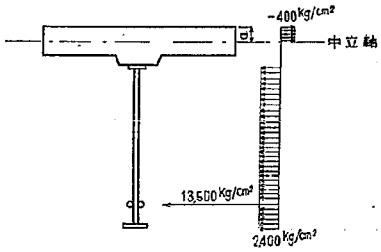
プレストレスの増加による曲げモーメントの減少量は

$$\Delta M=-0.134P$$

したがって集中荷重によってケタに発生する曲げモーメントは，$M=2.216P$ となる。

iv)　破壊荷重の計算

プレストレスト合成ゲタが載荷によって破壊するときの応力状態は，塑性理論によると図—4 のようになるといわれる。このとき，床版コンクリートの応力度は 400 kg/cm²，鋼ゲタの応力度 2,400 kg/cm²，鋼線の応力度は 13,500 kg/cm² であると考えて全塑性モーメントを算出する。床版コンクリートの引張強度および鉄筋の引



図—4

張強度を無視すると断面応力の釣合条件から中立軸を算出することができる。試験ゲタは鋼断面に比べてコンクリート断面がいちじるしく大であるので，破壊時の中立軸はコンクリート床版内にあると仮定すると，$a=9.11$ cm，全塑性モーメント $M_B=\sum Fy$ より $M_B=26,642,484$ kg-cm

〔2〕設　計　図

図—5，図—6 に示すとおりである。

〔3〕使用材料と製作

i)　鋼ゲタ

SS41 材を用いて，図—5，図—6 に示すような鋼ゲタを製作した。組み立は全部溶接とした。

ii)　定着部の製作

図—6 に示すように，鋼管を使用して全溶接で定着部金物をつくり，この中に所定の位置に既製のフレシネーコーン（ϕ 7×12 本用）を1個あて豆砂利コンクリートを使用して固定した。定着部には塩かいガスパイプをとりつけて高張力鋼線の挿入を便利ならしめている。

表—1　豆砂利コンクリート配合表（1 m³ あたり）

早強セメント	水	砂	砂利（最大径10 mm）	G/S
470 kg	170 kg	660 kg	1,211 kg	1.7

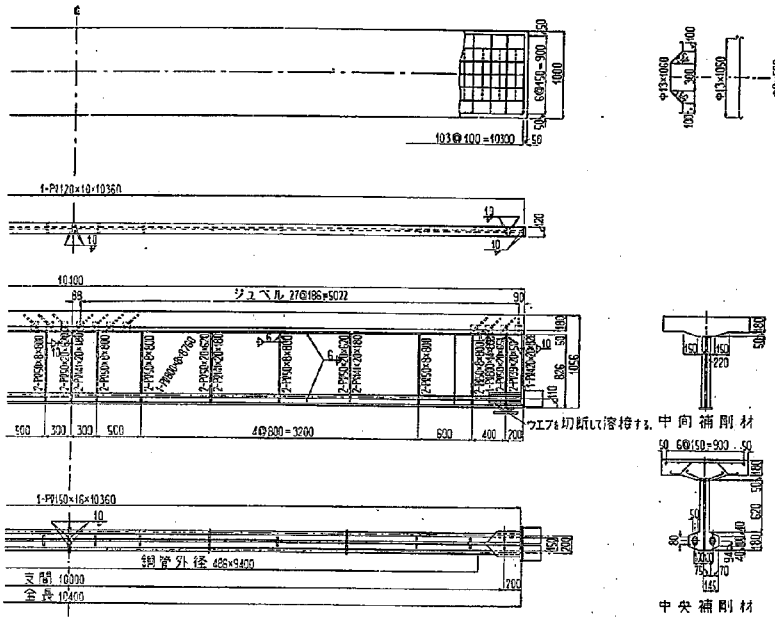
表—2　豆砂利コンクリート強度

	3 日 目	7 日 目
圧縮強度	338 kg/cm²	425 kg/cm²

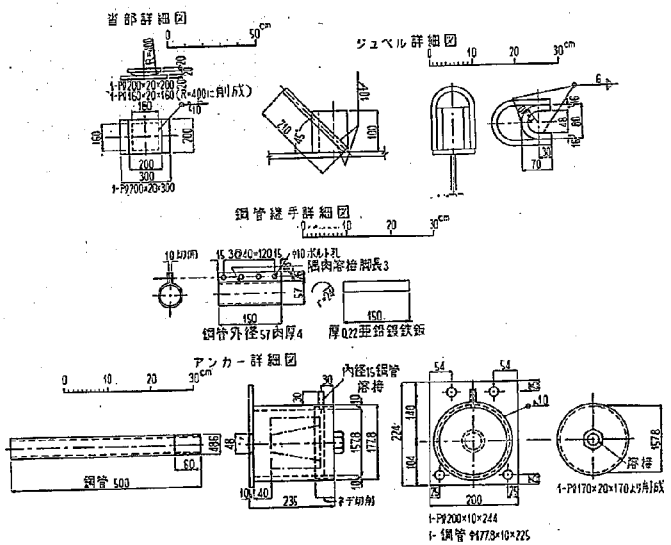
定着部は，豆砂利コンクリートを打った後，使用するまで2週間を経過している。

iii)　プレストレスの導入

工場において製作したケタを載荷試験場に運搬し据えつけた後，鋼線保護管（ガスパイプ）に高張力鋼線を通し，ケタ端にボルトにより定着部をとりつけた。その際に保護管の接手を配置しておく。つぎに，フレシネージャッキ（7 ϕ×12 本用）を用いて，2 束の鋼線を両端から一束づつ片引きし，所定のプレストレス力を導入した。鋼線の緊張の時は，ケタの両端に配置した2つのジャッキのマノメーターの読みを常に等しくなるようによ


103@100=10300
1-PV120×10×10360
ジュベル 27@186=5022
4@800=3200
ウエブを切断して溶接する。
中間補剛材
1-PV150×16×10360
鋼管外径 486×9400
支間 10000
全長 10400
中央補剛材

図—5


首部詳細図
ジュベル詳細図
鋼管継手詳細図
隅肉溶接脚長3
鋼管外径57肉厚4
厚0.22亜鉛鍍鉄鈑
アンカー詳細図
内径15鋼管
溶接
鋼管 500
1-PV200×10×244
1-鋼管 φ177.8×10×225
1-PV170×20×170 より削成

図—6

く連絡をとりながら操作しケタに非対称な力を与えないようにした。そこで第2ジヤッキにより定着を行ないフレシネージヤッキを取りはずす。ジヤッキを取りはずしたのち，保護管の接手を十分気密が保てる位置に固定し高張力鋼線の端をガスで切り揃ろえ，高速ミキサ（回転数 2,000 r.p.m）で混合し流動状態となったモルタルをハンドポンプによって，保護管の中へ注入した。モルタル注入の翌日，高張力鋼線の両端をさらに短く切り揃え定着部の後蓋を閉じ，蓋と内部のフレシネーコーンとのすきまに同じ品質のモルタルを注入した。

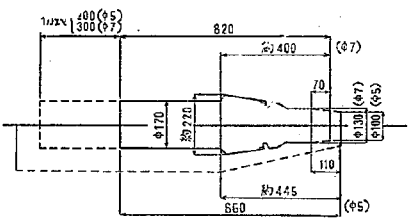
表—3　高張力鋼線の性質
神鋼鋼線鋼索株式会社製 P.C. 鋼線　直径 7m/m

切断荷重	抗張力	伸率	降伏点	リラクゼイション
6,450 kg	155 kg/mm²	5 %（原点間 100 mm）	135 kg/mm²	3.5% 以下

表—4　フレシネージャッキの要目（図—7）
Eジャッキ（1953 年型 12—φ7 用）

自重	90 kg
引張ジャッキ受圧面積	157.8 cm²（最大許容圧力 410 kg/cm²）
定着ジャッキ受圧面積	31.1 cm²（最大許容圧力 480 kg/cm²）
被外しジャッキ最大許容圧力	450 kg/cm²
最大揚程	300 mm
最大圧力	70 t

E ジヤッキ



図—7

表—5　注入モルタル配合表（1 m³ 当り）

水/セメント+フライアッシュ	早強セメント	フライアッシュ	水	アルミ粉
37 %	900 kg	450 kg	500 kg	180 kg

表—6　注入モルタル強度

	3 日 目	7 日 目	28 日 目
圧縮強度	71 kg/cm²	91 kg/cm²	191 kg/cm²

iv）床版コンクリート打ち

モルタル注入後，その場で床版形わくを組み立て鉄筋を配置し，保護管にモルタル注入後5日目に床版コンクリートを打設した。コンクリートの品質は σ_{14}=400 kg/cm² を目標として設計した。これはコンクリート打ちの後2週間で試験を行なうためである。実際には σ_7=422 kg/cm² であった。

表—7　床版コンクリート配合表（1 m³ 当り）

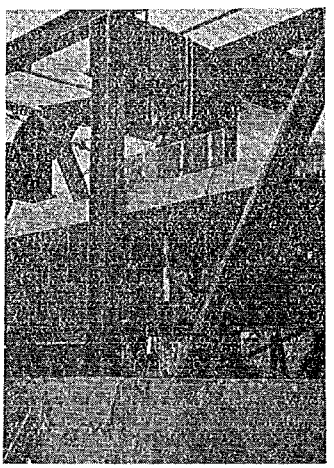
水セメント比	早強セメント	水	砂利	砂	G/S
40.5 %	420 kg	170 kg	1,194 kg	628 kg	1.9

打ち込みには棒状バイブレーターを使用し表面を平滑にならした後に，ビニール養生被膜を塗布し2週間静置して養生した。型わく，支保工は9日目にとりはずした。

4. 実験方法

〔1〕載荷

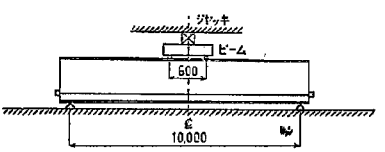
床版コンクリートの打設の後2週間目に載荷試験を実施した。ケタの支間中央に間隔 60 cm においた鋼棒の上に鋼箱ゲタをおき，その上に載荷用ジヤッキをのせた。（図—8）（写真—1）



写真—1

表—8　載荷用ジヤッキ要目

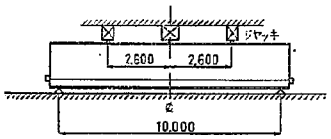
最大圧力	① 100 t	② 200 t	③ 100 t
揚程	200 mm	150 mm	200 mm
受圧面積	246 cm²	530 cm²	266 cm²
自重	105 kg	470 kg	216 kg



図—8

載荷の大きさは，マノメーターによって読みとり，100 t まで加えた。

つぎに 200 t ジヤッキ 1 台，100 t ジヤッキ 1 台を加えて（図—9），再び載荷試験を実施した。この際は中央ジヤッキで 60 t，両側のジヤッキでおのおの 100 t を加えた。

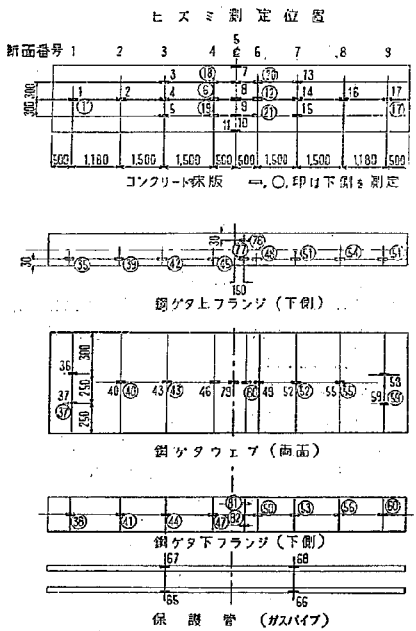


図—9

〔2〕 測　定

プレストレスの導入のときと，載荷試験のときにケタ各部のヒズミ度とタワミを測定した。

i) **ヒズミ度の測定**（図—10）

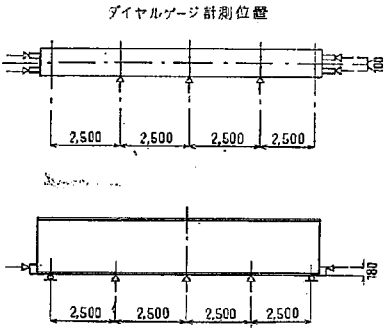


図—10

応力度はヒズミを測定して，それから換算することとし，ヒズミはすべてワイヤーストレインゲージで測定することにした。

コンクリート床版のヒズミ測定には東京測器研究所製 PL-60 型，ゲージ長さ 60 mm，抵抗 120 オーム，ゲージファクター 2.29，鋼ゲタのヒズミ測定用には東京測器研究所製 PL-10 型，ゲージ長 10 mm，抵抗 120 オーム，ゲージファクター 2.21，ゲージ接着剤は，東京測器研究所製で，コンクリート用は PS 型，鋼ゲタ用は P_2 型である。ストレインメーターは共和無線研究所製のもの 2 台，スイッチボックスは共和無線研究所製 4 台ジャンクションボックスは共和無線研究所製のもの 1 台を使用した。

ii) **タワミおよび変位の測定**（図—11）



図—11　ダイヤルゲージ計測位置

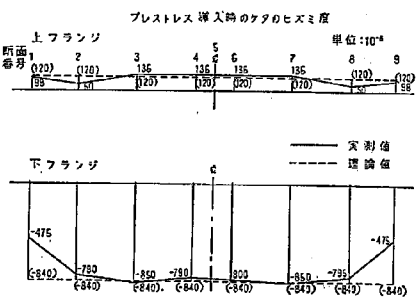
タワミはピーコック印ダイヤルゲージ（0.01 mm 読み，ストローク 30 mm）を使用した。変位も同形式のダイヤルゲージで計測した。

5. 測定結果およびその考察

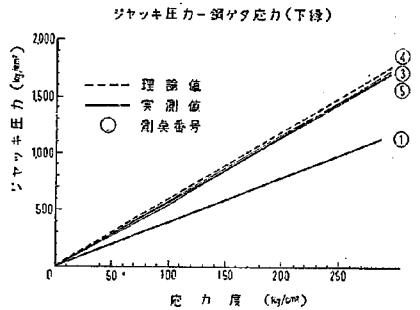
〔1〕 **プレストレスの導入時の測定値について**

i) **ケタのヒズミ度**

プレストレスを導入したとき，プレストレスによって発生するヒズミの分布状態は図—12 のようになる。これによると，ケタ端からほぼケタ高以上の距離をはなれると計算どおりの曲げモーメントが導入されていることがわかり，仮定が正しかったことが知れる。また，プレストレス用ジヤッキの緊張力とケタ各部の換算応力度との関係は図—13 のようになり，仮定どおりの比例関係が成立している。いずれの図においても，測定値が理論値を下まわっているのは，ジヤッキおよび鋼線の摩擦による損失のためと推定される。その大きさは，ケタ端部



図—12



図—13

表—9　プレストレス導入時のケタのヒズミ度

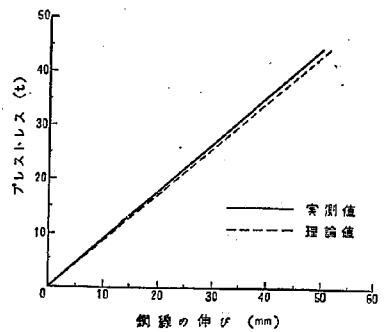
単位：10^{-6}

上フランジ				下フランジ			
断面	実測値	理論値	比	断面	実測値	理論値	比
1	98	120	0.82	1	−475	−840	0.57
2	50	120	0.42	2	−790	−840	0.94
3	136	120	1.13	3	−850	−840	1.01
4	136	120	1.13	4	−790	−840	0.94
5				5			
6	136	130	1.13	6	−800	−840	0.95
7	136	120	1.13	7	−850	−840	1.01
8	50	120	0.42	8	−795	−840	0.95
9	98	120	0.82	9	−475	−840	0.57

$$比=\frac{実測値}{理論値}$$

の測定値をのぞくと 2～4 % 程度であり，仮定の数値と一致している。

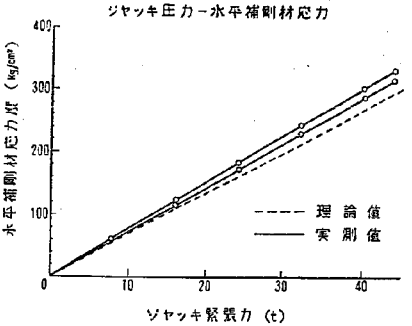
ジャッキ緊張力と高張力鋼線の伸びとの関係は図—14のようになり，この事実を裏づけている。



図—14

鋼線保護管（ガスパイプ）には応力は生じなかった。すなわち管にはプレストレスは作用していないと考えられる。

定着部をささえる水平補剛材の受けている力を測定値から推定すると，図—15のようになる。ここで水平補剛材は，全断面が有効であると考えて理論値を算出しているが(図—6参照)，図—15から明らかなように実測値は，

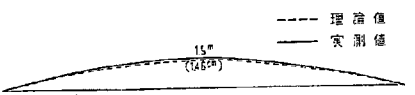


図—15

その値を上まわっている。この理由は，応力の集中によるものと思われ，定着部附近のケタ端に埋め込んで溶接した，いわゆるアンカーブロックは有効でなく，むしろ巾広い水平補剛材を数多く配置する方が有利と判断される。

ii)　ケタのタワミ

図—16 に示すようになり，実測値は理論値とよく一致している。



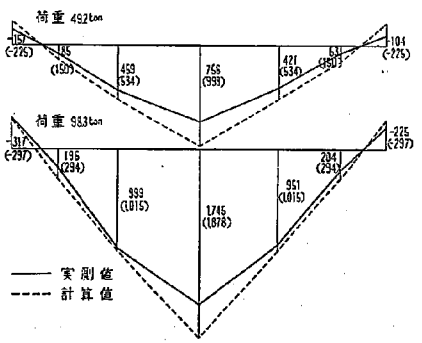
図—16

以上 i)，ii) の結果を総合して，鋼ゲタには，計算どおりのプレストレスが導入されたと判定できる。

〔2〕 載荷試験

i)　ケタのヒズミ度

図—17，図—18 にその値を示す。鋼ゲタ，床版ともに理論値と実測値はよく一致している。しかし荷重による曲げモーメントの小さいケタ端部附近には，わずかではあるが引張応力度が生じているので，実橋においては，

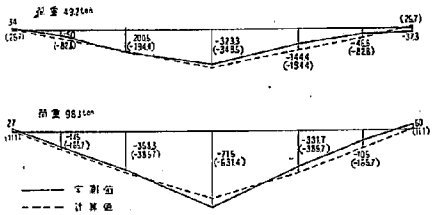


図—17　鋼ゲタ下フランジのヒズミ度 10^{-6}

表—10　鋼ゲタ下フランジのヒズミ度　単位：10^{-6}

荷重 49.2 ton				荷重 98.3 ton			
断面	実測値	理論値	比	断面	実測値	理論値	比
1	−157	−225	0.70	1	−317	−297	1.07
2	85	150	0.57	2	196	294	0.67
3	459	534	0.86	3	999	1015	0.98
4				4			
5	756	999	0.76	5	1745	1878	0.93
6				6			
7	421	534	0.79	7	951	1015	0.94
8	63	150	0.42	8	204	294	0.69
9	−104	−225	0.46	9	−225	−297	0.76

$$比=\frac{実測値}{理論値}$$



図—18　コンクリート床版上縁のヒズミ度 10^{-6}

配力鉄筋によってこれを受けもたせるよう設計せねばならない。

一般的にみて，実測値は理論値よりも値が小さいのは鋼線保護管の中へモルタルを注入した結果，モルタルの附着力によって，ガスパイプが高張力鋼線と一体となって引張力に抵抗しているためと思われる。

載荷によるプレストレスの増加量 ΔH は，鋼線のみ

表—11　コンクリート床版上縁のヒズミ度

単位：10^{-6}

荷重 49.2 ton				荷重 98.3 ton			
断面	実測値	理論値	比	断面	実測値	理論値	比
1	34	25.7	1.32	1	27	11.1	2.43
2	−50	−82.8	0.60	2	−145	−165.7	0.88
3	−200.5	−194.4	1.03	3	−358.3	−385.7	0.93
4				4			
5	−323.3	−348.5	0.93	5	−715	−631.4	1.13
6				6			
7	−144.4	−194.4	0.74	7	−331.7	−385.7	0.86
8	−46.6	−82.8	0.56	8	−105	−165.7	0.64
9	25.7	−37.3	−0.69	9	50	11.1	4.50

$$比=\frac{実測値}{理論値}$$

有効と考えると 3.〔1〕. iii) により載荷重 P については

$$\Delta H=0.189\,P$$

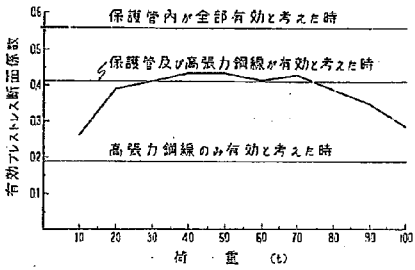
$P=100$ t とすると

$$\Delta H=18{,}900\text{ kg}\ (20.5\text{ kg/mm}^2)$$

また，鋼線保護管内の全断面が有効と考えると，その全面積 $a=38\text{ cm}^2$，このときの $\Delta H'$ は，

$$\Delta H'=0.559\,P$$

$P=100$ t では，$\Delta H'=55{,}900$ kg となり大差を生ずる計算となる。



図—19　実測タワミによる有効プレストレス断面係数

つぎに，中央点のタワミ（図—20）について検討し，保護管とモルタルの断面積の中で，高張力鋼線と協同してプレストレスを受ける部分（有効プレストレス断面積）を算出してみる。

タワミ η は荷重によるタワミ η' からプレストレスの増加量によるタワミ η''（逆タワミ）を減じて算出する。

$$\eta'=\frac{P}{3.5\times10^5\times2.25\times10^6}\times\frac{5.3^2\times4.7^2}{6\times10}$$

$$\times\left(\frac{2\times5}{5.3}+\frac{5}{4.7}-\frac{5^3}{5.3\times4.7}\right)$$

$$=2.57\times10^{-5}\,P$$

$$\eta''=\frac{\Delta H\times70.9\times1000^2}{8\times3.5\times10^5\times2.25\times10^6}=\Delta H\times1.135\times10^{-5}$$

$\eta=\eta'-\eta''$，　いま $P=49{,}200$ kg ならば

$\eta'=2.57\times4.92\times10^{-1}=1.265$ cm

$\eta''=a\times5.58\times10^{-1}=0.558\,a$

測定値から $\eta=0.978$ cm であることがわかっているので　　$\therefore\ \eta=0.978=1.265-0.558\,a$

として係数 a（有効プレストレス断面係数）を求めると

$$a=0.514$$

$P=98{,}300$ kg のときは同様にして $a=0.287$ をうる。このことは，載荷の初期には高張力鋼線を含むプレストレス材にかかる力はすくないので，鋼線とモルタルおよび保護管の附着はほぼ完全で，全断面は一体となって働き漸次荷重が増すと附着がきかなくなり，最終的には高張力鋼線のみで応力を受けるような状態に近づくと推定される。（図—19）

荷重 P によってケタに起こる曲げモーメントは，この場合ケタの中点央で $M=2.35\ P$ t-m，前述の有効プレストレス断面係数を使用して計算してみると，載荷の最初の時はジヤッキ圧力が低く，各部の摩擦など不確実な要素の影響が多いので，保護管内全部が有効と考えて見ると，　　$\Delta H=0.559\,P$

図—19 で荷重が 70 t までは有効プレストレス断面係数が一定と考えられるから，この範囲では

$$\Delta M=-0.559\,P\times0.709=-0.397\,P\text{ t-m}$$

ゆえに　$M=(2.35-0.397)\,P=1.953\,P$ t-m

ケタ中央部の応力は $P=49,200$ kg のとき，$\Delta H=0.559\times 49,200=27,500$ kg

$M=1.953\times 100\times 49,200=9,607,000$ kg−m

ケタ中央下縁の応力度は $\sigma_u=2,034$ kg/cm²，上縁の応力度は $\sigma_c=-101$ kg/cm²

つぎに保護管と高張力鋼線が有効にはたらく場合は，$\Delta H=0.419$ として，$\Delta M=-0.709\times 0.411\ P=-0.291\ P$，$M=(2.35-0.29)P=2.06\ P$

最後に高張力鋼線のみ有効と考えると

$\Delta H=0.189\ P$，$\Delta M=-0.709\times 0.189\ P=-0.134\ P$

$M=(2.35-0.134)\ P=2,216\ P$

ケタの中央下縁応力度は，荷重 $P=100$ t として，$\sigma_u=4,800$ kg/cm²，上縁応力度は $\sigma_c=-238$ kg/cm² 計算応力度を，鋼の弾性係数 2,100,000 kg/cm²，$n=6$ としてヒズミに換算すると図—18 のようになる。この実験ケタの設計にあたり，ケタ剛性の増加のため，垂直補剛材の上下縁を溶接したため，その溶接点近傍に配置した測点では，応力集中のため，理論値と実測値が合わないところが出ている。今回の実験におけるケタの挙動から判断して，補剛材の引張フランジへの溶接は，その必要がないものと思われる。

つぎに設計荷重を越えて荷重を増加し床版下部に亀裂が入るまで載荷した。さらに荷重を増加して床版上面に圧縮破壊を起こさせようとしたが，ジヤッキの能力並びに載荷台の安全上不可能であることが判明したので床版下部亀裂の状態で試験を終わった。このとき，鋼ケタの下縁は塑性領域にはいっているので，実測値と計算値はそうとうに異なっている。また，プレストレス導入のとき，および載荷のときの実測値を用いて鋼ケタ下縁中央が許容応力度 1,300 kg/cm² に達するときの曲げモーメント（設計曲げモーメント）は，つぎのように推定できる。

プレストレス　−1,763 kg/cm²
許容応力度　+1,300 kg/cm²

許容下縁全引張応力度 3,063 kg/cm²，実測値によると，荷重が 147.5 t-m のとき下フランジの応力度はこの値に達する。

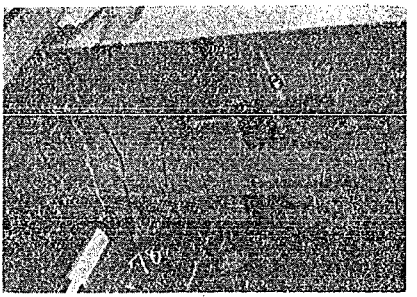
床版にヒビ割れが発生するときの荷重モーメントは，358.5 t-m をえているので，床版ヒビ割れに対する安全率は

$$\eta=\frac{358.5}{147.5}=2.43$$

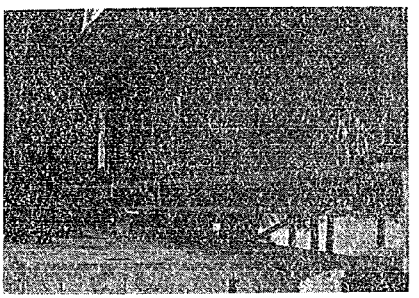
床版破壊の状況は写真—2，—3 に示すように床版コンクリート下縁の引張ヒビ割れによって起こり，他の構造部分特に定着部，保護管接手，高張力鋼線にはまったく異常を認められなかった。

ii) ケタのタワミ

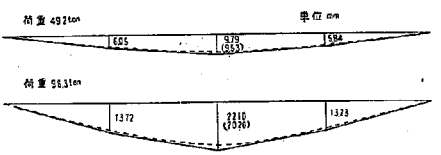
設計曲げモーメント 147.5 t-m に対して剛度 $\frac{1.38}{1000}=\frac{1}{965}$ となっている。タワミの実測値は図—20 と図—21 に示す。図に明らかなように，タワミの実測値は理論値と非常によく一致している。水平方向の偏位については図—21 のようにわずか表われているが，ケタが 1 本であること，支点が非常に簡単であること，載荷装置の寸法がケタの寸法にくらべて大きいこと，などを考えるとその測定値の小さいことからして，大した異常とは認めがたい。しかし，荷重のかかり方によっては，ケタにねじりモーメントを発生する場合も考えられるので，プレストレスト合成ケタは，かならず対傾構を取り付け，ケタ間隔にも，ケタのねじり強さの点から制限を設ける必



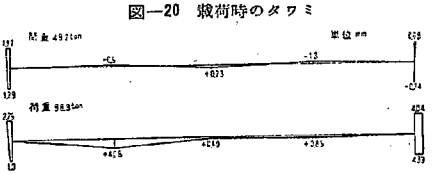
写真—2



写真—3



図—20　載荷時のタワミ



図—21　載荷時のケタの水平方向の偏位

要があると思われる。

床版き裂のときの支間中央のタワミは，レベルによる実測値として 80 mm であったが，$n=11$，$n=12$，としてタワミを計算した値はそれぞれ 78.2 mm，85.3 mm を得るので破壊時のタワミの推定にはこの程度の n を使用できることがわかる。床版ヒビ割れ後，載荷を取り除いても永久タワミ 32 mm が残留した。これは，プレストレスト合成ゲタでは，鋼ゲタが降伏しても高張力鋼線は一般に許容応力度内に止り，これがケタをある程度まで復元させようとする力を発揮するためと思われる。これは，プレストレス合成ゲタの剛性に良い影響を及ぼす反面，ケタの振動性状に独特の影響を及ぼし，高張力鋼線が降伏点になるまで荷重が増大するときは，急激な崩壊を起こす危険のあることを示している。このような場合，高張力鋼線を用いることは，危険がある程度漸進的に起こることになり事故を予知できる利点がある。

6. 結　論

以上の実験ならびにその考察から次の結論をうることができた。

1. 高張力鋼線を用いて，鋼ゲタにプレストレスを設計どおり導入できる。
2. プレストレス合成ゲタが載荷されたときは，設計計算で仮定したとおりの挙動を示す。
3. 定着部は十分な強度を有し安全である。
4. 許容応力度内において，鋼張力鋼線の保護管は，高張力鋼線と共同作用が認められる。
5. 高張力鋼線保護管内へのモルタル注入は，配合，施工法とも正しかったと推定できる。
6. ケタが許容応力度を受ける範囲内では，高張力鋼線保護管を支持する補剛材は，大きい力を受けることはない。したがって，補剛材をもっと薄い板にしてもよい。
7. ケタ端のアンカーブロックは不要で，巾広い水平補剛材の方が合理的と思われる。
8. 座屈安定についての検討は十分に正しい結果を示している。
9. プレストレスト合成ゲタは十分な対傾構を有し，ケタ間隔もあまり大きくないことが望ましいようであるが，本実験では数値的な結論はだせない。
10. この型式の合成ゲタは，ケタが降伏しても，プレストレス鋼線の応力度は，たいていの場合その許容応力度内に止まり，ケタの急激な崩壊を防ぐ。
11. 高張力鋼線を用いるプレストレスト合成ゲタは，設計荷重に対して十分な強度ならびに剛度を有し安全である。

土質改良に関する実験的研究（第3報）

——セメントによる安定処理の施工管理の一例と設計施工基準案——

竹下春見*　田中淳七郎**

（昭和34年1月）

Experimental Research on Soil Stabilization, Third Report.

——An example of construction control of Cement-Stabilized base course and the tentaive standards of design and control of soil-cement Stabilization.——

(January 1959)

H. Takeshita and J. Tanaka

Synopsis :

This report gives the results of design and construction control of soil-cement base stabilization held in 1959 within the jurisdiction of the construction office of national highway No. 4. in the Kanto-district.

Considering Japanese speciality we recommend the tentative standard of design and construction control of soil-cement stabilization based on the experimental results in the fields and laboratories.

Already we discussed the related matters to laboratory tests in the No. 102 report.

要　旨：

本文は，昭和 33 年度に関東地方建設局関東四号国道工事事務所管内で行なったセメントによる安定処理工法の設計と施工管理の結果とを示し，この現場実験結果と所報 102 号で述べたソイル・セメントの室内実験の結果とにもとづいて，わが国のセメントによる安定処理工法の設計，施工の基準案を述べ，あわせて諸外国の設計施工の基準を参考までに示した。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 工事の概要……(2)
3. 室内実験について……(2)
4. 施工および施工管理……(5)
5. 結果の検討……(5)
6. 工　費……(22)
7. 設計，施工基準案……(22)
8. 結　語……(27)

1. 緒　言

土木研究所報告95号および102号で，土をセメントで安定処理したさいの室内実験の大要を報告した。

しかし，一般に安定処理工法を現場で行なう場合に第一に問題になるのは，実験室内の試験結果と実際に現場で施工した場合の結果との間にどんな関係があるかという点である。

すなわち，実験室内での配合設計がいかによくできていても，現場施工の場合に品質のバラツキがそうとうあり，実験室内で規定した安定度よりも現場で施工したものがはるかに低い部分がそうとうあるというのでは問題になる。またソイル・セメントの場合には，力学的な効果として，ある程度版としての強度（すなわち曲げ引張り強度）をたしかに期期してはいるが，経験によれば強度が大きすぎると生じるヒビワレの巾が大きいので，版

*　工博　道路部　舗装研究室長
**　道路部　舗装研究室　研究員

としての強度はあまり大きすぎてはいけないとされている。

実際に現場でソイル・セメントを施工する場合には，非常によく選択された材料でよく管理された中央プラント方式を採用しないかぎり，粉砕，混合，水量などの点で材料としてすでに相当のバラツキがあることを覚悟しなければならない。さらに，たとえ材料が各施工区間にわたって同一配合で同じ水分をもっとみなしうる場合でも（このことは現場では非常にむずかしいことではあるが），現場でソイル・セメント基層または路盤を締固メたさいに，それより下の層の安定性によってソイル・セメントの締固メ効果は大きい影響をうけるものである。

このことは狭まい区間でも路床土が複雑に変化する日本のような所では注意をしなければならない点であり，また責任技術者の適切な判断と処理とが望まれるところである。

本文では，上述した点にとくに留意して

(1) 室内でえた安定度（厳密には一定の変形量に対する応力として定義されるが，本文では一軸圧縮強度，C・B・R-値，K-値などをとっている。）と現場施工時のそれとの比較。

(2) 施工管理試験の結果。

(3) (2)の結果によって，施工時に必要な最小の現場管理項目。

(4) 設計，施工基準案。

などの諸点について述べたものである。

2. 工事の概要

昭和 33 年 5 月から同年 7 月にわたって埼玉県幸手町に建設された延長約 2 km の幸手バイパス全線の基層（総面積 47,200m²）をセメントで安定処理した。

設計断面を図-1 (1) に示す。路床面はたんぼ土平均 1.5m の高さにある。

当初計画は図-1 (2) に示すようなセメント・コンクリート舗装の設計断面であったが，

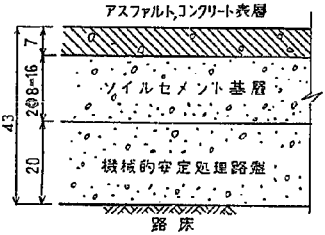
(1) 昭和 32 年度栗橋町で施工した 7,000m² のソイル・セメント路盤[1)2)]に自信をえたこと。

(2) 費用が比較的安価（機械償却費を含めて 2,028 円/m³）であること[1)2)]。

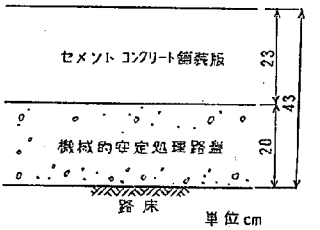
(3) 厚さ 23 cm のセメント・コンクリート舗装よりも，「厚さ 16cm のソイル・セメント基層と厚さ 7cm のアスファルト・コンクリート表層，計 23cm」の方が建設費の点で経済的であること。

以上 3 点がわかったので，図-1 (1) に示す断面になったのである。またソイル・セメントの基層厚を 16cm にしたのは，土とセメントとの混合に使用した Wood-Road-Mixer 36-S の容量が小さいために，2 層に施工しても締固メ後の厚さを 16cm にするのが精いっぱいであると予想されたことと，昭和 32 年度当初計画にしたがってコンクリートの縁石を建設したために舗装全厚をコンクリート縁石の高さにあわせる必要があったためである。

(1)



(2)



単位 cm

図-1 (1)(2) 幸手バイパスの設計断面図

3. 室内実験について

[1] 実験の方法

必要なセメント量と施工時の含水比とを決定するために行なった実験の概要を表-1 に示す。

表-1 で O.M.C. 前後 (O.M.C±2%) の含水比のソイル・セメント供試体の安定度を調査したのは，所報 102 号に示したように，ソイル・セメントの安定度が締固メ時の試料の含水比によっていちじるしい影響をうけることがわかったので施工時の試料の含水量の管理限界を明確にする必要があったからである。

必要なセメント量を決定するさいの基準については，米・英・独では後述する 附表-3 に示すように確立されているが，わが国にはこの種の基準が皆無である。それでカリフォルニヤ州道路局のアスファルト舗装のセメントによる安定処理基層の設計基準[3)]である 6 日養生 1 日水浸後の水浸一軸圧縮強度の 650 p.s.i を一応の尺度と考え，それに現場のバラツキも考慮して 50 kg/cm² を設計基準とした。なお，これは後に述べるようにソイル・セメント供試体作製時の締固メエネルギーが JIS の A 1210 に規定する土の標準締固メエネルギーよりもそうとう大きいためにこの基準値を修正する必要がある。

表-1　必要なセメント量を求めるための室内実験の方法

〔Ⅰ〕 施工年度	昭和 33 年度
〔Ⅱ〕 安定処理の対象	アスファルト舗装の基層
〔Ⅲ〕 試　料	所報 102 号，表-2 に示した試料 No. 3 (A-3，砂分90%，シルト分10% N. P) (註) 粘度と粒径加積曲線は 102 号の 図-2 と 表-2 に示した。
〔Ⅳ〕 添加材とその量 (添加量は土の乾燥重量に対する添加材の重量百分率で表わす。)	試料No. 3に対して砕石(5号，6号，7号および小砕石の等量混合物)とセメント併用 セメント 0 : 砕石混合物 0, 40, 60 セメント 3 : 砕石混合物 0, 40, 60 セメント 5 : 砕石混合物 0, 40, 60 セメント 8 : 砕石混合物 0, 40, 60 (註) これら砕石の性質は 102 号の 図-3，表-3 に示した。
〔Ⅴ〕 セメントの種類	アサノ普通ポルトランド・セメント
〔Ⅵ〕 締固メ試験	(1)砕石を添加した場合は最大粒径を 25mm まで許可。 (2)締固メ試験で含水量が異なるごとに新しい土セメント混合物を使用。
〔Ⅶ〕 安定度を調査した供試体の性質	上欄に示した締固メ試験でえた (1) o. m. c. と γ_{dmax} (2)「o. m. c−2%」とその含水量に対してえた乾燥密度 (3)「o. m. c+2%」とその含水量に対してえた乾燥密度 (註) 含水量と乾燥密度の値は本文の 附表-1 に示してある。
〔Ⅷ〕 安 定 度	〔Ⅶ〕欄に示した性質のソイルセメント供試体について (1)C. B. R. 試験：3 日間恒温恒湿室養生後 40 日間水浸。 (2)一軸圧縮試験：6 日間恒温恒湿室養生後 1 日水浸。
〔Ⅸ〕 供試体の形状寸法と作製方法	(1)C. B. R. 試験用供試体は ϕ=15cm，H=12.5cm 円筒状，静的に作製。 (2)一軸圧縮試験用供試体は ϕ=10cm，H=12.7cm 円筒状，動的に作製。
〔Ⅹ〕 必要なセメント量を求めるための基準と施工時の含水量	(1)施工時の含水量は〔Ⅶ〕欄の締固メ試験でえた o. m. c. (2)セメント量はアメリカのカリフォルニヤ州道路局の基準を参考にし $q_u \geqq 50 kg/cm^2$

〔2〕 実験結果

a. 土について

基層材料としての土（試料 No. 3）は砂であるが，所報 102 号の図-2，表-2に示したように粒度が不良なために施工にあたって締固メが困難であると予想された。それで砕石（5 号，6 号，7 号および小砕石の等量混合物）を 20，40 および 60 % 添加混合した。これらの「土一砕石」混合物の粒度分析結果を 図-2 に示す。

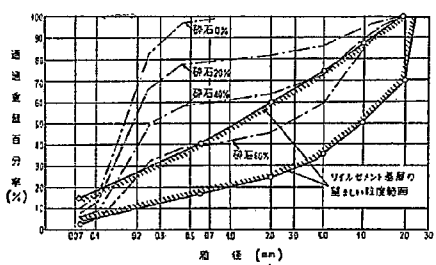


図-2　混合材料粒度曲線

b. 締固メ試験結果

試料 No. 3 と砕石混合物に対する締固メ試験の結果を

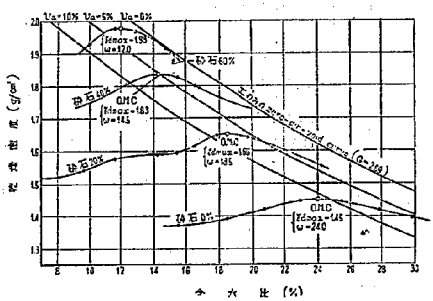


図-3　標準締固メ試験結果

図-3 に示す。施工にあたっては，これらの混合物にセメントを混合するから各混合物の O.M.C. はさら dry side に移行し，γ_{dmax} は大きくなるものと予想される。実際に「土一砕石」混合物にセメントを5%添加して締固メてみた結果が 図-4 である。5%のセメント添加によって O.M.C. は 1~1.5% dry side に移り，γ_{dmax} は 0.02 t/m³ 程度増大している。

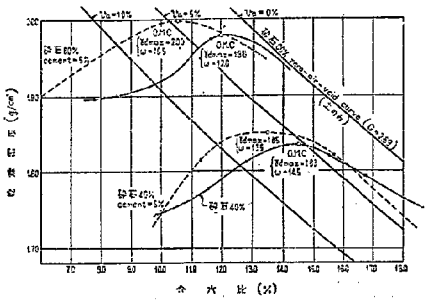


図-4　セメント5%混合の場合の締固メ曲線の移行

c.　安定度について

表-1 の〔Ⅷ〕欄に示すように C.B.R 試験と水浸一軸圧縮試験とを行なった。

一軸圧縮試験用供試体は，図-3 の締固メ試験でえた「土一砕石」混合物の O.M.C と O.M.C ± 2%の3種の含水比の試料を規定の締固メ方法で締固メて作製したが，C.B.R 試験用供試体は 図-3 の締固メ曲線から O.M.C と O.M.C ± 2%に相当する乾燥密度を求めて静的に作製した。附表-1 に設計表を示す。前項 b で述べたように「土一砕石」混合物にセメントがはいると最適の点は 図-4 のようにずれるが，附表-1 で設計すれば設計としては安全側にでる。

附表-1　供試体の設計表

砕石混	O.M.C－2%		O.M.C		O.M.C+2%	
	含水比 (%)	乾燥密度 (t/m³)	含水比 (%)	乾燥密度 (t/m³)	含水比 (%)	乾燥密度 (t/m³)
0%	22.0	1.44	24.0	1.45	26.0	1.44
20%	16.5	1.62	18.5	1.65	20.5	1.62
40%	12.5	1.80	14.5	1.83	16.5	1.80
60%	10.0	1.92	12.0	1.98	14.0	1.95

附表-2　C.B.R 試験結果

セメント混	砕石混	O.M.C－2%		O.M.C		O.M.C+2%	
		C.B.R 値	膨脹比	C.B.R 値	膨脹比	C.B.R 値	膨脹比
0%	40%	33.3	−0.28	36.3	+0.01	24.3	—
	60%	34.8	—	36.0	+0.01	35.1	+0.01
3%	40%	16.8	−0.01	18.1	—	27.8	—
	60%	12.2	−0.03	20.2	−0.04	17.1	—
5%	40%	23.9	−0.07	22.1	−0.01	21.0	—
	60%	50.8	—	25.7	—	26.3	—
8%	40%	21.6	—	25.5	—	22.1	—
	60%	45.5	−0.01	51.4	−0.06	36.2	—

水浸一軸圧縮試験結果を 図-5 (1)(2)に，C.B.R 試験の結果を 附表-2 に示す。

図-5 と 附表-2 の結果から，強度はいずれの「土一砕石一セメント」混合物に対しても，そのO.M.Cで成型したものよりも O.M.C－2%で成型したものの方が大きい。これは，設計に用いた 附表-1 が「土一砕石」混

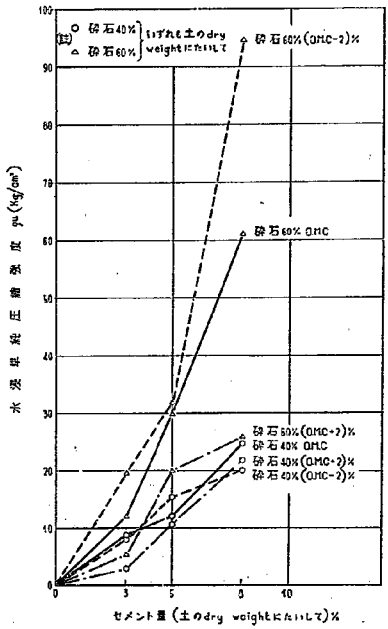


図-5 (1)　吸水率

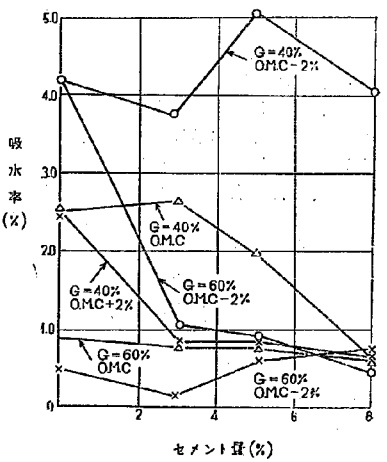


図-5 (2)　吸水率

表-2

配合設計			施工条件	
土	砕石（5号，6号，7号及びダストの入った小砕石の等量混合物）	セメント	左記ソイル・セメント混合物に対するJISA 1210締固メによるO.M.Cとγ_{dmax}	施工時含水量の許容限界
100 (59.9)*	60 (35.9)*	7 (4.2)*	O.M.C=10.5% γ_{dmax}=2.00 t/m³	10.5～8.5%

*表中の括弧内の値はソイル・セメント全体の固体部分に対する配合割合を示す。

合物のO.M.Cであって「土一砕石一セメント「混合物のO.M.Cでないことと，所報102に述べたようにソイル・セメントの強度は一般にO.M.Cよりやや乾いた水量で最大になるためであろう。

d. 必要な配合

図-5 (1) の結果から，試料 No.3 に対して必要な圧縮強度 50 kg/cm² をうるためには施工時の水量を混合物の最適含水比で行なうとすれば，表-2 に示すような配合で施工を行なえばよい。

4. 施工および施工管理試験

幸手バイパスのソイル・セメント基層の施工法の準備と施工にあたっての注意事項については，昭和 32 年度関東四号国道の栗橋町豊田先で同事務所が行なったソイル・セメント路盤の施工法[1)2)]とほとんど同一であり，また文献[4)5)]に詳述されているので省略し，ここでは施工順序にしたがって行なった施工管理の方法と結果とを表-3 に一括して示す。

なお，表-4 に施工に使用した機械を示す。

図-6 (1)～(4) は施工日，天候，施工区間，測点，管理試験を行なった個所などを示す平面図である。

表-5 は施工管理試験結果の一覧表である。

附図-1 (1)～(3)は管理図の1例を示す。

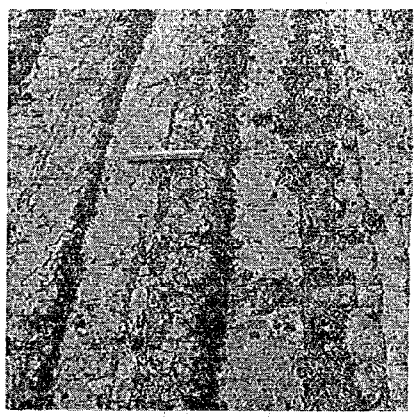
5. 結果の検討

［1］ バラツキの程度

a. 圧縮強度および K_{30}- 値の測定結果（表-3）から考えて，関東四号国道の場合のように，材料をそうとう選択し施工時の含水量を管理しながら十分注意して機械化施工しているところでは，実験室できめた規定強度の ±20% の範囲内には十分はいる。この場合，中央プラント方式で混合すればさらに精度はよくなるものと思われる。機械力にたよれない現場では，そうとう注意しても ±40% ぐらいのバラツキがあるものと推定される。

b. 施工機械（とくに Road-Mixer, Motor-Grader, 締固メ機械）の操縦者の経験，現場主任技術者の経験と適切な判断とがバラツキを小さくするのに大いに役立つ。これは，同工事事務所で昨年度施工したソイル・セメント路盤工の K_{30}-値のバラツキが，本年施工区間のそれにくらべて大きいことからも明らかであり，また本年施工区間の材料自体の含水量，仕上げ面の凹凸のバラツキおよび施工速度などは，昨年にくらべると比較にならないほど進歩している。

c. 写真—1は，本年ソイル・セメント基層締固メ中に材料が最適含水量以上の水分のために側方流動に近い状態になり，締固メが十分行なわれなかった状況を示すものである。これは調査の結果，混合のさいに添加水量をまちがったためにソイル・セメント基層材量の含水量が多くなったためではなく，下の路床の排水状態が悪いために路床がうんでおり，路床中の過剰水がソイル・セメント基層締固メ中に路盤を通して基層内に上昇してきたためであることがわかった。このような状態は，ただちにソイル・セメント層に締固メ不足を生じ，強度の低下，バラツキの大きな原因になる。



写真—1

［2］ 配合設計に対する検討

a. K_{30}-値（第1層目の7日養生後の K_{30} の平均値 47.3 kg/cm³，第2層目の7日養生後の平均値 68.5 kg/cm³ 表—3参照），施工後のソイル・セメントの状態などから判断すれば，この配合設計は安全すぎる。

これは3章の (1) 節で述べたようにカリフォルニヤ州道路局とＪＩＳの標準締固メの締固メエネルギーがまったく異なるにもかかわらず，必要なセメント量を決定する基準をカリフォルニヤの方法によったためである。

b. それでカリフォルニヤ州道路局の締固メ方法による最適含水比で締固メた供試体と，ＪＩＳの上の標準締固メ方法による最適含水比で締固メた供試体の6日養生

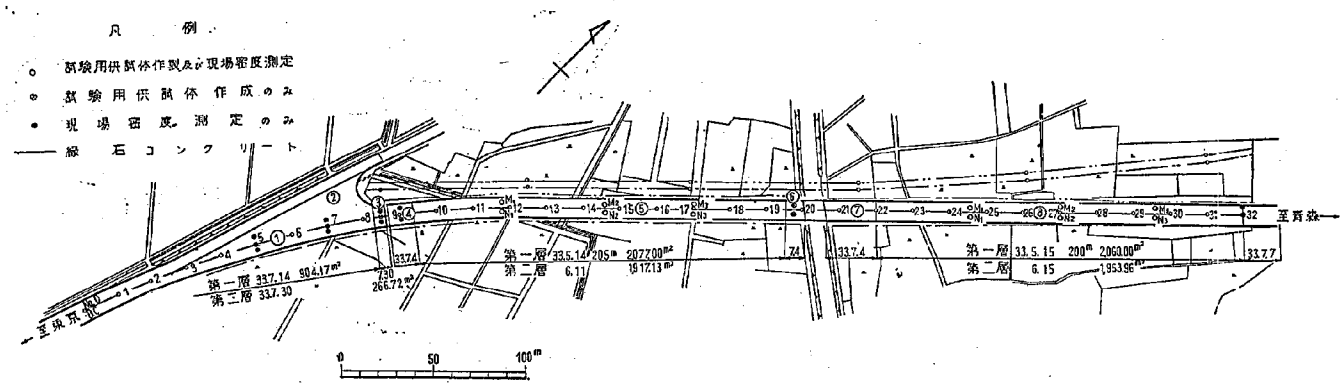


図-6 (1)　幸手町地内実測平面図

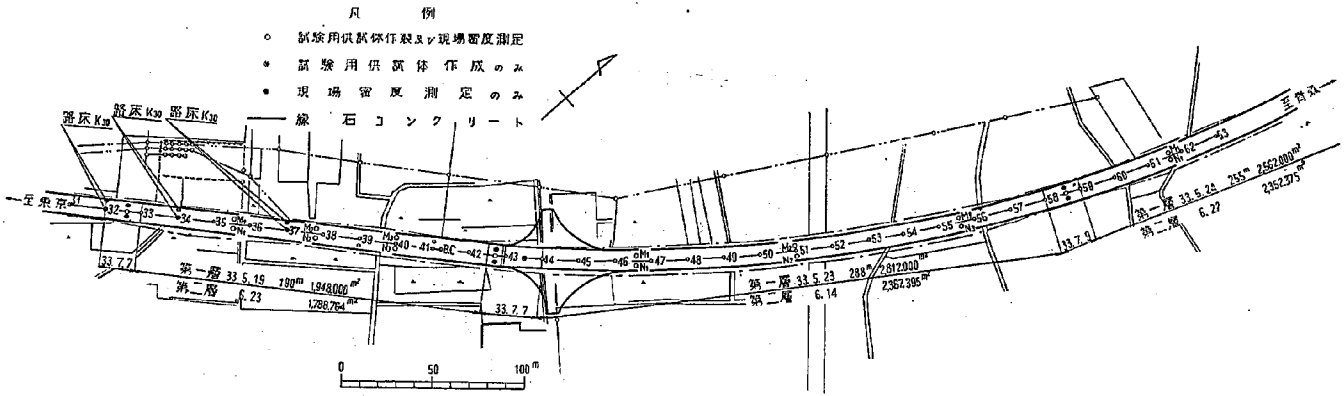


図-6 (2)　幸手町地内実測平面図

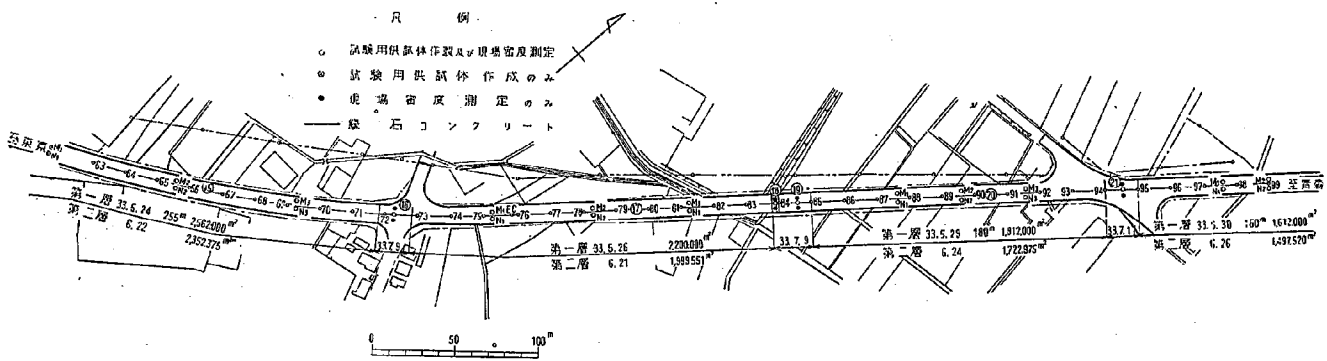


図-6 (3)　幸手町地内実測平面図

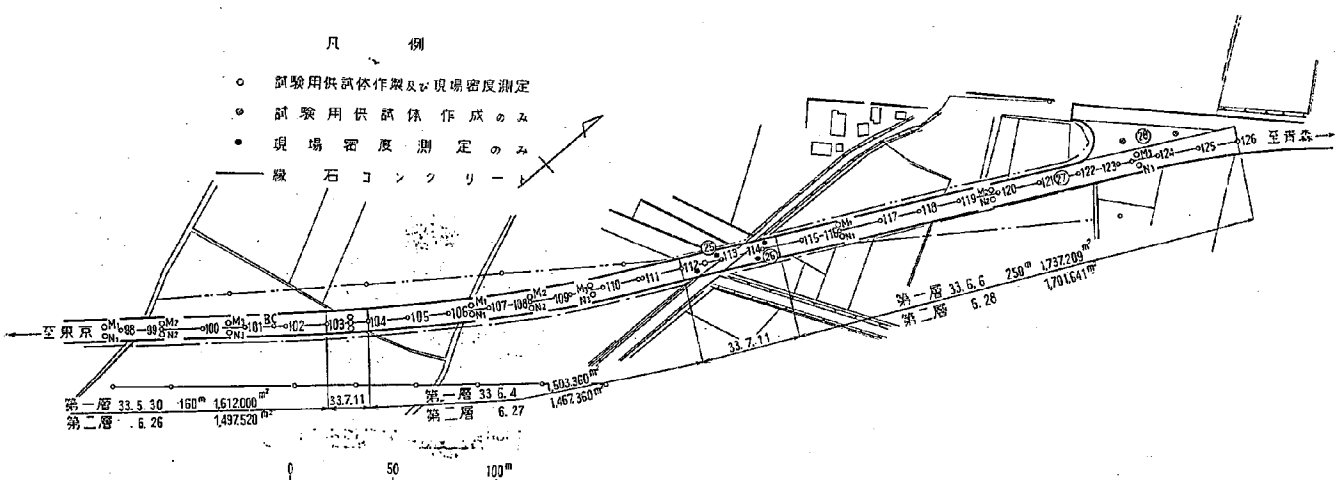


図-6 (4)　幸手町地内実測平面図

表-3 施工法，施工管理とその結果

Ⅰ．施　工　法	Ⅱ．管理した事項	Ⅲ．管理試験の要領
①施工現場に Dump Truck で搬入した砕石を下に，その上に砂質土をそれぞれ Motorgrader または Bulldozer で敷きならす。両者の敷厚は所定の配分比とする。 ②次に Bulldozer でけん引された酒井の Road Stabilizer をかけ，材料を均一に粉砕混合する。（現在は自走的の Stabilizer が国産化されたからでけん引する必要はない） ③次に Bulldozer でけん引された Windrow Proportioner によって基層材料を所要断面を有する Windrow に形成する（Windrow Proportioner がない場合は Motor-grader で Windrow を形成すればよい。）	①基層材料の粒度の検査	①各 Windrow 100m につき 1 カ所。 ②フルイ分ケ試験によって，所定の混合割合になっているか否かの検討
		①Windrow 100m につき 1 カ所。 ②基層の見掛け密度と含水量とを測定し，Windrow の単位長さ当りのセメント散布量，添加水量とを決定。 ③散水量（l/min）は Road-Mixer の走行速度とノズルのしぼり方とによってきまるから 20m ごとに Check Point を設けて走行速度を常に検査。
④処理前の基層材料の見掛密度と含水量とを測定してセメントの敷きならし量と散水量とを決定する。	②セメント量および水量の検討	
⑤所要セメント量を Windrow の上に人力で敷ならす（Cement Distributor があればこれを利用するとよい） ⑥Road-Mixer で水，セメント，基層材料の混合をおこなう。	③混合度，強度および締固メ度の比較，最適含水量の管理	①道路延長 50m につき 2 カ所。 ②Wood Road-Mixer 通過後，ソイル・セメント混合物を採取し，これらの材料を JIS A 1210 のランマーとモールドで （a）3 層 25 回 （b）3 層 55 回 （c）5 層 55 回 の 3 種の締固メ エネルギーで成形し現場で実際に得られた密度との比較。 ③各供試体は 6 日養生 1 日水浸後単純圧縮試験。
⑦混合が終った基層材料はただちに Motor Grader で敷きならし Tyre Roller（2 軸，13輪，12 t）を 1 回かけて一応締固メたのち再び不陸直しを行ない横断コウ配を整形する。 ⑧不陸直し後，再び Tyre Roller を 4～5 回通過させ，最後に Road Roller (Macadam 12 ton) で 1～2 回転圧して仕上げを行なう。転圧中に試料が乾燥したさいは，適当な水量にするために散水する。	④締固メ後の現場密度と含水量の測定	①道路延長 50m に 2 カ所。 ②砂置換法，穴の直径 20cm 以上，深さ 8cm 使用した砂の粒径は 2mm～0.85mm にした。
	⑤不陸検査	①間隔 20m ごとに横断および縦断方向にレベルにて測定。 ②ソイル・セメント第 1 層目 ±2cm まで許容。 ③ソイル・セメント第 2 層目 ±1cm まで許容。
⑨転圧完了後，全面にアスファルト乳剤 0.5 l/m^2 を散布して被膜養生をおこない，養生期間を 7 日とする。	⑥K_{30} の調査	①上下車線の中心線上で 100m ごとに 1 カ所。 ②路盤面，ソイル・セメント第 1 層上（養生 7 日後）ソイル・セメント第 2 層上（養生 7 日および 28 日）いずれも同一地点で測定。

表-3 つづき

Ⅳ. 管 理 試 験 結 果

設 計 配 合	管 理 試 験 結 果	摘 要
室内試験で 表-1 に示した配合の混合物の粒度分析結果は 2mm フルイに留まる量=51.4%	標本個数(N)=84 2mm に留まる量の平均値=51.2% 変動係数=8.7%	きわめて良好

① Road-Mixer の走行速度はおおむね良好
② モールド締固メおよび水浸圧縮強度

設計値	含水量			3層25回締固メ 乾燥密度			3層25回締固メ 水浸圧縮強度			3層55回締固メ 乾燥密度			3層55回締固メ 水浸圧縮強度			5層55回締固メ 乾燥密度			5層55回締固メ 水浸圧縮強度			摘 要
	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	
室内実験の O.M.C.=10.5% γ_{dmax}=2.00t/m³ q_u=50kg/cm²	N=62	N=62	N=17	N=62	N=62	N=17	N=62	N=62	N=18	N=62	N=62	N=17	N=62	N=62	N=18	N=62	N=62	N=17	N=62	N=62	N=13	同一含水量ではこのような粒状材料に対しては締固メニオルギーが大きいほど q_uは大になる。
	w_{mean} =10.1%	w_{mean} =9.84%	w_{mean} =8.68%	$\gamma_{d\,mean}$ =2.04 t/m³	$\gamma_{d\,mean}$ =2.00 t/m³	$\gamma_{d\,mean}$ =2.01 t/m³	$q_{u\,mean}$ =55.1 kg/cm²	$q_{u\,mean}$ =62.8 kg/cm²	$q_{u\,mean}$ =63.6 kg/cm²	$\gamma_{d\,mean}$ =2.07 t/m³	$\gamma_{d\,mean}$ =2.06 t/m³	$\gamma_{d\,mean}$ =2.07 t/m³	$q_{u\,mean}$ =61.4 kg/cm²	$q_{u\,mean}$ =71.7 kg/cm²	$q_{u\,mean}$ =78.4 kg/cm²	$\gamma_{d\,mean}$ =2.10 t/m³	$\gamma_{d\,mean}$ =2.09 t/m³	$\gamma_{d\,mean}$ =2.10 t/m³	$q_{u\,mean}$ =65.6 kg/cm²	$q_{u\,mean}$ =72.4 kg/cm²	$q_{u\,mean}$ =83.3 kg/cm²	
	変動係数 13.3%	変動係数 7.30%	変動係数 14.7%	変動係数 2.93%	変動係数 1.33%	変動係数 1.75%	変動係数 19.0%	変動係数 17.1%	変動係数 30.8%	変動係数 2.75%	変動係数 1.75%	変動係数 1.20%	変動係数 13.7%	変動係数 11.8%	変動係数 13.3%	変動係数 2.34%	変動係数 1.72%	変動係数 1.71%	変動係数 16.0%	変動係数 14.0%	変動係数 20.2%	

③ 現場締固メ含水量と密度

設 計	締固メ含水量 第1層目	第2層目	継ぎ目	締固メ密度 第1層目	第2層目	継ぎ目	摘 要
含水量 8.5～10.5% γ_dは 1.90t/m³ 以上（室内の γ_{dmax} の 95%以上）	N=63 w_{mean}=10.1% 変動係数 10.6%	N=64 w_{mean}=9.14% 変動係数 9.84%	N=34 w_{mean}=8.68% 変動係数 8.44%	N=63 $\gamma_{d\,mean}$=1.90t/m³ 変動係数 2.04%	N=64 $\gamma_{d\,mean}$=1.93t/m³ 変動係数 2.01%	N=34 $\gamma_{d\,mean}$=2.04t/m³ 変動係数 2.09%	1) JIS A 1210 で求めた γ_{dmax} の 95%程度しまっている。含水量も規定範囲にあり，バラツキも小さくて良好である。 2) 置換砂の粒度を 2～0.85mm に選定すれば測定誤差も小さくなる。 3) 振動式転圧機械でしめればさらに締固メうるであろう。

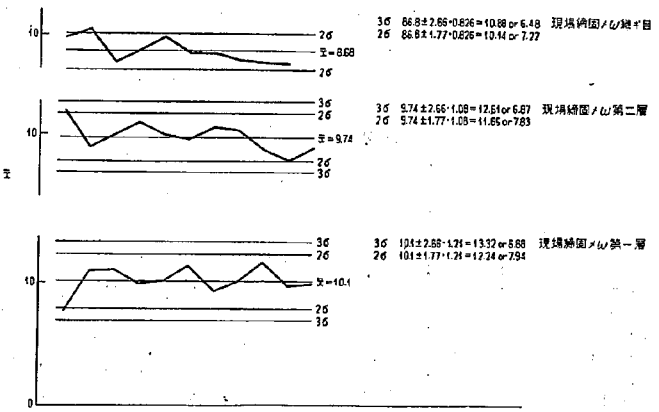
④ 土，セメント，水，砕石混合後最終締固メは全区域を通じて2時間以内に終了しており規定時間（4時間）以内である。（後述 表-9参照）
⑤ ソイル・セメント第一層目の凸凹はおおむね良好，二層目は良好である。

測定箇所 / K_{30}-値	機械的安定処理路盤 ローラ転圧後 道路中心線上	路肩附近	平均 K_{30}	自然交通に1カ月開放 道路全巾	ソイル・セメント基層 第1層目（8cm厚）7日養生後	第2層目（16cm厚）7日養生後	第2層目（16cm厚）28日養生後	注
平均K_{30}(kg/cm³)	22.1	13.9	18.0	32.8	47.3	68.6	89.8	⊗は測定個数が少ないので計算していない。他は測定個数(N)それぞれ 50 ヶ。
変動係数 (%)	⊗	⊗	⊗	21.6	18.0	18.0	24.2	

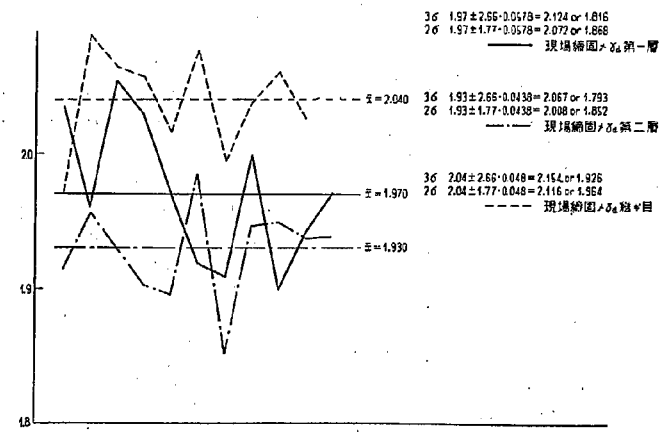
表-4 関東四号，ソイル・セメント基層施工機械

機械名	形式	摘要
Road Stabilizer	酒井（日）PM 103	基層材料の粉砕，混合
Windrow Proportioner	酒井（日）WP 101	Windrow の形成
Road Mixer	Wood（米）36-S	水，セメント基層材料の混合
Moter grader	三菱（日）LG-Ⅱ	材料敷ならし，基層整形
Tyre Roller	日開（日）2軸 7.5t*	基層の締固メ
Macadam Road Roller	渡辺（日）MD 12t	〃
Bulldozer	三菱（日）BB Ⅳ	Road Stabilizer 及び Tyre Roller のけん引
散水車	トヨダ（日）4t	添加水補給および散水
Track	〃 〃	水タンク運搬
Dump Truck	民生（日）UD 6t	材料および器具運搬
〃	日野（日）6t	〃
Asphalt Sprayer	東機（日）手動式	養生用アスファルト乳剤散布

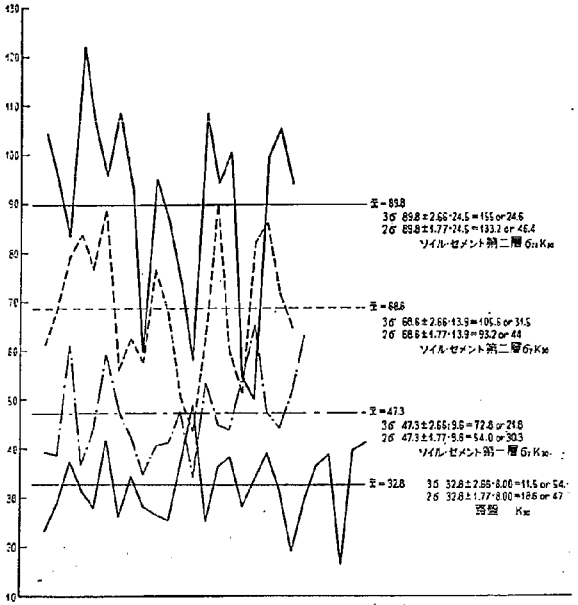
[註] トラックは基層材料を施工現場へ投入後に移動した車のみをあげた。 *載荷して 12t にした。



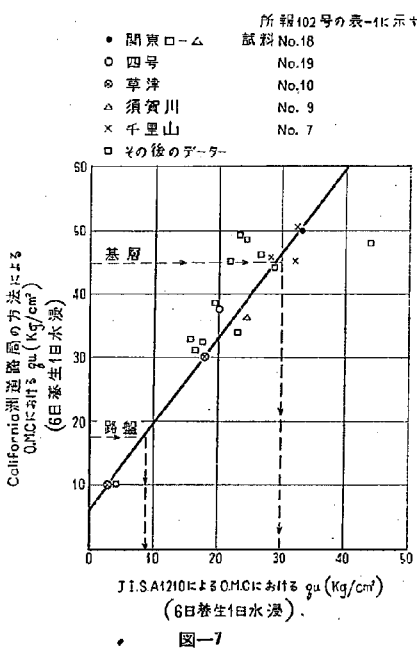
附図-1 (1) 締固メ時含水比



附図-1 (2) 現場締固メ密度



附図-1 (3)　K_{30}-値



図—7

1日水浸後の一軸圧縮強度を比較したものが図—7である。

図—7からカリフォルニヤの基層に対する"基準"650 p.s.i. (45.5 kg/cm²) に対しては，ＪＩＳで締固メた場合には，おおよそ 30 kg/cm² に相当し，路盤に対する基準ではおおよそ 10 kg/cm² に相当する。

本工事に新しい基準値の q_u=30 kg/cm² を適用すれば，試料 No. 3 に対して砕石量 60 %，(ソイル・セメント全体に対しては 35.9 %)，セメント量 5 % (ソイル・セメント全体に対しては 3 %) で十分となる。

［3］ ソイル・セメント層の厚さと支持力

図—8は，第12回直轄技術研究会に提出された各地方建設局および土木研究所のデーターを取りまとめたものであって，路盤材料がことなったときの路盤厚と支持力の増加の関係を示したものである。本年度関東四号で施工したソイル・セメント基層に対するデーターは，図で△印でプロットしてあるが，この点は土木研究所赤羽構内のテストピットでおこなった場合のセメント処理路盤に対するⒶ線とだいたい一致しており，ソイル・セメント路盤が支持力増加に対していちじるしい効果があること，およびソイル・セメントの路盤厚につれて支持力が増大することは明瞭である。これはソイル・セメントの slab-action によるものであろう。また，混合・締固メの両面から，現在の Road-Mixer と締固メ機械の能力とを

表-5 施工管理試験結果一覧表

区間 測点	間隔	路床	路盤 月日	天気	R	L	平均	摘要	ソイル・セメント1層7日養生K_{30} 月日	天気	R	L	平均	摘要	ソイル・セメント2層7日養生K_{30} 月日	天気	R	L	平均	摘要	ソイル・セメント2層28日養生K_{30} 月日	天気	R	L	平均	摘要
1		K_{30}						間隔20m上下線とも中心線より2mの点																		
2																										
3																										
4																										
① 5	115m		5.9	晴	20.1	26.2	23.2																			
6			〃	〃	24.8	32.7	28.8																			
7			〃	〃	36.6	38.2	37.4																			
8			〃	〃	31.4	24.6	28.0																			
③④ 9	23m		〃	〃	26.7	35.6	31.2																			
10								間隔100m上下線とも中心線より2mの点						間隔100m上下線共中心線より2mの点												
1																										
2			5.6	晴	31.8	51.5	41.7		5.21	晴	43.2	35.1	39.2		6.19	晴	68.7	53.8	61.3		7.9	曇	98.2	110.6	104.4	
3																										
4																										
⑤ 5	205m																									
6																										
7			〃		29.4	22.7	26.1		〃		40.9	36.6	38.8		〃		67.3	70.0	68.7		〃		70.8	118.0	94.4	
8																										
9																										
20																										
⑥⑦ 1	37m																									
2																										
3			〃						5.22		65.6	56.6	61.1		6.22		52.2	106.6	79.4		7.13		87.2	80.1	83.7	
4																										
5																										
6																										
7	200m																									
⑧ 8			〃		37.3	31.7	34.5		〃		57.6	48.5	53.1		〃		101.6	66.0	83.8		〃		127.5	116.5	122.0	
9																										
30																										
1																										
2		20.3																								
⑨ 3	20m	13.4	〃		30.8	25.2	28.0		〃		37.0	36.1	36.6		〃						〃		137.1	75.7	106.4	
4		20.0																								
5		13.8																								
6																										
7		24.1																								
⑩ 8	190m	14.9	〃		25.4	27.5	26.5		5.26		44.7	42.6	43.7		6.30		56.4	97.2	76.8		7.21		193.3	187.2	190.3	
9		13.5																								
40		21.2																								
1		25.0																								
2		14.0	〃		27.0	23.6	25.3		〃		41.8	76.8	59.3		〃		102.7	74.5	88.6		〃		102.1	88.8	95.5	

表-5

区間 測点	間隔	路床	路盤					ソイル・セメント1層7日養生K_{30}						ソイル・セメント2層7日養生K_{30}						ソイル・セメント2層28日養生K_{30}					
			月日	天気	R	L	平均	摘要	月日	天気	R	L	平均	摘要	月日	天気	R	L	平均	摘要	月日	天気	R	L	平均	摘要
⑪⑫ 3	287m																									
4																										
5																										
6																										
7			〃		29.2	44.0	36.6		5.30		53.8	41.7	47.8		6.21		59.0	52.9	56.0		7.12		115.8	101.0	108.4	
8																										
9																										
50																										
⑬ 1	288m																									
2			〃		45.4	51.8	48.6		〃		50.6	34.4	42.5		〃		73.1	51.8	62.5		〃		95.0	92.1	93.6	
3																										
4																										
5																										
6																										
7			〃		34.0	16.2	25.1		〃		26.6	42.9	34.8		〃		63.7	51.5	57.6		〃		43.6	75.7	59.7	
⑭ 8																										
9	20m																									
60																										
1																										
2			〃		36.5	35.8	36.2		5.31		39.0	42.2	40.6		6.29		70.4	83.2	76.8		7.21		56.8	132.3	94.6	
3																										
4																										
⑮ 5	255m																									
6																										
7			〃		35.2	41.1	38.2		〃		43.1	39.6	41.4		〃		68.4	67.2	67.8		〃		85.4	87.0	86.2	
8																										
9																										
70																										
1																										
⑯ 2	20m		〃		35.5	21.0	28.3		〃		52.0	43.0	47.5		〃		42.2	58.3	50.3		〃		91.4	56.0	73.7	
3																										
4																										
5																										
6																										
7			5.7		34.8	33.0	33.9		6.2		34.4	34.1	34.3		6.28		37.3	50.2	43.8		〃		40.2	75.8	52.0	
⑰ 8	200m																									
9																										
80																										
1																										
2			〃		46.0	32.1	39.1		〃		59.4	47.2	53.3		〃		53.4	71.7	62.6		〃		86.2	130.2	108.2	
3																										
⑱⑲ 4	20m																									

表-5

区間 測点	間隔	路床	路盤 K_{30} 月日	天気	R	L	平均	摘要	ソイル・セメント1層7日養生K_{30} 月日	天気	R	L	平均	摘要	ソイル・セメント2層7日養生K_{30} 月日	天気	R	L	平均	摘要	ソイル・セメント2層28日養生K_{30} 月日	天気	R	L	平均	摘要
5																										
6																										
7			〃		26.0	37.6	31.8		6.5		32.0	57.6	44.8		7.1		85.9	93.0	89.5		〃		88.5	99.5	94	
8																										
9																										
⑳ 90	180m																									
1																										
2			〃		20.6	17.4	29.0	転圧不充分	〃		59.3	28.2	43.8		〃		74.2	45.7	60.0		〃		100.5	99.6	100.2	
3																										
4																										
㉑ 5	20m																									
6																										
7			〃		29.2	29.2	29.2	〃	6.6		37.7	68.4	53.1		7.3		45.1	57.4	51.3		〃		37.6	71.0	54.3	
8																										
㉒ 9	160m																									
100																										
1																										
2			〃		37.9	35.1	36.5		〃		59.0	72.2	65.6		〃		95.2	68.6	81.9		〃		36.4	63.4	49.9	
㉓ 3	20m																									
4																										
5																										
6																										
7			〃		37.3	40.0	38.7		6.11		49.0	45.7	47.4		7.5		82.8	89.3	86.1		〃		111.0	87.1	99.1	
㉔ 8	160m																									
9																										
110																										
1																										
2			〃		20.8	12.3	16.6	路盤不足	〃		44.5	43.6	44.1													
㉕㉖ 3	50m																									
4																										
5																										
6																										
7			〃		47.4	32.0	39.7		6.13		41.2	61.9	51.6		〃		67.8	74.9	71.4		〃		108.8	101.6	105.2	
8																										
9																										
㉗ 120	250m																									
1																										
2			〃		43.7	39.0	41.4		〃		37.2	89.0	63.1		〃		61.7	67.0	64.4		〃		101.4	81.6	94.0	
3																										
4																										
5																										
6																										
㉘ 1																										
2																										

表-5

区間 測点	間隔	第1層 日時		ω	γd	q_u	吸水比	ω	γd	厚サ	第2層 日時		ω	γd	q_u	吸水比	ω	γd	厚サ
		7.14 (晴)	1	7.35	2.094 2.138 2.163	68.2 89.0 111.9	3.66 2.82 1.37	7.15	2.064 2.079	11.5 10.0	7.30 (晴)	1	14.94	1.842 1.888 1.893	24.4 25.7 26.4	14.98 〃	11.46 11.77	1.851 1.976	10 9
			2	6.59	1.964 2.005 2.029	43.2 47.8 66.6	4.84 4.29 3.65	7.97 9.29	1.978 2.020	8.0		2	11.62	2.011 2.041 2.049	51.4 53.5 48.3	11.62 〃	12.28 11.81	1.861 1.967	
			M1	7.8	2.143 2.199 2.244	65.7 77.4 81.6	1.12 0.55 0.22	9.1	2.00			M1	11.26	2.028 2.072 2.110	46.3 46.8 37.6	0.49 0.43 0.47	9.47	1.971	8
			M2	11.9	2.026 2.030 2.039	45.3 49.4 44.4	0.15 0.25 0.25	10.9	2.022	7.5		M2	11.57	2.040 2.049 2.083	50.3 52.4 49.3	0.58 0.24 0.48	8.14	1.976	11
		5.14 (曇)	M3	9.4	2.252 2.266 2.308	71.3 84.5 85.5	1.49 0.62 0.55	11.2	1.91	8.0	6.11 (晴後曇)	M3	11.04	2.037 2.056 2.105	58.0 50.9 52.4	0.54 0.38 0.33	8.94	1.990	8
			N1	13.0	1.994 2.005 2.042	35.1 39.7 50.9	0.40 0.20 0.39	11.7	1.91	7.8		N1	11.72	1.952 1.962 2.025	39.7 34.1 35.6	0.61 0.66 0.49	9.93	1.919	8
			N2	10.7	2.074 2.103 2.114	53.5 57.5 71.3	0.58 0.10 0.28	10.7	1.93	8.0		N2	14.87	1.894 1.903 1.922	29.0 39.1 39.1	0.63 0.68 0.93	8.81	1.887	7.5
			N3	11.15	2.106 2.118 2.138	88.0 73.8 76.7	0.19 0.24 0.19	11.6	1.98	6.7		N3	10.35	2.067 2.107 2.114	36.6 35.6 37.1	0.58 0.42 0.42	8.41	1.994	9.0
			M1	8.84	2.088 2.135 2.162	66.2 58.0 65.6	1.43 0.28 0.27	9.02	2115			M1	8.80	2.032 2.106 2.111	39.7 64.6 75.2	2.31 0.85 0.73	9.28	1.898	9.5
			M2	12.36	2.016 2.022 2.029	31.1 32.5 32.6	0.19 0.09 0	11.8	2011			M2	9.52	2.010 2.152 2.146	72.7 63.6 65.1	0.49 0.46 0.41	8.71	2.063	8.5
		5.15 (曇)	M3	10.6	2.094 2.117 2.140	49.9 61.6 52.0	0.38 0.04 0.18	10.25	2255		6.15 (晴後曇)	M3	10.32	2.031 2.086 2.132	74.8 75.8 74.3	1.47 0.76 0.46	11.86	1.832	8.0
			N1	10.45	2.099 2.128 2.121	55.5 61.6 42.8	0 0.37 0	11.8	1.965			N1	10.45	2.072 2.147 2.146	54.4 52.9 54.5	0.62 0.41 0.41	8.49	1.975	12.5
			N2	9.21	2.073 2.107 2.134	48.8 52.5 57.5	0.19 0.28 0	11.3	1.923			N2	10.95	2.039 2.083 2.109	80.4 78.3 74.3	0.83 0.57 0.52	10.47	1.975	
			N3	8.88	2.168 2.192 2.207	66.2 62.1	0.18 0.27					N3	10.47	2.069 2.120 2.144	73.8 67.6 70.7	1.11 0.51 0.51	10.63	1.839	11.0
			M1	9.91	2.098 2.122 2.144	65.1 61.6 59.6	0.71 0.42 0.37	10.98	1.985	6		M1	10.42	2.006 2.063 2.085	52.9 59.0 65.1	1.05 0.44 0.38	10.27	1.963	10.0
			M2	9.16	2.122 2.158 2.164	40.2 43.8 41.7	0.70 0.41 0.23	9.28	1.970			M2	10.67	2.016 2.052 2.085	83.4 72.2 87.5	0.84 0.54 0.48	11.68	1.888	8.0
		5.19 (晴)	M3	10.17	2.054 2.096 2.111	71.8 70.3 78.4	0.63 0.42 0.42	8.69	2010		6.23 (晴)	M3	10.04	2.006 2.056 2.085	71.2 83.4 78.3	1.15 0.44 0.48	9.26	1.994	10.0
			N1	9.95	2.086 2.119 2.137	64.1 61.1 62.6	0.47 0.47 0.37	11.8	1.972	8.5		N1	8.73	2.078 2.116 2.159	74.8 83.9 77.8	1.53 0.76 0.46	10.57	1.880	10.0
			N2	8.43	2.126 2.173 2.164	77.9 92.1 86.5	0.47 0.46 0.41	3.43	21.50			N2	11.58	1.973 2.011 2.028	69.7 70.2 69.2	0.75 0.59 0.49	12.20	1.800	9.5
			N3	7.55	2.118 2.172 2.233	65.2 80.0 75.4	2.03 0.82 0.53	10.1	2.080			N3	9.40	2.020 2.086 2.126	82.9 92.6 102.3	2.03 0.62 0.56	11.36	1.886	11.0
			M1	10.1	2.114 2.130	71.3 75.8	0.42 0.23	10.08	2.026			M1	9.16	2.038 2.090	72.2 73.2	1.52 0.66	11.19	1.851	

表-5

区間 測点	間隔	第1層 日時		ω	γd	qu	吸水比	ω	γd	厚サ	第2層 日時		ω	γd	qu	吸水比	ω	γd	厚サ
					2.137	65.7	0.28							2.117	75.8	0.66			
					2.083	62.6	0.57							1.914	64.6	1.38			
			M2	9.36	2.145	65.6	0.27	9.30	1.943			M2	11.33	1.970	72.2	0.96	11.37	1.872	
					2.169	72.3	0.18							1.999	63.6	0.75			
		5.23			2.045	42.2	0.39				6.14			2.029	51.4	0.98			
		(晴)	M3	11.27	2.059	45.3	0.29	11.07	1.949		(曇)	M3	9.67	2.066	49.3	0.67	7.70	1.873	
					2.080	42.2	0.24							2.090	47.3	0.52			
					2.063	47.8	1.84							2.043	59.0	2.39			
			N1	8.19	2.142	72.8	0.42	8.04	2.063			N1	8.92	2.101	84.4	0.90	9.31	1.919	
					2.185	82.0	0.32							2.162	83.9	0.66			
					1.968	37.2	0.55							2.053	82.4	2.24			
			N2	12.62	1.970	48.9	0.50	11.22	1.896			N2	8.77	2.118	90.0	0.70	9.62	1.917	
					2.011	43.3	0.34							2.139	94.1	0.70			
					2.018	52.5	0.39							2.015	67.1	2.72			
			N3	11.70	2.065	54.0	0.29	10.82	1.952			N3	8.75	2.122	62.6	0.80	10.28	1.940	
					2.067	53.5	0.14							2.162	81.9	0.50			
					1.953	38.7	1.12							1.988	79.4	1.31			
			M1	11.16	1.998	40.7	1.56	11.21	1.972			M1	9.95	2.046	95.6	0.54	10.06	2.095	12.0
					2.031	42.2	0.44							2.062	101.8	0.58			
					1.957	37.2	4.54							2.033	51.9	3.44			
			M2	9.21	2.063	84.0	1.01	10.06	1.986			M2	7.85	2.119	72.7	1.61	10.28	2.084	9.0
					2.129	87.5	0.70							2.135	72.7	1.13			
					1.960	32.6	1.07							1.951	56.4	3.29			
		5.24	M3	11.57	1.986	34.6	0.50	13.55	1.878		6.22	M3	8.67	2.040	75.3	2.26	8.25	1.998	6.5
		(晴)			2.041	37.2	0.34				(晴)			2.070	79.4	0.82			
					1.903	47.3	2.10							1.997	83.4	2.95			
			N1	9.88	2.022	73.9	0.39	10.66	1.770	10		N1	8.42	2.040	101.8	1.67	9.40	1.868	8.5
					2.054	88.1	0.48							2.124	101.8	0.52			
					1.950	47.3	0.51							2.030	22.3	3.01			
			N2	12.43	1.982	50.4	0.35	12.17	1.947			N2	8.71	2.102	47.3	0.76	9.06	1.962	7.0
					2.026	55.0	0.39							2.129	42.2	0.47			
					1.962	26.0	3.46							1.944	88.5	2.78			
			N3	9.58	2.006	36.1	2.59	9.92	1.954	12		N3	10.37	1.974	88.0	1.87	10.20	1.901	8.0
					2.124	52.9	0.75							2.036	101.8	0.59			
					1.851	47.3	1.08							1.944	72.7	2.46			
			M1	13.50	1.899	54.4	0.68	8.86	1.908			M1	12.43	2.006	83.9	0.94	12.07	1.875	9.0
					1.923	58.5	0.72							2.039	88.0	0.63			
					1.969	67.1	1.11							2.073	54.4	1.16			
			M2	11.04	2.017	61.0	0.84	10.56	1.944			M2	11.09	2.054	61.5	1.10	11.58	1.924	12.0
					2.040	69.2	0.63							2.088	44.7	1.29			
		5.26			1.992	79.9	0.60				6.21			1.969	41.2	5.23			
		(晴)	M3	11.72	2.020	78.8	0.59	9.55	1.905	8	(晴)	M3	7.44	2.044	49.3	3.37	8.67	1.848	7.5
					2.039	87.5	0.53							2.083	68.2	2.44			
					1.983	50.3	2.97							1.881	39.7	2.02			
			N1	9.48	2.033	74.3	1.91	8.35	1.834	10		N1	11.70	1.943	42.7	0.66	12.66	1.726	4.0
					2.099	92.6	0.81							1.966	44.2	1.22			
					1.960	48.2	3.21							2.012	67.6	2.63			
			N2	8.75	1.977	69.2	2.32	9.94	1.854	12		N2	9.15	2.057	89.0	1.21	8.52	1.922	6.5
					2.160	75.3	0.41							2.095	88.5	0.47			
					1.950	59.5	3.96							1.900	35.6	5.15			
			N3	7.40	2.032	63.1	3.00	9.00	2.002			N3	8.95	1.961	42.7	3.62	9.47	1.811	7.5
					2.100	72.3	2 19							1.935	45.8	2.52			
					2.079	62.0	2.45							1.980	87.5	0.65			
			M1	8.23	2.183	80.4	1.00	7.43	1.988	9		M1	10.93	2.032	62.4	0.54	10.73	2.039	
					2.200	84.4	0.40							2.029	83.0	0.54			
					2.075	62.6	0.53							1.937	62.6	1.85			
			M2	9.55	2.092	69.7	0.47	12.13	1.991	9		M2	10.77	2.010	69.2	0.69	11.28	1.937	9.5
					2.111	72.2	0.37							2.008	64.6	0.79			
		5.29			2.139	105.3	0.98				6.24			2.049	86.5	0.95			
		(晴)	M3	8.66	2.188	98.7以上	0.54	7.99	2.072	12	(晴)	M3	9.73	2.129	104.3	0.56	10.08	2.011	10.0
					2.220	100.7	0.27							2.153	100.2	0.46			
					2.153	41.7	0.27							1.937	51.4	6.50			

表-5

区間 測点	間隔	第1層 日時		ω	γ_d	q_u	吸水比	ω	γ_d	厚サ
		5.30（晴）	N 1	8.45	2.168	30.5	0.32	12.41	1.917	9
					2.178	22.9	0.04			
			N 2	11.22	2.032	62.0	0.63	10.59	1.962	8
					2.074	55.9	0.28			
					2 079	69.2	0.38			
			N 3	10.31	2.115	77.8	0.37	10.12	2.061	12.3
					2.123	96.2	0.32			
					2.151	78.8	0.23			
			M 1	16.34	1.835	36.1	0.70	13.05	1.857	6
					1.856	29.5	0.70			
					1.880	32.0	0.53			
			M 2	12.74	1.949	40.9	0.25	12.80	1.988	6
					1.961	44.7	0.45			
					1.985	44.2	1.56			
			M 3	9.94	2.071	85.0	0.48	10.64	1.935	5
					2.098	94.4	0.47			
					2.142	93.7	0.32			
		6.4（晴）（降雨後）	N 1	12.08	1.901	63.7	1.42	10.22	1.859	7
					1.973	56.4	0.65			
					1.994	76.8	0.50			
			N 2	17.65	1.782	35.1	1.34	11.70	1.780	7
					1.799	27.9	4.66			
					1.838	40.9	1.52			
			N 3	8.67	2.149	99.2	0.55	11.14	1.972	6
					2.179	86.5	0.59			
					2.188	90.6	0.45			
			M 1	11.3	2.026	47.3	0.49	11.75	1.968	7.5
					2.054	54.9	0.38			
					2.102	62.0	0.42			
			M 2	11.41	1.959	37.1	2.60	8.69	2.033	12.0
					2.034	59.0	0.78			
					2.069	64.0	0.57			
			M 3	12.49	1.969	32.5	0.50	8.93	1.984	9.0
					2.010	42.2	0.29			
					2.047	31.5	0.34			
		6.6（晴）	N 1	12.75	1.996	43.7	0.70	12.12	1.856	8.5
					2.015	37.6	0.24			
					2.015	38.6	0.24			
			N 2	11.08	2.017	55.4	0.64	9.19	2.001	9.0
					2.064	59.0	0.43			
					2.067	57.0	0.29			
			N 3	11.86	1.945	33.5	0.87	7.36	1.811	10.0
					2.004	48.3	0.34			
					2.018	43.2	0.44			
			M 1	13.02	1.951	36.1	0.92	11.14	1.935	9
					1.965	35.5	0.55			
					2.002	41.7	0.49			
			M 2	10.41	2.102	62.9	0.33	9.55	2.036	9
					2.110	58.5	0.47			
					2 113	53.9	0.42			
			M 3	9.25	2.167	52.9	1.10	10.67	2.005	10
					2.169	87.0	0.50			
					2.168	81.9	0.27			
			N 1	11.80	2.045	47.8	0.48	9.68	1.932	10
					2.076	53.4	0.62			
					2.059	44.7	0.48			
			N 2	9.74	2.087	49.3	0.67	8.47	2.008	8
					2.134	53.4	0.93			
					2.162	52.9	0.41			
			N 3	9.17	2.101	75.3	0.90	9.58	1.858	7.5
					2.149	74.8	0.65			
					2.176	93.2	0.36			

区間 測点	間隔	第2層 日時		ω	γ_d	q_u	吸水比	ω	γ_d	厚サ
		6.26（晴）	N 1	7.23	1.990	68.7	4.22	9.76	1.901	8.0
					2.073	78.3	2.65			
					1.985	49.3	6.04			
			N 2	7.36	2.008	79.4	4.68	8.87	1.885	8.0
					2.035	79.9	2.92			
					2.042	72.2	0.83			
			N 3	10.47	2.083	67.1	0.52	10.53	1.901	8.0
					2.113	70.7	0.56			
					2.080	95.6	0.72			
			M 1	9.89	2.122	89.5	0.61	8.62	1.935	9.0
					2.162	88.5	0.75			
					1.939	61.0	5.00			
			M 2	7.84	2.001	87.5	3.54	6.87	1.934	7.0
					2.047	82.9	2.93			
					1.944	101.8	1.35			
			M 3	10.60	1.986	82.9	0.65	10.18	1.934	7.0
					2.014	93.1	0.79			
					2.053	64.6	4.04			
		6.27（晴）	N 1	5.96	2.130	81.4	2.86	7.09	1.967	11.5
					2.147	84.4	2.79			
					1.999	97.2	2.60			
			N 2	8.08	2.066	108.9	1.50	10.58	1.917	6.5
					2.112	118.5	1.18			
					1.931	55.4	5.02			
			N 3	8.54	2.014	75.8	2.63	8.93	2.009	7.5
					2.061	81.4	1.98			
					1.952	69.7	1.37			
			M 1	7.62	2.125	117.1	2.27	8.83	1.947	9.0
					2.160	109.4	1.62			
					1.974	61.0	4.25			
			M 2	8.71	2.045	77.8	2.05	7.67	1.948	9.0
					2.098	82.9	1.14			
					2.017	61.0	1.19			
			M 3	10.33	2.059	68.2	1.06	8.24	1.897	11.0
					2.096	65.1	2.00			
					2.007	53.9	4.68			
		6.28（晴）	N 1	7.50	2.065	79.4	3.97	7.89	1.852	8.0
					2.113	74.8	2.69			
					2.020	54.4	3.69			
			N 2	8.49	2.090	99.7	1.53	8.09	2.005	9.5
					2.158	102.8	1.15			
					1.944	65.1	5.19			
			N 3	8.95	2.023	94.1	2.81	6.33	1.971	9.0
					2.081	102.3	2.54			
					2.078	86.5	0.62			
			M 1	9.40	2.103	83.9	0.52	9.98	1.995	9.0
					2.127	90.0	0.42			
					2.066	74.3	0.72			
			M 2	8.57	2.105	75.3	0.76	11.45	1.983	10.0
					2.153	81.4	0.78			
					2.015	78.3	4.48			
			M 3	7.39	2.102	106.8	1.80	9.23	1.819	8.5
					2.124	105.8	1.69			
					2.142	70.7	1.25			
			N 1	6.70	2.215	73.8	0.54	7.89	1.852	9.0
					2.235	80.7	1.93			
					2.065	65.6	3.53			
			N 2	6.99	2.170	95.1	1.47	8.08	2.005	11.0
					2.175	106.8	1.19			
					2.045	108.9	2.44			
			N 3	7.60	2.120	106.8	1.27	6.33	1.971	6.0
					2.161	111.9	0.55			

表-5

区間 測点	間隔	雑ギ目 日時		ω	γd	qu	吸水比	ω	γd	厚サ
		7.30		10.49	2.041 2.097 2.104	86.0 92.6 87.0	10.49 〃 〃	9.79 9.80	1.972 1.967	
		7.4 (晴)	M1	6.90	2.000 2.084 2.118	53.4 67.1 95.1	3.21 2.59 2.26			
			N1	7.73	1.996 2.073 2.124	52.4 88.0 98.7	4.20 1.54 1.38			
		7.4 (晴)	M1	7.72	1.981 2.053 2.119	57.5 63.1 79.9	2.37 2.14 1.46			
			N1	7.89	1.976 2.087 2.139	38.6 72.7 70.2	5.61 2.68 2.15			
		7.7 (晴)	1	9.45	2.057 2.106 2.161	88.0 92.6 85.0	0.97 0.66 0.42	10.18 10.29 10.80	2.012 2.018 2.232	15.0 17.0 13.5
		7.7 (晴)	2	8.74	2.001 2.077 2.094	77.3 110.4 110.4	2.84 1.34 1.33	7.72 7.98 7.63	2.029 2.085 2.077	19.0 13.0 13.0
			3	7.94	2.054 2.103 2.156	67.6 71.7 90.6	1.75 1.23 6.73			

測点	種類	フルイ分ケ（フルイ目大きさ） 25	20	10	5	2.5	0.42
		表中の値は通過重量百分率（%）					
7.14 (曇) No.5-8	A	100	94.4	71.5	51.4	43.1	30.0
	B	100	93.4	60.6	41.2	35.4	27.5
	C	100	99.7	79.2	57.8	47.3	28.9
	D	100	98.5	67.8	51.2	44.5	35.7
5.12 (雨) No. 11+15m	A	100	95.3	76.8	56.6	44.1	
	B	100	95.0	77.8	60.4	50.8	
	C	100	99.2	88.7	77.8	68.8	
	D	100	94.8	78.7	60.3	48.3	
No. 17	A	100	99.1	79.5	62.2	49.0	
	B	100	98.0	80	59.8	48.2	
	C	100	97.5	77.7	60.9	49.6	
	D	100	87.2	68.4	57.4	51.1	
5.14 (晴) No. 24+10m	A	100	92.3	69.7	51.8	38.8	26.8
	B	100	92.9	75.0	59.8	51.8	35.3
	C	100	97.5	79.8	62.0	54.3	36.5
	D	100	96.9	79.5	65.6	59.0	43.5
No. 29+10m	A	100	83.1	67.4	50.3	36.0	23.2
	B	100	92.2	75.5	57.1	50.1	35.5
	C	100	92.4	78.4	56.3	40.3	24.3
	D	100	97.7	67.4	49.9	38.4	26.8
5.16 No. 35+10m	A	100	96.9	72.2	52.7	40.7	30.0
	B	100	96.7	94.5	62.0	55.5	44.5
	C	100	99.2	71.2	53.3	46.5	35.6
	D	100	98.6	86.6	70.1	57.5	35.0
No. 4.0	A	100	98.4	76.3	60.0	52.6	42.8
	B	100	100	79.0	57.4	45.3	31.9
	C	100	94.9	65.0	54.0	49.2	40.9
	D	100	91.9	69.4	57.1	51.9	45.2

表-5

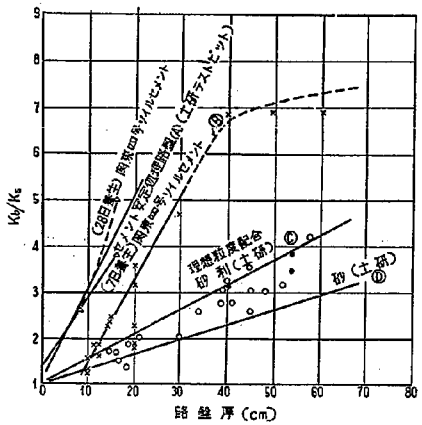
区間 測点	間隔	縦ギ目 日時		ω	γ_d	q_u	吸水比	ω	γ_d	厚サ
		7.9 (晴)	1	11.68	1.970 2.029 2.036	46.3 54.9 57.0	0.60 0.49 0.44	8.32 9.08 8.90	2.091 2.017 2.064	
		7.9	2	9.70	2.012 2.091 2.103	58.0 61.0 50.1	1.64 0.57 0.42	9.21 9.87 10.28	2.043 2.010 1.992	
		7.9 (晴)	3	8.07	2.022 2.102 2.186	39.7 55.4 61.5	3.11 1.52 0.41	7.55 8.55 7.57	2.070 2.017 2.183	
			4	8.59	2.060 2.120 2.174	58.5 85.6 90.0	1.74 0.75 0.50	8.52 8.84 10.03	2.064 2.063 2.058	

フルイ分ケ（フルイ目大きさ） 測点	種類	25	20	10	5	2.5	0.42
5.19 (曇) No. 46+10m	A	100	93.6	71.5	55.7	47.0	34.3
	B	100	91.7	63.5	44.3	34.4	20.1
	C	100	97.4	74.9	52.9	41.4	25.9
	D	100	97.7	69.7	50.3	41.3	28.9
No. 51	A	100	88.0	68.0	54.7	46.0	37.7
	B	100	97.4	84.1	69.2	61.5	50.5
	C	100	96.5	77.5	58.3	51.0	40.5
	D	100	92.0	71.8	53.0	46.3	38.4
No. 55+10m	A	100	94.7	86.5	70.0	58.4	37.8
	B	100	96.4	77.3	57.2	48.5	37.6
	C	100	96.6	85.3	65.7	56.8	42.3
	D	100	93.9	79.4	55.5	48.4	37.6
5.23 (薄曇) No. 61+10m	A	100	97.4	72.0	57.0	53.6	50.4
	B	100	94.5	78.8	66.0	60.1	50.3
	C	100	97.2	85.1	73.0	65.1	50.6
	D	100	95.2	79.9	66.1	58.6	46.3
No. 15+10m	A	100	94.2	73.2	53.0	45.7	36.2
	B	100	97.1	72.9	54.8	47.7	39.6
	C	100	100	86.0	68.0	59.5	47.9
	D	100	97.5	84.3	66.0	57.6	44.8
No. 69+5m	A	100	98.1	85.6	73.5	68.1	59.3
	B	100	95.9	77.5	61.8	54.8	42.0
	C	100	98.5	79.0	62.4	56.2	46.9
	D	100	95.9	72.2	63.1	56.2	42.9
5.28 (快晴) No. 75+5m	A	100	94.9	74.5	56.2	47.1	33.7
	B	100	92.4	82.0	71.7	65.3	55.4
	C	100	100	89.6	76.7	69.0	56.6
	D	100	97.3	92.3	76.3	66.2	45.5
No. 81+5m	A	100	97.8	86.5	71.0	63.7	49.8
	B	100	92.9	66.0	52.5	46.3	37.0
	C	100	93.3	59.5	43.5	36.4	25.7
	D	100	97.4	73.8	56.4	47.7	32.0

表-5

区間測点	間隔	縦ギ目 日時		ω	γ_d	q_u	吸水比	ω	γ_d	厚サ
		7.11	1	7.89	2.049	75.4	7.89	8.95	2.057	20
					2.092	94.7	〃	6.79	1.982	18
					2.120	102.2	〃	9.70	1.944	18
		7.11	2	6.97	1.957	41.2	2.97	7.96	2.032	17
					1.975	59.6	〃	8.06	1.993	19
					2.065	79.0	〃	7.70	2.086	17
		7.11	3			64.2		7.34	2.128	17
						90.2		8.12	2.127	20
						106.9		6.86	2.037	15
			4	8.14	1.961		81.4	7.53	1.969	15
					2.063	90.1	〃	7.72	2.058	18
					2.051		〃	9.08	2.043	19
		7.16 (晴)	1	7.98	2.001	72.4	49.5			
					2.048	95.7	2.74	7.50	2.033	13
					2.110	107.5	1.94			
			2	7.98	1.987	70.3	4.18			
					2.067	81.5	3.05	7.73	2.019	13
					2.071	90.7	2.46			

フルイ分ケ (フルイ目大きさ) 測点	種類	25	20	10	5	2.5	0.42
No. 87+10m	A	100	96.2	65.1	47.1	41.3	30.6
	B	100	95.6	65.7	45.6	39.0	22.7
	C	100	99.6	81.0	51.5	43.5	23.1
	D	100	94.2	58.2	43.6	38.2	28.4
No. 91+10m	A	100	97.4	61.4	41.9	37.4	28.9
	B	100	96.9	62.9	42.7	36.4	23.2
	C	100	95.8	63.8	47.7	42.7	29.1
	D	100	86.3	55.8	41.2	36.9	23.5
No. 97+10m	A	100	87.0	73.9	69.5	67.5	60.8
	B	100	81.4	65.9	58.2	56.0	49.0
	C	100	93.1	76.7	63.3	57.4	49.8
	D	100	96.1	84.7	79.3	75.9	64.6
No. 100+10m	A	100	92.5	73.0	60.6	54.0	42.4
	B	100	82.5	65.5	55.4	49.0	35.3
	C	100	89.9	69.7	61.2	52.2	32.3
	D	100	99.2	77.6	62.4	54.1	39.1
5.31 (晴) No. 106+10m	A	100	91.2	69.2	54.3	48.7	39.5
	B	100	95.1	72.2	57.4	51.6	38.6
	C	100	95.3	71.7	51.7	43.1	30.5
	D	100	96.0	77.9	57.3	48.4	38.5
No. 109+10m	A	100	97.8	77.3	58.1	49.6	35.3
	B	100	98.0	85.4	68.6	60.5	41.1
	C	100	96.4	83.3	69.9	62.4	44.0
	D	100	100	82.5	64.7	54.6	37.5
6.5 (晴) No. 117+10m	A	100	96.8	76.6	56.4	48.3	37.3
	B	100	99.6	76.9	54.8	44.7	25.3
	C	100	96.3	73.3	55.9	47.9	34.3
	D	100	97.4	79.8	51.2	48.4	39.3
No. 123+10m	A	100	99.0	62.4	42.4	35.9	28.4
	B	100	99.0	73.7	53.0	44.3	30.9
	C	100	100	86.3	72.5	60.9	30.8
	D	100	95.4	73.0	58.8	51.3	38.9



図—8

あわせ考えると，ソイル・セメント層の厚さはだいたい 15～20cm が妥当と思われる。

［4］ 施工上の注意点

a. Wood Road Mixer 36-S の容量の関係から，本工事は2層にわけて施工することになったが，施工が非常にめんどうになり，また1層目と2層目のなじみの点から考えて，はたして厚さ 16cm のソイル・セメント層が一体として働くかどうかという点については，はなはだ疑問である。したがって，なるべく2層にわけて施工することはさけるのが望ましい。

b. 本工事では，ソイル・セメント基層を施工してからすぐにアスファルト・コンクリート表層を舗設する予定であったが，アスファルト・プラントの入荷が遅れたため，5～6カ月の間ソイル・セメント基層を乳剤被膜の状態で放置した。このため，ソイル・セメント基層に乾燥収縮によるヒビワレがだいたい一定間隔ごとに生じた。これは，被膜養生のための乳剤散布量（0.5 l/m²）がやや少なかったのも（普通は約 1 l/m²）一因であろうが，やはり夏期から冬期にわたり放置したためによるものであろう。したがって，後にのべる表—9に示すように，ソイル・セメント施工後すぐにコンクリート舗装またはアスファルト表層を舗設することが必要であろう。

ヒビワレの巾と間隔とを調査した結果を表—6に一括して示す。

c. 本工事の工程は 2,000～2,500 m²/日 で，所要時間は準備，施工管理試験，休憩，乳剤散布，後片付けなどの約5時間を含めて8時間前後であった。添加水の補給能力の増加と被膜用乳剤散布時間（本工事ではハンド・スプレーヤによったため 1,000 m²/時 要した）の短縮ができれば，表—4の機械と台数で 4,000 m²/日 程度の

表—6　昭和三十三年度　幸手道路舗装工事セメント安定処理施工区間ヒビワレ調査　33. 10. 14. 調査

ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾	ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾	ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾	ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾	ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾	ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾	ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾	ヒビワレ間隔	ヒビワレ巾
No. 3	mm							15.1	1.0	9.6	1.3	17.2	0.5	4.6	1.0
3.4m	2.0	21.4	3.0	17.9	第2溝橋	3.7	2.0	16.0	1.5	9.2	第3溝橋	7.0	2.7	7.6	1.7
16.3	〃	19.4	2.0	19.1	3.3	14.8	2.4	5.5	1.2	12.7	1.4	10.5	1.9	4.5	1.3
8.1	1.0	18.3	6.8	15.3	1.6	1.7	2.4	4.6	0.7	14.6	1.0	3.3	2.0	8.4	2.0
17.8	4.0	6.1	2.0	23.0	6.1	15.0	5.1	4.9	1.8	5.2	2.0	4.7	2.8	10.0	1.2
17.5	0.5	10.5	3.0	20.1	2.3	18.8	2.2	18.9	1.0	6.7	1.0	16.5	0.8	7.6	0.8
1.9	1.0	11.5	1.0	14.1	2.4	12.8	1.8	6.3	1.6	12.0	2.7	10.4	0.5	12.3	1.5
13.3	4.0	9.5	2.0	7.3	2.0	7.6	3.2	10.2	1.0	4.8	1.9	5.7	1.4	9.8	1.3
12.8	第1溝橋	7.1	〃	7.2	2.3	6.4	2.4	13.2	3.5	10.0	2.3	6.1	2.8	16.6	1.9
14.5	2.0	12.2	〃	10.3	2.3	10.1	2.9	30.5	1.4	5.6	3.0	5.9	1.0	11.8	第2橋梁
39.5	5.0	22.0	3.0	9.5	3.0	5.5	0.9	24.0	1.6	4.5	2.0	13.2	1.0	15.1	2.5
12.0	4.0	18.1	4.0	10.4	0.7	2.1	1.4	16.0	2.1	2.0	1.0	6.4	1.0	12.4	1.5
16.1	2.0	10.5	3.0	7.0	1.4	7.8	2.2	15.2	1.0	5.1	1.3	4.3	1.0	6.7	1.0
16.5	3.0	16.6	4.0	6.2	1.6	10.1	2.7	6.5	1.0	7.6	2.1	4.4	1.0	18.2	2.1
5.9	〃	19.0	1.6	5.3	1.0	6.9	2.1	13.1	1.0	7.2	2.0	7.6	1.5	4.5	0.5
12.3	〃	33.4	3.6	3.7	2.0	6.9	1.0	9.0	3.6	8.1	3.1	5.3	1.1	6.1	2.0
12.6	2.0	7.8	2.0	9.4	3.1	6.4	2.5	6.9	1.1	8.1	1.8	10.7	2.6	6.6	3.1
10.5	3.0	16.3	1.9	5.5	2.1	6.0	2.1	8.6	1.0	2.5	1.8	16.8	1.8	9.3	1.0
4.2	1.0	12.2	3.2	10.0	2.4	7.6	1.9	8.4	2.6	10.3	2.9	10.9	0.5	8.1	2.4
7.3	2.0	12.6	2.0	9.2	2.5	4.3	3.7	7.0	1.8	26.6	1.8	7.3	5.9	7.3	2.0
20.3	5.0	12.2	1.1	17.2	2.0	12.8	2.6	8.2	1.0	6.3	2.8	5.6	1.2	3.2	1.9
12.8	2.0	5.0	1.3	4.2	2.6	4.8	1.6	12.2	1.9	8.7	2.4	8.4	2.0	13.0	4.0
17.4	3.0	5.7	3.1	11.8	1.8	5.0	0.9	12.9	1.0	6.5	2.0	7.4	1.8	15.0	2.0
14.0	3.0	15.4	3.4	13.1	3.3	9.4	1.2	6.8	1.5	8.7	1.6	7.7	2.1	7.2	0.7
8.8	第1橋梁	22.1	2.0	10.5	3.1	12.3	1.4	6.5	1.7	31.3	3.4	10.0	1.0	6.3	1.0
27.0	4.0	18.3	2.0	10.0	1.0	11.6	2.0	15.8	3.3	11.6	2.0	4.9	1.0	20.3	1.5
17.8	3.0	20.1	4.0	7.4	2.1	4.2	3.1	5.5	1.0	7.5	2.1	9.5	3.1	4.5	1.7
								21.3	1.2	4.2	1.0	13.2	3.4	12.4	1.6

安定処理施工延長　2,419 m　　平均ヒビワレ間隔　2,419/211≒11 m
ヒビワレ箇所　211 箇所　　平均ヒビワレ巾　2.15 mm
表面におけるヒビワレ巾　0.5～6.8 mm

施工が可能である。

［5］ セメント・コンクリート舗装との工費比較

1.の工事の概要で述べたように，本工事は当初，前年度に完了した機械的安定処理路盤上に，厚さ 23 cm のセメント・コンクリート舗装の計画であったのを，前述した設計断面に変更したのであるが，機械損料を別にすれば，工費は前者で約 1,250 円/m²，後者で 1,000 円/m² と見込まれ，機械損料を考慮しても，安定処理工法採用による工費節約はおよそ 20 %と推定される。

6. 工　　費

本ソイル・セメント基層の工事歩掛を表—7(1)(2) に示す。

なお表—7 のほかに施工管理のための各種消耗品類，施工中の一般交通遮断のための木材類などの歩掛りがあるが，これは全部で 0.6 円/m² 程度である。

7. 設計，施工基準案

以上述べた幸手バイパスの基層のセメントによる安定処理の結果および今までに舗装研究室において行なった研究の結果から，ソイル・セメントの配合設計および施工基準をつぎのように提案する。

［1］ 配合設計と基準案

アスファルト舗装の基層および上層路盤，コンクリート舗装の路盤を安定処理するさいの必要なセメント量の決定方法と注意事項を表—8 に示す。

［2］ 施工法および基準案

a. セメントによる安定処理は現地材料をよく粉砕しセメントの混合が均一にできることが前提条件であるから，粉砕および混合機械の性能がすぐれていることが第一に必要である。

第二に均一に混合された材料を，適当な含水比のもとで十分に締固めることが必要である。以上のことを十分に行なうためには材料の粉砕，含水量，締固め後の密度に対して，施工管理を十分行なわなければならない。

もし，現地材料が適当でなく，現場附近に砂，砂利などの粒度のよいものが入手しやすいときは，これらの材料だけで現地材料を用いないで上層路盤や基層を安定処

表—7 (1) 安定処理工事歩掛 47,186.48 m² (総括)

関東四号国道幸手出張所

細　別	機械費 機械消却費，運転費，修理を含む	材料費	労力費	合　計
	円	円	円	円
粉砕混合	953,058.00	5,441,473.50	562,747.00	6,967,298.50
ソイル・セメント混合	401,634.50	3,976,817.60	216,622.00	4,595,124.10
転圧及び仕上	338,792.00	506,709.00	141,420.20	935,921.20
計	1,703,534.50	9,925,020.00	920,789.20	12,549,343.80
1m²当	36.102	210.336	19.514	265.952

管理試験用消耗品などを含まない。

表—7-(2)

細　別	使用機械名	管理番号	総時間
砂質土運搬 3,500 m²	ダンプトラック	関東 058	307-10
〃	〃	〃 079	301-50
〃	〃	32-259	22—10
〃	〃	関東 028	46—30
〃	〃	〃 072	34—50
〃	〃	28-240	234-20
〃	〃	26-144	136-20
〃	ブルドーザー	32-135	142-10
砕石敷ならし	モーターグレーダー	31-355 33-692	642-20
砕石砂質土敷ならし	ブルドーザー	32-135	40—10
粉砕混合	ロードスタビライザー	32-487	279-50
〃	ブルドーザー	32-135	112-50
ウインドロー作製	モーターグレーダー	33-692	29—10
〃	ブルドーザー，ウインドロープロポーショナー	33	48—30
セメント混合	ロードミキサー	32-498	453-40
〃	タンク車	関東 303	183-50
〃	散水車	〃 304	270-50
〃	揚水ポンプ	ムサシ エムロ	
〃	セメント運搬車	日野2 トヨダ1 ニツサン 1 いすゞ 1	48—00
転圧及び仕上	ブルドーザー	32-135	171-50
〃	タイヤローラー	32-482	249-20
〃	モーターグレーダー	33-692	99—50
〃	ロードローラー	33-732	193-10
雑運搬車	トラック	関東 237	123-55
〃	ダンプトラック	関東303, 058 092, 028, 26 -144, 28-240	195-00

安定処理工事機械歩掛（内訳）

関東四号国道　幸手出張所

運転時間 / 作業その他	整備時間	修理時間	休止時間	施工経費 機械消却費	油脂費	運転労務費	修理費	合計
								円
116-00 116-00	19—50		171-20	23,200.	22,251.	15,350.		60,801.—
124-40 124-40	8—50	12—20	156-00	25,000.	24,699.	15,100.	22,306.	87,105.—
6—30 6—30	0—40		15—00	1,300.	1,010.	1,100.		3,410.—
10—10 10—10	16—30		19—50	2,000.	1,230.	2,325.		5,555.—
11—00 11—00	3—00		20—50	2,200.	4,578.	1,750.		8,528.—
69—20 67—40　1—40	22—20	7—40	135-00	13,800.	10,805.	11,700.	1,400.	37,705.—
33—50 31—40　2—10	22—50	5—20	74—20	6,800.	8,206.	6,800.	49,674.	71,480.—
92—40 66—30　26—10	30—10		19—20	151,590.	16,003.	7,100.		174,693.—
348—00 338—10　9—50	104-10	44—20	145-50	465,276.	48,674.	32,100.	6,390.	552,440.—
25—20 23—00　2—20	2—50		12—00	40,750.	5,262.50	2,000.		48,012.50
70—30 54—00　16—30	68—40		140-40	34,827.	9,234.50	14,000.		58,061.50
71—30 56—10　15—20	20—30		20—50	116,545.	7,264.50	5,650.		129,459.50
23—10 23—10	3—00		3—00	30,751.	1,980.	1,450.		34,181.—
35—20 34—20　1—00	3—40		11—10	55,420. 2,040.	3,260.	2,425.		63,145.—
92—10 76—50　15—20	249-10	10—30	101-50	213,256.	33,537.50	42,643.	1,600.	291,036.50
57—30 55—00　2—30	26—40	12—30	87—10	11,500.	5,097.	9,200.	13,740.	39,537.—
134—30 128—00　6—30	40—20	21—10	74—50	54,472.50	18,920.50	25,406.	9,305.	108,104.—
					700. 10,864.			700.— 10,864.—
48—00 48—00				9,600.	2,976.	2,400.		14,976.—
89—50 75—10　14—40	26—20		55—40	146,700.	9,739.50	8,600.		165,039.50
92—30 77—50　14—40	1—20		155-30	11,562.50	22.			11,584.50
81—40 81—10　0—30	16—10		2—00	109,634.	6,091.	5,000.		120,725.—
93—30 64—30　29—00	11—10		88—30	56,380.50	5,687.	9,650.		71,717.50
37—20 37—20	13—50	1—05	71—40	7,400.	9,342.50	6,200.	115.	23,057.50
34—40 34—40	13—10		147-10	7,000.	6,316.	9,750.		23,066.—
				1,599,004.50	273,750.50	237,699.	104,530.	2,214,984.—

砂質土運搬	449,277.— (9,521)	砕石敷ならし	600,452.50	雑運搬	46,123.50 (978)
粉砕混合	187,521.— (3,974)	セメント混合	465,217.50 (9,859)		
ウインドロー作製	97,326.— (2,063)	転圧及び仕上	369,066.50 (7,821)	計	2,214,984.— (46,941)

粉砕混合

名称	形状寸法	単位	単価	数量	金額	摘要
砕石	20mm～0mm	立米	1,340.—	2,450	3,283,000.—	3,881.2 m³ 5,222,276円
〃	20mm～5mm	〃	1,355.—	1,431.2	1,939,276.—	
スタビライザー		組	1,000.—	60	60,000.—	積込人夫延約 382 人
砂質土運搬		立米	41.—	3,500	143,500.—	砂質土砕石散布
人夫		人		811	304,272.—	
計					5,730,048.—	
ソイル・セメント混合						
セメント	アサノポルトランド	瓦	7,105.—	36.65	260,398.25	541.57 t 3,899,482.60円
〃	〃	〃	7,205.—	484.27	3,489,165.35	
〃	〃	〃	7,260.—	20.65	149,919.—	
人夫		人		428	133,098.—	セメント積卸，セメント散布 ウインドロー作成，路面手直
計					4,032,580.60	
転圧及び仕上						
アスファルト乳剤	53m以上	立	16.69	1,900	31,711.—	27,900 l 469,511円
〃	〃	〃	16.70	14,000	233,800.—	
〃	〃	〃	17.—	12,000	204,000.—	
人夫		人		230	102,220.20	乳剤散布
計					571,731.20	
その他						
水素		匁	2.50	60.0	150.—	丁張力
ボロ	1級品消毒済	匁	43.—	27.4	1,178.20	機械整備
〃	〃	〃	61.—	60.6	3,696.50	
手袋	ボロ	双	20.—	50.0	1,000.—	アスファルト散布に使用
〃	木綿	〃	80.—	136.0	10,880.—	〃
木炭		俵	310.—	2.0	620.—	含水量測定(材料乾燥)
〃		〃	465.—	1.0	465.—	〃
なわ	3.5分	玉	110.—	11.0	1,210.—	セメント空袋整理
麻		匁	2.20	10.0	22.—	
杉角	m cm cm 3.6×4.5×4.5	本	115.—	10.0	1,150.—	バリケード用
丸釘	5吋	瓩	79.50	2.0	159.—	〃
竹ぼうき		本	35.—	5.0	175.—	
〃		〃	40.—	1.0	40.—	
ペイント	白	缶	100.—	1.0	100.—	バリケード用
反射板	mm mm 75×300×0.4	枚	300.—	20.0	6,000.—	
しゃく柄		本	300.—	2.0	600.—	
薪		束	53.—	15.0	795.—	乳剤加熱
計					28,240.60	
合計					10,362,600.40	

理する。

b. セメントで安定処理した場合の基層の締固メ後の厚さは 15～20cm，上層路盤の締固メ後の厚さは 15cm が標準である。10 cm 以下の厚さのセメントによる安定処理層を設けてはならない。

c. 施工継目は図—12 を参考にして行なえばよい。

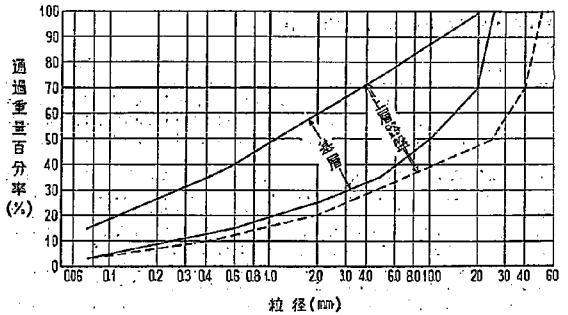
d. 施工法には現場路上混合方式，移動プラント方式および中央プラント方式の 3 種がある。

i. 現場路上混合方式

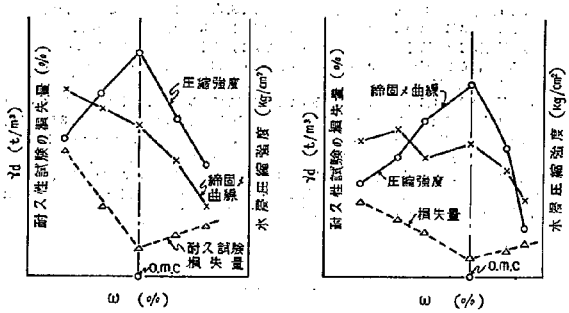
現地材料を添加材を路上または路盤上において粉砕混合する方法で，比較的簡単な装置の機械を同じ場所で数回繰返して用いて所期の目的を達する多行式な方法と，

表—8　ソイル・セメントの配合設計と基準

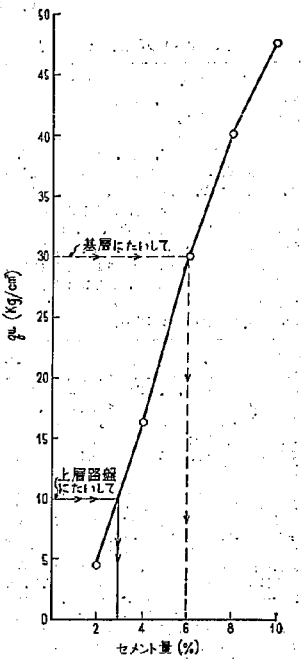
配合設計の方法と基準	摘　　要
① 基層を処理するか，上層路盤（コンクリート舗装では路盤）を処理するか，あるいは両方とも安定処理するかを決定する。	基層と上層路盤の両方をセメントで安定処理しようとすれば，現在のRoad—Mixer および締固メ機械の容量の点と，強度の異なった2つの層をつくるという点から2層にわけて施行しなければならなくなり，非常に面倒であるから特別な場合以外には行なわない方がよい。
② 現地の土の自然含水量，粒度，液性限界（L.L）塑性限界（P.L）を調査する。調査の結果，L.L>40，塑性指数（P.I）>18の場合，自然含水量が最適含水比より相当大きい場合，減軟比が大きい場合あるいは土が比較的良質でも砂利，砂，スラグなどが容易に入手できる場合などは，粒度改良による機械的安定処理を行なって混合すべき材料（主として粗骨材）の混合割合を決定し，混合した材料の粒度が図—9の基層又は上層路盤の粒度範囲にはいるか，あるいは近づくようにする。	i）土のL.L，P.L の測定のさい，わが国の細粒の粘性土に対しては自然含水量から出発しなければならない。すなわちJ.I.S A1205，A1205 規定のように試料を乾燥させた状態から出発して水を加えて土の含水量を増加させる方法ではなく，自然含水量から出発して指次乾燥させて土の含水量を下げる方法をとる。このためには試料が湿っているから J.I.S 規定の 420μ フルイを通らぬ場合もあるがやむをえない。砂質土に対しては J.I.S 規定にしたがえばよい。自然含水量の大きい細粒土に対して，ここで規定した方法にしたがって試験を行なった場合の L.L および P.L の値は J.I.S 規定による場合よりも大きくなるのが一般である。 ii）図—9の基層又は上層路盤の粒度の範囲内にはいるまで粒度改良を行なうか，あるいは現場施工が比較的容易な程度の粒度改良でやめるかはすべて経済上の問題であるからよく調査してきめることが必要である。図—9の粒度からはずれるほど必要なセメント量が多くなる。
③ i）現地の土，あるいは（2）で述べたようにして粒度を決定した混合物にセメントを2，4，6，8および10%の割合で加え，J.I.S 標準締固メ方法にしたがってソイル・セメントの締固メ試験を行ない最適含水比と最大乾燥密度とを求める。締固メ試験のさいに得た含水量のことなる供試体は将来の参考になる場合があるから，④に述べる方法にしたがって水浸—軸圧縮強度を求めなければならない。 ii）自然含水量が最適含水比より大きく，施工にあたって最適含水比まで乾燥させることが困難でかつ②で述べた粒度改良も行ないえない場合にはセメントで処理しても成功は期待しえない。しかしどうしても処理しなければならないときは自然含水量の試料にセメントを添加混合し，混合した材料をモールド中に3層につめ各層当りの締固メ回数を5，10，15，20……と変化させて締固メ試験を行ない，供試体の見掛け密度がほとんど変らなくなるか，繰返し損失のために水浸一軸圧縮強度が小さくなるときの締固メ回数を求める。一般に後者の方が前者より少ない締固メ回数でおこる。	i）J.I.Sの標準締固メ方法，装置などについては J.I.S. A1210に規定されているが，ソイル・セメントの締固メにあたっては次の諸点を修正しなければならない。 （a）試験に用いる試料の最大粒径を25.4mmとする。材料中の標準網フルイ25.4mmに留まるものは，もとの材料の中から標準網フルイ 25.4mmを通り標準網フルイ 4760μに留まるものと置きで等量置換する。 （b）試料の締固メにあたっては含水量のことなるごとに新しい試料を用いなければならない ii）締固メ試験を行なう場合のセメント量は，今の場合 5種類にしたが最低すれば 3種類程度（たとえば2，6 及び 10%）にへらして試験を行ない，試験を行なっていないセメント量（4および8%）のソイル・セメントに対する最適の点は内そうして求めればよい。 iii）土によっては，図—10(1)(2) のように締固メ曲線で最適含水比が明瞭でない場合や，曲線の山が2つでる場合がある。この場合には④で述べた要領にしたがって水浸一軸圧縮試験を行ない，強度が最大になるときの供試体の水量を最適含水比と考えてよい。
④ i）③で得たるセメント量に対する最適条件（最適含水比）の供試体を同一セメント量に対して5本以上作製し作製した供試体を温度21°C±2°C，相対湿度90%以上に保たれた恒温恒湿槽で6日間養生しその後供試体頂部まで完全に浸るように24時間水浸させ，計7日後一軸圧縮試験を行なう。 ii）一軸圧縮試験の載荷速度は1分間に供試体高さの 1/100 とする。	i）最適含水比の供試体製作にあたっては（a）あらかじめ最適含水比よりも2－3%乾いた土の試料を丸一日以上気密な貯蔵容内に保存し，水分を試料全体に一様に行きわたらせなければならない。これは粘性土の場合にはとくに必要である。（b）ミキサーで土にセメントと水とを加えて混合する場合，混合時間があまり長いと，ソイル・セメントの一軸圧縮強度が低下するのが一般であり，混合時間があまり短いとセメントと混合が不十分なため，強度のバラツキが大きい。したがってミキサーの能力に応じて混合時間をきめる必要がある。大体の標準は土，セメント及び水が経験によって良く混合したと認められる最少の時間がよい。又混合中の水分蒸発量をみこんで設計含水量より1－2%多い水量をセメントとともに混合するのがよい。（c）混合して最適含水比になった土とセメント混合物に対して ④ に対する注をまもって J.I.S.A1210 にしたがって締固メればよい。 ii）供試体養生にあたっては相対湿度は 90% 以上としたがなるべく 100% に近付けた方がよい。供試体養生中の温度および湿度は，一軸圧縮強度にかなり大きい影響をおよぼす。この場合温度の影響がとくにいちじるしい。したがって湿度と湿度の規定は十分まもらなければならない。もし恒温恒湿槽の設備がない場合には作製した供試体を薄紙（みの紙又は上質半紙がよい）でシールしその上をパラフインワックスで供試体の含水量を変化しないように完全にシールして規定湿度に調節しうる装置内で養生すればよい。 iii）セメント量が一定の場合の供試体の水浸一軸圧縮強度は最適含水比またはそれよりやや小さい水量のときに最大になり，乾燥湿潤および凍結融解に対する抵抗は最適含水比又はそれよりやや大きい水量で最大になるが，現場での施工しやすさを考えるとわが国では最適含水比で行なうのが妥当であろう。
⑤ 同一セメント量の供試体5個以上の平均をとり図—11 に示すように縦軸に水浸一軸圧縮強度（qu）横軸にセメント量をとる。基層を安定処理するときは qu=30kg/cm² 上層路盤を安定処理するときには qu=10kg/cm² に相当するセメント量を設計に使用する。	i）有害な有機物，硫酸塩を含む土，あるいはいちじるしく塑性が高くてセメントによる処理に適さない材料からなる供試体は24時間水浸中に崩壊したり，頂面がスレークして圧縮試験が不可能になったり，あるいは基準の水浸圧縮強度を確保するためセメント量が多くなるのが一般である。 ii）基準の圧縮強度（基層：qu=30kg/cm²路盤：qu=10kg/cm²）より大きすぎると，セメントで処理した層が著しく脆な層になり収縮ヒビワレが入りやすく，ヒビワレの幅も広くなりかつ不経済であるから，なるべく基準値に近いセメント量を目標にしなければならない。もしソイル・セメント処理層より下の層の安定性が不良なときは，この基準値を場合に応じてあげることが必要である。うえに道路構造全体の安定性と現場の条件とを考慮して設計しなければならない。 iii）24時間水浸後ソイル・セメント供試体は全体を乾いた柔い布でよくふいてから圧縮試験を行なう。供試体の頂面が傾斜したり，キズがついたりして圧縮強度に影響があると考えられるときは，石コウ又は硫黄によるキャッピングを行なわなければならない。



図—9　ソイル・セメントの基層および上層路盤（コンクリート舗装では路盤）の理想粒度



図—10



図—11　必要なセメント量のきめ方

表—9　現場路上混合方式による施工法と管理試験

施工順序	施工内容	現場管理試験	施工機械	注意
①整地	(1)原地盤面を所定の高さにならす．大石，木根などの障害物を深さ30cm まで除く (2)施工面と施工深さとを調査するために，丁張りを1.5～3.0m間隔で処理面の端から1.2～1.5mの路肩上に打つ (3)普通の場合には表土を除く		ブルドーザー スクレーパー モーターグレーダー モーターショベルとダンプトラック フィンガーウィダールーター	
②土の粉砕	(1)処理する深さまでかき起す。 (2)添加材の混合に適するまで土を粉砕する (3)必要があれば土をまぜ返して乾燥させる，ゆるんだ土の表面をならす。	(1)粉砕度：粗骨材を除いて4760 1μ フルイ通過重を 80％ 以上にする (2)粉砕深さ (3)含水量：道路の中心線上90～120m ごとに調査	(1)プラウティラー，スカリファイヤー (2)ローターリー・ティラー，ディスク・ハロー，プリパラティザー，パルピミキサー (3)同上，モーター・グレーダー	含水量の測定はカーバイト法を利用すれば迅速に測定できる
③添加材の散布	(1)他の土をまぜるときには必要量を上に置く (2)添加材が粉状で袋入りのものは土の上に適当な間隔ごとに袋を置き，袋を破って散布する。バルクセメントは機械的に散布する (3)液状の添加材は圧力を加えて散布する。		(1)スプレッダー・ボックス (2)トラックと人力スプレッダー (3)プレッシャー，ディストリビューター	セメントを混合しないまま30分以上土の上に放置してはならない。
④混合と水	(1)単行式の場合には最初に2～3回乾いたままで混合する (2)水を混合した土の表面に散布するか，または土を加えながら湿った状態での混合を行なう。	(1)含水量：混合時の蒸発量を知るためであり，熟練すれば土質によってあらかじめ知ることができる。示方書による示方含水量より ±2% 以上はずれないこと	(1)ローターリー・ティラーパルピ・ミキサー（P&H シーマンロードミキサー） (2)散水車	混合は水を加えてから3時間以内に完了すること

の添加		(2)混合の程度：混合した材料が一様になるまで行なう (3)含水量：中心線上 90～120 m ごとに調査する。混合深さ：	パルビミキサーとダンカー	
⑥表面をならし	(1)施工区間全般にわたってなるべくでき上りの形に近く保つように地表面をならし締固メ後はこれをおこなわなくて良いようにする。		モーター・グレーダー	
⑤締固メ	(1)所定の密度に締固メる (2)最終仕上げは平滑ローラーでおこなう	(1)含水量：30～150 m ごとに調査し乾燥密度は示方書の規定より 0.08 t/m³ 以上小さくてはいけない。 (2)密度： (3)施工厚：150 m 以内に1カ所調査し示方書の差は 2 cm 以内でなければならない。 でき上り面の高さ：基層を安定処理した場合はとくに正確に行なうこと。	(1)ニューマチック・タイヤ・ローラー シープスフード・ローラー バイブレーション・ローラー (2)平滑ローラー	(1)2時間以内に締固メを完了すること。 締固メ機械の異なつた2種類以上の締固メ機械を用いることが望ましい。 (2)締固メ後の密度測定は砂利を含まない場合にはサンプラーを打込んで行なえば良いが，砂利を含むときは砂置換法によるか他の適当な方法によること，このさい穴の大きさは直径 15cm 以上で深さは施工厚がそれより 2cm 程度浅くてもよい
⑦施工目継	図―9を参考にすること			
⑧養生	(1)締固メ直後に乳剤，カットバックアスファルトなどで表面をシールする。シールする量は 0.5～1 l/m² である。湿砂又はぬれムシロ，ビニール乳剤などでもよい。 (2)ソイル・セメントの養生は通常7日であるが，ソイル・セメント層より下が安定な場合には処理層を締固メ後，直ちに表層のアスファルト混合物を施工するがよい。			養生に対する注意は「セメント・コンクリート舗装要綱」95頁の表―10(1) に従うこと

重装備の単一機械だけ（たとえばフーゲルのスタビライザー）または2，3種の機械を組合わせた編成（たとえばシーマンまたはP & Hスタビライザーと適当な締固メ機械との組合わせ）を一度だけ通過させて粉砕，混合，締固メを完了させる単行式との2種の方法がある。

表―9にその方法，施工機械および管理試験とを示す。

ii. 移動プラント方式

施工場所のすぐ上，またはそのごく近くに置かれた材料を，移動するプラントの中で混合してから地上において行く方法である。

表―10 にその方法，施工機械および管理試験を示す。

iii. 中央プラント方式。

この方式は，固定したプラントで混合した材料を現場に運搬して施工する方法で，既成のアスファルトやコンクリートのプラントを利用する場合や，特殊の混合プラントを利用する。施工方法は前二者の場合と変らない。材料の混合は連続ミキサーによる場合とバッチミキサーによる場合の二種がある。

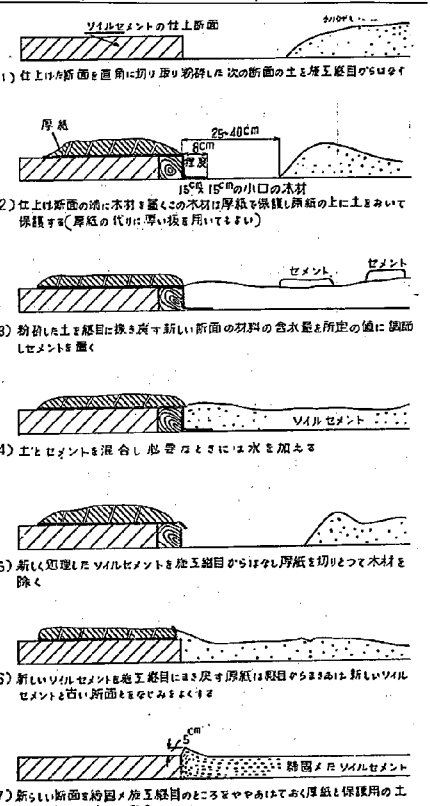
施工法と施工管理は前二者と同様であるが，含水量の調査は混合された材料について1時間ごとに行なえばよい。

iv. 以上 a，b，c の3種の施工法の特徴を表―11 に一括して示す。

（3） 参考のために米・英・独のソイル・セメントの配合設計と施工基準の代表的な例を附表―3に示す。

8. 結　　語

以上，セメントによる安定処理の施工にあたっての配合設計と施工管理試験の結果と一応の基準を示した。



図―12　施工継ぎ目の施工要領

附表—3　各国で用いられているソイル・

国名		①粒度分析	締固め試験（実験室） ②最大粒径	③粘度の補正（れき分）	④締固め方法	必要なセメント量及び施工時の水量を決定 ⑤試験名	⑥供試体に使用するmax.size	⑦供試体の成形方法	⑧供試体の形状寸法
U S A	(Ⅰ) ASTM (A.A.S H.O)		No.4 フルイ (4.8 mm)	No.4 フルイ (4.8 mm) 以上はのぞく	・ASTM(AASHO)の標準締固め ・モールド 〃 ; 4″φ×4.6″H ・ランマー 〃 ; 5.5 lbs(25 kg) ・落下高 〃 ; 12 in(30 cm) ・3 層 25 回	耐久性試験 凍結融解12回および乾湿12回くり返し (脚注1参照)	・3/4 in (19 mm) ・3/4 in 以上は No.4 ～3/4 in (4.8～19 mm) で置換	・Ⅰ④で規定した締固めの結果 o.m.c で Yd max ・動的	4″φ×4.6″H
	(Ⅱ) ポルトランドセメント協会		No.4 フルイ	上に同じ (Ⅰ③)	上に同じ (Ⅰ④)	Ⅰ⑤に同じ 耐久性試験	上に同じ (Ⅰ⑥)	上に同じ (Ⅰ⑦) ・動的	4″φ×4.6″H
	(Ⅲ) PCA の新しい方法（ただし砂質の土のみに適用）		3/4 in (19 mm)	3/4in 以上は No.4 フルイ～3/4 in (4.8～19 mm) のものと等重量だけ置換	・ASTM 標準締固め，ただし締固めにさいして，こわれやすい材料は1回ごとに新しい材料を用いる	圧縮試験 補足的に耐久性試験 (脚注2参照)	No. 4 (4.8 mm) 以下	・上に同じ ・動的または静的	2″φ×2″H 又は 4″φ×4.6″H
	(Ⅳ) カリフォルニヤ州道路局		3/4 in (19 mm)	Ⅲ③と同じ	・モールド 4″φ×4″H ・材料の半分を重さ6 lbs (2.7 kg) のランマーで落下高約10cmで50回たたく，ついで残りの材料を入れて同様の要領で100回たたく ・つぎに25000 lbsの静荷重を加えるこれは1分間に20000 lbsの荷重を加え，1/2分間に残りの5000 lbsを加える。全部で25000 lbs加えて1分間放置し荷重をのぞく	圧縮試験	3/4 in (19 mm) 以下	・Ⅳ④に規定した方法による o.m.c Yd max ・静的	4″φ×4″H
英国	(Ⅴ) イギリス規格 (B.S)		(a) 細粒土 No.7 B.S フルイ (2.4 mm) 通過量 80% 以上		・B.S 1377(ASTM 標準と同じ)に従う ・1回ごとに新しい材料を使用	圧縮試験	No.7 B.S. フルイ (2.4 mm) 以下	・Ⅴ④に規定した方法の o.m.c Yd max	細粒土 2″φ×4″H
			(b) 中粒土 3/4 in B.S フルイ (19 mm) 通過量 80% 以上		・3/4 in (19 mm) 以下の材料について ASTM 標準 ・1回ごとに新しい試料	補足的に耐久性試験	3/4 in B.S. フルイ (19 mm) 以下		中粒土 4″φ×8″H
			(c) 粗粒土 1½ in B.S フルイ (38 mm) 通過量 80% 以上		・モールド 6″φ×12″H ・ランマー 10 lbs (4.5 kg) ・落下高18″(45 cm) 6 層 25 回		1½ in B.S. フルイ (38 mm) 以下	・静的	粗粒土 6″φ×12″H
ドイツ	(Ⅵ) ドイツ規格 (DIN)		No. 4 フルイ (4.8 mm)	4.8 mm 以上 (No. 4) はのぞく	ASTM 標準と同じ	圧縮試験 補足的に耐久性試験	40mm 以下	水量は Ⅵ④の結果得た o.m.c モールド(20cm の立方体ただしカラーつき) 内に試料を3層について 12cm の正方形の端面を有する重さ12kg の突き棒で8回たたく	20 cm の立方体

脚注　1. A.S.T M 規格：D 559-44 (A.A.S.H.O. 規格：T 135-45)．A.S.T.M. 規格：D 560-44, (A.A.S.H.O. 規

mining Cement Factors for Sandy Soils", pp 29～46. H.R.B. Bulletin. 122. Leadabrand, Norting "Sim-
塩谷「ソイル・セメント混合物」セメント，コンクリート No. 145. 1959. 3 月。

セメントの規格試験と施工管理

するための試験 ⑨養生方法	⑩試験までの養生日数と試験時の条件	⑪ 基　準	セメントで経済的⑫に処理しうる土の粒度	現場管理試験 ⑬ 摘　要	⑭ 試験項目
恒温恒湿槽 (21±1.7°C R.H>90%)	7日非水浸	ASTM(A.A.S.H.O) には標準試験方法のみで基準はない 普通は P.C.A によって(Ⅱ⑪) いる。	別に規定はない	H.R.B の規定 max Size 75 mm 5 mm フルイ＞50%　L.L.＜40 0.42 mm フルイ＞15%　P.I＜18 0.074 mm フルイ＜50%	
上に同じ	上に同じ	1. 耐久性試験結果の損失量 a) A-1-d, A-1-b, A-3, A-2-4, A-2-5 ≦14% A-2-6, A-2-7, A-4, A-5 ≦10% A-6, A-7-5, A-7-6≦7% b) 容積変化が供試体成形時の容積の2%以内 c) 含水比が供試体の空ゲキを完全にみたさぬこと d) 水浸圧縮強サ (1～4時間) はセメント量材令とともに増すこと	規定はないが一応 H.R.Bの規定を参考にしている		・粒度 (とくに No.4 フルイ (4.8 mm) に留まる材料が全体の45% 以下のこと) ・含水比 (90～150 m 間隔)
上に同じ	7日 2″×2″：1時間水浸 4″φ×4.6″H 4時間水浸	(詳細は脚注2参照) Ⅰ郡：q_u が16kg/cm²以上ただしシルト粘土との含有量に従ってこの最小の q_u は変化する。 Ⅱ郡：q_u が21kg/cm²以上ただし No.4 (4.8 mm) 以上の量によって q_u の最小値は漸次大になる	Ⅰ郡 0.05mm以下＜20%で No.10フルイ (2mm) 以上＜25%，または 0.05mm 以下が 20～50% Ⅱ群 0.05 mm 以下＜20% No.10フルイ (2 mm) 以上＞25%	Ⅲ⑫ 左欄に示すⅠ群，Ⅱ群の土のみに適用できる	・締固メ試験(ASTM標準)翌日の水分調節および締固メ度管理のため ・現場密度 (砂置換穴の φ⇔14 cm 深さ：施工厚程度またはそれより 2.5 cm 程度浅くて良い現場測定密度に 1.01 の補正係数をかける.示方書の規定より 0.08 t/m² 以上小さくてはいけない　・施工厚のチェック
上に同じ	7日 うち1日は水浸	A：q_u が 455 kg/cm² 以上　コーヘイジョメーター・バリュー 3000 B：q_u が 21 kg/cm² 以上　〃 1500 C：なし　〃 100 C.T.S：q_u が14～21 kg/cm²　〃 100	0.4≧ % Passing No. 200 / % Passing No. 30 ≧0.15 No. 200：0.074 mm No. 30：0.59 mm	細かい部分が少ないと不経済になる	・粒度　・含水比(土の) ・セメントの混合状態(ウインドローの中心部の底からと両側の真中(深さ)から採取しAおよびBは圧縮強さでスタビロメーターによって均一性を調査する) ・締固メ試験 (Ⅳ④ による) ・圧縮強さ　・密度 ・最高および最低温度 (参考)ソイル・セメントの製造は必らずMC—Z または乳剤で行なうこと
パラフィンワックスでSeal Coat する 25±2°C	7日非水浸	・q_u が 175 kg/cm² 以上 ・寒冷地方 (凍結のはげしい)では 400～500 psi (28～35 kg/cm²) が望ましい	一応 H.R.B の規定に従っているがⅠ⑬の H.R.B の規定よりも P.I の大きい土に対しても中央プラント方式を採用して施工している	特殊な場合には ・耐久性試験 (ASTM と同じ) ・有機物の含有量 (普通2%以下を基準にしている ・硫酸塩の決定	・粉砕度　粗骨材をのぞくと5mm フルイ通過量が50%以上のこと ・粉砕深さ ・含水量 ・圧縮強サ { 細粒土：2inφ×4inH 標準方法で2.5kgランマー落下高 30 cm 両面を12回ずつたたく。 / 中粒土：4inφ×8inH 2.5kg のランマーで6層 25 回 30 cm の落下高でたたく / 粗粒土：6inφ×12inH 4.5kg のランマーで6層 25 回 45 cm の落下高でたたく } ・混合深さ ・密度　30—50 m ごとにチエツク示方書の規定より 0.08t/m³ 以上小さくてはいけない ・施工厚　15 m ごとに1箇所。示方書との差は2cm以内のこと
恒温恒湿槽 21±1.7°C R.H>96%	28日非水浸	・路床の改良に q_u が 50～80 kg/cm² ・路盤および基層に q_u が80～120 kg/cm² ・特別な場合，たとえば表層を設けないで処理層をむき出しにするようなとき q_u が 150 kg/cm² 以上	60mm 板フルイ通過量＞95% 7 mm 板フルイ通過量＞50% (7mm板フルイ通過量＞45% とくに粒度分布の良い場合) 1mm 板フルイ通過量＞15%		・有機物およびその他セメントに害をおよぼす材料　・粒径，および密度L.L,P.L,P.I　・含水比(カーバイト法による)　・密度(水，石コウ，油または砂置換による):ASTM 標準の 95% 以上 ・DIN 1048 に従って 20cm の立方体で7日および 28日の圧縮強さを求める DIN 1048 の概要はⅣ⑦に記した　・施工深さ：示方書との差は±1～±2 cm 以内

格：T136—45)　2. H.R.B. Bulletin 69, Leadabrand, Norting "Soil-Cement Test-Data Correlation in Deterplified Methods of Testing Soil-Cement Mixtures. pp 35～47.　上記2書の大体の邦訳は，久保，三瀬，河村，

表—10 移動プラント方式による施工法と管理試験

施工順序	施工内容	現場管理試験	施工機械	注意
①整地	現場路上混合方式と同じ〔表—9〕		表—8 と同じ	
②土の準備	(1) 土の粉砕は表—9 と同じ (2) 粉砕した土を集めてウィンドローをつくる (3) 土を他から補給する必要があればウィンドローの上にこれを加える	粉砕度 含水量 } 表—9 と同じ ウィンドローの断面積測定	表—9 と同じ モーター・グレーダー ウィンドロー・プロポーショナー スプレッダーボックス	ウィンドローの断面積の測定は添加材の量や水量および施工厚を正確にするのに必要である
③粉材の添散加布	(1) 粉状添加材の場合はウィンドローの上に浅ミゾを切り，その中に必要量をおく		セメントバルカー セメントディストリビューター あるいは人力	表—9 と同じ
④混はの合液状添加と水添また加材	(1) ウィンドローの材料を移動プラントにかかえ込んで混合しながら，水又は液状添加材を添加する。この場合の水または液状添加材は補給車から連続的に補給する。 (2) 混合された材料はウィンドロー状に残る	混合度 含水量 } 表—9 と同じ	ウッドロードミキサー H&B モートペーパー バーバー・グリーンミキサー ガードナー型ミキサー タンク・トレーラー	表—9 と同じ
⑤表なら面し	(1) ウィンドローを押し広げて所要の深さにする	処理材の深さ	モーターグレーダー	
⑥締固メ	表—9 と同じ	含水量・密度 でき上り深さ でき上り面の高さ } 表—9 と同じ	表—9 と同じ	表—9 と同じ
⑦⑧施継発工目生	表—9 と同じ			

表—11 各施工方式の特徴

	現場路上混合方式		移動プラント方式	中央プラント方式
	多行程式	単行程式		
プラントの価格	廉価	比較的廉価	高価	コンクリートミキサーその他を流用できる
プラントの移動	最も容易	容易	容量	困難
プラントの性能	粉砕と混合	同左	混合	混合
原材料土のある位置の影響	施工地の土を原材料に用いる場合に好適		余り関係せず	施工地の土を原材料に用いるときは不経済
路床に対する影響	路床を暴露しないので損傷しない		損傷する場合がある	施工前に暴露するので最も悪影響を与えることがある
施工層厚の限度	15～20 cm までの施工にはよいが 2 層に施工する必要があるときは不利		1 層の施工厚は若干大	1 層の施工には制限がないが締固メが問題
処理深の正確さ	不正確	やや不正確	かなり正確	きわめて正確
施工面の正確さ	同上	同上	同上	同上
含水量の調節	蒸発させる事が可能な反面に失うことも多い	水分損失が少ない	同左	同左
添加材の計量	やや不正確		かなり正確	きわめて正確
混合の均一性	不均一になりやすい	やや不均一のことあり	かなり均一	きわめて均一
混合所要時間	長い	短い	短い	一般には長い
作業量に対する適応性	かなり大きい	小さい	小さい	修理，拡幅等各種の作業に適する
急な降雨に対する適応性	作業中止の部分を放棄する必要が生ずるおそれがある	作業中止可能	同左	同左
締固メの時期	数回の混合が終わってから	混合直後	混合直後	1 バッチごとに締固メる必要が起ることあり
仕事量	かなり大きい		最も大	一番少ない

終わりにあたり種々の御助言をいただいた機械化協会安全処理委員会の各位：現場研究の場を提供していただき，いろいろ御協力をしていただいた建設省の東京国道高橋国一郎所長，関東四号国道の長尾満所長，多田幸手出張所長，萩原技官(現甲府工事事務所)ならびに関係各位に心からお礼申しあげる次第である。

参　考　文　献

1) 高橋国一郎，多田宏行：路盤工に用いたセメント安定処理工法の一例。道路 86—91頁，1958.2 月

2) 高橋国一郎，多田宏行：下層路盤のセメントによる安定処理について（中間報告），土と基礎 13 頁—17 頁，1958.2 月，Vol. 6, No. 1.

3) カリフォルニヤ州道路局，Constuction Manual. 6th Edition, 1955.

4) 長尾満，多田宏行：ソイル・セメント基層工の施工管理と工事歩掛りについて，土木学会誌，1959. 5 月

5) 土木技術資料 Vol. 1, No. 1～3, 1959.

潤井川星山放水路の水理試験報告

吉川秀夫*・三井　宏**

(昭和34年1月)

Hydraulic Tests on Hoshiyama Diversion Channel of Urui River

H. Kikkawa and H. Mitsui

(January 1959)

Synopsis :

There are many unknown factors to design the supercritical flow channels. The most important factors among them are the value of the roughness coefficients, stage distribution along the walls affected by the disturbance due to the curved walls, velocity distribution, etc.

As for the roughness coefficients, the authors carried out the hydraulic model tests and the field measurements in the chuting channels of which conditions were considered nearly equal to the designed one. From these tests and measurements, they could estimate the applicable value of the roughness coefficient of the designed channel.

As for the hydraulic phenomena of the supercritical flow in the curved channel, hydraulic model tests were made in the trapezoidal open channel and the rectangular channel and it was found that the former was superior to the latter from the view point of hydraulic phenomena.

After comparing the Kármán's formula with the test data of the water stage variation due to the shock waves in the curved rectangular channel, it was found that the Kármán's formula was applicable to the design of the wall height of the curved channel, and the limit of the application of this formula was concluded from the test data.

To the convinience for the application of the results, some examples of the channel design were also shown in this paper.

要　旨

射流水路の設計においては多くの問題点がある。それらのうち比較的重要と思われるのは，粗度係数の見積り方，水路彎曲部の側壁から生ずるかく乱波による水面変動はどうなるか，水当りの強い，すなわち流速の大きい部分はどこかなどである。粗度係数に関してはまず実験を行なって関係要素との関連を調べ，ついで路床状態の似ていると思われる実際の射流水路で現地観測を行ない，この実測値を参考にして所要の粗度係数を見出した。さらに，台形断面および長方形断面の彎曲水路を作って実験を行ない，長方形断面が台形断面より水理学的にすぐれていることを見出した。ついで，長方形断面彎曲部におけるかく乱波による水面変動の実験値と従来の Kármán 公式とを比較して，Kármán 公式が十分安全に適用できることを確認し，この公式の適用範囲を実験から推定した。最後に参考のため，射流水路の設計例を二，三示した。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 射流水路の粗度係数……(2)
〔1〕実　験……(2)
〔2〕実　測……(2)
〔3〕結　果……(3)
3. 射流彎曲水路の水理……(4)
〔1〕実　験……(4)
〔2〕結　果……(4)
4. 設計例……(9)
〔1〕直線部の水深……(9)
〔2〕曲線部の設計……(9)

1. 緒　言

静岡県で新設予定の星山放水路は潤井川の流れの一部を富士宮市星山地内で分流し，富士川に放流するもので水路総延長 2,670 m，河床こう配 1/20～1/500 となることが予想されている。星山放水路では，現地の地形が急こう配であるため，ある区間の水路内の流れは射流状態になる。このような射流水路に関して，次の項目の研究を行なった。

(1) 射流水路における粗度係数
(2) 射流水路における湾曲部の水理
(3) 射流水路における流速分布

* 河川部　河川研究室長　** 河川部　海岸研究室　研究員

昭和 31 年度から 32 年度にわたり，土木研究所赤羽分室において，上記の項目に関し，本文で述べるような水理実験を行ない，合わせて河床状態の似ていると思われる既成の射流水路において現地観測を行なった。これらの結果を以下に述べる。

2. 射流水路の粗度係数

〔1〕実験

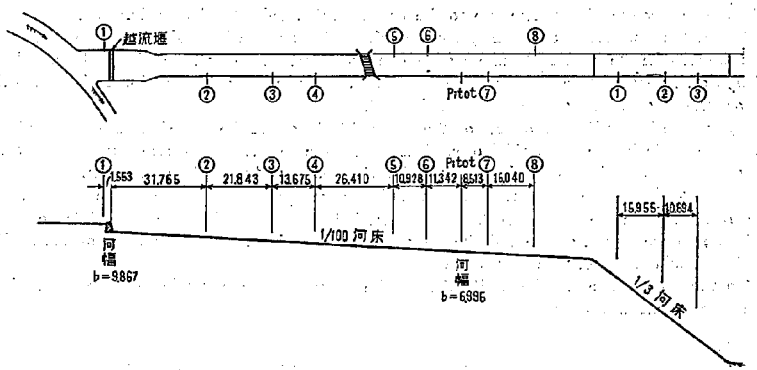
実験に使用した水路は表—1 に示すような諸元をもつ木ゴテ仕上げモルタル張りのもので，これらの直線水路に 10～80 l/sec の流量を流し，ポイントゲージとピトー管とにより，それぞれ水深および流速分布を測定した。

表—1　実験水路の諸元

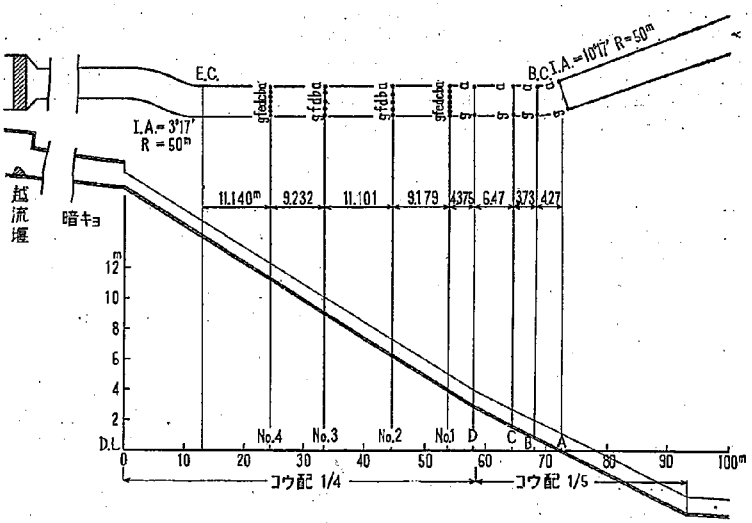
水路長	こう配	断面	断面諸元
13.0m	1/30	台形	底巾 13.3 cm法こう配1/2
13.0	1/30	長方形	幅 31 cm
13.0	1/50	長方形	幅 31
13.0	1/80	長方形	幅 31
4.0	1/8	長方形	幅 30
4.0	1/20	長方形	幅 30

〔2〕実測

昭和 31 年 9 月に埼玉県吉野川放水路，および同 32 年 3 月静岡県猫沢発電所余水吐で実測を行なった。吉野川放水路は図—1 に示すような 1/100 および 1/3 こう配の河床をもつ，幅 7 m のコンクリート製長方形断面直線水路である。流量観測はある時間間隔をおいて，次の三



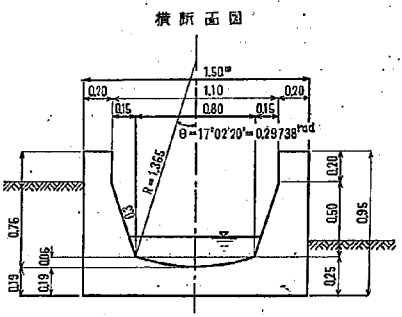
図—1　吉野川放水路略図



図—2　猫沢発電所余水吐

つの方法により継続して行なった。すなわち，上流部の台形砂防ダムより上流方向に 1,553m 離れた地点の水位を測定し，縮尺 1/5 の模型実験から求めた越流係数により流量を算定した。第二に，図—1 に示すように 1/100 こう配部にピトー管を据え，両側壁からそれぞれ 40 cm 離れた位置の鉛直方向流速分布を測定した。第三に，やはり 1/100 こう配部において，両側壁からそれぞれ 50 cm 離れた位置および中央部の表面流速を浮子により測し定た。水深の観測は図—1に示す11カ所において行なった。

猫沢発電所余水吐は図—2にその略図を示したが，実測は河床こう配 1/4 の直線水路部で行なった。この水路は図—3 に示すような断面形をもつコンクリート製のものである。流速分布は No. 1 および No. 4 の測点においてピトー管により測定した。水深は No. 1, No. 2, No. 3, No. 4 の各点において測定し，上流にある越流ゼキの水位も測定して流量の照合に使った。上記のすべての実測は異なる流量 2 種類について行なった。



図—3　猫沢発電所余水吐横断面図

〔3〕 結　果

粗面水路の場合の流速の対数曲線分布式

$$\frac{u}{u^*}=A_r+\frac{2.3}{K}\log_{10}\frac{z}{k}\cdots\cdots(1)$$

を積分して得られる平均流速公式

$$\frac{u_m}{u^*}=A_r-\frac{1}{K}+\frac{2.3}{K}\log_{10}\frac{R}{k}\cdots\cdots(2)$$

を次のように変形する。

$$u_m=K'\cdot\log_{10}\frac{R}{k_a}\cdot\sqrt{gRI}\cdots\cdots(3)$$

ここに

$$u^*=\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}=\sqrt{gRI}$$

τ_0：潤辺におけるセン断応力

ρ：水の密度

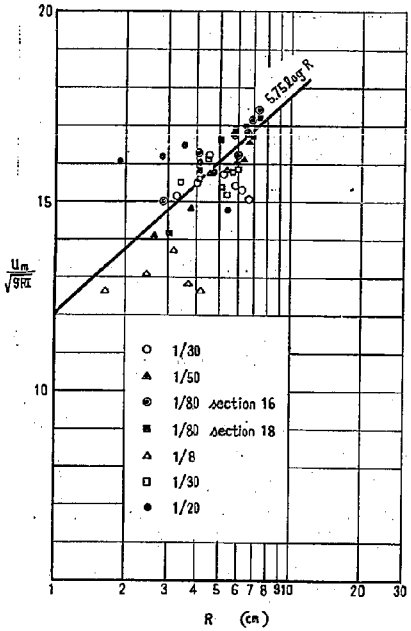
A_r, K, K'：常数

k：潤辺の粗さの平均の高さ

z：底面から測った水深

I：エネルギーこう配

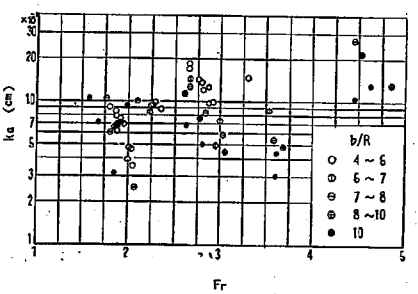
R：径深



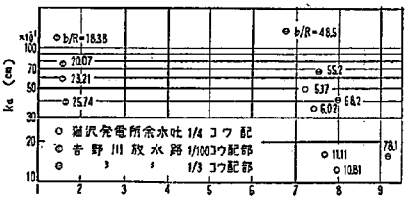
図—4

$$k_a=ke^{1-K\Delta r}$$

図—4 に示すように，半対数紙の縦軸に $u_m/\sqrt{gRI}$ をとり，横軸に R をとって実験結果をプロットすると，(3)式の係数 K' はほぼ 5.75 となり，射流においても対数分布法則が成立することおよびその係数 $K=0.4$ となることが認められる。そこで(3)式の K' を 5.75 とし，実験値および実測値から k_a の値を計算し，半対数紙の横軸に Froude 数 F_r ($=u_m/\sqrt{gR}$ とする) をとり，縦軸に k_a をとってプロットすると図—5 および図—6 のようになる。なお，参考のために Chézy 公式および Manning 公式の係数と k_a との関係を示すと，それぞれ次のようになる。



図—5



図—6

$$c=5.75\sqrt{g}\log_{10}\frac{R}{k_a}\qquad\cdots\cdots(4)$$

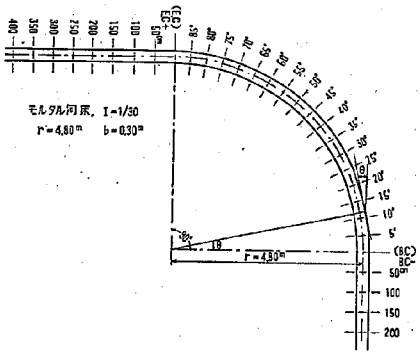
$$n=\frac{R^{\frac{1}{6}}}{5.75\sqrt{g}\log_{10}\frac{R}{k_a}}\qquad\cdots\cdots(5)$$

図—5 および図—6 はそうとうばらついているが，これらの図から，k_a が Froude 数に関係して増減するというような傾向は，とくに認められないようである。コンクリート製射流水路の設計にあたり，粗度として，施工条件が近似していると考えられる前述の実際水路での実測値を採用すれば，大過のない結果が得られるものと思われる。図—6 からわかるように，実測の k_a の値はだいたい $(15\sim120)\times10^{-3}$ cm であった。

3. 射流彎曲水路の水理

〔1〕 実 験

実験に使用した水路は一例を図—7 に示すように 4 分円弧よりなる木ゴテ仕上げのモルタル張りのもので，水路の諸元は表—2 に示す。



図—7

表—2 実験水路諸元

河床勾配	曲線半径	断 面	断 面 諸 元
1/30	2.40m	台 形	底巾13.3cm 法こう配1/2
1/30	2.40	長方形	幅 30 cm
1/30	4.80	長方形	幅 30
1/80	2.40	長方形	幅 30

実験は各水路に 10～60 l/sec の流量を流し，ポイントゲージおよびピトー管により，それぞれ水深，流速分布を測定した。

〔2〕 結 果

水路側壁における河床よりの水深を水路延長に沿ってプロットすると図—8 のようになる。ただし，曲線部の水路延長方向の距離は，曲線部始端から測った中心角で表示してある。側壁沿いの水面曲線は流量をパラメーターとしてある。この図—8 において，台形水路と長方形水路とを比較すれば，次のような台形水路の欠点が認められる。

(a) 流量が変化すれば，極大および極小水深を生ずる位置が変化する。

(b) 曲線部外壁上の水深は非常に大きく，この実験では初期水深の 2 倍強になった。

(c) 高い堤防ならびに広い用地幅を必要する。

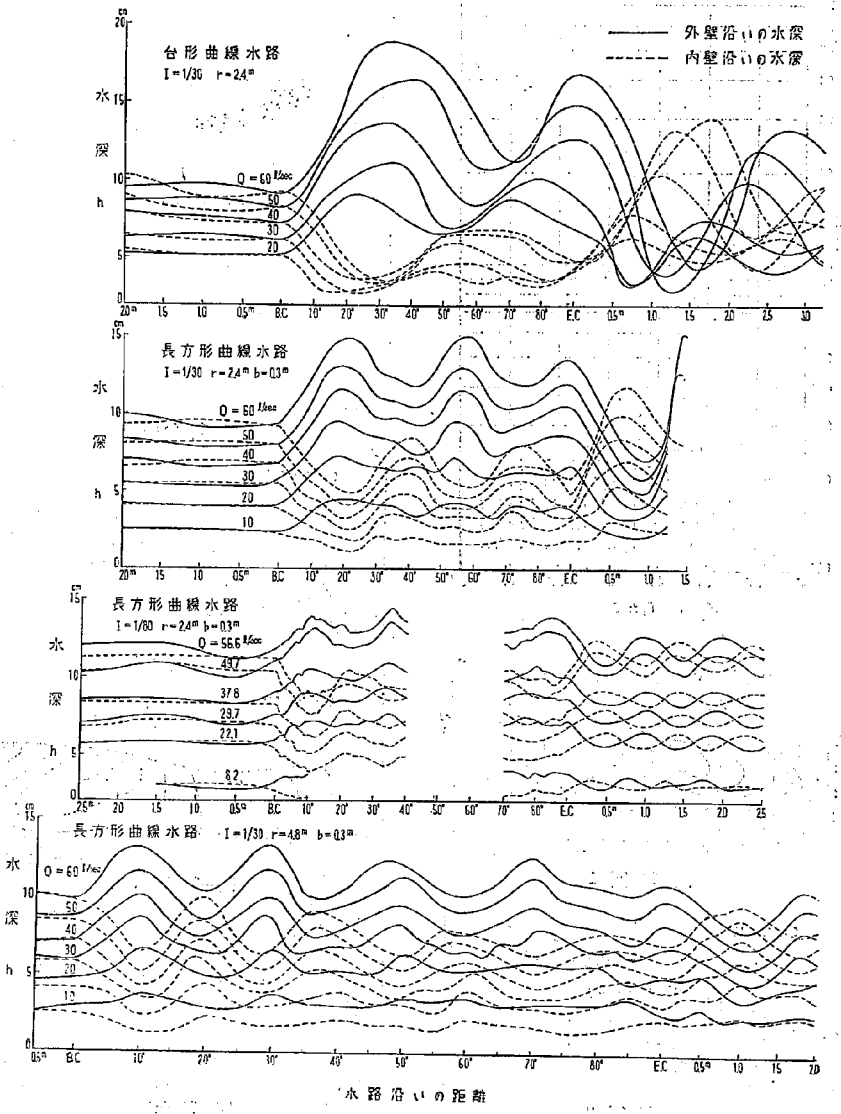
台形水路は以上のような欠点をもつので，実際の水路に使用すれば多くの障害を生ずるものと思われる。これに反して，長方形水路はこれらの欠点をもたないので，以下，長方形水路についてのみ考察を進めた。

図—8 を見てもわかるように，壁面沿いの水深は曲線部始端から変化を始めて極大，または極小水深となり，ふたたび初期水深にもどる。このような変化状態が曲線始端より曲線終端までくり返され，曲線終端から下流の直線水路ではこれらと異なる種類の水深変化が生ずる。曲線水路内の両側壁沿いの水深変化はきまった波長をもつ固定波であり，各波はその極値水深を生じた位置を軸として対称の波形をもつと考えても，大きな誤差を生じないようである。したがって，極大または極小水深点に至るまでの初期波形，すなわち，初期水深から極値水深までの側壁沿いの水深変化を予知できれば，曲線水路内の側壁沿いのすべての水深を推定できる。また，曲線始端および終端に緩和曲線区間を設置して，曲線水路に発生するかく乱波を除去する工法の重要な設計要素にもなる。

このような水路側壁の曲りに起因するかく乱波による側壁沿いの連続的な水深変化を求めるには，次の Kármán 公式が適用される。ただし，この式はかく乱のない初期水深から反対側壁のかく乱が到達する地点まで，すなわち，曲線始端から極値水深点までの区間において成立するものである。

$$\theta+\theta_1=\sqrt{3}\tan^{-1}\sqrt{\frac{\frac{3h}{2H}}{1-\frac{3h}{2H}}}-\tan^{-1}\frac{1}{\sqrt{3}}\sqrt{\frac{\frac{3h}{2H}}{1-\frac{3h}{2H}}}\qquad\cdots\cdots(6)$$

ここに θ：曲線始端から測った中心角，または水路偏角 (°)，図—7 参照



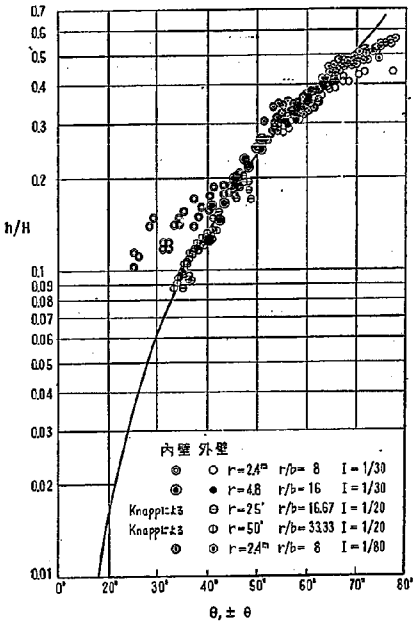
図—8　曲線水路の側壁沿いの水深

θ_1：積分常数。(6)式に初期条件（h/H の初期値において $\theta=0$）を代入すれば求まる。

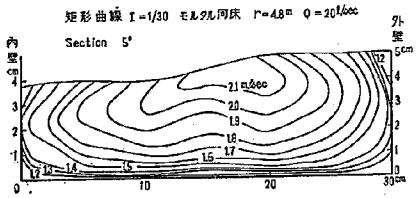
H：全水頭 $\left(=h+\alpha\frac{u_m^2}{2g}\right.$ 実験では $\left.\alpha=1.025\right)$

h：水深

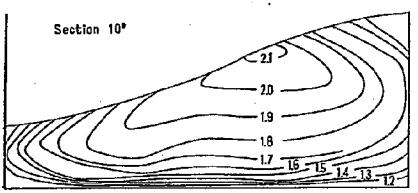
水路偏角 θ の符号は，θ が増加するにつれ水深が増加する場合（凹側壁）を正，水深が減少する場合（凸側壁）を負ときめて，(6)式は誘導されたものである。(6)式および実験値をプロットすると図—9のようになる。この場合の実験値は次のようにしてプロットしてある。すなわち，曲線始端における h/H の初期値を縦軸にとり，この点から(6)式の理論曲線により対応する横軸の $\theta_1\pm\theta$ の値を読む。曲線始端では $\theta=0$ であるから，この値が積分常数 θ_1 である。このようにして，θ_1 が求まれば，ある曲線側壁地点の水路偏角 θ をその符号にしたがって θ_1 に加



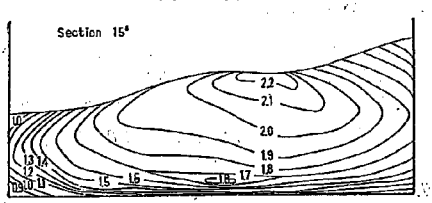
図—9



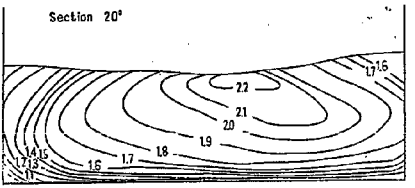
図—10 (a) 1



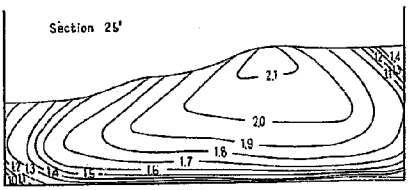
図—10 (a) 2



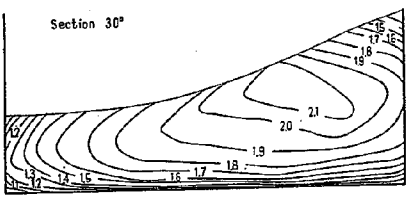
図—10 (a) 3



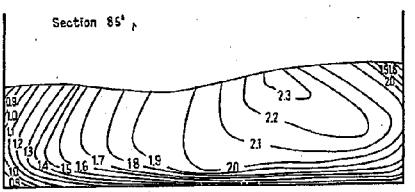
図—10 (a) 4



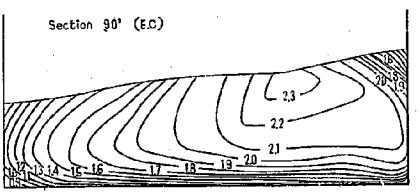
図—10 (a) 5



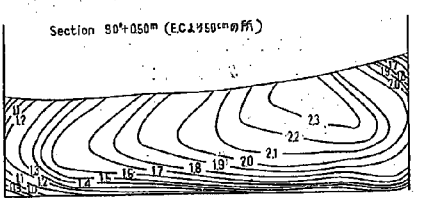
図—10 (a) 6



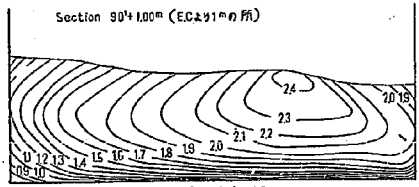
図—10 (a) 7



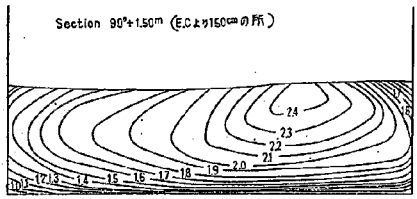
図—10 (a) 8



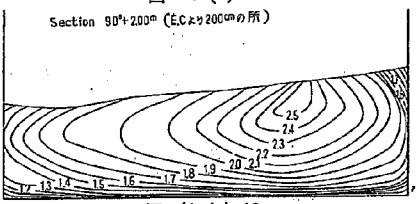
図—10 (a) 9



図—10 (a) 10

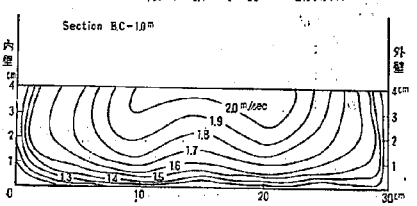


図—10 (a) 11

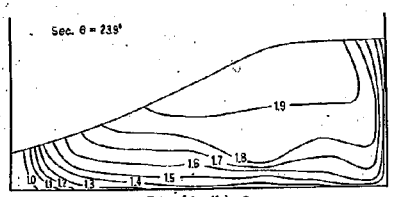


図—10 (a) 12

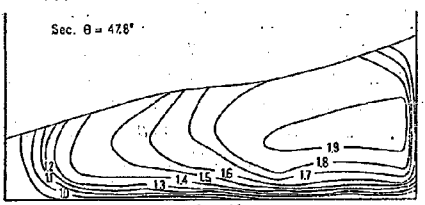
矩形曲線 $I=1/30$ $r=2.4$m $Q=20$l/sec モルタル同床



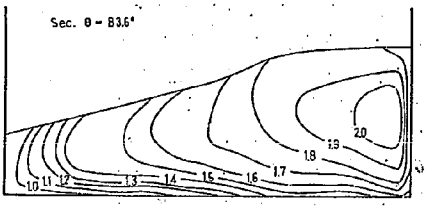
図—10 (b) 1



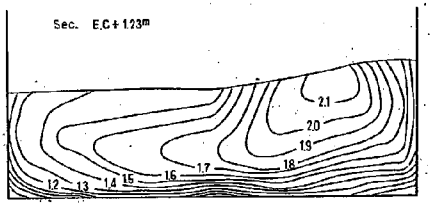
図—10 (b) 2



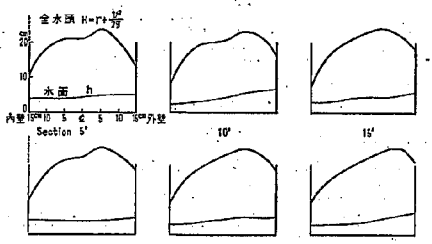
図—10 (b) 3



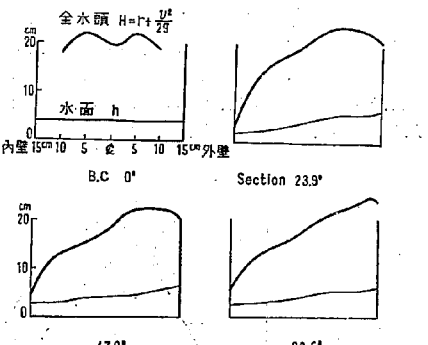
図—10 (b) 4



図—10 (b) 5



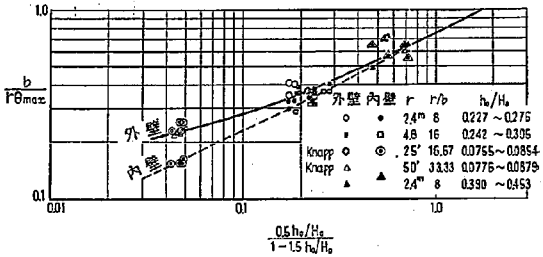
図—11 (a)　$r=4.8$ m　$I=1/30$　$Q=20$ l/sec



図—11 (b)　$r=2.4$ m　$I=1/30$　$Q=20$ l/sec

減し，この $\theta\pm\theta_1$ に対応して，水路偏角 θ の曲線側壁地点の h/H をプロットする。以下，このようにして，極値水深までの実験値をプロットする。

この図—9によれば，r/b が 16 以上の（r は曲線水路中心線の曲線半径，b は水路幅，図—7 参照）曲線水路における水深変化は上記の理論によく一致している。$r/b=8$ の曲線水路においては，θ が正の場合，すなわち外側壁沿いでは実験値は理論値より小さくなり，θ が負の場合，すなわち，内側壁沿いでは理論値より実験値の水深の方が大きくなる傾向が認められる。

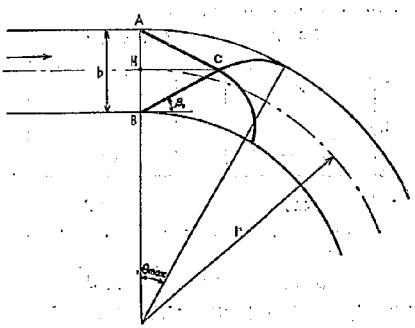


図—13

r/b が小さくなると実験値は理論値から離れる傾向を示すようになる原因は，おもにその流速であると考えられる。理論においては連続条件より，水深が小さいほどその場所の流速は大きくなり，また，水路横断面において全水頭は一定であると仮定している。ところが実験によれば，図—10に一例を示すように，流速分布は常に外側壁沿いの方が大きくなっており，したがって全水頭も図—11に一例を示すように，外側壁の方に大きくなっている。

図—9 に示す実験結果から，Kármán 公式による曲線外側壁沿いの水深は実際より，大きいと考えられるから，この公式を設計に採用すれば安全であると結論されよう。曲線内側壁沿いの水深はこの公式より大きくなる傾向が認められるので，設計には注意を要する。図—8によれば，曲線内側壁沿いの水深は常に上流の直線水路の水深（初期水深）より大きくならないことが認められるから，設計において，曲線内側壁の堤高を直線水路の堤高に等しくとれば十分安全であると思われる。

曲線側壁沿いの水深を計算する Kármán 公式は，反対側壁から出るかく乱の影響を受けない範囲，すなわち初期水深点から極値水深点まで適用可能であって，ここに，この極値水深点の位置を決定することが必要になってくる。この問題を解決するには，特性曲線図解法によるか，または Knapp の提案した近似式によるかの二つの方法があるが，前者は作図が複雑なうえ，個人誤差も入りやすく，後者はあらゆる条件に対し良好な近似が得られるとは言えないようである。ここでは実験値から推定することにし，次の結果を得た。いま図—12において AC, BC を反対側壁のかく乱の影響を受けていない初期かく乱線とし，その交点を C とすれば次の関係が成立する。



図—12

$$\tan\beta_0=\frac{MB}{MC}\quad\cdots\cdots(7)$$

MC は $r\theta_{max}$ に比例すると仮定すれば MB は $b/2$ であるから(7)式は次のようになる。

$$\tan\beta_0=\frac{b/2}{k_1' r\theta_{max}}=k_1\frac{b}{r\theta_{max}}$$

$$\tan\beta_0=\sqrt{\frac{0.5\,h_0/H_0}{1-1.5h_0/H_0}}$$

$$\therefore\quad k_1\frac{b}{r\theta_{max}}=\sqrt{\frac{0.5\,h_0/H_0}{1-1.5h_0/H_0}}\quad\cdots\cdots(8)$$

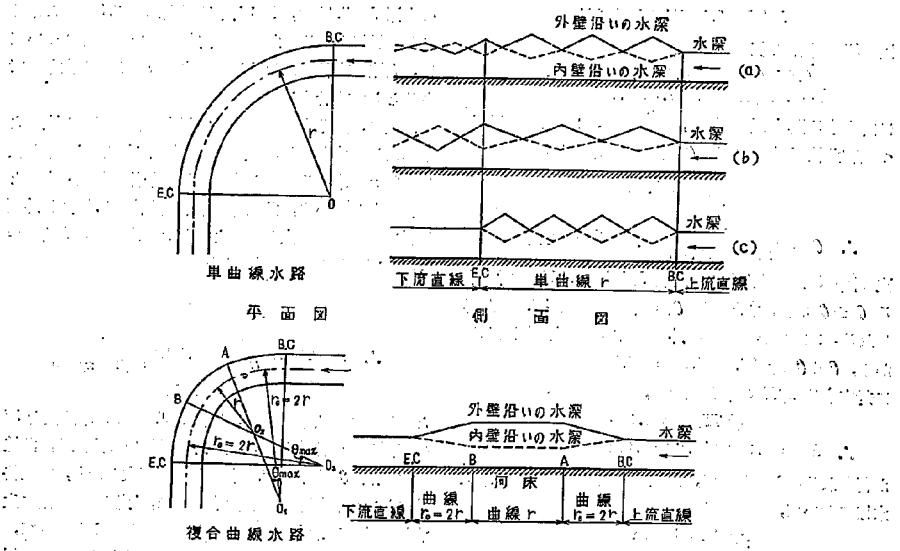
ここに　k_1：係数

h_0/H_0：h/H の初期値

θ_{max}：極値水深点の位置

(8)式の左辺および右辺の根号内の値を両対数の座標にとって実験結果をプロットすると図—13のようになる。この図によれば，(8)式の右辺の値が大きいときは(8)式の関係が成立するが，右辺の値が小さくなると，(8)式の関係から離れてくるようである。この原因は，h_0/H_0 の値が小さくなると（すなわち，Froude 数が増加）(8)式における仮定，$MC=k_1' r\theta_{max}$ の近似が悪くなるためと考えられる。これらの実験値は若干のばらつきを示しているが，図—13の実線の値を採用すれば，妥当な結果が得られよう。

円曲線水路の上流端および下流端に，その曲線の 2 倍の半径の円弧をもつ水路をそう入して，曲線水路内およびそれより下流の水路内のかく乱波を除去する工法がある。この工法において，上述の θ_{max} の値は水路線形の重要な設計要素となる。すなわち，図—14に示す複合曲線水路において，B, C, A 区間および B, E, C 区間を半径 r_0 の円弧 $\angle AO_1B\cdot C=\angle BO_2E\cdot C=\theta_{max}$ とし，A, B 区間を半径 $r=r_0/2$ の円弧 $\angle AO_2B$ は任意とすれば，図に示すように，曲線部にも下流直線部にもかく乱波を生じない。



図—14

単曲線水路の場合は通常図—14（a）に示すように曲線部内および下流直線部内にかく乱波を生ずる。下流直線部のかく乱波は（b）に示すように，曲線部かく乱波の極値が曲線終端部 E. C にくるとき，下流直線部のかく乱波は最大のものとなる。もし（c）に示すようにかく乱波が平常水深になる地点に曲線終端部があれば，下流直線部内のかく乱波は最小のものとなる。ただし，（c）の場合，水路の方向を任意に変えることはできない。

上述のような現象は Knapp によって実験的にも確認されている。直線水路内に一度かく乱波が生ずると，下流にそうとうの距離にわたり減衰しないでかく乱が続くので，このようなかく乱波をできるだけ発生させぬようにすることが必要になってくる。

4. 設計例

〔1〕 直線部の水深

洪水流量	300 m³/sec
河床勾配	1/30
水路幅	10 m
k_a	120×10^{-3} cm

が与えられたとする。(3)式

$$u_m=5.75\sqrt{gRI}\log_{10}\frac{R}{k_a}$$

において

$$u_m=\frac{Q}{A}=\frac{Q}{bh},\quad R=\frac{A}{S}=\frac{bh}{b+2h}$$

であるから，(3)式は

$$\frac{Q}{5.75b\sqrt{gbI}}=h\sqrt{\frac{h}{2h+b}}\log_{10}\frac{bh}{k_a(b+2h)}$$

と変形される。このようにして，逐次計算法を行なう。

$$\text{左辺}=\frac{300}{5.75\times10\times\sqrt{\frac{9.8\times1}{30\times10}}}=2.88$$

$h=2.00$ m と仮定すれば

$$\text{右辺}=2\sqrt{\frac{2}{10+4}}\log_{10}\frac{10\times2\times10^5}{120\times(10+4)}=2.32$$

$h=3.00$ m と仮定すれば，右辺$=4.15$

$h=2.30$ m と仮定すれば，右辺$=2.85$

$h=2.35$ m と仮定すれば，右辺$=2.94$

$h=2.32$ m と仮定すれば，右辺$=2.88=$左辺

したがって，求める水深は，2.32 m である。

次に，$k_a=15\times10^{-3}$ とし，他の条件は上述と同じ場合の水深を同様にして計算すると，$h=1.98$ m となる。

〔2〕 曲線部の設計

$k_a=120\times10^{-3}$ cm

$h=2.32$

$r=150$ m

水路全偏角$=30°$

が与えられたとする。平均流速は，

$$u_m=\frac{Q}{bh}=\frac{300}{10\times2.32}=12.9\text{ m/sec}$$

$\alpha=1.025$ とすれば全水頭は

$$H=h+\alpha\frac{u_m^2}{2g}=2.32+1.025\times\frac{12.9}{2\times9.8}=11.02\text{ m}$$

ゆえに h/H の初期値 h_0/H_0 は

$$h_0/H_0=2.32/11.02=0.211$$

図—13 の横軸の値

$$\frac{0.5h_0/H_0}{1-1.5h_0/H_0}=\frac{0.5\times0.211}{1-1.5\times0.211}=0.154$$

に対応する縦軸の値を読み，これから，2倍の半径をもつ緩和曲線区間における θ_{max} の値を求める。

$$\frac{b}{r\theta_{max}}=0.32$$

$$\therefore\quad \theta_{max}=\frac{10}{2\times150\times0.32}=0.104^{Rad}=5.97^\circ$$

次に図—9 から h/H の初期値 $h_0/H_0=0.211$ に対応する $\theta_1\pm\theta$ の値，すなわち θ_1 の値を読むと 37.8° が得られる。求めているのは，外側壁沿いの極大水深であるから，$\theta_1+\theta_{max}=37.8+5.97^\circ=43.8^\circ$
に対応する h/H の値を読むと，

$$(h/H)_{max}=0.280$$

$$\therefore\quad h_{max}=0.280\times11.02=3.09\ \text{m}$$

が得られる。したがって，曲線部の線形は図—14の曲線水路において，

$$r_0=2r=300\ \text{m}$$

$$\angle AO_1B\cdot C=\angle BO_2E\cdot C=5.97^\circ$$

$$\angle AO_2B=30^\circ-2\times5.97^\circ=18.06^\circ$$

とすれば，初期水深 $h_0=2.32$ m，AB 区間の外側壁沿いの水深 $h=3.09$ m，EC 下流の水深 $h=2.32$ m となることが予想される。曲線部の内側壁沿いの水深については，上流側直結部における初期水深 h_0 と同じ大きさであるとして設計すれば十分であろう。

最後に，水路全偏角が小さい場合の例を示すと次のようになる。すなわち，水路全偏角 5° が与えられ，単曲線の半径 r を求めるものとする。他の条件は前述のものと同様である。いま，曲線部の中点 ($5^\circ/2=2.5^\circ$)で，外側壁沿いの水深が極大となるような r を求める。$h_0/H_0=0.211$ であるから図—13 より

$$\frac{b}{r\theta_{max}}=0.32$$

$$\therefore\quad r=0.32\times\frac{b}{\theta_{max}}=0.32\times\frac{10}{5^\circ/2\times\pi/180}$$

$$=735\ \text{m}$$

となる。このようにして，半径 $r=735$ m の単曲線を 5° の区間だけ使用すれば，曲線外側壁沿いの水深は，曲線部の中点 ($\theta=5^\circ/2=2.5^\circ$) にあって極大となり，曲線終端において初期水深に復帰するので，下流直線水路に生ずるかく乱は最小になるものと思われる。したがって，水路の全偏角が小さくて，緩和曲線をそう入できない場合は，このようにしてかく乱を最小にとどめることができよう。

コンクリート舗装目地材料の試験方法に関する研究（II）

竹下春見*・岩間滋**

（昭和34年3月）

Studies on the Joint Materials for Concrete Pavements (II)

H. Takeshita and S. Iwama

(March 1959)

Synopsis :

Studies on the sealer, hot poured type, for joints in concrete pavements are reported in this paper.

Specimens of sealers are collected from the construction fields of national highway throughout the country. Test procedures performed and results on these specimens are described.

The method of testing and the specification of the sealer, hot poured type, for joints in concrete pavements are proposed.

要　旨

本文はコンクリート舗装用目地材料の試験方法に関する研究の第2報であって，加熱施工式注入目地材の試験方法に関するものを報告した。

はじめに建設省の道路工事現場から全国的に集めた加熱施工式注入目地材の試料を紹介し，実施した各種試験法ならびに試験結果をのべ，ついで採用すべき試験法を提案し，最後に加熱施工式注入目地材の規格（試験結果の判定基準）を提案した。

目　次

1. 緒　言……（1）
2. 注入目地材試料……（1）
3. 実施した注入目地材の試験……（2）
〔1〕概　要……（2）
〔2〕注入目地材の注入温度に関する試験……（2）
〔3〕注入目地材の分離に関する試験……（5）
〔4〕注入目地材の耐寒性に関する試験……（5）
〔5〕注入目地材の水密性に関する試験……（8）
4. 注入目地材試験方法の提案……（9）
5. 注入目地材規格の提案……（12）
〔1〕概　要……（12）
〔2〕注入温度規格……（14）
〔3〕分離規格……（14）
〔4〕流レ量規格……（14）
〔5〕針入度規格……（14）
〔6〕引張り量規格……（15）

1. 緒　言

目地はコンクリート舗装の最大の弱点であるといわれて久しいが，わが国ではいまだ目地材料の良否を判断するための試験方法すらきまっていない。そこで舗装研究室では目地材料の良否を判定するために必要最小限の試験は何か，その試験結果を判定する基準は何かについて一連の研究を行なったが，そのうち目地板に関するものを第1報としてすでに報告した。本文は第2報で加熱施工式注入目地材に関するものである。

* 工博　道路部　舗装研究室長
** 道路部　舗装研究室　研究員

2. 注入目地材試料

本研究に用いた注入目地材試料は目地板の場合と同じように全地方建設局の御協力をえて，各工事々務所で実際に使用しているものを集めた（同一材料を数工事々務所で使用している場合には地方建設局ごとに整理の上提供していただいた）他，二，三の製造業者からの市販品を加えた。

これらの注入目地材試料のうち加熱施工式のもののあらましは，表—1 に示すとおりであって，現在わが国で実用されているものの大部分が含まれていると考えられる。一，二の注入目地材は各地建から提供されたため試

表—1 注入目地材試料

番号	商品名	提供工事々務所名	備考
A—1	セロシール	——	——
A—2	セロシールNo. 4	姫路	アスファルト分 45～55 %，ゴム分 30～40 %，繊維分 5～10 %
A—3	セロシール，硬	——	——
A—4	セロシール，軟	——	——
A—5	セロシール	常総	——
A—6	セロシール	熊谷	——
A—7	ボンドシール，寒地用	——	——
A—8	ボンドシール，暖地用	——	——
A—9	プロシールNo. 2	名古屋	——
A—10	パーマシールNo. 4	名古屋	——
A—11	アイガース	——	——
A—12	ナシ	——	K社試作品
B—1	商品ニ非ズ	広島	ストレートアスファルト15%，ブローンアスファルト30%，石粉55%
B—2	〃	香川	〃 18%，〃 42%，〃 40%
B—3	〃	山口	〃 42%，〃 18%，〃 40%
B—4	〃	長崎	セメント11%，砂66%，石粉6%，ストレート12%，ブロン5%
B—5	〃	名古屋	ブローンアスファルト 針入度 20～30（大協）
B—6	〃	三島	ストレートアスファルト62%，ブローンアスファルト19%，石粉19%
B—7	〃	西大寺	不明
B—8	〃	酒田	ブローンアスファルト 針入度 20～30（丸善）
B—9	〃	佐賀	ストレートアスファルト 針入度 60～70（出光）
B—10	〃	中津	ブローンアスファルト （日石）
B—11	〃	福井	不明
B—12	〃	佐賀	ブローンアスファルト 針入度 30～40（日石）
B—13	〃	宮島	ストレートアスファルト 針入度 60～80
B—14	〃	姫路	ブローンアスファルト 針入度 20～30（丸善）
B—15	〃	姫路	〃 〃（日瀝）

註．セロシールは，この他仙台工事々務所，南部国道工事々務所，名古屋工事々務所より御提供いただいた。

料数が多くなっているが，品質のバラツキも調べたいと考えたので，そのまま試験した。

なお，注入目地材にはこの他常温施工式のものが一，二あるが，試作品の域を出ていないので試料に加えなかった。しかし本研究の結論は常温施行式注入目地材に対しても準用することができよう。

3. 実施した注入目地材の試験

〔1〕概要

加熱施工式注入目地材が要求されている性質は，i) 注入温度が異常に高くないこと，ii) 施工に際していちじるしく分離しないこと（分離），iii) 暑いときに流れ出さないこと（流動性），また砂などの異物が容易には侵入しないこと（異物に対する抵抗），iv) 寒いときにヒビワレがはいったり，コンクリート版からはがれたりしないこと（水密性）などである。

これらの諸性質を検査する試験法はまず外国規格をそのまま準用し，次にそれらの方法の一部を修正し，最後に一部新らしい試験法も考えて実施した。

注入目地材の試験法についての外国規格としては次のようなものがある。

A. S. T. M. D 1191-52 T　注入目地材の試験方法。

Federal Spec. Methods 323. 11　加熱施工式および常温施工式注入目地材の試験方法。

Britisch Standard (B. S.) 2499：1954　コンクリート舗装用加熱施工式注入目地材の試験。

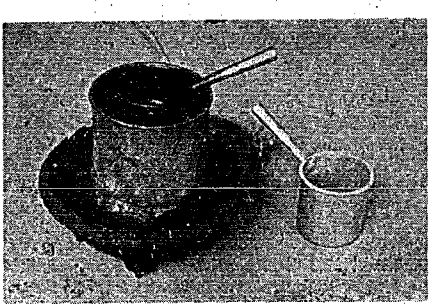
DIN 1995 の一部　注入目地材の試験方法。

〔2〕注入目地材の注入温度に関する試験

加熱施工式注入目地材の注入温度を測る方法としては A. S. T. M. によるもの，B. S. によるものがあるので，まずこれらの方法にしたがって試験した。これらの方法はいずれも不満足であったので，さらに粘度計に準ずる方法を考案して，これにしたがって試験した。さらに A. S. T. M. による安全加熱温度試験を行なった。

A. A. S. T. M. の注入温度試験

A. S. T. M. の注入温度試験は 600 g の試料をとり，始めに 200 g をオイルバス中の容器で温ため，それが軟らかくなったら，つぎつぎと投入して全部とかし，注入できると思われる軟らかさになったときの温度を測るものである（写真—1）。



写真—1 注入目地材の注入温度試験

この方法は比較的容易で，この試験を終った試料から他の試験に対する供試体をつくるというきわめて大きい利点をもっているが，注入できる軟らかさを観察によってきめるため客観性に乏しい欠点がある。本研究では個人差をのぞくように同一人が試験したが，それでも同一試料の注入温度の最大値と最少値の差が30°に達することがあった。

B．B.S. の注入温度試験

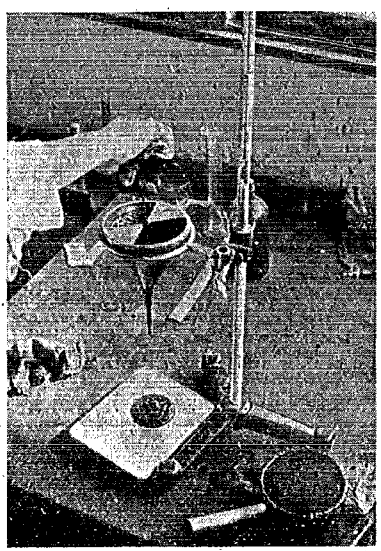
B.S. の注入温度試験は注入温度が軟化点（環球法）と針入度（標準針）に密接な関係があるとして，次式によって求める方法である。

$$注入温度=66+S+3.4\ (P.I.)$$

ただし S=軟化点，P.I.=針入度係数。P.I. は針入度（標準針）と軟化点からきまるから，結局注入温度は軟化点と針入度に密接な関係があるとしていることになる。しかし表—2 から明らかなように A.S.T.M. による注入温度と B.S. による注入温度とは明らかに一致しない。したがって B.S. の方法はとらないことにした。

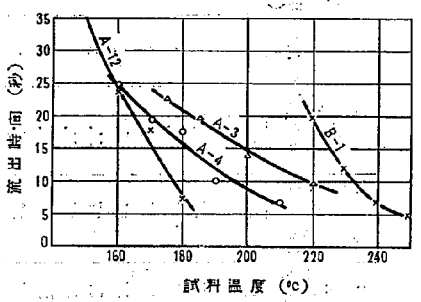
C．粘度計に準ずる装置による注入温度の決定

注入温度試験方法については A.S.T.M. の方法も B.S. の方法も不十分であると考えられたので，写真—2のような粘度計を簡単にした試験装置をつくった。上のコーンは傾斜 1：2 で，下に φ15 mm の穴があけてあり，その穴をふさぐ球（柄付）が備えてある。あたためた試料を，同じ温度にあたためたコーンに 500 cc 注入してただちに球を引きあげ，下の 200 cc のルツボにいっぱいになる時間を測る。この時間がある値になったときの試料温度を注入温度とすればよいと考えた。



写真—2　注入目地材の注入温度試験（粘度計式）

本研究では，数種の試料についてこの試験を行なったが，図—1 に示すとおり試料温度と流出時間の関係は比較的なめらかな曲線で結ばれること，流出時間 10 秒に相当する温度を注入温度とすれば人力施工の場合の注入温度が得られることがわかった。その結果は表—2 に示してある。



図—1　注入目地材の温度と流出時間の関係

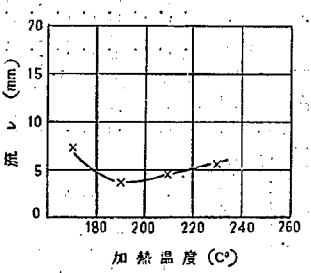
しかし，表—2 を見ると，A.S.T.M. の方法できめた注入温度と，上記の方法できめたものと 10°C 以上相違していないことがわかる。10°C 程度の誤差は実用上さしつかえない。そこで粘度計に準ずる装置を用いる方法は操作が，はなはだめんどうであることを考え，A.S.T.M. の方法をとることにした。

D．安全加熱温度

安全加熱温度は A.S.T.M. に規定されているが，加熱し得て，しかも流動試験（後述）の結果が 5 mm 以内である最高温度として規定されている。

この試験は注入目地材の過熱の危険性を求めるものであるが，注入目地材を過熱すると流レが増大することを前提としている。

しかし，数種の試料について試験したところはっきりした関係が得られなかった。たとえば試料A—4 の結果は図—2 のとおりで 180～240°C の範囲では流レはあまり変化しなかった。試料B—1 は加熱温度を 220～270°C の範囲内で変えたが，流レは常に 0 であった。



図—2　注入目地材の加熱温度と流レの関係

表—2

試料番号	注入温度 (°C) A.S.T.M. 4コの試験値の平均	BS式	粘度計式	分離試験 灰分 (%) 上	中	下	分離試験 CCl_4可溶分 (%) 上	中	下	流レ (A.S.T.M.) (mm) 3コの試験値の平均 60°C	45°C	流出量 (B.S.) (%) 3コの試験値の平均 60°C	45°C	針入度 (25°C) 円すい針16コの試験値の平均	標準針4コの試験値の平均	軟化点 環球法 (°C) 4コの平均	衝撃貫入量 (B.S.) mm (35°C) 4コの平均	引張り試験 A.S.T.M. (−18°C) サイクル数	引張り量 (mm)	DIN (−10°C) 引張り量 (mm) プライマー無	プライマー有
A—1	195	180	—	5.8	6.4	6.5	不能			6.3	3	34	5	63	82	90	12.1	2	6	4.5	—
A—2	200	176	—	6.4	5.6	5.5	—			0	0	0	0	75	69	89	8.1	3	1	4.1	—
A—3	215	176	220	4.2	4.0	4.0	不能			3	0	8	0	55	64	87	7.5	1	4.5	5.4	—
A—4	180	145	200	8.8	7.8	7.7	不能			7	0	6	0	75	89	65	12.9	4	12	5.4	—
A—5	205	143	—	5.9	5.9	6.1	—			5	2.2	6	1	63	76	65	12.1	2	7.5	4.35	—
A—6	210	177	—	6.0	5.7	6.4	—			2	0	0	0	47	55	91	5.2	1	8.3	3.35	9.0
A—7	200	184	—	11.2	11.2	11.3	不能			1.7	0	4	0	50	57	97	11.0	2	8	6.3	—
A—8	210	183	—	13.3	12.4	13.9	—			0	0	0	0	66	58	95	14.5	1	6	3.35	6.0
A—9	200	166	—	6.6	6.6	7.0	—			5.7	0.7	16	2	70	93	79	13.2	1	4	3.9	9.0
A—10	235	180	230	5.8	6.1	6.2	—			1.2	0	0	0	48	65	90	8.7	2	9	5.6	—
A—11	120	179	100	34.6	34.0	35.1	不能			0	0	4	0	158	166	82	23.5	5	12	21以上	—
A—12	190	194	180	29.0	28.7	30.2	—			1.7	0	3	0	14	32	106	0.9	1	0.8	0.8	—
B—1	220	185	230	52.1	59.1	56.6	45.3	41.4	41.5	0.4	0	0	0	10	13	105	0.8	1	4.5	0.35	—
B—2	140	135	—	39.2	39.1	39.1	—			150以上	25	89	74	21	21	67	3.1	1	4.5	0.4	—
B—3	170	143	—	22.2	29.4	29.5	不能			69	8	87	37	14	26	71	1.7	1	1.5	0.2	—
B—4	180	—	—	38.5	82.0	85.6	不能			6	0	12	0	2	7	—	0.4	1	0	0.25	—
B—5	160	—	—	不能			—			4.3	1.3	16	7	7	—	76	0.6	1	0	0.1	—
B—6	190	154	—	17.3	17.7	19.2	—			4.3	0	28	0	14	20	80	0.3	1	1.5	0.1	—
B—7	150	140	—	27.6	31.1	46.5	—			31	3	79	1	16	23	70	0.4	1	1.5	0.2	—
B—8	160	153	—	不能			不能			1.5	0	10	0	18	23	80	0.4	1	3	0.4	—
B—9	155	137	—	不能			—			150以上	150以上	93	91	70	72	60	13.3	1	0	0.4	—
B—10	195	157	—	0.7	0.6	0.7	—			3	1.7	11	0	21	24	81	0.4	1	0.8	0.5	—
B—11	150	146	—	不能			—			11.2	0	14	5	24	28	73	0.8	1	1.5	0.1	—
B—12	170	153	—	0.3	0.3	0.3	不能			4	0	26	0	21	26	78	0.8	1	4.5	0.2	—
B—13	160	100	—	2.5	2.6	2.4	—			150以上	100以上	95	88	73	82	42	135	1	3	1.5	—
B—14	170	161	—	25.8	33.3	36.1	—			3.2	0	23	0	18	25	84	0.4	1	0	0.2	—
B—15	180	—	—	不能			—			1.7	0	8			18	—	0.2	1	0.8	0.2	—

以上の結果より安全加熱温度試験は採用しないことにした。ただし，注入温度が 180°C 以上のものは，化学変化を起こすおそれがあるので，注入温度試験を行なったのち，注入温度に1時間以上保ってから他の試験の供試体を作成することにきめた。

〔3〕 注入目地材の分離に関する試験

加熱施工式注入目地材は施工に際して，そうとう長時間加熱されることが多いが，そのさい，分離を起こすおそれがある。とくに石粉を含む注入目地材はこの危険性が大きい。これについての試験法が DIN および B.S. に定められているので，大略それにしたがって実施した。

A. DIN の分離試験

DIN の分離試験は試料をかきまぜながら注入温度まで加熱し，高さ：直径が 2：1 のコップに注ぎ，注入温度の乾燥炉に入れて 30 分間保ったのち試料をとり出し，半分ずつ別の容器に入れ，それぞれをよくかきまぜてから，おのおの 1～2 g の灰分決定試料をとり出し，両試料の灰分の差を求めるものである。

本研究においても，始め DIN にしたがって試験を実施したが，コップの大きさがきめられていないこと（形だけきめられている），試料を取り出して二つにわけるときに，たがいに混合しあうことに難点があることを認めたので，B項でのべる B.S. 式の鉱物粉沈降試験装置を採用することにし，上・中・下から各3個ずつの灰分決定供試体をとった。

灰分決定の試験は，電気炉と感度の高い天秤さえあれば試験値のバラツキも少なく，操作も簡単で改良すべき点を認めなかった。

B. B.S. の分離試験

B.S. の分離試験は試料を写真—3 のような鉱物粉沈降試験装置に注入し DIN と同じように，ただし，注入温度より 20°C だけ高い温度に2時間保ったのち室温まで冷却させ，各リングごとに試料を切り離し上・中・下の各リングから供試体を取り出してアスファルト分の抽出試験を行ない，アスファルト量の差を求めるものである。

しかし，アスファルトの抽出試験は長時間（2日）を要するばかりでなく試験費もかさむので適当でない。それで比較的容易であると考えられる四塩化炭素可溶分を求める試験を JIS K 2534 にしたがって 10 種類の試料に対して行なった。しかし，この試験も非常にめんどうであるばかりでなく，ゴム類を含む試料は真空ポンプを使ってもアスファルト分を吸引することができなかった。わずかに試験結果の得られた試料B—1 の結果もバラツキが大きくとうてい信頼できるものではなかった。そこで分離試験は前項のとおり灰分の決定試験によることにした。

〔4〕 注入目地材の耐暑性に関する試験

注入目地材の耐暑性は使う立場からみると，すでにのべたように流動性と異物に対する抵抗とにわけられる。まず，この二つの要求を別々に考え，流動性に関する試験法として A.S.T.M. および B.S. の流動試験を，異物に対する抵抗を求める試験法として B.S. の衝撃貫入試験を，これら両方に関係する性質を求める試験法として，円すい針による針入度試験（A.S.T.M.）と環球法による軟化点試験（DIN）を実施した。ついでこれらの試験法の相関関係と利点欠点を調べ，二つの採用すべき試験方法をきめた。

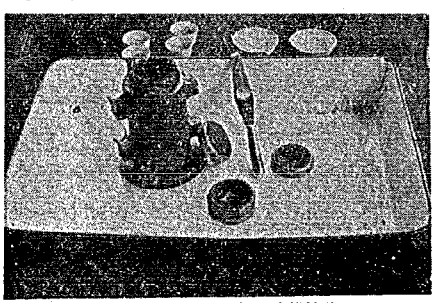
A. A.S.T.M. の流動試験

A.S.T.M. の流動試験は写真—4 左のようにみがいた錫メッキ板の上に巾 4 cm，長さ 6 cm，深さ 0.32 cm の注入目地材供試体をつくり，これを水平から 75° の斜面になるようにして 60°C の恒温箱の中に入れ，5時間後の供試体の長さののびを流レとして測るものである。

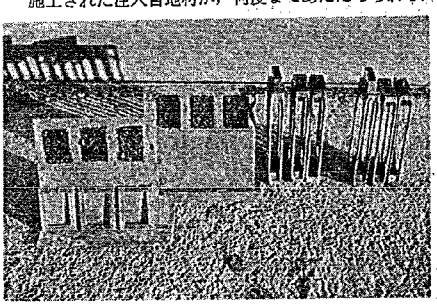
本研究ではこの試験方法の温度および時間の妥当性を検討するために 45°C においても実験し，途中時間における流レも測定した。その結果の数例は図—3 に示すとおりである。

図—3 を見ると，流レは温度によって著しく相違すること，45°C で試験した時，ほとんど流れない材料でも，60°C ではそうとうに流れること，流レは経過時間にほぼ比例し（他の試料も同じような結果を示している），流レの限界のようなものはないことがわかる。

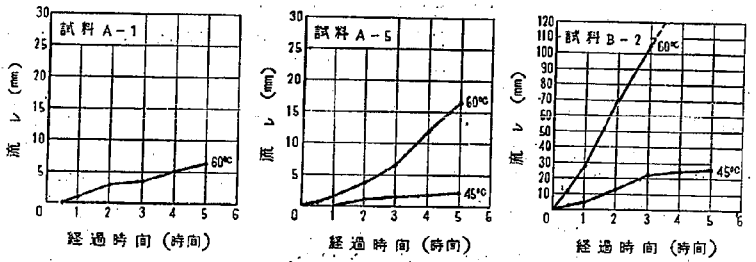
施工された注入目地材が，何度まであたためられるか



写真—3　注入目地材の分離試験



写真—4　注入目地材の流動試験（右：B.S.式左：A.S.T.M.式）



図—3. A.S.T.M. 式流動試験による注入目地材の流レ時間曲線

は，わが国には実測例がないが，同じ黒色をもつアスファルト舗装の最高温度が 61°C に達した実測例（亀掛川，中島，物部）から注入目地材の最高温度も 60°C に達するであろうことは容易に想像される。もちろん，注入目地材が1年中この温度になるわけではないが，このような材料試験は加速試験であってさしつかえないから試験温度は 60°C をそのまま採用してよいであろう。また温度の影響の大きいことを考えて試験温度を ±1°C に保つことを規定した。

注入目地材の流レが時間にほぼ比例することから，測定時間をもっと短かくしてもよいと思われる。実際各試料の流レ—時間曲線を見ると3時間後の流レでも十分なようである。しかし試験時間を5時間にとっても準備さえ良くすればこの試験を1日で終わらせることができるし，他方5時間とすればアメリカの良質な注入目地材との比較ができるから，試験時間を5時間とした。

B. B.S. の流出試験

B.S. の流出試験は写真—4 右のように長さ 5 cm，深さ 2.5 cm，幅 1.25 cm で底面に幅 6 mm のスロットをもつ軟鋼板製の型ワクに試料をつめ，45°C に5時間保ち，流出した注入目地材の重さの始めの重さに対する比をとるものである。

この方法はAにおける考察から明らかなように，試験温度の 45°C が低すぎること，流出量—時間曲線を求めにくいこと，試験自体がいくぶん，めんどうであることなどの欠点をもっている。

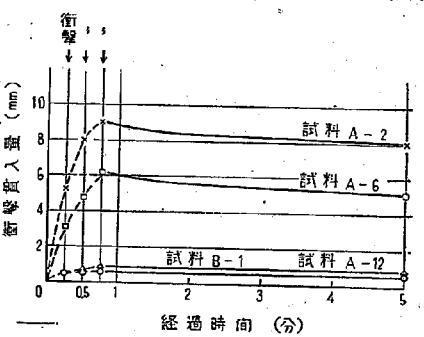
それでさらに試験温度を 60°C としての測定も実施した。

C. B.S. の衝撃貫入試験

B.S. の衝撃貫入試験は直径 56 mm，深さ 35 mm の円筒皿に満たした供試験を 35°C のウォーターバス中に1時間保ったのち，写真—5 のような装置にはめこみ，直径 1 cm，長さ 4.5 cm のプランジャーをおき，長さ 6.5 cm，剛度 17.9 kg/cm のバネのついた全重 700 g のクロスヘッドを 15 秒おきに3回落して貫入量を読む試験である。貫入量は始めにプランジャーの頭にダイヤルゲージをあてて読み，15 秒後，30 秒後，45 秒後にクロスヘッドを落し，5 分後にダイヤルゲージをあてて読み，その差から求める。

写真—5 注入目地材の衝撃貫入試験

本研究においては，貫入量の推移を見るために衝撃を与えた直後の貫入量もあわせて読んだ。その結果の数例



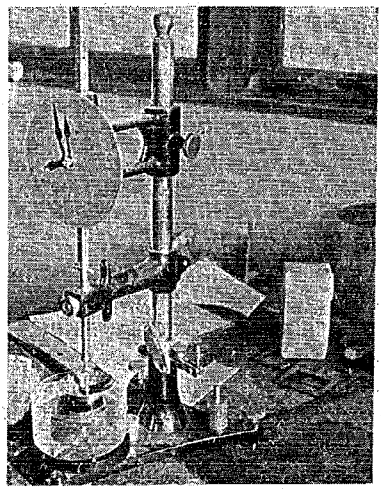
図—4 注入目地材の衝撃貫入量

は図—4 に示すとおりである。この図から貫入抵抗は貫入量が大きくなるほど増すこと，貫入したプランジャーを4分 15 秒放置している間にプランジャーをいくぶん押しもどすという弾性的性質を示す注入目地材のあることがわかる。しかしこの復元量はきわめて小さいから4分程度の時間で十分であると考えられる。

なお衝撃貫入量の大きい注入目地材に対してはプランジャーの長さ 45 mm では不足なので 60 mm に修正した。

D. A.S.T.M. の針入度試験

A.S.T.M. の注入目地材に対する針入度試験は写真—6 のような円すい針（グリースコーン JISにない）を用いること以外は，いわゆる針入度試験と全く同じである。



写真—6　注入目地材の針入度試験

いわゆる針入度試験はアスファルトの分類を行なうのを目的としているもので，円すい針を使ったこの針入度試験がどんな意味をもっているかはっきりしない。しかし，硬軟を表わす1つのインデックスであるという意味では流動試験に関係があり，静的貫入試験であるという意味では衝撃貫入試験に関係があると考えられた。もしこれらの試験結果の間に強い相関々係があることが明らかにされれば，各地建材料試験室がすでに所有している針入度試験機が利用できるという意味できわめて便利である。この点を確かめるためにこの試験を実施した。

E. 環球法による軟化点試験

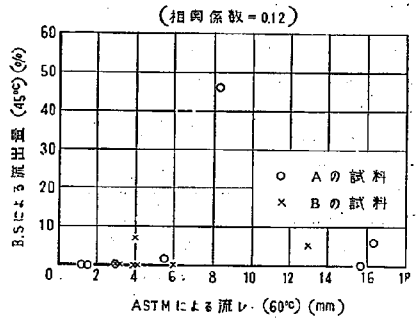
環球法による軟化点試験も JIS の方法と同じであるが，DIN によると注入目地材に対してもこの試験を行なうことがきめられている。

軟化点は材料の硬軟を表わすという意味で流動試験と相関々係がありはしないかと考えられたので，D項と同じ目的により実施した。

F. 注入目地材の耐暑性に関する各試験法の考察

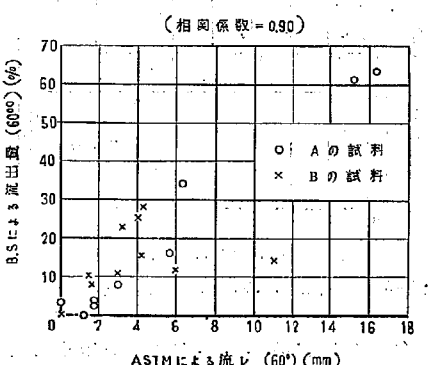
（イ）A.S.T.M. による流レと B.S. による流出量の相関関係

図—5 から明らかなように，A.S.T.M. による流レ (60°C) と B.S. による流出量 (45°C) の間には相関々係がない（相関係数＝0.12）。これは相関々係がないというよりはむしろ 45°C という試験温度が不適当なことを示すものであろう。A.S.T.M. によっても B.S. によっても 45°C で流れない注入目地材が 60°C ではかなり流レるからである。



図—5　注入目地材の A.S.T.M. による流レ (60°C) と B.S. による流出量 (45°C) の相関関係

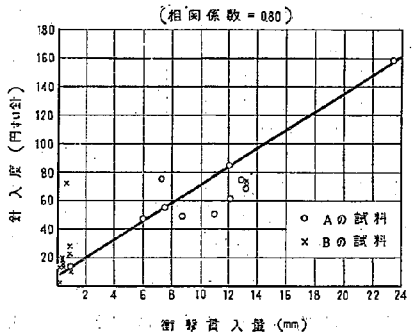
試験温度を両方とも 60°C とすると，図—6 に見られるように A.S.T.M. の流レと B.S. の流出量の間に極わめて明瞭な相関々係のあることがわかる（相関係数＝0.90）したがって注入目地材の流動性を求める試験としてはいずれか一方をとればよいことになるが，すでにA，B項で考察したように A.S.T.M. の方法がすぐれているので，これを採用した。



図—6　注入目地材の A.S.T.M. による流レ (60°C) と B.S. による流出量 (60°C) の相関関係

（ロ） 衝撃貫入量と針入度の相関々係

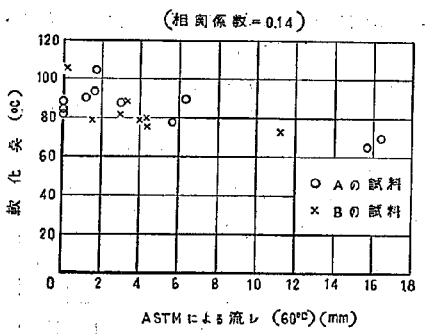
貫入抵抗を求める試験法として衝撃貫入試験は動的試験，針入度試験は静的試験であると考えられるが，図―7 を見ると両者の間には強い相関々係がある．(相関係数 =0.80) ことがわかる。B.S. による衝撃貫入試験は注入目地材の表面においた直径 1 cm，高さ 0.3 cm の円筒形石材の上を，空気タイヤの車が 65 km/h の速さで走ったときにそうとうする衝撃を加えるように設計されているので試験の意味がきわめて明らかであるばかりでなく，試験法そのものも容易である利点をもっているが，すでに広く用いられている試験機に円すい針を加えるだけでよい針入度試験をとる方が実際的である。それで針入度試験を採用した。



図―7　衝撃貫入量と針入度の相関関係

（ハ） 軟化点と他の試験値との相関々係

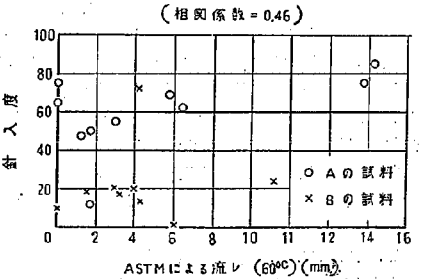
注入目地材の軟化点と他の試験値の間には相関々係は少ないようであって，たとえば，図―8 のように軟化点と A.S.T.M. による流レとの間に相関々係はない。



図―8　軟化点と A.S.T.M による流レ (60°C) の相関関係

（ニ） 針入度と A.S.T.M. による流レとの相関々係

注入目地材の針入度と A.S.T.M. による流レの相関々係は図―9 からわかるように，あまり強くない。試料



図―9　針入度と A.S.T.M. による流レ (60°C) の相関関係

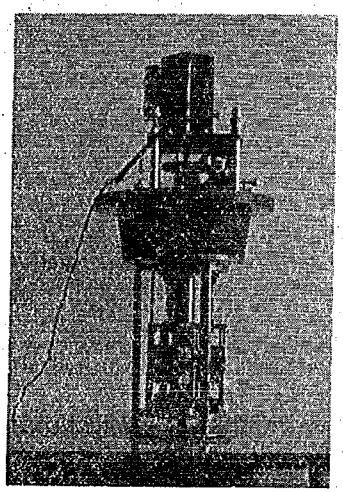
A―11は極端な例である。したがって注入目地材の耐暑性に関する試験法としては流動試験と針入度試験の両方を行なう必要がある。

〔5〕 注入目地材の水密性に関する試験

水密性は注入目地材の最も重要な性質であるが，注入目地材は特に低温においてコンクリート版からはがれたり，ひびわれたりすることによって水密性を失うことが多いので，各国とも低温における引張り試験を行なっている。本研究では A.S.T.M. の方法と DIN の方法によって試験を行なった。

A. A.S.T.M. の引張り試験

A.S.T.M. の引張り試験は写真―7のように 2.5×5.0×7.5 cm のモルタルブロックのいちばん広い面を向き合わせて間隔 2.5 cm とし，その間に注入目地材を注入して供試体をつくり，このようにしてつくった三つの供試体を −18°C に 4 時間以上保ったのち，同温度で 3 mm/時 の速さで 12 mm まで引張り，これを 5 サイク



写真―7　A.S.T.M. 注入目地材引張り試験機

ルくり返し，供試体の付着，ヒビワレを観察するものである。

この試験法は供試体をモーターで引張るので便利であるが，次のような難点をもっている。

① 供試体の大きさが小さすぎるため，注入目地材の実際の伸び能力とかなり違った結果を表わすこと（DINの引張り試験成績はどの試料もずっと低くなっている）。

② 試験温度が低すぎること。もちろんこの試験は加速試験であるから，現場で実際に注入目地材が達する温度で試験する必要はないが，それにしても実際の最低温度より低すぎる。

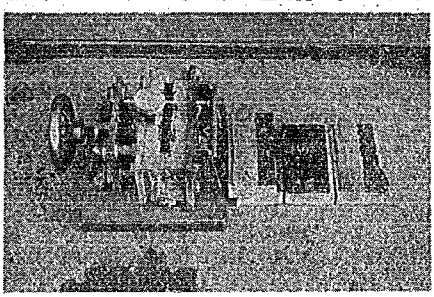
③ 試験途中の経過を観察しがたい。本試験法は単に試験に合格するかどうかを見るだけなので，不合格な注入目地材がどの程度の品質をもっているかを確かめられない。しいて確かめようとすれば，ときどき冷蔵庫の扉をあけて観察するより仕方がないが，試験温度が低いためたちまち温度が上ってしまうために誤差を生ずる。本研究では 15 分おきに観察することにした。

④ プライマーを用いないことにしているので注入目地材の比較試験としては有効であっても，品質試験としてはからくなっている。

⑤ 試験器が高価である。

B. DIN の引張り試験

DIN の引張り試験は写真—8 のように 35×110×220 mm のコンクリートブロックを 15 mm 間隔に保ち，プライマーを塗った上でその間の 15×100×200 mm に注入目地材を注入し，全体を −10°C に 4 時間以上保ったのち 6 分間に 0.1 mm の速さで引張り，はがれたとき，また中はひびわれたときの引張り量を測るものである。



写真—8 Robe 式注入目地材引張り試験

この方法は供試体の大きさが実際のものに近く，試体温度も適当であり，試験途中の経過を十分観察できるから試験成績がきわめて明らかであり，かつ試験装置が A.S.T.M. よりやすいという意味ですぐれた試験法である。しかし常にプライマーを用いることは，残念ながらわが国の実状には合わない。それで実際の施工に際してプライマーを併用する場合だけプライマーを用いるようにすべきであると考えた。なお，プライマーを用いた場合と用いない場合の注入目地材の試験成績の差は表—2 に示すとおりである。

この方法はまた注入目地材の注入深さが深すぎる欠点をもっている。実際の注入目地材の注入深さはせいぜい 40 mm であるのに本試験では 100 mm である。本研究で調査した限りでも深さ 100 mm で大きい巣のできた試料が二，三あったので試験のバラツキが大きくなる可能性をもっているし，供試体の量が大きいことによって取扱いがめんどうにもなるから，下部 60 mm に 15×60×200 mm の目地板を使うことに改めた。

4. 注入目地材試験方法の提案

第3章の試験研究結果にもとづき，注入目地材の標準試験方法として，（i）注入温度試験，（ii）分離試験，(iii) 流動試験，(iv) 針入度試験，(v) 引張り試験，を提案する。

コンクリート舗装用加熱施工式
注入目地材の試験方法案

（1） 範 囲

本試験方法は，加熱施工式注入目地材に対して適用する。

（2） 供試体の準備

試料は買入れの適否を判断する場合には事前に約 2 kg，品質管理を行なうためには加熱施工中のケットルから，または施工後の膨張目地から，舗装 400 m ごとに約 1 kg とるものとする。

試験は試料の静浄な部分から切りとった合計約 700 g の塊によって 3 にのべる注入温度試験を行なったのち分離試験供試体を 1 個，流動試験供試体を 3 個とって試験を行なう。さらにもう 1 度約 800 g の試料をとって注入温度試験を行なったのち針入度試験供試体を 3 個，引張り試験供試体を 2 個とって引張り試験を実施する。ただし品質管理試験として行なう場合には，各供試体の数を 1 個まで減ずることができる。

このさい，注入温度試験の結果注入温度が 180°C 以上であることのわかった供試体はその注入温度に 1 時間保った後に他の試験の供試体をつくらなければならない[1]。

（3） 注入温度試験

（3）—1. 試験の目的

本試験は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く危険性があるかないかを試験するものである。

（3）—2. 試験器具

① 容量 8～10 l のオイル・バス，②の試料容器を固定する装置をつけるものとする。

② 容量が約 1 l で柄をつけた試料容器[2]。

③ 容量が約 2kw のヒーターまたはこれに準ずるガスコンロ。

(3)—3. 補助材

① 油

② ほう丁類

③ 溶剤（清掃用）ぼろぎれ

(3)—4. 試験法

700～800 g の清浄な試料を選び，その中からまず 200 g とってオイル・バス中の試料容器に入れて，かきまぜながら注入温度まで加熱する[3]。オイル・バスの温度は，280°C をこえてはならない。供試体容器中の試料が軟化するのをまって残りの試料を約 50 g ずつ加えてゆく。全試料が軟化し，他の試験のための供試体をつくる際に容易にかつ均一に注入される最低温度を注入温度として報告する。

注入温度が 180°C 以上の場合にはかきまぜながら1時間以上その温度に保つ。

(3)—5. 報　告

①試料名 ②試験年月日 ③油温度 ④注入温度 ⑤注入温度に保つた時間

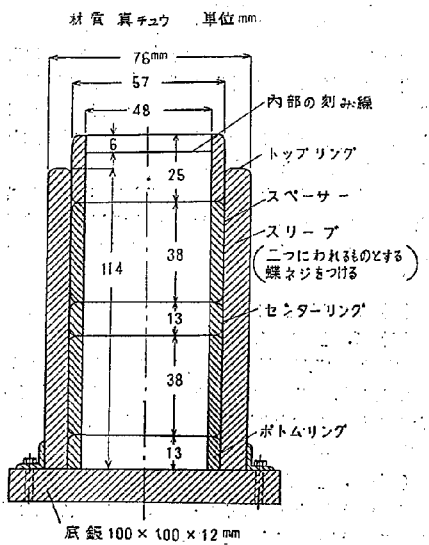
(4) 分離試験[4]

(4)—1. 試験の目的

本試験は注入目地材の施工に際して長時間加熱することによって材料の分離を起こすかどうかを判定するものである。

(4)—2. 試験器具

① 鉱物粉沈降試験装置（図—10）



図—10 B.S. 式鉱物粉沈降試験装置（材質真チュウ）

② 100～280°C の範囲で ±2°C の精度で一定温度に保てる恒温箱。

③ 10 cm 以上の刃をもつ薄手ナイフ

④ 20～30 cc のルツボ，9個以上

⑤ 5 mg 以上の感度をもつ天秤

⑥ 電気炉，800°C 以上になるもの
またはこれに代るブンゼンバーナー

(4)—3. 補助材

① 溶剤，ぼろぎれ

(4)—4. 試験法

恒温箱を3で測った注入温度より 20°C だけ高い温度に保ち，鉱物粉沈降試験装置を試験開始前 30 分以上入れておく。この装置の中の刻み線まで3にしたがって用意された注入目地材試料を注入して再び恒温箱に入れて，さらに2時間試験温度に保つ。2時間後装置を恒温箱から取り出して室温まで冷却させ，外の真チュウ円筒を外して試料を含む5つの円筒を熱いナイフでたがいに分離する。

トップリング，センターリング，ボトムリングからおのおの3個ずつ合計9個の灰分決定試料をとる[5]。

灰分決定試料はおのおの 3±0.1 g とし，シャク熱して冷却後の重さ W_0 を測ったルツボに入れて全重量 W_1 を測り，ついで重量一定になるまで試料をシャク熱し，冷却後の全重量 W_2 を測る。各試料の灰分量を $(W_2-W_0)/(W_1-W_0)\times 100$ (%) で 0.1% まで計算する。

(4)—5. 報　告

①試料名 ②試験年月日 ③注入温度 ④試験温度 ⑤トップリングからとった3個の試料の灰分の各試験値とその平均 ⑥センターリングからとった3個の試料についての同様な値 ⑦ボトムリングからとった3個の試料についての同様な値 ⑧ボトムリングからとった3個の試料の灰分の平均値とトップリングのそれとの差。

(5) 流動試験

(5)—1. 試験目的

本試験は高温時における注入目地材の流動性を求めるものである。

(5)—2. 試験器具[6]

① 幅 20 cm，高さ 12 cm，厚さ 3 mm 以上の錫メツキした板1枚。

② 厚さ 3.2 mm，内径 40 mm×60 mm で幅 10 mm 以上の水銀メツキ型ワク3個。

③ 上記の板を水平面に対して 75±1° に保つことのできる適当な支持ワク1個。

④ 60±1°C に保つことのできる恒温箱。

⑤ ほう丁またはストレート・エッジ。

(5)—3. 補助材

① グリース

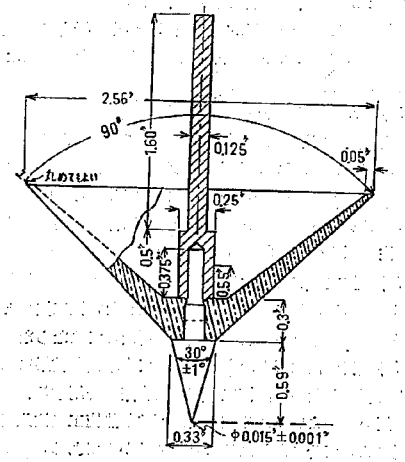
② 溶剤（四塩化炭素など）ぼろぎれ

（5）—4. 試験法

水平においた錫メッキ板の一つの長辺に沿って内側にグリースを軽く塗った水銀メッキ型わくを3個並べ，3にしたがって加熱し，注入温度を測った試料をたっぷり注入する。注入後30分以上室温で冷してから，熱したほう丁類で型ワクの上面は平らに切りとり，型ワクを外して3.2×40×60 mmの供試体を3個つくる。供試体のある側を上にして板を水平面に対して75°に保つ支持ワクにのせ，全体を60±1°Cの恒温箱の中に入れ，5時間保ったのちの各供試体の長さをmmで測る。この長さから最初の長さ60mmを引いた数値が流れ（mm）である[8]。

（5）—5. 報告

①試料名　②試験年月日　③注入温度　④注入温度に保った時間　⑤5時間後の流レ（mm）の各試験値　⑥その3個の平均値。



図—11　円すい針（グリース・コーン）

（6）針入度試験

（6）—1. 試験目的

本試験は注入目地材の高温時における砂類の侵入に対する抵抗性を求めるものである。

（6）—2. 試験器具

①　JIS K 2530の試験器具一式[8]

②　全重150 gで図—11のような外部構造をもつ円すい針（グリースコーン）．先端は焼入鋼または不透鋼，針は真チュウまたは不透鋼とし外面は平滑に仕上げる。

（6）—3. 補助材

①　水

②　溶剤（四塩化炭素など）ぼろぎれ

（6）—4. 試験法

3によって加熱し，注入温度を測り，流動試験供試体をつくった残りの試料からJIS K 2530の供試体を3個つくる[9]。円すい針を用いるほかはJIS K 2530にしたがって各供試体について3点ずつ針入度を測定する（試験温度25°C）[10]。

（6）—5. 報告

①試料名　②試験年月日　③注入温度　④注入温度に保った時間　⑤試験温度　⑥針入度（円すい針）の平均値。

（7）引張り試験

（7）—1. 試験目的

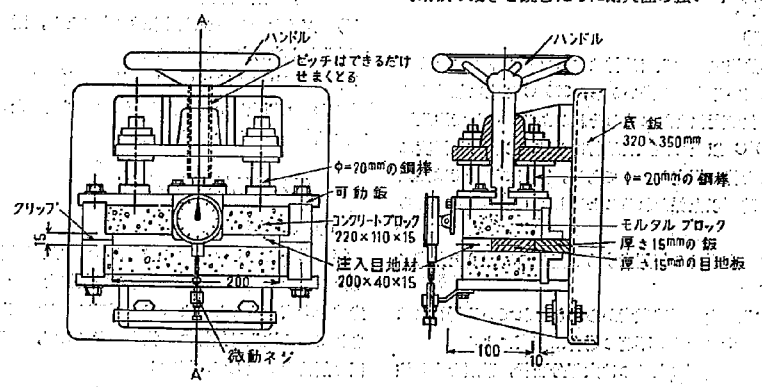
本試験は注入目地材の水密性を求めるものである。

（7）—2. 試験器具

①　冷蔵庫，−10±1°Cに保てるもの[10]。

②　引張試験装置（Rabe式）（図—12）。

この装置は320 mm×350 mmの鋼底板上に結びつけられた二つの固定部と，その間を鋼棒にそって動く鋼板とからなる。可動鋼板は，ネジとハンドルによって動かす。可動板と一方の固定板には後述のコンクリートブロックを固定するためのクリップがとりつけてある。また可動板の動きを読むために耐久性の強い1/100 mm読み



図—12　Rabe式注入目地材引張り試験装置

ダイヤルゲージを備えなければならない。

(7)—3. 補助材

① コンクリーリブロック[12]多数（セメント，骨材，水，丸鋼）

コンクリートは骨材の最大粒径 10 mm，単位セメント量350 kg，水セメント比 45～50 % でなければならない。骨材の粒度は 20～5 mm 30 %，5～2.5 mm 20 %，2.5～0.6 mm 25 %，0.6 mm 以下 25 % を標準とする。

コンクリートブロックの中には φ9 mm×200 mm の丸鋼を2本入れなければならない。

コンクリートブロックは 21°C 水中に養生し材令3～5日に底面（試験面）をト石で軽くみがき，さらに材令 21 日まで養生したのち 110°C の乾燥炉で乾燥して試験に備える。

② プライマー[13]

③ 目地板[14]，15×60×20.0 mm 多数

(7)—4. 試験法

コンクリートブロックの試験面（型ワク底面に接した面）が向い合うように引張試験装置に入れ，下部に目地板を入れたのち間隔 15 mm になるように保つ。施工に際してプライマーを併用する場合には，コンクリート面と目地板にプライマーを塗ることができる。

15×40×200 mm のすき間に3にじたがって準備した注入目地材を注入する。注入目地材が冷えたのち盛り上った部分を暖めたナイフで削りとり，全体を −10°C の冷蔵庫に入れる。冷蔵庫に4時間放置したのち，6分間に 0.1 mm の速さでできるだけ一様に可動板を引き離す。

注入目地材がコンクリート面からはがれるか，または注入目地材にヒビワレがはいったときの伸びを 0.1 mm まで測定する[15][16]。

(7)—5. 報告

①試料名 ②試験年月日 ③注入温度 ④注入温度に保った時間 ⑤−10°C における伸び(mm) の各値 ⑥その平均値。

〔解説〕

1) 加熱施工式注入目地材はアスファルトを主成分の一つとしているものが多いから，200°C 以上に加熱すると多少の化学変化を起こすおそれがある。それで注入温度が 180°C 以上の注入目地材は1時間以上注入温度に保つことを特に規定したのである。実際に現場では注入温度に1時間以上保たれることはしばしばあると考えられる。

2) この容器は2個用意すると実験の段取り上非常に都合がよい。

3) 注入温度が製造業者から知らされている場合にはその値が参考になる。不明の場合は観察による。

4) 分離が問題になるのは大部分石粉，砂類を含む注入目地材であるから，その他の注入目地材に対してはこの試験を省略してもよい。またこの試験は注入温度がわかってから行なうものであるから，試験の順序としては針入度試験，引張り試験の方をさきに実施し，これをあとから実施する方がよい。

5) 単に試験に合格するかどうかをみるならば，センターリングの試料をとることは省略することができる。

6) 恒温箱を除く他の試験器具はできれば二組以上用意しておくと便利である。

7) 流レ量は長さの変化できめる。この注意は供試体の上縁が少しすべったときに大切である。

8) 供試体を入れる皿は消耗品であるからできるだけたくさん用意しておくことが望ましい。

9) 供試体はアワがはいらないようにつくらなければならない。

10) この試験は温度の管理が特に大切である。

11) 冷蔵庫 内径深さ 50 cm，幅 45 cm，長さ 100 cm あると2個同時に試験できて便利である。

本試験だけに使う目的で冷蔵庫をつくる場合には，上フタ式にするとよい。6分ごとに扉をあけなければならないからである。

12) コンクリートブロックをつくる際にコンクリートが盛り上って引張り試験装置にはめこめなくなることが多い。したがってコンクリートブロック型ワクの深さは，35 mm でなく 34 mm くらいにしておくとよい。またコンクリートブロックの底面の粗さは特に重要であるから注意深くつくらなければならない。

13) 施工に際して注入目地材にはプライマーを併用すべきである。しかしプライマーを使わない施工法をとる場合にプライマーを使った試験を行なってはならない。

14) 目地板はどんなものを使っても本試験結果にはとんど影響しないが，施工に際して実際に併用する目地板を用いるとよい。ある種の目地板は加熱施工式注入目地材によってそこなわれることがあるからである。しかし一般には杉板類が適当である。

15) ダイヤルゲージは耐水性のものとし，耐寒性の油で手入れしなければならない。

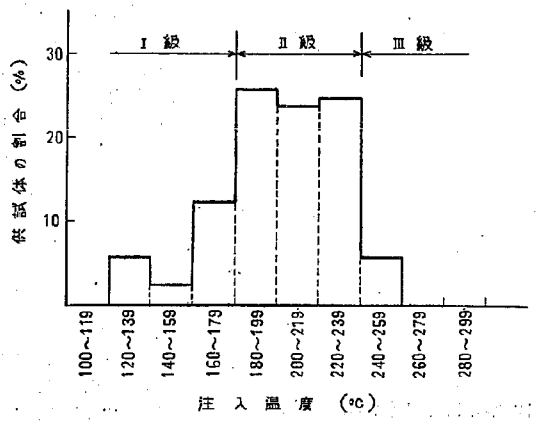
16) はがれまたはヒビワレは針で検査する。針の太い頭が 5 mm 以上はいる部分が幅 1 cm 以上になったら水密性が失われたと考えてよい。

5. 注入目地材規格の提案

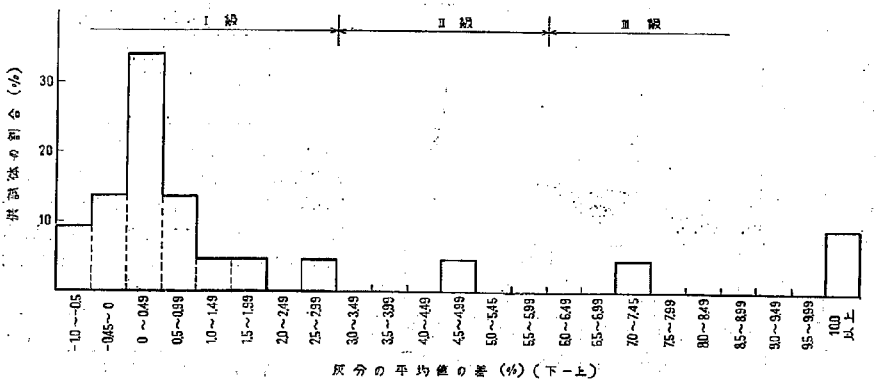
〔1〕 概要

第4章で提案した試験方法によって注入目地材を試験した結果を判定する基準，すなわち規格を第一に試験の意味を考察することによって，第二にわが国で現在使用されている注入目地材の実状を参考にして，第三に諸外国の規格を参照して，提案した。

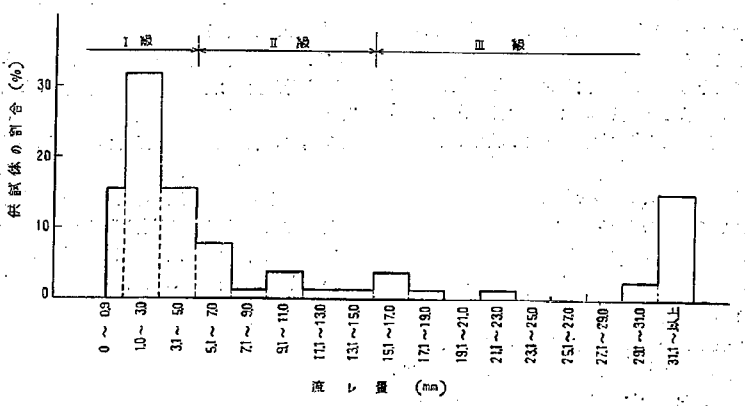
その際第1報と全く同じようにⅠ，Ⅱ，Ⅲ級の三段



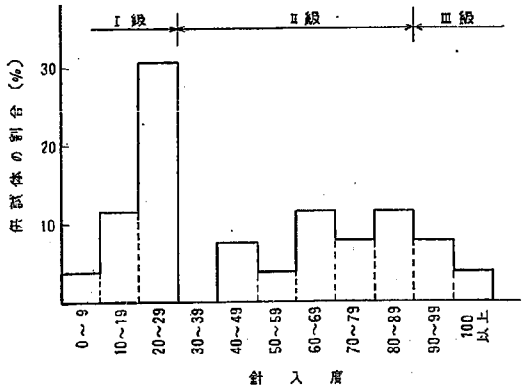
図—13（a） 注入温度頻度分布図（全供試体数 89 個）



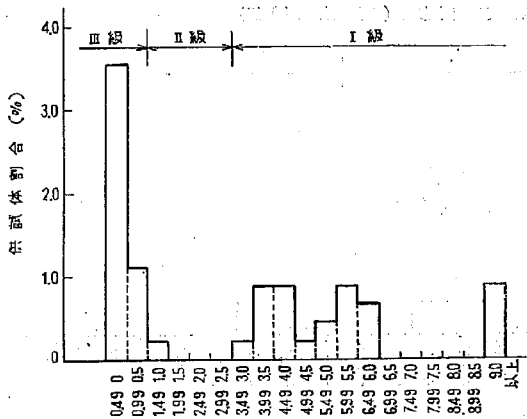
図—13（b） 分離試験結果頻度分布図（試験数 22）



図—13（c） 流レ頻度分布図（全供試体数 78 個）



図—13（d）　針入度頻度分布図（供試体数 26 個）



図—13（e）　引張り試験頻度分布図（供試体数 45 個）

階に区分することにした。その理由はすでに第1報にのべたとおりである。

第2章で紹介したわが国の代表的な注入目地材の試験成績は表—2 に示した。表—2 は各試験値の平均値を示しているが，元になる各試験値の頻度分布図を図—13, a～e に示した。

外国規格としては次のものを参照した。

A. S. T. M.	D 1190-52 T
B. S.	2499：1954
DIN	1995 の一部

〔2〕 注入温度規格

注入温度は B. S. でも DIN でも 180°C 以下であることを規定している。アスファルトを含む材料を 200°C 以上に加熱すると，化学変化を起こすおそれがあるからである。しかしわれわれの研究では注入温度が 200°C 以上になると直ちに品質が劣化するようなことは認めがたかった。むしろ注入目地材としての品質のすぐれたものは注入温度が高い。また注入温度そのものもそれ程正確なものではない。したがって 180°C, 240°C の二線で区切ることにし，次の規格をとることを提案する。

	注入温度
Ⅰ 級	180°C 以下
Ⅱ 級	180°～240°C
Ⅲ 級	240°C 以上

〔3〕 分離規格

注入目地材の分離は少ない程よい。DIN によれば上・下の灰分差を 5 %まで許している。それで主として分離試験結果の頻度分布図を参考にし，次の規格をとることを提案する。

	灰分の差(下−上)
Ⅰ 級	3 %以下
Ⅱ 級	3～6 %
Ⅲ 級	6 %以上

〔4〕 流レ量規格

注入目地材の流レは小さいほどよい。A. S. T. M. によれば 5 時間後の流レを 5 mm まで許している。それで主として流レの頻度分布図を参考にし，つぎの規格をとることを提案する。

	流　レ
Ⅰ 級	5 mm 以下
Ⅱ 級	5～15 mm
Ⅲ 級	15 mm 以上

〔5〕 針入度規格

注入目地材の針入度も小さいほどよい。A. S. T. M. によれば，針入度90以下としている。他方 B. S. では衝撃貫入量を 2 mm と 4 mm の二線で区切っている。図—7 を見ると，この値はそれぞれ針入度 20 および 32 であることがわかる。英国の規格の方がはるかにきびしいのである。わが国の場合，国道を舗装しても交サ道路が舗装されないために，あるいは骨材運搬トラックの交通がはげしいために，多量の砂類が舗装まで運びこまれることが多い。それで相当きびしい規格をとりたい。しかし針入

度の小さい注入目地材は引張り試験結果の悪いものが多い。それで針入度の頻度分布図を参照し，Ⅱ級の規格はかなりゆるめることにした。

以上の考察により次の規格をとることを提案する。

	針入度
Ⅰ 級	30 以下
Ⅱ 級	30～90
Ⅲ 級	90 以上

〔6〕 引張り量規格

DIN は引張り量が 4 mm 以上であることを要求している。しかし DIN の試験方法では必らずプライマーを用いるが，わが国の現状ではプライマーを用いることは必ずしも多くない。それで注入目地材の品質規格としてはプライマーを用いない場合の値をとることにした。

注入目地材の引張り量は表—2 からわかるように，プライマーを用いることによって著しく増す。したがってプライマーを用いない場合の規格値はいくぶん落してもよいと考えられる。

以上のような考察と頻度分布図から，プライマーを用いない場合の注入目地材の引張り量の規格としてつぎの値をとることを提案する。

	引張量
Ⅰ 級	3 mm 以上
Ⅱ 級	1～3 mm
Ⅲ 級	1 mm 以下

あ と が き

コンクリート舗装目地材料の試験法に関する研究は本文をもって一応終りとする。しかし新らしい型の目地材料が研究されれば——たとえば常温施工式注入目地材が広く用いられるようになれば——あらためて試験方法を研究する必要も生じよう。

本研究は室内試験だけによって結論を急いだため不完全であることをおそれる。試験方法については各地方建設局材料試験室において，さらに十分御検討されることを，規格については各工事々務所において室内試験結果と現場の成績との結びつきに関するデータを集められることをお願いしたい。

最後に本研究に必要な試料と有益な助言をお寄せ下さった各地方建設局各工事々務所に厚く御礼申し上げる。

河川流出に関する2,3の計算法

竹　内　俊　雄*

(昭和 34 年 5 月)

Some Calculation Methods for Estimating Runoff from Rainfall

(May 1959)

T. Takenouchi

Synopsis :

Some runoff calculation methods are shown in this paper by using rainfall data obtained in Kanna river basin.

Analysis is made on the relation between rainfall and runoff. In this process the effective rainfall is taken into account as an intermediate value between two factors. This is calculated from rainfall by using coaxial relation and ϕ methods. Furthermore runoff is derived from this effective rainfall by making use of Wilson, Kohler and Muskingum methods. Wilson method shows that runoff can be obtained graphically by using O—T curve. In case of Kohler method special diagram is used for the calculation of runoff. Muskingum method is stated here as a particular case of Kohler method, and values of K and x of this basin are obtained.

A numerical example is introduced here for the better understanding.

要　旨

本文は神流川観測所で得られた雨量および流量の観測値を用いて河川流出に関する計算法を示したものである。

雨量と流出量との関係について解析を行なった。この場合両者の中間値として有効雨量というものを考えることにした。雨量より有効雨量を求めるには coaxial relation 法および ϕ 法によった。ついで有効雨量より流出量を求めるにはウィルソン法，コーラー法，マスキンガム法を用いた。ウィルソン法ではO—T曲線を使用して図式により流出量を計算した。コーラー法ではコーラー図を用いて図式により流出量を求めた。マスキンガム法ではこれがコーラー法の特殊の場合であることを示し，本流域に当てはまる K, x の値をえた。

最後に，本計算法を理解しやすくするため雨量が与えられている場合の流出量の計算を数値例によって説明した。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 基本資料……(2)
3. 雨量より有効雨量の求め方……(4)
4. 有効雨量より流出量の求め方……(7)
5. 計算例……(19)
6. 結　語……(24)

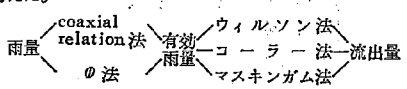
1. 緒　言

雨量が与えられた場合，流出量はどれくらいになるだろうかという計算法については，これまで数多くの研究が発表されて来た。これを，雨量の有効部分をどう考えているかという立場より見ると次の2つに大別されると思う。

(a)　有効雨量というものを中間値として考える。
(b)　流出係数で修正する。

(a) の場合では雨量のうち直接流出に寄与しない部分をまず取り除き，その残りとして有効雨量というものを考え，この有効雨量に対して流出量を計算する。(b) では雨量に直接修正を加えず全部流出するものとして計算し，最終値を流出係数で修正したものを流出量と考える。本文においてはこのうち(a)を採用することにした。

雨量，有効雨量，流出量間にはつぎのような組合せを考えた。



流出量としては（表面流出量＋中間流出量）を対象とすると，雨量のうち（地下流出量＋損失量）はこの流出量に直接関与しないことになる。雨量より後者をとり除いた有効雨量の計算には coaxial relation 法および ϕ 法を採用する。

有効雨量を流出量に変換するのにウィルソン法，コーラー法，マスキンガム法の3方法を採用する。これらは

* 河川部長兼水文研究室長

いずれも河道における流量の追跡式であって，上流地点の流入量が与えられると下流地点の流出量が求められる関係式である。この流入量のところに流域の有効雨量を当てはめると，下流地点の流出量が得られるというふうに上記関係式を転用しようとするものである。有効雨量のハイドログラフは雨量から作ったものであるから凸凹しているが，これが一度追跡式を通るとなめらかな形をした流出量のハイドログラフとなって出てくる。

雨量の単位は (mm/hr) であるから〔L/T〕のジメンションを有す。流量の単位は (m^3/sec) であるが，これを流域面積で割ると (m^3/sec/km^2) となり，同じ〔L/T〕のジメンションを持つ。流域に〔L/T〕のジメンションをもつ量が流れ込み，他方この下流端から同じ〔L/T〕なるジメンションをもつ量が流出しているという現象を考えることになる。したがって，雨量→有効雨量→流出量の過程は同じ〔L/T〕のジメンションをもって考えることができるわけである。ある量が与えられると，これが部分的に削られその残りが時間的におくれて出て来るという現象をとり扱うことになる。

血管が毛細管より大静脈までふくれ上るように，有効雨量も流域せん端の渓谷より発し，次第に発達しながらついには本川となって流域末端まで到達するわけである。かように面に拡がっている現象を，とり扱いを簡略にするため流入量については本川に沿う線上の問題として考えている。しかもこの線上で連続現象としてでなく，線上の区分値としてのとり扱いをする。各区分は流れに対して横に拡がる区分面積を重みとして考慮している。

2. 基本資料

流域の計算に使用する資料は次のように分けられる。

- ①出水ごとに変らない量…流域資料
- ②出水ごとに変る量……水文資料
  - (a) 雨量
  - (b) 流出量

〔1〕流域資料

流域はちょうど雨を受けるうつわにあたるものであるが，この容器の特性をどういうふうに計算にとり入れるかについて，これまで種々な試みがなされている。定性的に考えられる量としては

- (a) 流域の植生，被ふく
- (b) 地質
- (c) 高低，こう配
- (d) 形状

などがあげられる。(a)(b)(c) については調査された結果が計算に直接結びついた例はほとんどない。ユニット・グラフ，流出函数ではこれらが綜合的に考慮されたことにはなっているが，各要素が独立してとり出せるような形にはなっていない。そうなると，要素として現在とりあげられているのは(d)だけであるということになる。

流域には細長いところ，扇状のところなどいろんな形状の場合がある。流出ハイドログラフはこの形状の影響を受けること大であるが，形状の考慮のし方として一般に考えられているのは次の2つである。その1つは，シュナイダーの公式* の basin lag をきめるのに流域末端より流域重心まで本川沿いの距離 $\bar{L}$ 及び本川の長さ L を考慮に入れた例である。もう1つは流域を地帯分割をして，各地帯からの流出に時間差をつけようという考え方であって，この場合各地帯にはそれぞれの面積を重みとしてもたした。本文では後者の地帯分割法を採用する。

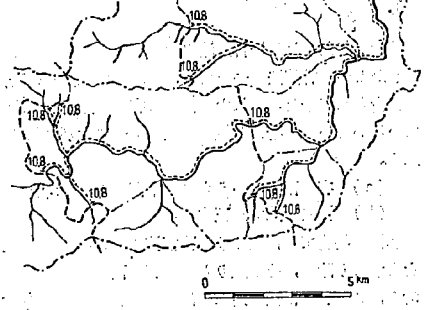
地帯分割法として筆者の試みたのは次の2方法であるが，いずれも 1/50,000 地図を用いて作業を行なった。

最初に行なったのは煩雑な方法**であった。先ず流域を分水嶺で囲まれた最小単位まで分割し，この最小単位を中央に等長の流路をもつ等面積の矩形に置換し，その平均山腹長および中央流路の長さを測定する。これらの最小単位を1つ1つとり扱うことは手数が大変であるから，いくつかの地帯(zone)にとりまとめ，各地帯に対して平均値的なものを考えることにする。各最小単位より地帯末端までの流路長を計算し，それらの平均値をもってその地帯の平均流路長と考える。この場合各最小単位の面積はそれぞれ重みと見るべきであるが，地帯内においては最小単位の数は非常に多いので，これらは等面積であると考え一様な重みを想定すると，各流路長の算術平均をもって平均流路長とみなすことができるのである。

本文では手間を省くため前よりも簡単な方法を採用した。流域末端より流路に沿い等間隔で分割していくという方法である。この場合流域末端よりの距離がある値に等しい点を連ねる線をもって地帯の境界とする。地帯間の間隔としては便宜上 $v=3$ m/sec で1時間流下する距離，すなわち

$$3\ \text{m/sec} \times 1\ \text{hr} = 3 \times 3{,}600\ \text{m} = 10.8\ \text{km}$$

を単位長に採用する。図—1に示すように，流域末端よ



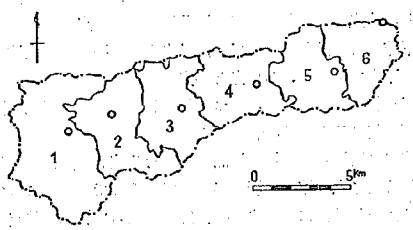
図—1 地帯分割法

* Linsley and others：Applied Hydrology p.456

** 竹内俊雄：特殊山洪水観測 建設省直轄工事第3回技術研究報告

り本川，支川，枝川，谷川とさかのぼり流路に沿い10.8 km をとる。これらの終点において流路に垂直線を引き分水嶺と交わらせると，これら垂直線と分水嶺とを連ねる地帯境界線が得られることになる。流域末端より第2回目の地帯に対しては流域末端よりの距離が10.8km×2=21.6km になるような地帯境界線を引き，以下同様な作業を続ける。第7回目の地帯は面積が非常に小さいので第6回目の地帯と一緒にして1つの地帯としてとり扱う。

本流域における地帯分割状況は図—2，表—1に示す通りである。地帯分割の作業は下流より順にしていくが，地帯番号は上流より順につけることにする。



図—2　地帯分割と代表雨量観測所

表—1　地帯面積

地帯番号	面積 (km^2)	%
1	105.9	28.2
2	64.5	17.3
3	56.6	15.2
4	56.4	15.1
5	47.4	12.7
6	42.8	11.5
計	373.6	100.0

〔2〕雨　量

流域には図—3の○印で示す位置に雨量計を配置する。使用する雨量計は2種類で，自記雨量計は16台(番号 1—16)，貯留式雨量計は 15 台（番号 31—45），計 31 台を用いて観測を行なう。前者では時雨量が得られるが，後者では一雨雨量しか得られない。

流出計算に採用するのは昭和 23—31 の9年間における 10 個の主要出水に対するものである。

（i）観測値

（a）一雨雨量

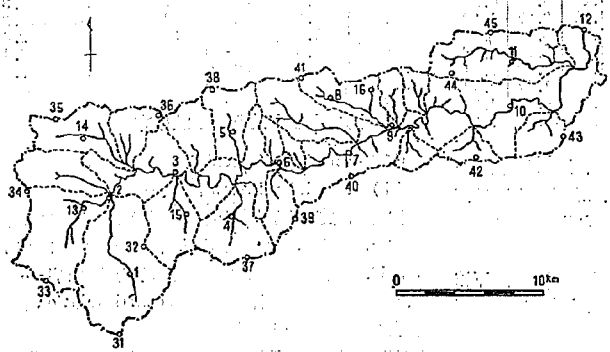
出水における 31 雨量観測所の一雨雨量を示すと表—2のようになる。出水番号は便宜上最大流量の大きさの順につけてある。表中欠測の多いのは，観測開始初期においては山稜地域に貯留式雨量計をいまだ設置してなかったためである。

表—2　一雨雨量（mm）

雨量観測所番号＼出水番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
31	—	—	—	117	—	120	83	128	—	—
32	—	—	—	118	—	95	92	113	—	—
1	374	233	333	127	164	117	101	133	157	46
33	—	—	—	109	—	117	96	127	—	—
34	—	—	—	100	—	109	54	83	—	—
13	—	—	—	96	—	110	84	—	—	—
2	331	243	201	92	158	107	88	114	78	65
35	—	—	—	123	—	120	85	115	—	—
14	—	—	—	100	—	109	83	111	—	—
36	—	—	—	230	—	158	103	118	—	—
3	316	211	206	92	174	101	93	118	69	69
15	—	—	—	85	—	109	103	127	—	—
37	—	—	—	113	—	107	108	127	—	—
4	383	236	226	116	187	125	101	125	80	97
38	—	—	—	160	—	117	133	136	—	—
5	—	—	—	107	—	116	99	116	—	—
39	—	—	—	126	—	145	81	127	—	—
6	297	215	223	97	211	101	86	115	107	98
40	—	—	—	—	—	131	89	73	—	—
7	304	203	228	109	269	122	98	122	86	118
41	—	—	—	131	—	102	138	138	—	—
8	—	—	—	120	—	121	104	125	—	—
16	—	—	—	130	—	95	106	121	—	—
9	262	—	228	115	192	103	96	127	77	100
42	—	—	—	171	—	104	122	127	—	—
10	274	186	262	149	258	97	111	122	194	88
43	244	—	248	154	—	114	189	122	184	—
44	—	—	—	141	—	102	119	119	—	—
45	—	—	—	180	—	108	121	140	—	—
11	—	—	—	—	—	—	113	113	—	—
12	238	159	266	116	298	110	113	124	133	84

（b）時雨量

流域は6地帯に分割したが，各地帯の代表雨量観測所の位置は図—2の○で示すとおりである。各出水時における上記6代表雨量観測所の時雨量を求める*。



図—3　雨量観測所

（ii）流域平均雨量

（a）流域平均一雨雨量

(i)(a)で得られた値は「点」の値であるから，流域平均値を求めるにはこれを面積に引伸すことが

* 本流出計算に使用した神流川観測所の雨量及び流量資料の全部をここに載せることは紙面の都合上許されないので割愛するが，これらはデーター・ブックのような方法で別に発表するつもりである。

心要である。面積平均値の計算方法としては，観測値が充分ある場合には等雨量線法を，少ない場合にはテーセン法を採用する。各出水時の流域平均雨量は表—3の最右側の列に記入してある。

(iii) 地帯平均雨量

表—3 地帯平均—雨雨量，流域平均—雨雨量

出水番号＼地帯番号	地帯平均 (mm) 1	2	3	4	5	6	流域平均 (mm)
1	345.4	350.7	327.7	285.8	270.2	252.5	314.0
2	235.8	225.6	222.6	196.3	184.3	169.6	212.1
3	249.8	227.1	224.1	227.4	252.1	255.7	239.6
4	114.9	114.8	112.4	121.2	145.0	149.8	123.2
5	161.6	179.0	203.4	225.9	238.5	259.5	201.8
6	114.2	114.8	116.8	112.5	104.0	106.4	112.1
7	86.4	98.2	100.4	102.5	116.0	134.5	102.4
8	114.6	120.0	120.5	118.8	124.1	122.2	119.3
9	105.6	82.4	97.1	84.0	160.3	177.9	112.7
10	58.3	79.2	97.7	107.2	91.9	86.9	82.8

(a) 地帯平均—雨雨量

流域は6分割されているので，各地帯についてその面積平均の一雨雨量を求める。その値は表—3に示すとおりである。

(b) 地帯平均時雨量

各地帯の代表雨量観測所はそれぞれの重心位置に置くのを原則とする。図—2では重心よりかなりずれているものもあるが，ここの観測値はそれぞれの地帯内の降雨特性を一応代表していると仮定する。一般に，地帯を面と考え計算より求めた地帯平均—雨雨量と点で観測された代表雨量観測所の一雨雨量とは等しくなく，各出水について前者を後者で割ったものを求めると表—4のようになる。1との差が大きいような雨量観測所は雨量の代表性がよくないことを示している。

表—4 一雨雨量の比率（計算/観測）

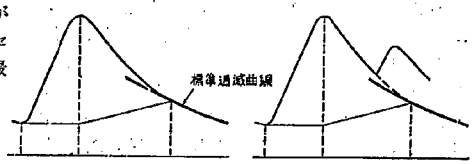
出水番号＼地帯番号	1	2	3	4	5	6
1	1.11	1.19	1.17	1.14	1.02	1.10
2	1.20	1.34	1.41	1.29	1.27	1.17
3	1.24	1.10	1.00	1.00	0.96	0.96
4	1.25	1.25	1.05	1.05	0.97	1.29
5	1.17	1.13	1.08	1.25	0.97	1.04
6	1.07	1.13	1.17	1.10	1.07	0.97
7	1.01	1.09	1.20	1.08	1.08	1.21
8	1.09	1.12	1.17	1.08	1.17	1.14
9	1.36	1.20	1.14	1.09	0.83	1.34
10	0.98	1.19	1.01	1.09	1.07	1.21

地帯平均時雨量は代表雨量観測所と相似な時間変動をしていると仮定すれば，その値は代表雨量観測所の時雨量に表—4に示す比率を掛ければ得られる。

〔3〕 流 出 量

本文でとり扱っている流量は，全流出量より（地下流出量＋損失量）をとり除いた残りの（表面流出量＋中間流出量）の部分についてだけ考えることにする。

雨量と流出量とは対応させているので，雨量を考えたのと同じ10個の主要出水について流出量を計算する。



図—4 流出の分離

一雨流出とはどこからどこまでをいうかという点については次のようにきめる。図—4 (a) に示すように，始点は対象とする一雨流出が始まる前の最低流量の点とし，終点は逓減部が標準逓減曲線に乗った点とする。地下流出との分離については，始点より水平線を最大流量直下まで延長し，この点と終点とを直線で結ぶという方法を採用する。また，一つの独立流出に接近して次の降雨が起こるという場合も考えられる。この場合には独立流出の逓減部で標準逓減曲線にのせる値が実際にあらわれる前に次の流出の影響がきいてくるのである。ここでは図—4 (b) に示すような推定を行なって流出の終点をきめる。

(i) 時流出量

各出水に対し毎時流出量を求める。流量の単位としては (mm/hr) を採用する。

(ii) 一雨全流出量

各出水につき始点より終点までの時流出量を累加した一雨全流出量は表—5の第6列に示すとおりである。

表—5 coaxial relation 図作成のための要素

出水番号	初期流量 (m^3/sec)	週番号	降雨継続時間 (hr)	流域平均一雨雨量 (mm)	流出量 (mm)
1	13.4	35	32	314.0	338.1
2	21.7	31	20	212.1	186.6
3	11.0	37	28	239.6	207.8
4	6.5	38	43	123.2	72.6
5	11.7	30	60	201.8	123.7
6	12.1	38	59	112.1	75.3
7	18.2	41	31	102.4	73.9
8	7.9	39	33	119.3	62.4
9	14.5	38	49	112.7	60.1
10	35.3	32	10	82.8	46.4

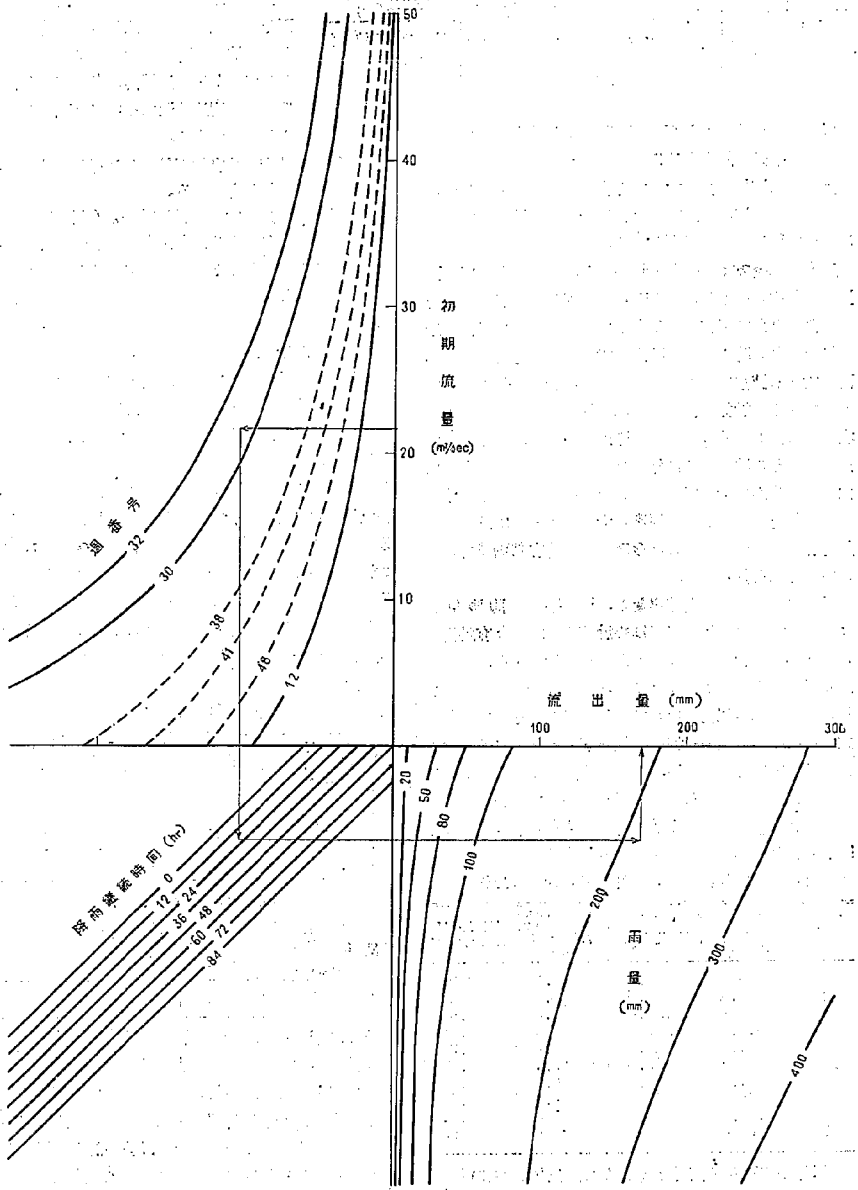
3. 雨量より有効雨量の求め方

〔1〕 coaxial relation 法

(i) coaxial relation 図の作成

流出量に支配的な影響を与える要素としてここでは初期流量，週番号，降雨継続時間，雨量をとりあげている。10出水につきこれらの要素の値を示すと表—5のようになり，この資料を用いて coaxial relation 図を作成* すると図—5が得られる。

* coaxial relation 図の作成については稿を改めて述べるつもりである。



図—5 coaxial relation 図

表—6 地帯別時有効雨量計算表

(a) 時刻	(b) 時雨量 (mm/hr)	(c) 累加時雨量 (mm)	(d) 降雨継続時間 (hr)	(e) 累加時有効雨量 (mm)	(f) 時有効雨量 (mm/hr)	(g) 時有効雨量修正 (mm/hr) 観測修正	受持分担

(ii) coaxial relation 図を用い地帯別に雨量より有効雨量を求める

図—5は流域全体に対して作成されたものであるが，この関係図は流域を分割した各地帯にも同様に当てはまるものであるという仮定を設ける。

元来この関係は，一雨雨量があり，これによって一雨流出がじやっ起され，この現象が丁度おわった状態を10個とりあげて作られたものである。これを降雨が未だ終わらない時々刻々の降雨に対し，ある時刻までの降雨に対する流出はいかになるかという計算に使おうとするのである。計算は表—6に示す様式にしたがうのが便利である。ある時刻における降雨というものを独立に考えないでその時刻までに降った累加時雨量というもので大きくくるんで考えていこうというやり方である。すなわち累加時雨量を1つの要素と考え，図—5に適用し累加時有効雨量を求め，これをほぐして時有効雨量を得るという方法を採用する。

10出水につき観測流出量と，流域平均一雨雨量をcoaxial relation図に当てはめ計算より求めた有効雨量とを比べると表—7のようになる。両者の比を求めると誤差20％を越えるもの2個，10％を越えるもの1個，その他は10％以内となっている。出水番号1で誤差の大きいのは観測所開設当初の観測値で精度がよくなかったためと推定される。現在のところ，この比率が1にならない原因をきわめることができないので，解析にあたっては表であらわされる値をそのまま用いることとし，時有効雨量にこの比率をかけて修正する。

表—7 観測流出量と計算有効雨量との比較

出水番号	観測値 (mm) 雨量	観測値 (mm) 流出量	coaxial relation 図より求めた有効雨量 (mm)	観測流出量/計算有効雨量
1	314.0	338.1	265.2	1.27
2	212.1	186.6	168.0	1.11
3	239.6	207.8	191.3	1.09
4	123.2	72.6	66.4	1.09
5	201.8	123.7	122.8	1.01
6	112.1	75.3	60.7	1.24
7	102.4	73.9	70.4	1.05
8	119.3	62.4	68.7	0.91
9	112.7	60.1	65.0	0.92
10	82.8	46.4	49.9	0.93

(iii) 地帯別に得られた有効雨量を流域全体に対してまとめる

(ii)によって流域の各地帯からの時有効雨量が得られたのであるから，次にはかように地帯ごとに求められたものをいかにして流域末端で合成するかという問題が残る。

流域を分割したのは，流域内における降雨分布の差を考慮に入れると同時に各地帯からの流出に時間差をつけようという考えからでもある。流域内の各地帯から流域末端までの到達時間については次の2段階をふむことにする。

(a) 地帯の時有効雨量にそれぞれおくれを与え加え合わせる。
(b) (a)に対して追跡する。(追跡とは時間をおくらせ，全体をつぶす作業をいう。

おくらせるということについて考えると2種類の和になっており，3. では(a)についてだけ示すことにする。

流域は6地帯に分割されている。ここではいちばん奥の地帯から流域末端までの到達時間は6時間，つぎの地帯からは5時間，……などという分割を考えている。すなわち最も奥と最も出口に近い地帯とに到達時間差5時間を与え，これを5等分したわけである。この他に時間差としては4－2時間もとりうるのであって，この場合地帯分割数を変えて計算しなおすには手間がかかるので同じ6つのままとし，おくれの時間がround numberになるように隣りの地帯にくっつけるという近似法を採用することにする。こうして得られたのが表—8(1)の組み合わせである。各地帯内では1時間かかるとしているが，1時間未満で打ち切られたとすると表—8(1)の最下行は表—8(2)のようになる。

表—8(1) おくれ

時間差	地帯番号 / 等分数	おくれ (hr) 1	2	3	4	5	6
5	5	6	5	4	3	2	1
4	〃	5	4	3	3	2	1
3	〃	4	3	3	2	2	1
2	〃	3	3	2	2	1	1

表—8(2) おくれ

時間差	地帯番号 / 等分数	おくれ (hr) 1	2	3	4	5	6
2	5	2	2	1	1	0	0

第1地帯と第6地帯との流域末端への到達時間の時間差は雨量が大きくなるほど小さくなると考えられる。表—8で示したのは時間差の組み合わせであるが，これより各出水に適合する時間差をきめることが必要である。その選択がよかったかどうかは最終の計算と観測とのハイドログラフを比較することによって判定され，前記(a)，(b)のうち(a)だけを単独にとり出してきめるというわけにはいかない。すなわち，表—8の組み合わせのうちから，いくつかの場合をとり出し，それぞれについ

て流域全体の時有効雨量を合成し，これを 4. のウィルソン法のO—T曲線によって追跡する。追跡して求められた流出ハイドログラフが観測ハイドログラフとよく合えば採用した時間差が適当であったと判定するのである。到達時間は前述のように (a)，(b) で分担されてをり，それぞれの受持の割合は厳密には区分されていないが，計算上はだいたいめどがつくものである。

解析によって求める場合ウィルソン法のO—T曲線は出水ごとに違ったものが得られるが，これはなるべく1本になるようにし，しわを (a) のおくれでとるようにした。4. の計算結果につき綜合判断をして各出水に適合する時間差として表—9に示す値を選んだ。10出水のうち最大流量の大小によって2組の組み合わせを採用する。

表—9　おくれ（採用値）

地帯番号 / 出水番号	おくれ (hr) 1	2	3	4	5	6
1～4	2	2	1	1	0	0
5～10	4	3	3	2	2	1

(ii) で得られた地帯時有効雨量に表—9で示されるおくれを与えて合成すれば流域全体に対する時有効雨量が得られる。

〔2〕 ϕ 法

雨量より有効雨量を計算するのに (1) coaxial relation 法では時雨量より1つ1つ求めていったが，この ϕ 法では時間ごとの計算はしないで，（地下流出量＋損失量）が降雨継続時間中一様であると仮定し，この合計を総雨量より差引き，残りを有効雨量と考えるというやり方で，前者に比べて計算の手間がずっとはぶけることになる。

表—10　地下流出量＋損失量

出水番号	地下流出量＋損失量 (mm) 実測	計算
1	−24.1	48.8
2	25.5	44.1
3	31.8	48.3
4	50.6	56.8
5	78.1	79.0
6	36.8	51.4
7	25.7	29.2
8	42.9	36.6
9	52.6	47.7
10	36.4	32.9

しかしながらこの場合問題となるのは（地下流出量＋損失量）の値の推定法である。現在のところ ϕ 法にはこの計算法が確立されていないので，総雨量に対する（地下流出量＋損失量）だけは前記 (1) coaxial relation 法を借用して求めることにする。各出水について観測された（地下流出量＋損失量）は表—10 に示すとおりである。なお，この表には流出量を計算で求めた場合の（地下流失量＋損失量）をも併記してある。

計算は地帯毎に求められている地帯平均時雨量より出発する。地帯別に表—1で示される流域受持％をかけ，それらに表—9に示される地帯のおくれを与えて加算すると流域全体に対する時雨量が得られる。これから一様な（時地下流出量＋時損失量）を差引き，その残りの和が表—10 で示される（地下流出量＋損失量）になるようにすればよい。この一様な（時地下流出量＋時損失量）は（地下流出量＋損失量）を降雨継続時間で割れば得られるわけであるが，時雨量の中にはこれより小さいものがあったり，降雨が途中で中休みをしている場合があったりするので計算から一度にはきめられず，試算により最も接近した値を探し求める。この一定値を差引いた残りが ϕ 法による時有効雨量である。

4.　有効雨量より流出量の求め方

3. によって流域全体に対する有効雨量が求められたことになる。これには前述のようにおくれの現象は一部考慮されている。本章では流域全体に対する有効雨量にさらにおくれを与え，つぶすという作業を加える。このための作業法として取上げたのは次の3方法である。

（a）ウィルソン法
（b）コーラー法
（c）マスキンガム法

〔1〕 **ウイルソン法**

（i）基本式

ウィルソン法* はダムによる洪水量の調節を計算する方法であるが，ここではハイドログラフの扁平化の方法として採用することにする。

ダムによる総貯溜量 V とその時の流出量 O との間にある関係式が成立するとする。

$$V=f(O)$$

総貯溜量の時間的変化を貯溜量 S で表わすと，

$$dV/dt=S$$

一般に流入量 I と流出量 O との間には次の関係がある。

$$I-O=S$$

したがって

$$I-O=\frac{dV}{dt}=\frac{df(O)}{dO}\cdot\frac{dO}{dt}$$

いま，T を O のみの函数とし

$$\frac{df(O)}{dO}=T$$

とおくと

$$I-O=T\frac{dO}{dt} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.1)$$

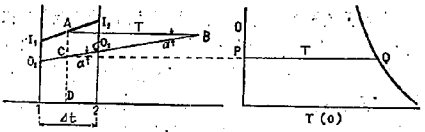
なる関係式が得られる。これはウィルソン式における基本式であって，これを図式によって解いていこう。

時間 dt の前後における I, O の値に 1, 2 のサフィックスをつけて考えると，(4.1) 式は次のようになる。

$$\frac{I_1+I_2}{2}-\frac{O_1+O_2}{2}=T\frac{dO}{dt} \quad \cdots\cdots (4.2)$$

上式の左辺を図—6 で考えると，

* W.T. Wilson : A graphical flood-routing method T.A. G.U. p.893–898, 1941



図—6　ウィルソン法，基本式

$$\frac{I_1+I_2}{2}=AD$$

$$\frac{O_1+O_2}{2}=CD$$

よって

$$\frac{I_1+I_2}{2}-\frac{O_1+O_2}{2}=AC \quad \cdots\cdots (4.3)$$

(4.2)式の右辺を図—6で考えると，O_1, O_2 の中心 C は$(O_1+O_2)/2$の値を表わしているが，この O によってきまる函数 $T(O)$ を考えよう。図の右側に $T=T(O)$ 関係図を作り，点 C に対する T の値 PQ を求める。いまPQ＝AB にとると

$$AB=T$$

となる。

$$\frac{dO}{dt}=\tan\alpha=\tan\angle ABC$$

$$\therefore\ T\frac{dO}{dt}=AC \quad \cdots\cdots (4.4)$$

(4.3) と (4.4) とより (4.2) は幾何学的に証明されたことになる。

ここで問題となるのはO—T曲線の作成と点 O_2 のきめ方であるから，次にこれらのことについて述べることにする。

(ii)　O—T 曲線の作成

有効雨量と流出量とのハイドログラフの既知なるものについてO—T曲線を求めるには次のようにする。図—7において時間1—2より作業を始める。I_1, I_2, O_1, O_2 に対する $T_{1,2}$ を求めるには I_1, I_2 の中点Aより水平線を引きこれと O_1, O_2 の延長との交点をBとすれば，

$$AB=T_{1,2}$$

となる。O_1, O_2 の中点Cより水平線を引き，右側のO—T面上において

$$PQ=T_{1,2}$$

なるように点Qの位置をきめる。つぎに時間2—3に対して同じ操作を行なうと点Sが得られる。かようにして得られた点Q, S, ……を連らねるなめらかな曲線を引けばこれが求めるO—T曲線である。

ただし (iii) の簡便法ではTを考えるOの位置が少し違う。すなわちここでは O_1O_2 の中点に対するTを考えたが，簡便法では左端の点 O_1 に対するTを用いている。

(iii)　点 O_2 の求め方

(i) では I と O とが既知であるとしてその関係が説明されている。実際には I が与えられて O が未知なる場合，O の計算方法としてこの関係を使用していこうというのである。(4.2) において I_1, I_2 は既知の量であり，O_1 は初期条件として与えられる。こういう条件の下で O_2 を求めようというのである。ここで dO/dt は O_2 が求まれば，同時に決る量である。

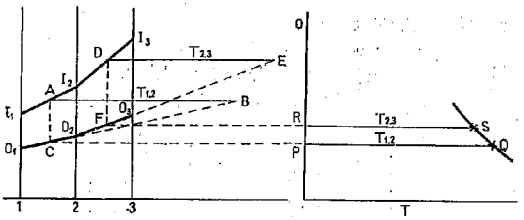
I_1, I_2, O_1 とO—T曲線とが図—8のように与えられている場合，O_1 の次の時刻2に対する O_2 を求めよう。いきなり O_2 を求めることはできないから，その近似値をまず求め，それをもとにして正しい位置に近づけるという試行錯誤法を採用することにする。所要の $T_{1,2}$ は O_1O_2 の中点に対するもので，これも O_2 がきまらないかぎり得られない。正しい $T_{1,2}$ は得られなくとも，それに近い値は求められないかと考え，O_1, O_2 の中点にまあ近い点 O_1 に対するO—T曲線上の T の値RSを近似的に借用することにする。I_1, I_2 の中点Aより水平線を右側に引き，

$$AD=RS$$

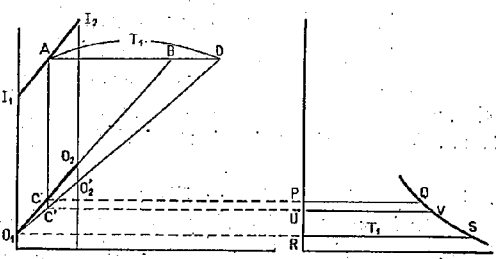
になるように点Dをとり，これと点 O_1 とを結びこれが時間軸2と交わる点を O_2' とする。O_1O_2' の中点を C' とし，C' に対するO—T曲線上の T の値をUVとするとO—T曲線は減衰曲線をしているので，

$$RS > UV$$

すなわち，最初に仮定した T の値は中点に対して求められたものより大きかったということになる。よってADのDより左側に点Bをとり，Bと点 O_1 とを結び，これと時間軸2との交点を O_2 とし，O_1O_2 の中央を C



図—7　O—T曲線の作成



図—8　ウィルソン法　試行錯誤法，簡便法，図式

とする。C に対するO—T曲線上の T の長さPQを求める。たまたま

$$AB=PQ$$

であったとすると，点 C は条件を満足し，O_2 は求むる点となる。もしABとPQとがまだ等しくなければ，さらに同様な作業を続けると次第に近づき，通常2—3回繰り返すことにより仮定と計算とが相等しい T の値が求まり，満足する O_2 が得られる。

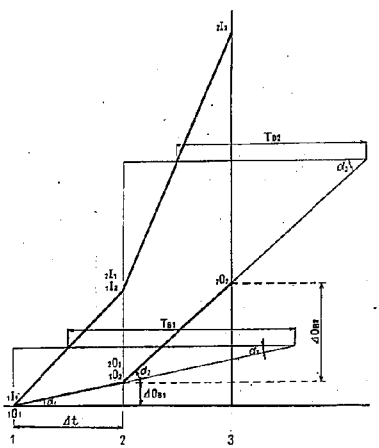
O_2 の求め方として，最初に仮定した T を用い試行錯誤法により正しい値に近づける方法を示したが，実際には最初の仮定だけの簡便法でも十分目的にそいうるものであることがわかった。このことについては，後の(iv)にあらためて述べることにする。

(iv) 計算法

これまで述べて来たのは定規を用い作図によって流出量を求めようという方法であったが，同じ作業を計算のみによることができる。計算のみといってもO—T曲線が数値でなく，図形で与えられているので，このよみとりは図に頼らざるをえない。この場合にも (iii) の作図法と同様，簡便法と試行錯誤法との2方法が考えられる。

(a) 簡便法

I_1，I_2 の中点より右側に引く T の長さとして，点 O_1 に対する T の値を用いた場合である。図—9より時間



図—9　ウィルソン法，簡便法，計算法

2における O_2 の値のうち O_1 よりの増加分を $\Delta O_{B\cdot1}$ とすると，

$$\Delta O_{B1}=\Delta t\tan\alpha_1$$

$$=\Delta t\frac{\frac{{}_1I_1+{}_1I_2}{2}-{}_1O_1}{T_{B1}+\frac{\Delta t}{2}}$$

時刻3における増加分 ΔO_{B2} は

$$\Delta O_{B2}=\Delta t\frac{\frac{{}_2I_1+{}_2I_2}{2}-{}_2O_1}{T'_{B2}+\frac{\Delta t}{2}}$$

一般に時刻 n における増加分 ΔO_{Bn} は

$$\Delta O_{Bn}=\Delta t\frac{\frac{{}_nI_1+{}_nI_2}{2}-{}_nO_1}{T_{Bn}+\frac{\Delta t}{2}}$$

出水番号2に対しこの方法で計算した O_2，$O_3\cdots O_n$ の値を表—11 第3列に示す。

(b) 試行錯誤法

最初は O_1 に対する T の値をO—T曲線より読み取り簡便法によって計算する。かようにしてきまった O_2 を O_2' とおく。O_1 と O_2' との中点に対する T の値 $T'_{1\cdot2}$ を求めると，これは前の O_1 に対する T_1 の値より小さいのが普通である。T_1 より小さい $T'''_{M1\cdot2}$ を仮定し，これに対する O_2'' の増加分 ΔO_{M1} を次式により計算する。

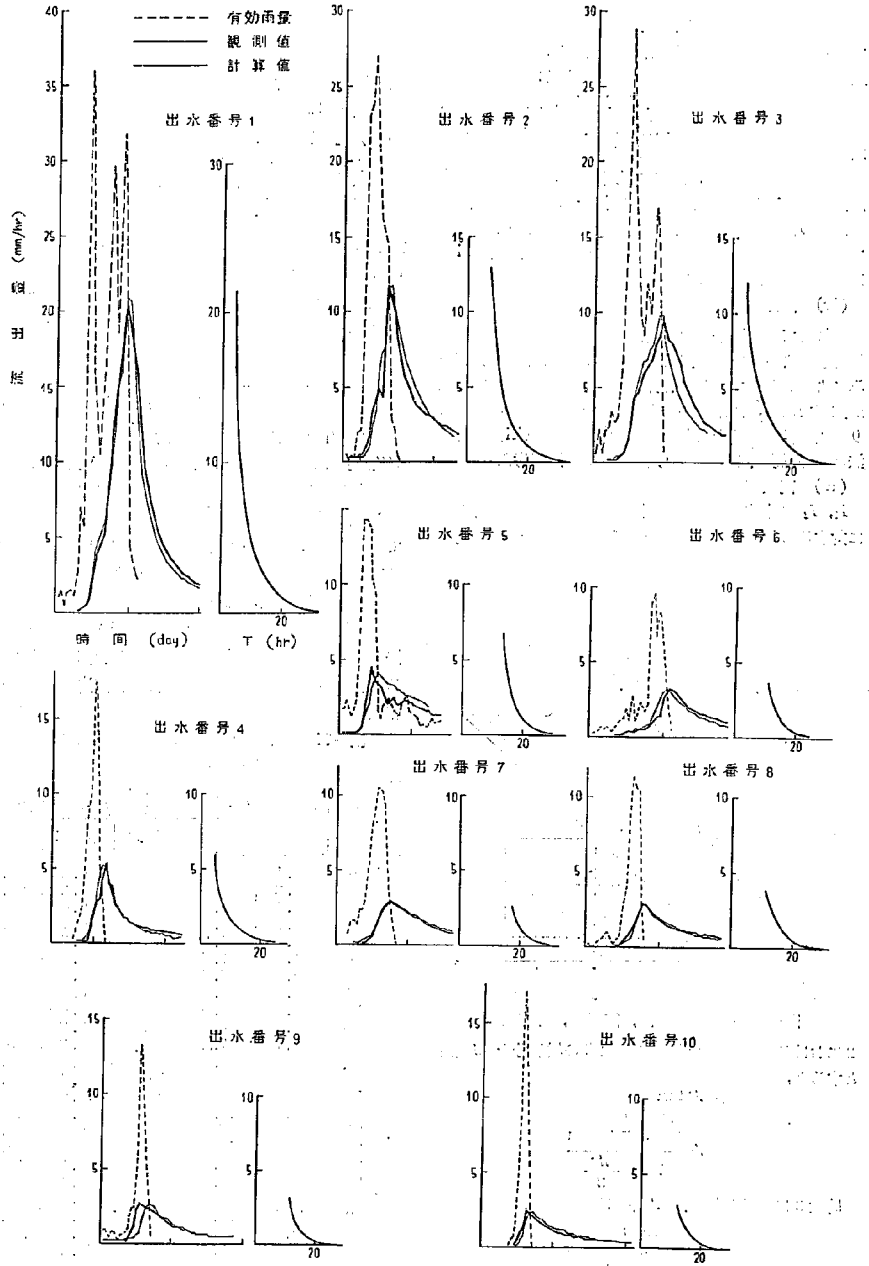
$$\Delta O_{M1}=\Delta t\cdot\frac{\frac{{}_1I_1+{}_1I_2}{2}-{}_1O_1}{T''_{M1\cdot2}+\frac{\Delta t}{2}}$$

もし O_1 と O_2'' との中点に対する $T'''_{1\cdot2}$ と仮定した $T''_{M1\cdot2}$ とが等しければ，最初の仮定が正しいことになる。もし等しくなければ等しくなるまで作業を繰り返すことが必要であるが，実際には2～3回の繰り返し作業でほとんど初期の目的を達することができる。O_3 以下に対しても同様な作業を繰り返せばよい。これらの式を用いて計算した O_2，O_3……の値も表—11第5列に示す。

表—11 は出水番号2に対し，図式法と計算法，簡便法と試行錯誤法の4つの組み合わせを計算したものである。表に見られるように，図式法と計算法とで得られた流出量の値はほとんど違わない。それなら作業に手間の

表—11　ウイルソン法，簡便法と試作錯誤法，図式と計算，比較

日時	簡便法 (mm/hr)		試行錯誤法 (mm/hr)		実測値
	図式	計算	図式	計算	(mm/hr)
31—6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1
8	0.4	0.3	0.4	0.4	0.2
9	0.7	0.6	0.7	0.7	0.3
10	1.2	1.2	1.2	1.3	0.5
11	2.8	2.7	3.1	3.1	0.9
12	4.2	4.6	4.9	5.1	2.8
13	5.5	5.4	5.5	6.0	3.7
14	6.1	6.0	6.3	6.6	4.2
15	6.7	6.7	6.7	7.2	4.8
16	7.7	7.6	7.8	8.2	5.3
17	9.0	8.9	9.1	9.4	7.5
18	10.9	10.9	10.9	11.4	10.0
19	13.4	13.2	13.5	14.0	12.9
20	14.9	14.7	14.5	15.5	14.7
21	15.9	15.8	15.9	16.5	16.3
22	18.1	17.9	18.1	18.7	18.0
23	19.6	19.5	19.2	20.2	20.2
24	18.4	18.5	18.8	19.1	18.9
1—1	16.4	16.2	16.5	16.8	17.9
2	14.1	13.8	14.1	14.4	16.2
3	11.7	12.0	12.5	12.5	13.9
4	10.6	10.4	10.8	10.9	12.0
5	9.2	9.1	9.5	9.5	9.7
6	7.6	8.0	8.4	8.4	9.0


有効雨量
観測値
計算値
流出量 (mm/hr)
出水番号1
出水番号2
出水番号3
出水番号4
出水番号5
出水番号6
出水番号7
出水番号8
出水番号9
出水番号10
時間 (day)
T (hr)

図—10 O—T曲線解析

かからない図式で十分だということになる。また試行錯誤法と簡便法とを比べてみてもその結果はほとんど違わない。それなら簡便法で十分目的を達すと考えてよい。よって，以下の計算は図式の簡便法によることにした。

以上は流量の大きい出水に対して計算したのであるが，出水番号8のような中出水に対して同様な計算を行なうとその差は僅少で無視できる程度のものであることがわかった。

(v) 各出水のO—T曲線

各出水に対し図式の簡便法によってO—T曲線を作成する。与えられた流入量 I を解析により求められたO—T曲線に当てはめて流出量 O を計算してみる。この計算値が観測値とよく合っていればそれでよいのであるが，そうでない場合には使用したO—T曲線を局部的に修正することが必要になってくる。たとえば，計算値で最大流量附近のとんがりが観測値に比べてたりない場合には，O—T曲線の上部をもっと急にすることが必要である。また計算値の最大流量の時刻がどうしても実測値と合わない場合には，必要に応じ到達時間までさかのぼって修正しなおすこともやむをえまい。

かようにして各出水に対して得られたO—T曲線は図-10に示すとおりである。ただし有効雨量としてはcoaxial relation法により求めた値を用いている。

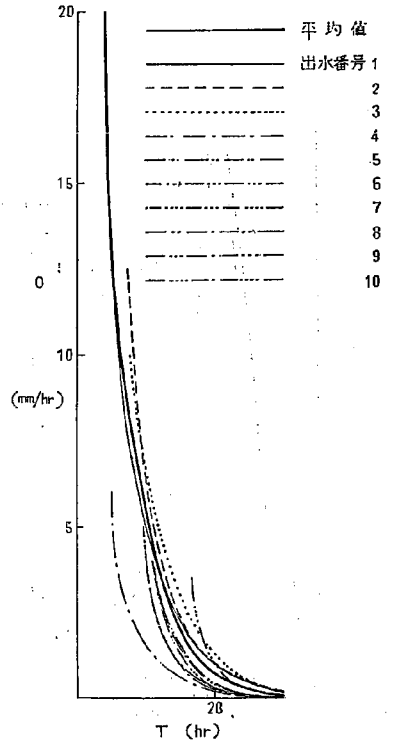
10出水のそれぞれに対して得られたO—T曲線を1枚の紙に重ね合わせてえがくと，図—11のようになる。各曲線のお互の違いは無視して平均曲線を引いた。

平均O—T曲線を各出水に適用して流出量ハイドログラフを描いたのが図—12である。出水ごとに最も適合するO—T曲線を求め，これを用いて作図したハイドログラフ（解析）と平均O—T曲線を用いて作成したハイドログラフとでその差は少ない。

(vi) coaxial relation 法と φ 法との比較

有効雨量というものは計算の過程で想定した値であるから，coaxial relation 法と φ 法とで求めた有効雨量を何か観測した有効雨量と比べることによってそれぞれの方法の優劣を論ずるというわけにはいかない。それぞれの方法で得られた有効雨量を使って流出量まで計算し，この計算ハイドログラフを観測ハイドログラフと比較し，どちらの方法で得られた計算ハイドログラフがよりよく観測値にあうかよりさかのぼって有効雨量の推定法はどちらの方が適正であったかと判断するわけである。かようにして得られたのが図—13である。この場合O—T曲線は各出水ごとに最も適合する曲線を用いており，平均曲線は使っていない。

図—13の10出水の全体を眺めてみて，coaxial relation 法と φ 法とのうちいずれか一方が他より常によい結果を与えているということはいえない。結果において大して優劣がないとなると計算方法が簡単な方がよいということになる。coaxial relation 法では累加時雨量より累加時有効雨量を求めるさい，coaxial relation 図より値を読みとるのに手間がかかるが，φ 法では1つ1つ読みとる作業がはぶけるので，ずっと簡単になる。したがって，φ 法の方が coaxial relation 法に比べて計算がらくだということになる。ただし，φ 法といえども，それ自身では（地下流出量＋損失量）を求める方法がないので，最初のこの値だけは coaxial relation 法のたすけを借りねばならないのは前述のとおりである。



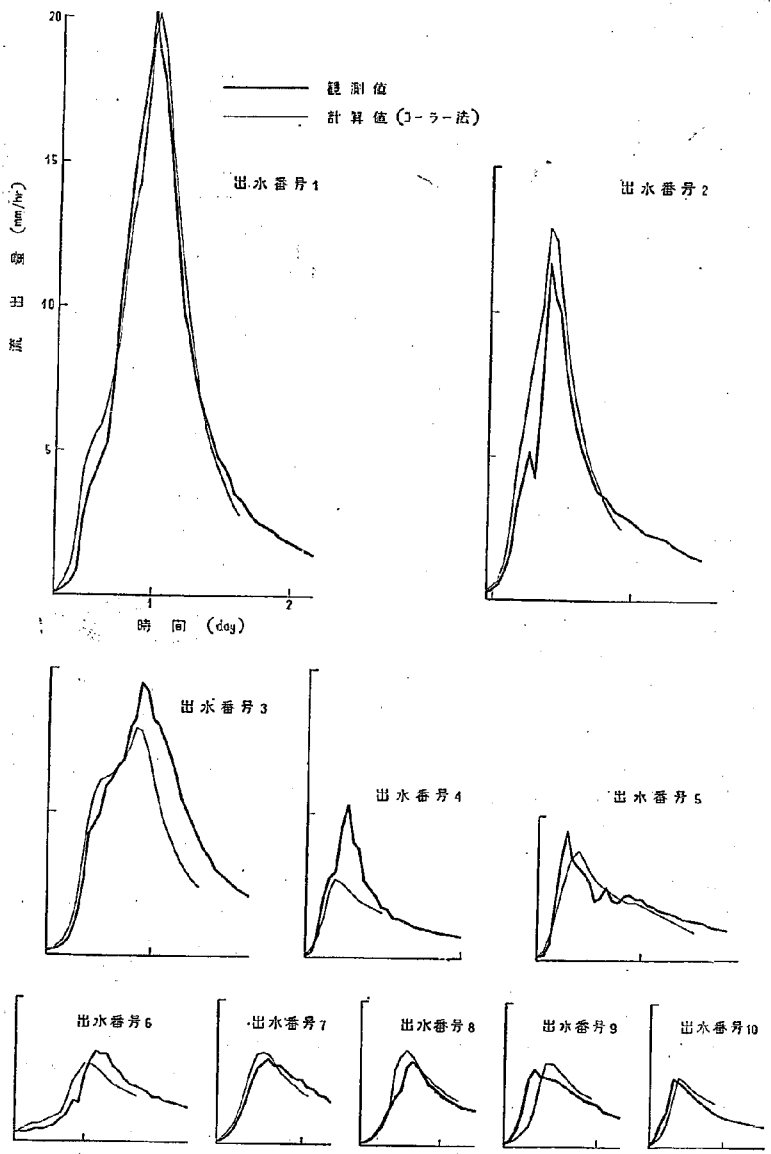
図—11 平均O—T曲線

〔2〕 コーラー法

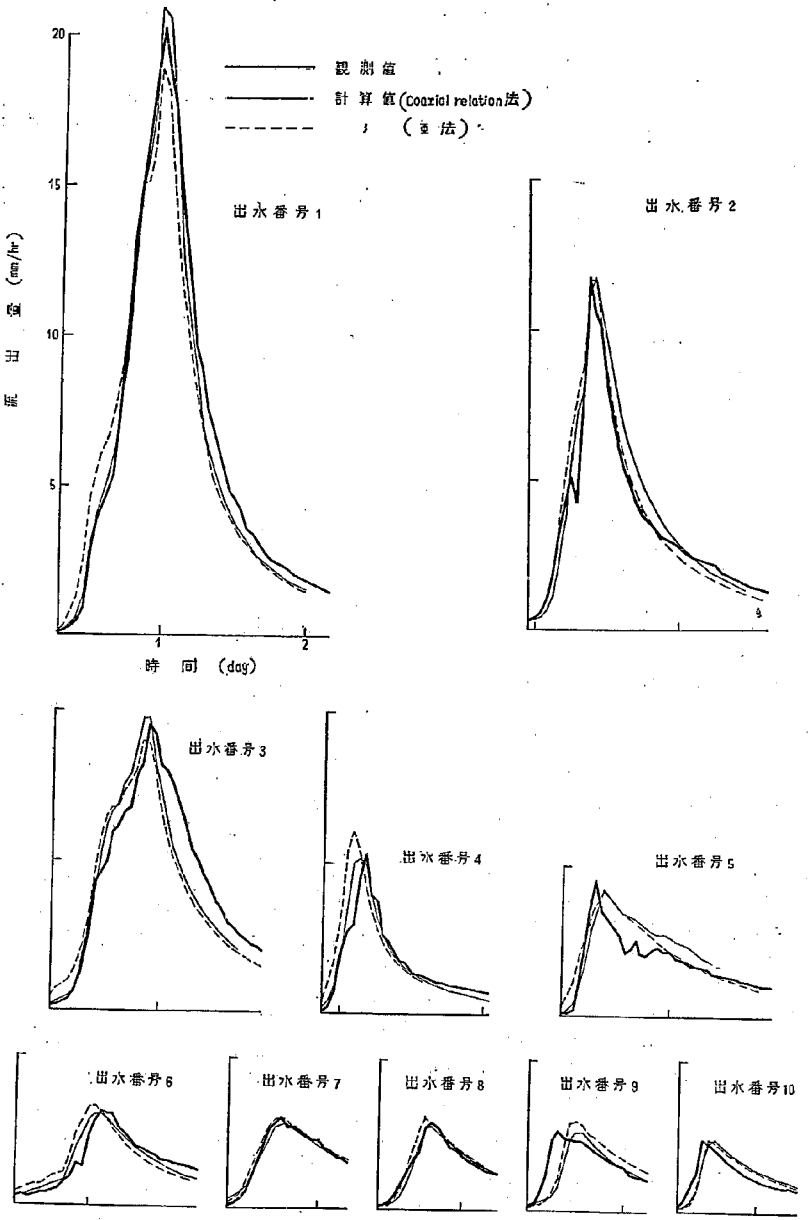
河道追跡法によって流入量より流出量を求めるのに，まず時間 Δt 離れた時刻1および2に対する I，O について考えてみよう。I_1，I_2 は既知の量であり，O_1 は初期条件で与えられる量である。未知量 O_2 を他の3つの値の函数であると考える。

$$O_2=f(I_1, O_1, I_2)$$

この関係を図式で解くのであるが，O_2 をまず I_1，O_1 の函数であるとしその形をきめ，さらに I_2 を入れてその形をきめていこうとする方法である。この場合観測値は時間 1—2，2—3，……を逐次当てはめていくのである。



図—17 コーラ法，ハイドログラフ



図—13　coaxial relation 法と φ 法との比較

かくして得られた図形をコーラー図* とよぶ。この図が得られた場合，図に I_1, I_2, ……I_n, O_1 を適用すると O_2, O_3……O_n が求められることになる。

前にもことわったように，コーラー法は河道追跡法であるが，その流入量に 3. で求められた有効雨量を適用すれば，流域末端の流出量が得られることになる。ただし，有効雨量としては 4(vi) の結果にもとづき ϕ 法で計算した値を使用する。

ウィルソン法のO—T曲線は各出水に対して作成し，しかる後，これらを平均化したが，コーラー法では1出水で得られた点だけでは曲線群を作図するのにたりないので，10 出水の全部の点をひとまとめにして，これらに1組の曲線群を引くことにした。

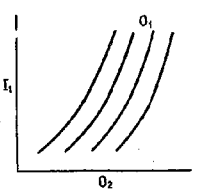
(i) コーラー図の作成

出水ごとに 表—12 に示すような流入量 I, 流出量 O の並んだ表を作成する。この表の第 1, 2 行より1組の I_1, O_1, I_2, O_2 を選び出す。図—14のような I_1, O_2 を

表—12　コーラー図 I と O との組合せ

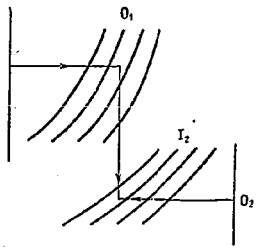
時刻	I	O
24	① 2.0	0.4 ①
1	① ② 9.2	0.6 ② ①
2	② ① 16.2	1.0 ① ②
3	② 31.6	1.8 ②
4	18.0	3.2

両軸とする図上に選ばれた値の点をプロットし，その点の位置に O_1 の値を記入する。次に表の第 2, 3 行の1組を I_1, O_1, I_2, O_2 と考え，同じ作業により新たな点 O_1 の位置を記入し，その値を記入する。この作業を続けていくと図上に1出水に対する O_1 の点群が得られることになる。10 出水の全点群に対して1組の曲線群を引く。



図—14　コーラー図作図法

つぎに図—14 より O_2 軸をとり去り，I_1 軸，O_1 曲線群だけとし，右側に新たに縦軸 O_2 をそえた 図—15 をつくる。表—12 の第1，2行より1組の I_1, O_1, I_2, O_2 を選び出す。図—15 において左縦軸 I_1 の上に与えられた値をとり，これより水平線を引く。この直線上 O_1 曲線群内で与えられた O_1 の値の点をとり，この位置から下に向って垂直線を引く。つぎに右縦軸 O_2 の上に与えられた値をとり，この位置から左に向って水平線を引く。この水平線と，O_1 曲線群より下方に引いた垂直線との交点を



図—15　コーラー図作図法

プロットし，この位置にこの組の I_2 の値を記入する。つぎに 表—12 の第2，3行に対して同じ作業を繰り返し，つぎの I_2 の値を記入する。かようにして1出水に対する I_2 の点群が得られ，これを 10 出水に対して繰り返し全点群に対し1組の曲線群を引く。

O_1 および I_2 は一般に曲線群であるが，ここで取り扱った資料では図—16 に示すような放射線が得られた。

(ii) ハイドログラフの計算

図—16 で矢のように追っていくと，I_1, O_1, I_2 に対する O_2 の値が得られる。表—12 において O の第1行の O_1 だけは初期条件として，ある値を与えなければならないが，最初の O_2 が求まれば，第2，3行においてはこれを O_1 として使用できることになる。この逐次法を繰り返すことによって連続した O の値が得られることになる。各出水の時有効雨量を 図—16 に適用すると，図—17 に示すような流出ハイドログラフが得られる。

〔3〕 マスキンガム法

マスキンガム法は河道追跡法であるが，ここでも(1)，(2) と同様その流入量に有効雨量を用い流出量の計算のために使用する。なお有効雨量としては (2) と同じく ϕ 法による値を採用する。

(i) K, x の解析

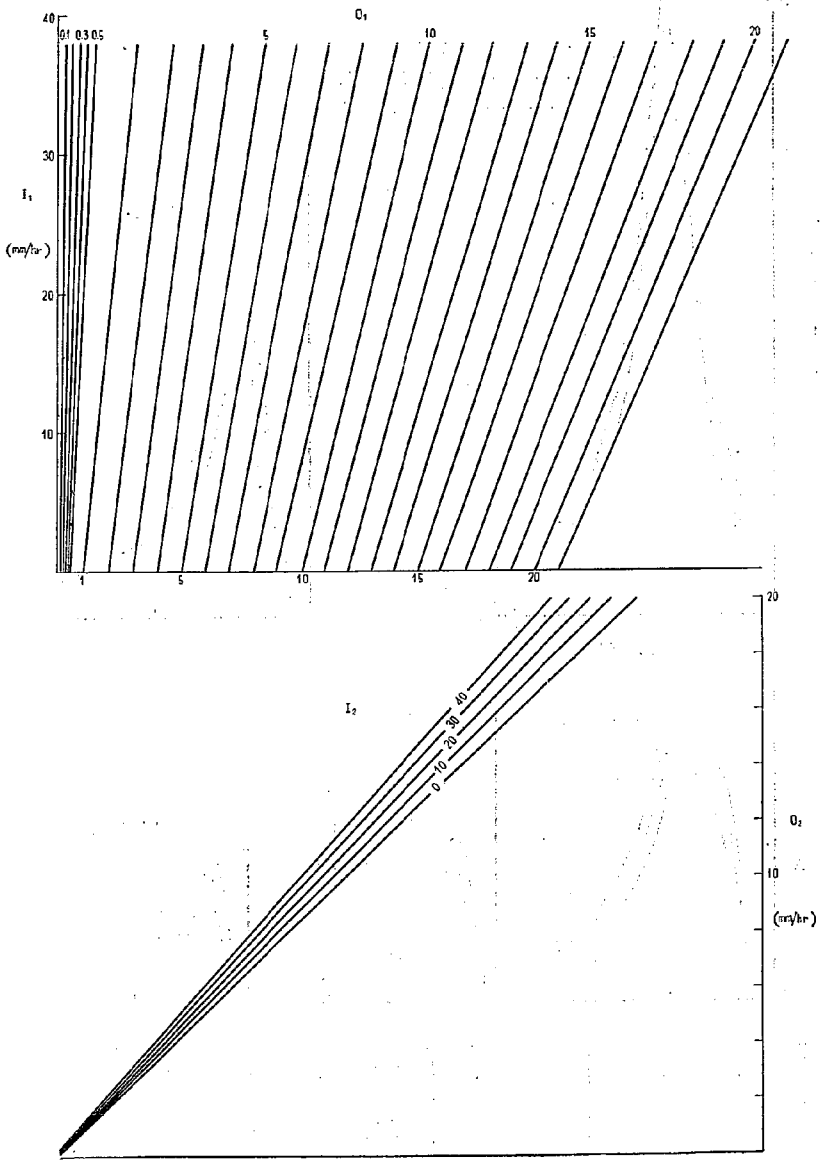
観測された流入量 I および流出量 O に適合するマスキンガム法の K, x とは総貯溜量 V と $[xI+(1-x)O]$ とが直線的関係を保つ場合の値であると考えられており，各出水に対して求めたものは 表—13 に示すとおりである。大きい出水では K の値は小さく，x の値は大きくなることが想定されるので，この仮定にもとづき表—13 を表—14 のように整理しなおすことにする。

一般に K は流入量および流出量の重心間の距離と考えられているが**，ここでは時間軸に対し面積が 50 %になるような点間の距離と仮定し各出水につき計算すると表—15 に示すような値が得られ，これは表—13 に示すものより大きく出ている。

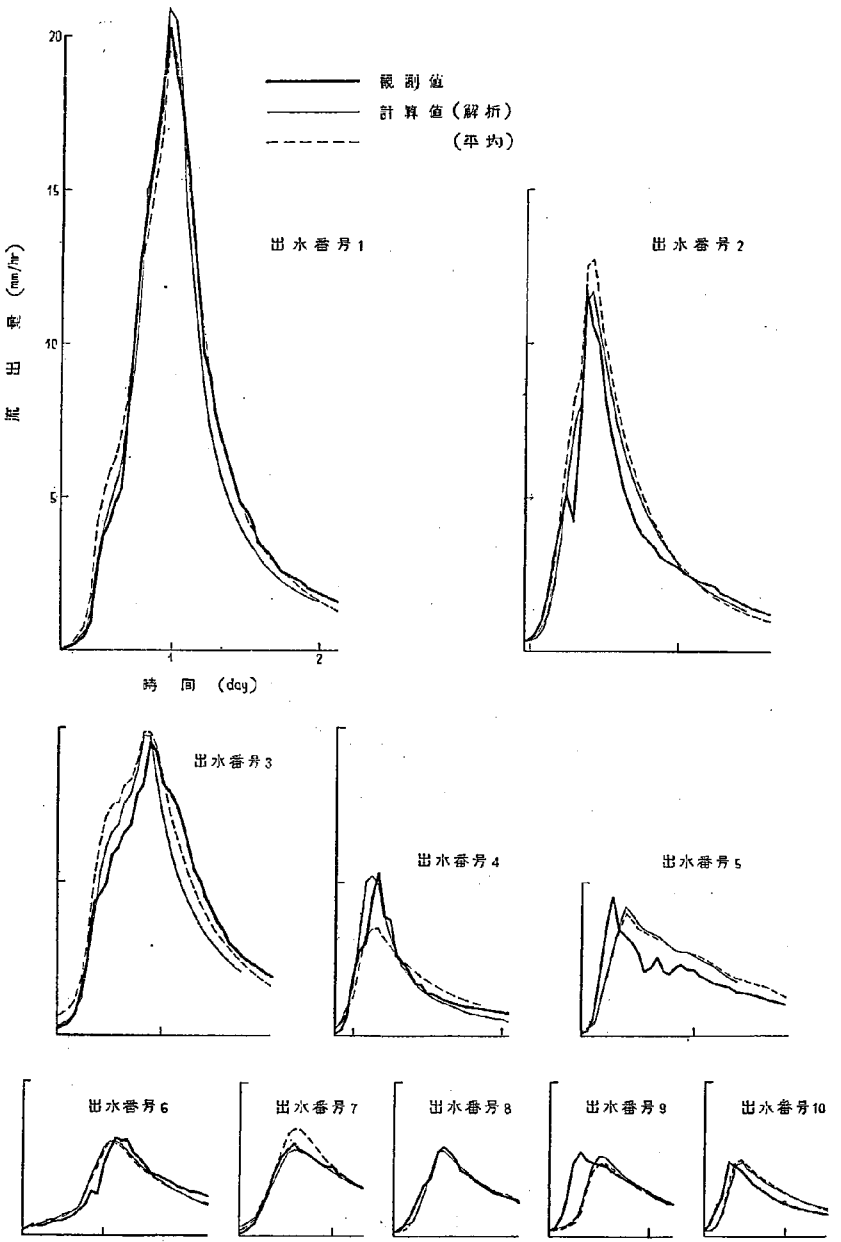
(ii) ハイドログラフの計算

出水に対し表—14 に示す K, x を使用して流出量を計算したのが図—18 であって，観測値と比較してある。

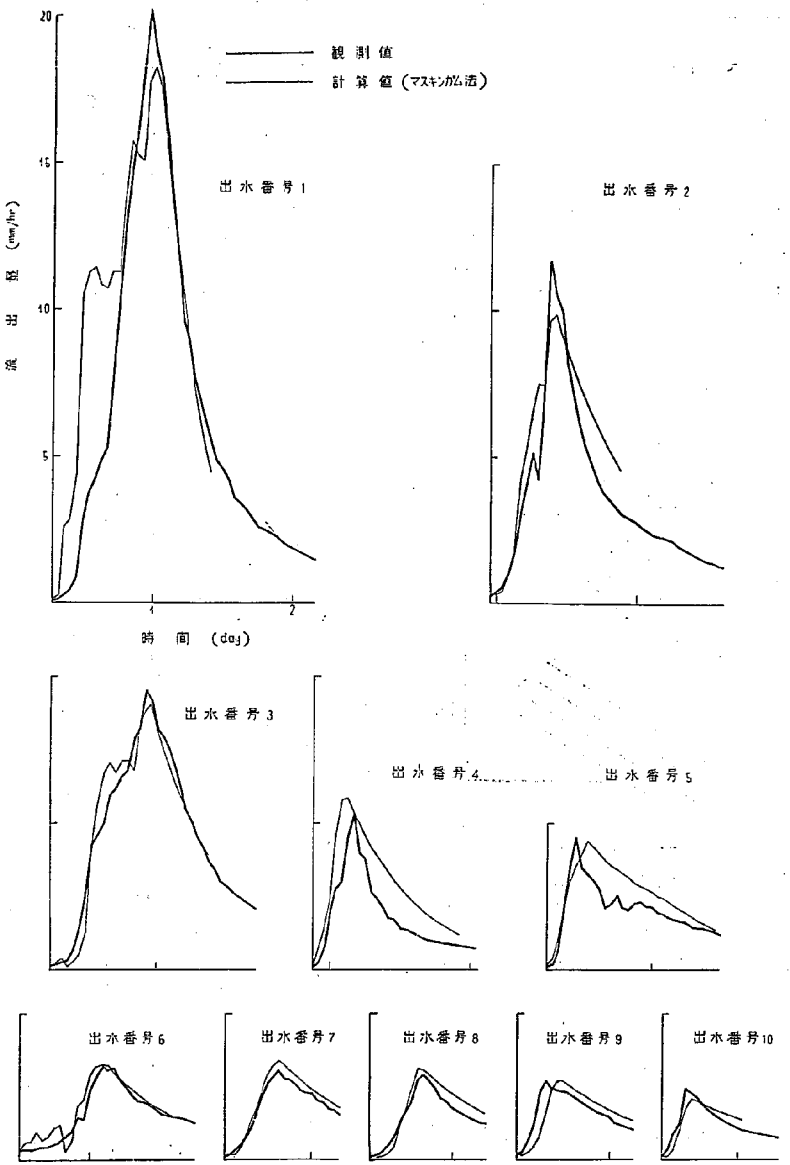
* Linsley and others: Applied Hydrology p.527
** 同　上　　p.498


O_1
0.1 0.3 0.5
5
10
15
20
40
30
20
10
I_1
(mm/hr)
1
5
10
15
20
I_2
40
30
20
10
0
20
10
O_2
(mm/hr)

図—16 ニューラー図



図—12 ハイドログラフ比較解析と平均



図—18　マスキンガム法，ハイドログラフ

表—13 マスキンガム法 K, x (解析)

出水番号	K(hr)	x
1	6	0.2
2	15	0.05
3	14	0.15
4	13	0.15
5	17	0.05
6	17	0.15
7	18	0.07
8	18	0.08
9	17	0
10	21	0.01

表—14 マスキンガム法 K, x (整理)

出水番号	K(hr)	x
1	5	0.25
2	15	0.15
3	15	0.15
4	15	0.15
5	20	0.15
6	20	0.15
7	20	0.10
8	20	0.10
9	20	0
10	20	0

表—15 マスキンガム法 K 図形より読取り

出水番号	K(hr)
1	10.1
2	12.7
3	15.1
4	11.7
5	27.9
6	14.9
7	15.5
8	15.4
9	9.5
10	15.1

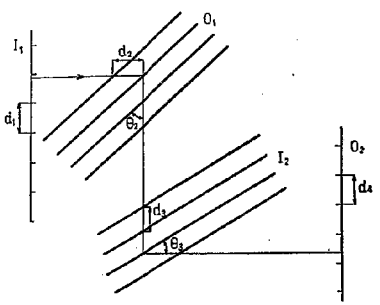
(iii) コーラー法とマスキンガム法との関係

コーラー法は一般に

$$O_2=f(I_1,\ O_1,\ I_2)$$

なる関係式を図式で解く方法である。この関係式が複雑ではよういではないので，簡単な場合の図形と函数形との関係を求めてみよう。

図—19 に示すような O_1, I_2 曲線群が特に平行等間隔直線で



図—19 コーラー法

ある場合について考えてみよう。I_1 の1単位を図上で d_1 なる長さにとると，I_1 の原点からの図上の距離 l_1 は

$$l_1=d_1I_1$$

となる。同様にして O_1, I_2, O_2 について1単位を図上で d_2, d_3, d_4 なる長さにとると，図上での距離はそれぞれ

$$l_2=d_2O_1$$
$$l_3=d_3I_2$$
$$l_4=d_4O_2$$

となる。O_1 の平行直線群が垂直線となす角を θ_2, I_2 の平行直線群が水平線となす角を θ_3 とする。明らかに l_3 の変化 Δl_3 に対する l_4 の変化 Δl_4 は等しいから，この際 l_1, l_2 を一定と考えると

$$\frac{\partial l_4}{\partial l_3}=1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.5)$$

l_2 に対する l_4 の変化を考えると

$$\Delta l_4=\Delta l_2\tan\theta_3$$

この際 l_1, l_3 を一定と考えると

$$\frac{\partial l_4}{\partial l_2}=\tan\theta_3 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.6)$$

l_1 に対する l_4 の変化を考えると

$$\Delta l_4=\Delta l_1\tan\theta_2\tan\theta_3$$

このさい l_2, l_3 を一定と考えると

$$\frac{\partial l_4}{\partial l_1}=\tan\theta_2\tan\theta_3 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.7)$$

(4.5)(4.6)(4.7) より

$$l_4=l_1\tan\theta_2\tan\theta_3+l_2\tan\theta_3+l_3+k$$

l を消去すると

$$O_2=\frac{d_1}{d_4}\tan\theta_2\tan\theta_3I_1+\frac{d_2}{d_4}\tan\theta_3O_1+\frac{d_3}{d_4}I_2+\frac{k}{d_4}$$

上式をマスキンガム法における基本式

$$O_2=C_1I_1+C_2O_1+C_0I_2 \cdots\cdots\cdots\cdots (4.8)$$

ここに

$$\begin{cases} C_1=\dfrac{Kx+0.5t}{K-Kx+0.5t} & \cdots\cdots (4.9) \\ C_2=\dfrac{K-Kx-0.5t}{K-Kx+0.5t} & \cdots\cdots (4.10) \\ C_0=-\dfrac{Kx-0.5t}{K-Kx-0.5t} & \cdots\cdots (4.11) \end{cases}$$

t : 時間間隔

と比べると，両式は相似ことがわかる。したがって両者の対応する係数をあい等しいと置くと，

$$\begin{cases} C_1=\dfrac{d_1}{d_4}\tan\theta_2\tan\theta_3 \\ C_2=\dfrac{d_2}{d_4}\tan\theta_3 \\ C_0=\dfrac{d_3}{d_4} \\ o=\dfrac{k}{d_4} \end{cases}$$

いま

$$d_1=d_2=d_4 \cdots\cdots \text{の} (4.12)$$

のように単位の長さをきめると，上の関係式はつぎのように書き改められる。

$$\begin{cases} \tan\theta_2\tan\theta_3=C_1 \\ \tan\theta_3=C_2 \\ \dfrac{d_3}{d_4}=C_0 \end{cases}$$

コーラー図で O_1, I_2 が平行等間隔直線群で表わされているときに，それらの直線群の間隔 d_3, d_4 および方向 $\tan\theta_2\tan\theta_3$ を読みとれば，C_1, C_2, C_0 の値が求まり，マスキンガム法を計算によって求めていくことができる。すなわち，コーラー図の上で O_1, I_2 の曲線群に平行等間隔直線群なる仮定を設けて解くことはマスキンガム法で計算して解いているのと同じことをしているのである。そのときの条件は，それぞれ上式で与えられ

ていることになる。

逆にマスキンガム法で数値で与えられている場合に，これを数式によらず図式で解くにはどうすればよいかを考えてみよう。まず，K，x が与えられているわけであるが，(4.9)(4.10)(4.11) により C_1，C_2，C_0 は計算できる。しかるに，マスキンガム法の C と図形をきめる4要素 d_3，d_4，$\tan\theta_2$，$\tan\theta_3$ との間には

$$\begin{cases} \tan\theta_2\tan\theta_3=C_1 & \cdots\cdots(4.13) \\ \tan\theta_3=C_2 & \cdots\cdots(4.14) \\ \dfrac{d_3}{d_4}=C_0 & \cdots\cdots(4.15) \end{cases}$$

なる関係があり，これらの式の右辺は与えられているのであるから，左辺はきまってくることになる。いま，d_4 を任意の長さにとると，(4.15) より

$$d_3=d_4C_0$$

となり，I_2 の平行等間隔直線群の等間隔がきまることになる。また I_2 の方向は (4.14)

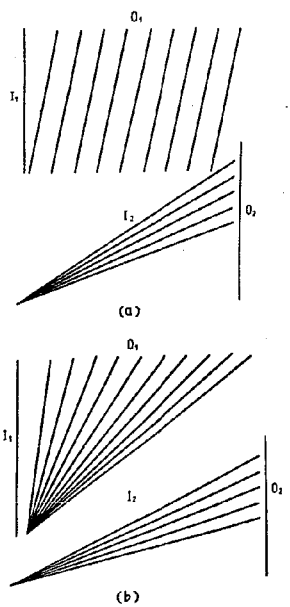
$$\tan\theta_3=C_2$$

よりきまってくる。これで I_2 の平行直線群の等間隔および方向がきまったことになり作図可能となる。

つぎに O_1 については，この平行等間隔直線群の等間隔 d_2 は (4.12) より d_4 に等しいからきまってくる。また O_1 の方向は (4.13)

$$\tan\theta_2=\frac{C_1}{\tan\theta_3}=\frac{C_1}{C_2}$$

よりきまってくる。これで O_1 の平行直線群の等間隔および方向がきまったことになり作図可能となる。



図—20　コーラー図

なお，原点の位置は I_1 軸で任意にきめると (4.8) よりあとの3軸上でもきまってくる。

(iv) コーラー図の函数形

与えられた実際の観測資料より作られた 図—16 のコーラー図では O_1 および I_2 群ともに平行等間隔直線群と見なすことは無理である。第1次近似としては図—20 (a) に示すように

$$\begin{cases} O_1：平行等間隔直線群 \\ I_2：放射線（軸\ I_1,\ O_2\ を切る長さが等間隔） \end{cases}$$

と仮定する。この場合の函数形を計算より求めると

$$O_2=a_1I_1I_2+a_2O_1I_2+a_3I_1+a_4O_1+a_5I_2+a_6$$

となり，2次式である。

さらに第2次近似として図—20(b) に示すように

$$\begin{cases} O_1：放射線（軸\ I_1,\ O_2\ に直角な軸を切る長さが等間隔 \\ I_2：放射線（軸\ I_1,\ O_2\ を切る長さが等間隔） \end{cases}$$

と仮定する。この場合の函数形を計算により求めると，

$$O_2=b_1I_1O_1I_2+b_2O_1I_2+b_3O_1I_2+b_4I_1+b_5I_2+b_6$$

となり，3次式である。

かように2次式，3次式となると計算では手間がかかり図式によらざるを得ない。

5. 計 算 例

本計算例に用いた資料は 10 出水のうち，出水番号2である。

(1) 流域および雨量の要素は次のように与えられる。
- (a) 流　域
- (b) 地帯代表雨量観測所の時雨量，一雨雨量
- (c) 地帯平均一雨雨量
- (d) 初期流量，週番号

(2) 与えられた関係式および値は次のとおりである。
- (a) coaxial relation 図
- (b) 地帯おくれ
- (c) O—T曲線
- (d) 流出量の初期値 O_1

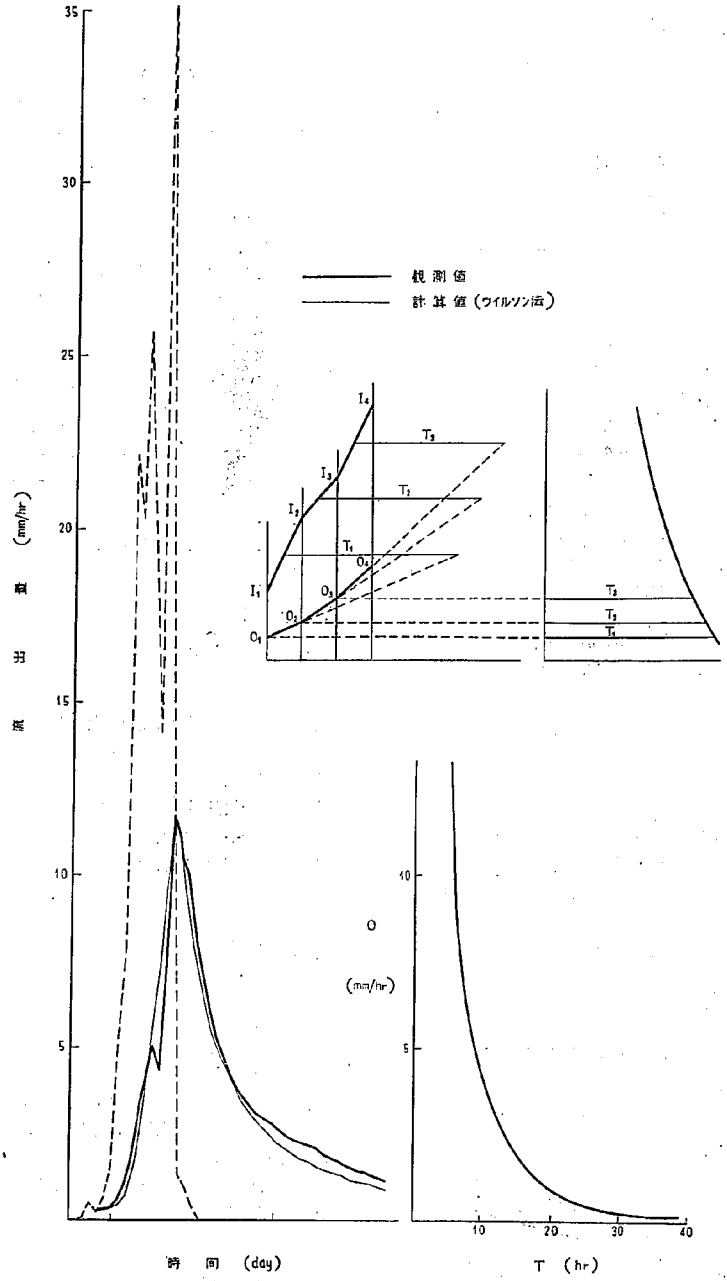
以上の条件の下で

(3) 雨量より有効雨量は coaxial relation 法により求め，有効雨量より流出量はウィルソン法により求めよ。
　計算より求めたハイドログラフを観測値と図上で比較せよ。

解

〔1〕 準備作業

(i) 流域地帯分割



図—21 ウイルソン法，ハイドログラフ

（a） 与えられた流域は図—2に示すとおりである。
（b） 地帯分割の単位の長さを 10.8km と仮定する。
（c） 流域末端より 10.8km の等間隔で地帯を分割する。第7回目の地帯は面積が狭まいので第6回目の地帯（地帯番号1）に合併する。(図—2)
（d） 各地帯分割面積をプラニメーターで測定し，その値を表示する。(表—1)

(ii) 雨量資料

（a） 地帯代表雨量観測所時雨量（表—16)
（b） 地帯代表雨量観測所一雨雨量(表—16 最下行)
（c） 地帯平均一雨雨量（表—3，第2行)
（d） 地帯平均一雨雨量と地帯代表一雨雨量との比各地帯につき (c) を (b) で割った値（表—4，第2行)
（e） 地帯平均時雨量
(a) 地帯代表雨量観測所時雨量（表—16) に (d) を掛けたもの（表—17)

〔2〕 雨量より有効雨量の計算

（i） 地帯別に coaxial relation 図を用い時雨量より時有効雨量の計算

地帯別に 表—18 によって作業をする。本表は表—6と似ているが，その第7列がここではぶかれている。

（a） 第3列

表—17 に示される 流域平均時雨量を時間ごとに加えて累加値を作る。

（b） 第4列

第1列は時刻であるが，ここでは降雨が始まってからの継続時間を作る。

（c） 第5列

図—5の coaxial relation 図を用いて累加時雨量より累加時有効雨量を求める。この際初期流量，週番号は全計算にわたって一定であるとし，表—5第2行に示す値を用う。

（d） 第6列

累加時有効雨量の相隣る値の差を求めると，これは時有効雨量となる。

（e） 第7列

各地帯は流域全体に対してその面積分だけ受け持つから，第6列に表—1に示される地帯面積 % をかけて地帯受持分を求める。

（ii） 地帯別に得られた時有効雨量を流域全体に対して合成

(i)(e) で求められた地帯時有効雨量に表—9第1行に示す地帯おくれを与えて流域全体に対して合成したものが表—19 である。

〔3〕 有効雨量より流出量の計算

本計算は図式簡便法による。

（a） 流域を代表する時有効雨量の値は 表—19 の最

表—16　地帯代表雨量観測所時雨量 (mm/hr)

日時＼地帯番号	1	2	3	4	5	6
4—15	0.1	0.1				
16	0.4	0.4	1.4	1.3		
17						
18					0.1	0.2
19					1.6	14.5
20	0.2	0.2	0.6	0.6	4.5	1.0
21	1.5	1.3	0.7	0.7	3.3	2.4
22	1.8	1.5	1.8	1.7	1.3	1.8
23	1.3	1.2	2.7	2.6	5.0	4.6
24	19.1	16.4	12.2	11.7	11.5	10.7
5— 1	30.7	26.3	17.6	16.9	23.8	22.1
2	19.9	17.1	25.7	24.7	7.2	6.7
3	25.6	22.0	13.5	13.0	28.0	26.0
4	25.1	21.5	19.6	18.8	17.6	16.3
5	17.5	15.0	14.9	14.3	11.1	10.3
6	32.7	28.1	9.3	8.9	1.4	1.3
7	16.9	14.5	29.9	28.8	3.0	2.8
8	0.9	0.8	5.2	5.0	20.7	19.1
9	0.4	0.4	0.8	0.8	2.2	2.8
10	1.3	1.2	2.1	2.0	2.2	2.3
11	0.2	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3
12	0.1	0.1	0.1	0.1		0.1
合　計	195.7	168.2	158.2	152.2	144.7	145.3

表—17　地帯平均時雨量 (mm/hr)

日時＼地帯番号	1	2	3	4	5	6
4—15	0.1	0.1				
16	0.5	0.5	2.0	1.7		
17						
18					0.1	0.2
19					2.0	17.0
20	0.2	0.3	0.8	0.8	5.7	1.2
21	1.8	1.7	1.0	0.9	4.2	2.8
22	2.2	2.0	2.5	2.2	1.7	2.1
23	1.6	1.6	3.8	3.4	6.4	5.4
24	23.0	22.0	17.2	15.1	14.6	12.5
5— 1	37.0	35.3	24.8	21.8	30.3	25.8
2	24.0	22.9	36.1	31.9	9.1	7.8
3	30.8	29.6	19.0	16.8	35.7	30.3
4	30.2	28.9	27.6	24.3	22.5	19.0
5	21.1	20.1	21.0	18.4	14.1	12.1
6	39.4	37.8	13.1	11.5	1.8	1.5
7	20.4	19.4	42.1	37.2	3.8	3.3
8	1.1	1.1	7.3	6.5	26.4	22.1
9	0.5	0.5	1.1	1.0	2.8	3.3
10	1.6	1.6	3.0	2.6	0.3	2.7
11	0.2	0.1	0.1	0.1		0.4
12	0.1	0.1	0.1	0.1		0.1
合　計	235.8	225.6	222.6	196.3	184.3	169.6

表—18-(1)　地帯別時有効雨量計算

地帯番号 1

時刻	時雨量 (mmh/r)	累加時雨量 (mm)	降雨継続時間 (hr)	累加時有効雨量 (mm)	時有効雨量 (mm/hr)	時有効雨量受持分 (mm/hr)
4—15	0.1	0.1	1			
16	0.5	0.6	2			
17			3			
18			4			
19			5			
20	0.2	0.8	6			
21	1.8	2.6	7			

22	2.2	4.8	8			
23	1.6	6.4	9	0		
24	23.0	29.4	10	9.5	9.5	2.7
5— 1	37.0	66.4	11	25.5	16.0	4.5
2	24.0	90.4	12	46.5	21.0	5.9
3	30.8	121.2	13	79.0	32.5	9.2
4	30.2	151.4	14	109.0	30.0	8.5
5	21.1	172.5	15	130.0	21.0	5.9
6	39.4	211.9	16	169.5	39.5	11.2
7	20.4	232.3	17	189.5	20.0	5.7
8	1.1	233.4	18	190.5	1.0	0.3
9	0.5	233.9	19	190.5	0	0
10	1.6	235.5	20	191.5	1.0	0.3
11	0.2	235.7	21	191.5	0	
12	0.1	235.8	22	191.5	0	

表-18-(2) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 2

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時雨量 (mm)	降雨継続時間 (hr)	累加時有効雨量 (mm)	時有効雨量 (mm/hr)	時有効雨量受持分担 (mm/hr)
4—15	0.1	0.1	1			
16	0.5	0.6	2			
17			3			
18			4			
19			5			
20	0.3	0.9	6			
21	1.7	2.6	7			
22	2.0	4.6	8			
23	1.6	6.2	9	0		
24	22.0	28.2	10	9.5	9.5	1.6
5—1	35.3	63.5	11	24.5	15.0	2.6
2	22.9	86.4	12	42.0	17.5	3.0
3	29.6	116.0	13	74.0	32.0	5.5
4	28.9	144.9	14	102.5	28.5	4.9
5	20.1	165.0	15	122.0	19.5	3.4
6	37.8	202.8	16	159.5	37.5	6.5
7	19.4	222.2	17	179.0	19.5	3.4
8	1.1	223.3	18	179.5	0.5	0.1
9	0.5	223.8	19	180.0	0.5	0.1
10	1.6	225.4	20	180.5	0.5	0.1
11	0.1	225.5	21	180.5	0	
12	0.1	225.6	22	180.5	0	

表-18-(3) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 3.

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時雨量 (mm)	降雨継続時間 (hr)	累加時有効雨量 (mm)	時有効雨量 (mm/hr)	時有効雨量受持分担 (mm/hr)
4—15						
16	2.0	2.0	1			
17			2			
18			3			
19			4			
20	0.8	2.8	5			
21	1.0	3.8	6			
22	2.5	6.3	7	0		
23	3.8	10.1	8	1.0	1.0	0.2
24	17.2	27.3	9	9.0	8.0	1.2
5—1	24.8	52.1	10	18.5	9.5	1.4
2	36.1	88.2	11	44.0	25.5	3.9
3	19.0	107.2	12	65.5	21.5	3.3
4	27.6	134.8	13	92.5	27.0	4.1
5	21.0	155.8	14	113.5	21.0	3.2
6	13.1	168.9	15	127.0	13.5	2.1
7	42.1	211.0	16	168.0	41.0	6.2
8	7.3	218.3	17	175.0	7.0	1.1
9	1.1	219.4	18	176.0	1.0	0.2
10	3.0	222.4	19	179.0	3.0	0.5
11	0.1	222.5	20	179.0	0	
12	0.1	222.6	21	179.0	0	

表-18-(4) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 4.

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時雨量 (mm)	降雨継続時間 (hr)	累加時有効雨量 (mm)	時有効雨量 (mm/hr)	時有効雨量受持分担 (mm/hr)
4—15						
16	1.7	1.7	1			
17			2			
18			3			
19			4			
20	0.8	2.5	5			
21	0.9	3.4	6			
22	2.2	5.6	7	0		
23	3.4	9.0	8	0.5	0.5	0.1
24	15.1	24.1	9	8.0	7.5	1.1
5— 1	21.8	45.9	10	15.5	7.5	1.1
2	31.9	77.8	11	31.5	16.0	2.4
3	16.8	94.6	12	52.0	20.5	3.1
4	24.3	118.9	13	77.0	25.0	3.8
5	18.4	137.3	14	95.0	18.0	2.7
6	11.5	148.8	15	106.5	11.5	1.7
7	37.2	186.0	16	143.5	37.0	5.6
8	6.5	192.5	17	149.5	6.0	0.9
9	1.0	193.5	18	150.5	1.0	0.2
10	2.6	196.1	19	153.0	2.5	0.4
11	0.1	196.2	20	153.0	0	
12	0.1	196.3	21	153.0	0	

表-18-(5) 地帯別時有効雨量計算

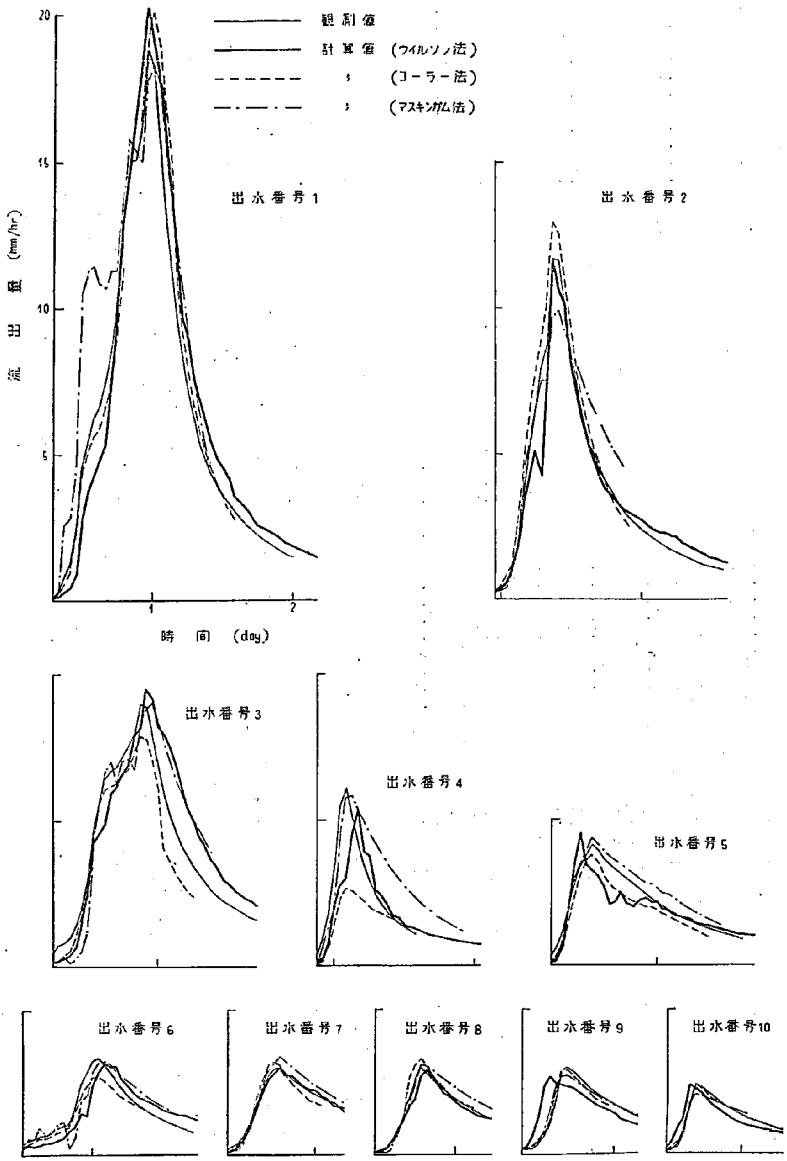
地帯番号 5.

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時雨量 (mm)	降雨継続時間 (hr)	累加時有効雨量 (mm)	時有効雨量 (mm/hr)	時有効雨量受持分担 (mm/hr)
4—15						
16						
17						
18	0.1	0.1	1			
19	2.0	2.1	2			
20	5.7	7.8	3	0		
21	4.2	12.0	4	2.5	2.5	0.3
22	1.7	13.7	5	3.5	1.0	0.1
23	6.4	20.1	6	6.5	3.0	0.4
24	14.6	34.7	7	12.0	5.5	0.7
5— 1	30.3	65.0	8	25.5	13.5	1.7
2	9.1	74.1	9	30.0	4.5	0.6
3	35.7	109.8	10	68.5	38.5	4.9
4	22.5	132.3	11	90.5	22.0	2.8
5	14.1	146.4	12	105.0	14.5	1.8
6	1.8	148.2	13	106.0	1.0	0.1
7	3.8	152.0	14	110.0	4.0	0.5
8	26.4	178.4	15	135.5	25.5	3.2
9	2.8	181.2	16	138.5	3.0	0.4
10	2.8	184.0	17	141.0	2.5	0.3
11	0.3	184.3	18	141.0	0	
12						

表-18-(6) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 6.

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時雨量 (mm)	降雨継続時間 (hr)	累加時有効雨量 (mm)	時有効雨量 (mm/hr)	時有効雨量受持分担 (mm/hr)
4—15						
16						
17						
18	0.2	0.2	1	0		
19	17.0	17.2	2	5.5	5.5	0.6
20	1.2	18.4	3	6.0	0.5	0.1
21	2.8	21.2	4	7.5	1.5	0.2


観測値
計算値 (ワイルソン法)
〃 (コーラー法)
〃 (マスキンガム法)
出水番号1
出水番号2
出水番号3
出水番号4
出水番号5
出水番号6
出水番号7
出水番号8
出水番号9
出水番号10
流出量 (mm/hr)
時間 (day)
20
15
10
5
1
2

図—22　3方法の比較

22	2.1	23.3	5	8.0	0.5	0.1
23	5.4	28.7	6	10.0	2.0	0.2
24	12.5	41.2	7	14.5	4.5	0.5
5— 1	25.8	67.0	8	26.5	12.0	1.4
2	7.8	74.8	9	30.5	4.0	0.5
3	30.3	105.1	10	64.0	33.5	3.9
4	19.0	124.1	11	83.0	19.0	2.2
5	12.1	136.2	12	94.5	11.5	1.3
6	1.5	137.7	13	95.5	1.0	0.1
7	3.3	141.0	14	99.0	3.5	0.4
8	22.1	163.1	15	120.5	21.5	2.5
9	3.3	166.4	16	123.5	3.0	0.3
10	2.7	169.1	17	125.0	1.5	0.2
11	0.4	169.5	18	125.0	0	
12	0.1	169.6	19	125.0	0	

表—19 地帯時有効雨量の合成 (mm/hr)

日時＼地帯番号＼おくれ	1	2	3	4	5	6	計
	2	2	1	1	0	0	
4—15							
16							
17							
18							
19						0.6	0.6
20						0.1	0.1
21					0.3	0.2	0.5
22					0.1	0.1	0.2
23					0.4	0.2	0.6
24			0.2	0.1	0.7	0.5	1.5
5— 1			1.2	1.1	1.7	1.4	5.4
2	2.7	1.6	1.4	1.1	0.6	0.5	7.9
3	4.5	2.6	3.9	2.4	4.9	3.9	22.2
4	5.9	3.0	3.3	3.1	2.8	2.2	20.3
5	9.2	5.5	4.1	3.8	1.8	1.3	25.7
6	8.5	4.9	3.2	2.7	0.1	0.1	19.5
7	5.9	3.4	2.1	1.7	0.5	0.4	14.0
8	11.2	6.5	6.2	5.6	3.2	2.5	35.2
9	5.7	3.4	1.1	0.9	0.4	0.3	11.8
10	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3	0.2	1.3
11	0	0.1	0.5	0.4			1.0
12	0.3	0.1					0.4
合計							168.2

右列で示される。

(b) O—T曲線は図—11 で示される値を用う。

(c) 図—21 に示すように，時有効雨量のハイドログラフは左側，O—T曲線は右側に配置する。

(d) 流出量の初期値 O_1 に対する T_1 の値をO—T曲線より読みとる。

(e) I_1I_2 の中点より右側に水平線を引き，この上に T_1 の長さをとる。

(f) O_1 とこの T_1 のせん端とを結び，この直線が時間軸2と交わる点を求めこれを O_2 とする。

(g) 以下同様な作業を繰り返すと，O_3, O_4……なる流出量ハイドログラフが得られる。

(h) 比較のため観測ハイドログラフを記入する。

6. 結　　語

〔1〕 おくれ

雨量から流出量の計算にあたり，全体のおくれについては有効雨量に与えるものと，それ以後の計算で加味するものとの2つの部分に分けて考えた。最も適合した計算ハイドログラフを見出すためにこの2つのうちどちらにしわをよせるかというのに，たとえばウィルソン法では，

(a) 地帯分割のおくれを幾種類も考え，O—T曲線は1種類とする。

(b) 地帯分割のおくれは1種類とし，O—T曲線はいく種類も考える。

という場合が考えられる。ここでは (a) の立場をとり，分割地帯のおくれとしては2種類を採用した。

〔2〕 coaxial relation 法と ϕ 法との比較

雨量より有効雨量を求めるのに coaxial relation 法では図から時有効雨量を1つ1つ計算するのに非常に手間がかかる。ϕ 法でもこの図の助けを借りねばならないが，1度だけであるから前者に比べれば，ずっと手間がはぶける。これらの2つの方法より得られた時有効雨量を用いて流出量を計算したのが 図—13 であって，結果的にはたいした違いはない。それなら手間のかからない ϕ 法で十分目的を達すと考えてよかろう。

〔3〕 ウイルソン法，コーラー法，マスキンガム法など3方法の最終結果の比較

有効雨量より流出量を求める3計算方法の最終結果を各出水について比較したのが図—22である。3者ともたいした優劣はないが，マスキンガム法ではいくつか無理なところも見られる。

〔4〕 3方法の特性

3方法ではつぎの要素にもとづいて流出計算を行なっている。

方　　法	要　　素
ウィルソン法	O—T曲線
コーラー法	コーラー図
マスキンガム法	K, x

既往の出水資料を解析することによってこれら要素を求めたが，これはあくまで神流川流域に対して得られたものであって，どこの河川でもそのまま，あてはまるというものではない。この解析法を他の河川にも適用することにより，これらの要素を数多く求め，これを体系だてる仕事を今後続けたいと考えている。

附　　記

本文は筆者が 1955 年アメリカ・スタンフォード大学においてリンスレー教授の下で研究したものに，帰国後手を加えたものである。数カ月にわたり懇切に指導してくださった教授の御厚情は筆者の終生忘れ得ぬところである。また観測および計算には水文研究室全員の協力を得た。ともに深じんな謝意を表わすものである。

γ-線透過方法によるコンクリートの材料分離現象の測定(第1報)

有泉　昌*・近藤　紀**・森　芳徳***

(昭和 34 年 7 月)

Measurements on the Segregation of Concrete by Means of γ-ray Penetration

(July 1959)

A. Ariizumi, O. Kondou and Y. Mori

Synopsis :

Concrete is a mixture composed of materials which differ in their densities

After concrete is placed, its rheological properties change continuously until it hardens. In fresh concrete, heavy materials tend to go to the bottom, and light materials tend to rise to the surface Thus segregation of concrete is resulted and the homogeneity of concrete is lost.

We carried out the measurements of the density distribution caused by the segregation of concrete along the direction of placing and also the experiments on the non-destructive measurement of one side of segregating phenomens.

Preliminarily with the concrete containing magnetite and barite as high-density aggregates, the authors carried out the experiment of narrow-beam penetration test of γ-rays, and discussed on the results of the γ-rays penetration test comparing with the data of actually measured densities and of chemical analysis of the sliced specimens.

As we found the γ-ray penetration method is effective, we applied this method to the ordinary concrete to study the degree of segregation. Ordinary concrete was placed changing some factors such as unit cement content, slump, sand percentage, air content, type of cement and time of vibration.

Here the authors report the results on the concrete with heavy aggregates as the first report of this experiment. The second one which deals with the results of ordinary concrete shall be published the other day.

Some results obtained from the experiment of heavy concrete are as follows :

(1) Measurement must be done at as many points as possible on the line vertical to the direction of placing, and the larger the area of the flux of γ-rays, the smaller the deviation of the measured counts becomes.

(2) Distribution of intensities of γ-rays agreed with that of actually measured densities.

(3) Densities of the concrete calculated from cpm and μ_m (calculated from complete chemical analysis of the concrete specimens) agreed with the actually measured densities.

(4) The γ-ray penetration method enables the non-destructive study on the segregation of concrete using cpm as an index.

要　旨

コンクリートは密度の相違した材料の混合物であって，打設後時間の経過とともに流動学的性質が変化し，ついに硬化するにいたる。まだ固まらないコンクリートでは重い材料は沈降するし，軽い材料は浮上しようとする。このために材料の分離が起こり，コンクリートの均一性は失われてくる。

われわれは γ-線透過法によって材料分離にともなう打設方向での密度の分布を測定し，材料分離の一面を無破壊的に測定する方法について実験した。はじめにマグネタイト，バライトなどの重骨材を使用するコンクリートについて，γ-線の narrow beam による透過方法を実験し，同時にコンクリートの切断試料についての密度の測定および化学分析を併用して，γ-線透過方法の特性を検討した。つぎに普通コンクリートについて単位セメント量，スランプ，粗細骨材比，空気量，セメント種類などを変えて，振動締め固めによる計数値分布を測定した。ここではその第1報として重骨材を使用したコンクリートについて得られた結果を報告し，普通コンクリートの実験結果は第2報として後日報告する予定である。

重コンクリートについて得られた結果の一部は次のとおりである。

(1) コンクリートの打設方向に直角な線上での密度の測定はなるべく多くの点で実施させるべきであり，γ-線の線束面積の大きい方が測定値の変動は小さい。

* 地質化学部化学研究室長
** *** 地質化学部化学研究室研究員

（2） γ-線透過法でえられた計数値と実測密度の分布はよく一致している。
（3） コンクリートの化学分析値より μ_m を求め，計数値と μ_m より算出した密度は実測密度とよく一致する。
（4） γ-線透過方法はコンクリートの材料分離現象を無破壊的に計数値を指標として研究することを可能にする。

目　次

1. まえがき ……（2）
2. 供試体の製作 ……（2）
3. 予備実験 ……（2）
〔1〕 γ-線源 ……（2）
〔2〕 γ-線束の大きさ ……（3）
4. 測定 ……（3）
〔1〕 実験装置 ……（3）
〔2〕 測定位置 ……（4）
5. 測定位置による計数値の偏倚 ……（4）
6. γ-線のエネルギーと計数値との関係 ……（4）
7. 実測密度と計数値との関係 ……（7）
8. 化学分析値と密度，μ_m などの相互関係 ……（8）
9. セメントペーストと骨材との分離 …（9）
10. 骨材の密度の差にもとづく分離 ……（9）
11. スランプと振動が材料分離に及ぼす影響 ……（9）
12. 空気連行剤の混入が材料分離に及ぼす影響 ……（10）
13. 分離度と数的表現について ……（12）
14. むすび ……（12）

1. まえがき

コンクリートの打設後固化するまでの期間に起こる材料分離現象を Co^{60}，Tm^{170} から放射される γ-線を使って調べた。

コンクリートの材料分離，沈下現象については吉田徳次郎氏，吉田弥七氏らの研究が有名であり，最近でも中条金兵衛氏の報告がある。これらの研究ではコンクリートの洗分析，切断コンクリート試料についての強度試験などの方法が用いられている。ここでは材料分離の結果コンクリート供試体に生ずる密度の不均一性を定性的ならびに定量的に γ-線の透過試験によってとらえ，また供試体の部分的な密度を実測してこれと比較し，γ-線透過法をコンクリートの材料分離現象の調査に応用した場合の測定上の問題点について検討したものである。この研究の一部として実施した重コンクリートの材料分離では測定終了後供試体の截片を化学分析し，測定値と化学分析値との両者から材料分離現象の実際をとらえ，γ-線透過法による結果と比較して，γ-線透過法のコンクリート無破壊試験法としての意義を検討した。この結果 γ-線透過法の価値を十分認めることができたので，普通コンクリートの材料分離現象については，打設条件，配合比などをいろいろ変えた場合の供試体を製作し，γ-線透過法で得られたカウント数の打設方向での変化で材料分離の程度を表わし，打設条件，配合比などと材料分離との関係について調べたが，その結果は第2報で報告することとし，以下それにさきだって行なった重コンクリートについての実験の経過および結果を述べる。

2. 供試体の製作

コンクリート供試体はすべて手練りで所要量だけ秤量した材料を練りあげ，スランプを測定した後 15×15×75 cm の鉄製型わくを立てて流し込み，振動を与えないものについては打設を3回にわけ，おのおの径 3 cm の鉄製つき棒で 20 回つき固めてコンクリートに空げきなどが生じないようにした。バイブレーターは径 38 mm，振巾 32 mm，振動数 8,000 回毎分のものを使用し，使用にさいしては振動が打設コンクリートの全体に平均していきわたるようにコンクリート中で規則的に上下させた。

以上のようにして打設し，48 時間経過後脱型し 2 週間の水中養生を行なったのち，測定途中での水分逸散による影響を防止するためにラテックスの薄膜を表面に形成させて測定に供した。供試体の製作に使用した材料は次のようなものである。

セメント	小野田ポルトランド	比重	3.14
砂利	粒径 5～20 mm	比重	2.60
川砂	粒径 5 mm以下	比重	2.62
バライトれき	粒径 5～20mm	比重	4.5
バライト砂	粒径 5 mm以下	比重	4.5
マグネタイトれき	粒径 5～20 mm	比重	5.2
マグネタイト砂	粒径 5 mm以下	比重	5.2
AE 剤	ポゾリスおよびダレックス		

3. 予備実験

γ-線透過法によってえられるカウント数の分布が，はたしてその供試体における密度分布を示すものであるか否かは，測定法の良し悪しにかかっており，使用する RI の種類，γ-線束の大きさおよび強度，測定位置の選択などはとくに重要な点であると考えられる。

〔1〕 γ-線源

γ-線源として一般的に用いられているものには，Co^{60}，Cs^{137}，Ir^{192}，Tm^{170} などがあるが，半減期，γ-線のエネルギー，透過力，などの点からこの場合最も適していると思われる Co^{60} を使用し，透過後の γ-線強度が 10,000 cpm 前後になるようにした。

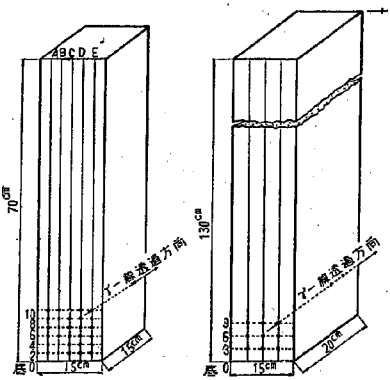
〔2〕 γ-線束の大きさ

γ-線透過法をコンクリートのように不均一組成物体の密度分布を調べる手段として応用する場合には，γ-線の線束の大きさは測定値の信頼度を左右する要素となるものであって，検体の大きさおよび構成材料の性質を十分考慮し，最も適した線束を選ぶことが必要である。以上の理由からγ-線束をしぼるために用いる鉛製コリメーターの口径を決定するため，以下に述べるような実験を行なった。

すなわち，普通モルタルおよび重コンクリート供試体について図—1 に示してあるように，各測定線別に測定を行ない，各線ごとのコリメーター径を変えた場合の測定値のバラツキを標準偏差 σ として求める。コリメーター径が違うためにおこる γ-線束強度変化の影響を消去するために，標準偏差 σ を測定線別の測定値の総加平均値 $\bar{x}$ で除して変動係数 $\sigma/\bar{x}$ を算出した。コリメーターの径別，測定線別の変動係数を比較した結果を表—1 に示す。

ここで，σ および $\sigma/\bar{x}$ の値は各測定点において透過γ-線束内に占めるコンクリートの部分的密度に対応する測定値 x_i が，総平均密度に対応している総加平均計数率 $\bar{x}$ に対して，どのようなバラツキをもっているかを示すもので，同一供試体にあってはそれらの数値が小さいほど全体的な実際の密度分布に近い値を示すものと云える。

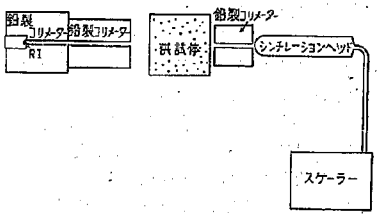
しかし本実験においては，測定器のシンチレーションプローブに装着されているシンチレーターの直径が 1″ であるため，使用できる γ-線束の大きさも制限されてしまい，10 mm 以上のコリメーターの使用はあまり効果がないことがわかった。



図—1　コンクリート供試体の測定点配置
（実線と点線との交点が測定点）

4. 測　定

〔1〕 実験装置



図—2　γ-線透過試験装置図

γ-線の透過試験は図—2 に示すような narrow beam の実験装置を用いて行なった。線源としては Co^{60} 5 mc を使用し，コリメーターは鉛製で内径 10 mm，外径 10 cm，長さ 30 cm のものを線源側に，内径 20 mm，外径 10 cm，長さ 10 cm のものをプローブ側においた。供試体とコリメーターとの間隔は両側にそれぞれ 5 cm づつとった。この幾何学的配置では γ-線の本影はシンチレーションプローブの位置でシンチレーターとちょうど同じ大きさになり，またプローブ側でもコリメーターで線束をしぼるのでコンプトン散乱 γ-線の入射をほとんど防止できる。この実験装置を使って予備的に鉄，鉛，アルミニウムなどの吸収板を用いて行なった実験結果では narrow beam に関する γ-線の減衰法則が正

表—1　標準偏差と変動係数
普通モルタルについての計算値
（プローブ側のコリメーターはすべて径 20 mm 長さ 10 cm を使用）

測線	コリメーター径 5 mm			10 mm			20 mm		
	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$
A	131	8694	1.51×10^{-2}	348	24164	1.44×10^{-2}	325	32768	0.99×10^{-2}
B	145	8661	1.67	241	24311	0.99	361	32208	1.12
C	131	8640	1.52	232	23412	0.99	312	32481	0.96
D	112	8680	1.29	284	23956	1.19	308	32521	0.95
E	174	8750	1.99	233	24160	0.96	387	32940	1.17
$\sigma/\bar{x}$ の平均値			1.60×10^{-2}	$\sigma/\bar{x}$ の平均値		1.11×10^{-2}	$\sigma/\bar{x}$ の平均値		1.04×10^{-2}

重コンクリートについての計算値

測線	5 mm			10 mm			20 mm		
	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$
A	191	4701	4.06×10^{-2}	459	13765	3.59×10^{-2}	529	20134	2.63×10^{-2}
B	222	4757	4.66	587	14520	4.04	647	19745	3.28
C	182	4822	3.77	520	13619	3.82	787	19622	4.02
D	167	4693	3.56	595	14338	4.15	730	19586	3.72
E	188	4718	3.98	316	13916	2.29	592	20185	2.93
$\sigma/\bar{x}$ 平均値			4.01×10^{-2}	$\sigma/\bar{x}$ の平均値		3.57×10^{-2}	$\sigma/\bar{x}$ の平均値		3.32×10^{-2}

確に適用できることが認められた。

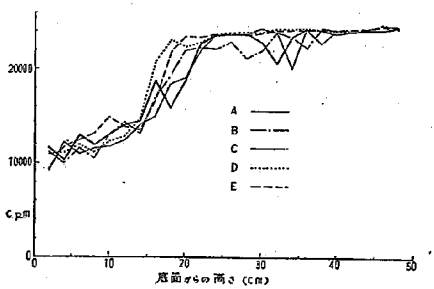
〔2〕 測定位置

測定位置は図—1 に示すように，供試体の縦軸に平行に等間隔で5本の線を引き，この線上にそって底面から 2 cm 間隔に点をとった。測定時間は 3分間とり，底面から同じ高さの5本の線上の測定位置における測定値の平均値をおのおのとっていき，バックグラウンドを差引き測定結果とした。

5. 測定位置による計数値の偏倚

供試体は大局的に見て底部と上部との間に材料分離による密度の連続的な変化が認められるのであるが，これを局部的に見るとコンクリート骨材の集合，空洞の存在などの原因で，その密度にある程度のバラツキが認められる。それで，あるコンクリート供試体の打設方向に沿って直線をとり，この線に沿って γ-線透過法で密度分布を測定しても，これは必ずしもコンクリート供試体の密度分布を表示するものではなく，厳密にいえばその線上における密度分布を示すにすぎない。

図—3 に供試体の打設方向にそった5本の測定線間の計数値の偏倚状態を代表的なものについて示すが，この平均偏倚度は ±4.2% であった。図—3 でもそうであるが，一般に密度が急激に変化する部分での計数値の偏倚は大きい。このことは密度が大きいか，あるいは小さい部分では比較的均質な組成をもってをり，その中間の部分では密度が小さい部分の中に密度の大きい材料が分散している状態にあり，かつその粒径が透過 γ-線の線束の大きさに比べて大であるため，測定位置のわずかのずれによっても計数値が大きく変化するものと考えられる。以後あげる計数値はすべてこれら5本の測定線上で測定した計数値の平均である。



図—3　測定位置によるカウント数の偏倚

6. γ-線のエネルギーと計数値との関係

γ-線の narrow beam については，その物質中通過による減衰に次の公式が適用される。

$$I=I_0\,e^{-\mu_m x}$$

I_0：通過前の γ-線強度

I：通過後の γ-線強度

μ_m：物質の γ-線に対する質量吸収係数 (cm²/g)

x：通過厚さ (g/cm²)

ここで，μ_m は γ-線のエネルギーが一定であれば，通過物質の構成原子比によって定まる常数であるが，構成原子比による μ_m の変動量は通常使用されている RI から放射される γ-線のエネルギー範囲ではさほど大きくなく，条件によってはほとんど無視できるくらいであるから，μ_m は主として γ-線のエネルギーの関数であるとみてもさしつかえない。

いま，コンクリートの透過厚を 20 cm とし，μ_m，I_0，を一定，ρ をコンクリートの密度とすれば，透過後の γ-線強度 I は

$$x=20\,\rho\ (\mathrm{g/cm^2})$$

$$I=I_0\,e^{-20\rho\mu_m}$$

となる。

μ_m として普通コンクリートに対する値 0.0572 (Co^{60} の 1.33，1.17 MeV の γ-線の平均エネルギーに対するもの)，0.0771 (Cs^{137} の 0.661 MeV) 0.106 (Ir^{192} の平均 0.31 MeV) 0.187 (Tm^{170} の 0.084 MeV) をそれぞれとり，コンクリートの密度が 2.3 から 2.2 に減少した場合の I/I_0 の変化を調べて見ると Co^{60} については

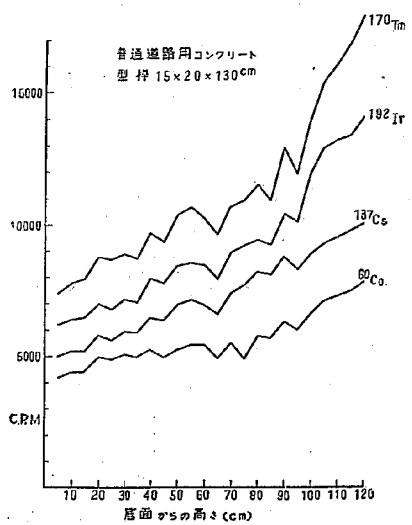
$$I=I_0\,e^{-1.144\rho}$$

となり，これから

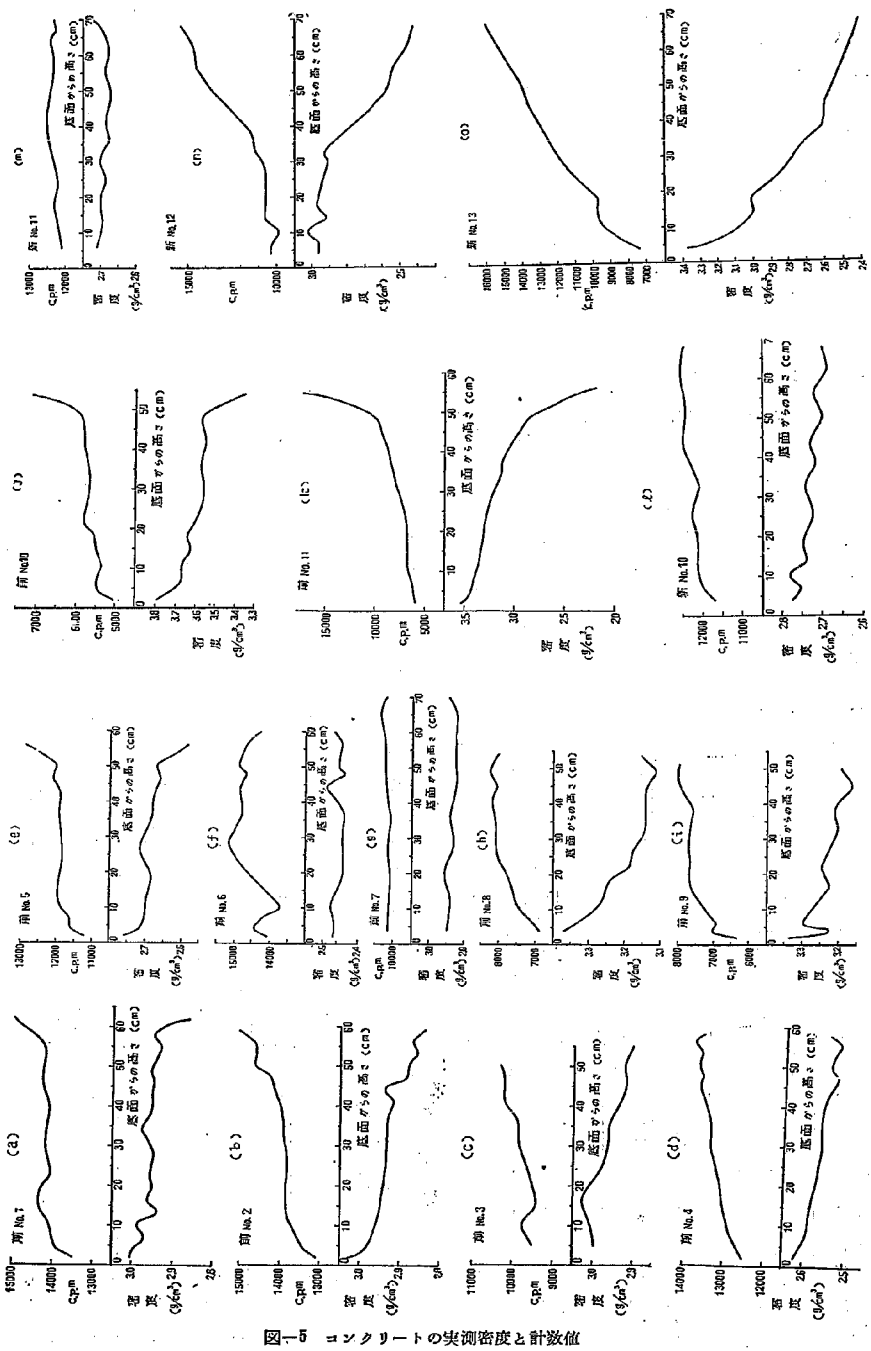
$$I/I_0=e^{-1.144\rho}$$

$$\frac{(I/I_0)_{2.2}}{(I/I_0)_{2.3}}=\frac{e^{-1.144\times 2.2}}{e^{-1.144\times 2.3}}=e^{0.1144}=1.12$$

同じく Cs^{137} については 1.17，Ir^{192} については 1.24，



図—4　γ-線のエネルギーと計数値との関係



図—5　コンクリートの実測密度と計数値

表—2 実測密度と c.p.m との関係

供試体 A　I_0=126,500 c.p.m

No.	底からの距離 (cm)	重量 (g)	体積 (c.c)	ρ	c.p.m	ρ_c (計算値)	$\left\|\frac{\rho-\rho_c}{\rho}\right\|\times 100$
1	3～ 9	3921	1306.9	3.000	9566	3.009	0.3
2	9～11	1115	370.8	3.007	9771	2.985	0.73
3	11～15	2450	812.1	3.016	9573	3.009	0.23
4	15～17	1029	339.7	3.029	9455	3.024	0.15
5	17～31	9185	3080.8	2.981	9641	3.001	0.67
6	31～33	1307	441.1	2.963	9863	2.974	0.37
7	33～39	3649	1231.9	2.962	9859	2.974	0.41
8	39～41	1186	403.8	2.937	10160	2.939	0.07
9	41～49	4792	1641.6	2.919	10226	2.931	0.41
10	49～51	1196	409.1	2.923	10317	2.923	0.00
11	51～59	4752	1636.4	2.904	10562	2.896	0.28

供試体 B　I_0=126,900 c.p.m

No.	底からの距離 (cm)	重量 (g)	体積 (c.c)	ρ	c.p.m	ρ_c (計算値)	$\left\|\frac{\rho-\rho_c}{\rho}\right\|\times 100$
2	3～ 5	1332	395.5	3.368	7550	3.290	2.3
3	5～ 9	2589	815.7	3.174	8546	3.146	0.88
4	9～11	1112	362.5	3.067	9251	3.052	0.49
5	11～17	3850	1281.5	3.004	9713	2.995	0.30
6	17～19	1089	361.4	3.013	9689	2.998	0.50
7	19～31	7342	2583.2	2.842	11100	2.840	0.07
8	31～33	1141	417.1	2.735	12120	2.738	0.11
9	33～43	5701	2183.2	2.611	12807	2.674	2.40
10	43～45	1175	451.4	2.603	13546	2.608	0.19
11	45～55	5270	2063.6	2.554	13891	2.578	0.96
12	55～57	965	386.4	2.497	14518	2.528	1.2
13	57～67	5131	2091.2	2.453	15149	2.478	1.0
14	67～69	945	392.4	2.408	15940	2.418	0.41

供試体 C　I_0=119,400 c.p.m

No.	底からの距離 (cm)	重量 (g)	体積 (c.c)	ρ	c.p.m	ρ_c (計算値)	$\left\|\frac{\rho-\rho_c}{\rho}\right\|\times 100$
1	1～ 3	1119	405.7	2.756	11230	2.756	0.00
2	3～ 5	940	346.0	2.715	11583	2.719	0.11
3	5～ 9	2217	820.2	2.703	11628	2.717	0.52
4	9～11	950	351.5	2.702	11887	2.690	0.44
5	11～25	8499	3163.4	2.686	11930	2.684	0.09
6	25～27	926	340.7	2.717	11841	2.695	0.81
7	27～41	8243	306.5	2.689	11922	2.686	0.11
8	41～43	1046	390.7	2.677	11908	2.686	0.34
9	43～49	3330	1250.9	2.662	12107	2.668	0.23
10	49～51	917	343.0	2.673	12034	2.675	0.08
11	51～55	2198	835.9	2.629	12393	2.641	0.46
12	55～57	866	335.1	2.584	12887	2.596	0.47

表—3 実測密度と μ_m

No.	試料の採取位置	試料	110°Cでの乾燥減量	強熱減量[1]	分析結果より求めた配合比				セメント/水
					水	重晶石	セメント	合計	
	cm	g	%	%	%	%	%	%	
1	1～ 3	1360.4	1.80	2.94	4.68	85.5	9.34	99.52	1.996
2	3～ 5	1240.0	3.08	3.25	6.16	82.9	10.58	99.64	1.717
3	5～ 7	1108.5	3.48	3.56	6.86	80.3	12.13	99.29	1.768
4	7～ 9	1052.3	3.50	3.81	7.06	80.8	12.06	99.92	1.708
5	9～11	1188.1	4.38	4.32	8.37	76.6	15.20	99.57	1.816
6	11～13	1106.3	3.78	4.66	8.17	75.2	16.21	99.58	1.984
7	13～15	1101.6	3.96	5.59	9.20	71.5	19.15	99.85	2.081
8	15～17	886.8	6.61	6.96	12.83	62.8	23.49	99.12	1.830
9	17～19	1021.4	7.44	7.49	14.00	57.7	27.59	99.29	1.970
10	19～21	992.6	6.82	8.98	14.90	52.5	31.86	99.26	2.138
11	21～23	736.2	8.16	9.90	16.90	46.3	35.65	99.85	2.109
15	29～31	729.6	9.22	9.99	17.70	46.7	35.03	99.43	1.979
18	35～37	749.9	9.54	9.73	17.75	47.2	34.10	99.05	1.921

1) 110°C 乾燥重量に対するパーセンテージ　2) μ_m としてコンクリートに対する値 μ_m=0.0572 を使った。

Tm^{170} については 1.45 の値をうる。このように，γ-線のエネルギーが小さいほど，密度の変化の割合に対して計数値の変化が大きく，コンクリート供試体密度測定の精度があがるわけである。この間の関係を普通コンクリートで比較的分離をおこしている供試体について（この供試体の上部と下部の密度差は 0.39 である）種々のエネルギーの γ-線を透過させて試験した結果を図—4 に示す。この図でもわかるように γ-線エネルギーが小さくなるほど，すなわち Co^{60}，Cs^{137}，Ir^{192}，Tm^{170} の順に計数値変化の割合が大きくなっていることがわかる。しかし Tm^{170} が密度に対する分解能にすぐれているかといっても，上下の密度差が 1.0 以上に及ぶ分離のはなはだしい重コンクリート供試体にあっては，上下の計数値の比は 30：1 以上となり，バックグラウンドとの関係もあって，測定値に対する誤差が大きくなっている危険がある。

こういう理由で重コンクリートについては Co^{60} の γ-線程度のエネルギーでも十分目的を達しうるから，重コンクリートの透過試験には Co^{60} を使い，分離の程度が小さい普通コンクリートには分解能の大きい Tm^{170} を使った。

7. 実測密度と計数値との関係

重コンクリートは重骨材としてマグネタイト，バライト，またはこの両者の混合物を使用し打設した。この供試体は測定終了後コンクリートカッターで測定点間の中央で切断し，通常の固体の比重測定法によって密度を測定した。その結果は図—5 に示すとおり，密度の変化は計数値の変化とよく一致しており，本法がコンクリートの材料分離現象の調査法としてきわめてすぐれていることを立証している。また表—2 に重骨材としてマグネタイトを使用した3個の供試体についての実測密度と，c.p.m から算出した計算密度とを比較しておいた。

表—2 での供試体の配合，打設条件は次のとおりである。

供試体 A：ポルトランドセメント 12 kg，マグネタイト砂 15 kg，マグネタイトれき 15 kg，川砂 9 kg，振動は与えていない。

供試体 B：ポルトランドセメント 12 kg，マグネタイト砂 12 kg，マグネタイトれき 12 kg，川砂 15 kg，振動 10 分間

供試体 C：ポルトランドセメント 15 kg，マグネタイト砂 18 kg，川砂 15 kg，振動は与えていない。

重コンクリートにあっては，その密度が普通コンクリートに比べて大なるため，スランプの値は普通コンクリートの場合と同じに解釈することはできないが，ここでは水セメント比のだいたいの目やすとしてスランプを 15 cm にとった。スランプ 15 cm の重コンクリートの軟らかさは普通コンクリートのスランプ 8 cm くらいのものに相当する。表—2 で I_0 が供試体ごとに変わっているのは，Co^{60} の半減期による減衰はほとんど無視できるから，コリメーターとシンチレーションプローブのわずかの相互的な位置のずれが原因となっているものと思われる。

計算密度 ρ_c は

$$I=I_0\,e^{-15\mu_m\rho}$$

から，μ_m として普通コンクリートに対する値 0.0572 を使って

$$\rho_c=\frac{1}{0.858}ln\left(\frac{I_0}{I}\right)$$

から求めた。なお，ここで供試体の透過厚は 15 cm としたが，実測した結果によると 15.00 ± 0.02 cm であって，厚さの誤差は考慮に入れなくてもよいことがわかった。実測密度 ρ と計算密度 ρ_c との差を最右欄に百分率で示したが，ρ_c の平均誤差は密度の変化が小さい供試体 A，C では 0.33 %，変化の大きい供試験では 0.83 % であって，ρ_c がかなり正確な密度を表示しているということが云える。ここでは μ_m として普通コンクリートに対する値 0.0572 を採用しているが，マグネタイトの μ_m

計算密度との関係

μ_m (cm²/g)	c.p.m	密度				偏差		
		実測密度 (A)	c.p.m からの密度[2] (B)	μ_m から求めた密度 (C)	実質密度 (D)	$\left\|\frac{A-B}{A}\right\|\times100$	$\left\|\frac{A-C}{A}\right\|\times100$	$\left(1-\frac{A}{D}\right)\times100$
×10⁻²								
5.48	10456	3.34	3.195	3.335	3.736	4.2	0.00	10.7
5.50	11088	3.26	3.127	3.252	3.566	3.9	0.30	8.7
5.52	12000	3.17	3.035	3.145	3.475	4.1	0.63	8.9
5.52	11309	3.15	3.057	3.156	3.464	2.8	0.31	9.0
5.54	13003	3.05	2.942	3.037	3.310	2.9	0.32	7.9
5.54	13742	2.97	2.877	2.950	3.317	3.0	0.67	10.5
5.56	13417	2.87	2.855	2.911	3.204	0.34	1.4	10.3
5.61	17620	2.67	2.587	2.628	2.897	3.0	1.5	7.9
5.63	19633	2.54	2.461	2.491	2.791	3.2	2.0	9.0
5.63	21062	2.39	2.379	2.391	2.702	0.42	0.00	11.6
5.65	22573	2.283	2.300	2.312	2.567	0.61	1.3	11.1
5.69	23260	2.267	2.263	2.275	2.537	0.17	0.35	10.6
5.69	23730	2.264	2.240	2.252	2.536	1.0	0.52	10.7

は 0.0548 であり，供試体 B での最大密度 3.4 のときマグネタイトがコンクリート中で占める重量比は 30 % であるから，普通コンクリートの μ_m=0.0572 に対して重コンクリートでは μ_m=0.0565 となり，1 % 程度の誤差が生じてくる。この μ_m の誤差が供試体 B の底部では相当影響しているものと思われる。すなわち

$$\rho_c=\frac{1}{15\mu_m}ln\left(\frac{I_0}{I}\right)$$

で μ_m が 0.0572 より小さくあるべきところを補正しなかったため ρ_c は実際の密度より小さくでる。この傾向は表—2 の供試体 B でよく認められる。

8. 化学分析値と密度，μ_m などの相互関係

バライトの砂，バライトのれき，ポルトランドセメントをそれぞれ 16 kg，24 kg，12 kg で配合し，スランプを 15 cm にして打設し，分離をおこさせるに十分な 10 分間の振動を与えた供試体について，その各部で薄片に切断し，おのおのその密度，Ba 含有量，CaO 含有量などを化学分析によって求め，c.p.m と比較したのが表—3 である。表—3 でバライトとセメントの割合を算出する基礎となったこれら材料の化学分析値を表—4 に示す。また，その他分析に供した供試体についての分析結果と実測密度との関係を表—5 に示す。表—3 における供試体は分離がおこるよう十分振動が与えられているため，バライトが底面に集積し，セメントペーストが上面に浮びあがっている傾向が明瞭に認められる。この供試体に対しては Co^{60} の γ-線の I_0=162,000 c.p.m で透過試験を行なったが，透過減衰後の c.p.m とコンクリートに対する μ_m の値 0.0572 cm²/g から計算した密度を密度(B)としてあげた。密度(B)は供試体の下部で実測密度との間にそうとう大きな差が生じているが，これはこの供試体が普通コンクリートの主構成成分と比べて μ_m がそうとう異なっているバリウム (μ_m=0.0517) を主成分とするバライト (μ_m=0.0538) を非常に多く含むため，μ_m の差が原因となっているものと思われる。μ_m の差異は供試体の上部に近くなってくるとコンクリートの μ_m=0.0572 にそうとう接近してくるが，底部では 0.0572 に対し 0.0548 であるから，その差ははなはだしい。このために c.p.m から算出した密度 (B) は供試体下部では実際より 4 % 程度小さい値 (μ_m=0.0572 と 0.0548 との差は 4 % である) を出しており，この密度間の差は上部に近づくにしたがって狭まってきている。表—3 ではこの供試体の化学分析結果からその位置における μ_m を計算し，この μ_m を使って c.p.m から密度 (C) を出したが，密度 (C) は密度 (B) と比べて実測密度に非常に近似している。実測密度との間の平均誤差は 0.72 % であって，密度 (B) の 2.28 % に比べて精度が高い。また化学分析結果より逆算した実質密度を (D) で表わしているが，密度 (D) と実測密度との差は供試体内部に存在する気ほう，空げきなどによるものと仮定して，その空気容積を算出すれば，平均 9.8 容量 % でだいたい同一の値を得た。

表—4　配合材料の化学分析値

試　料	強熱減量	Fe_2O_3	Al_2O_3	CaO	$BaSO_4$
セメント	0.77	3.21	4.79	64.50	
砂	0.98	7.19	13.53	2.41	
マグネタイト	−1.00	95.43	0.87	0.75	
バライト	0.73	0.25	1.39		91.22

表—5　化学分析結果と実測密度

前 No.2

測定位置 底からcm	水	セメント	バライト	合　計	密　度
1～ 3	6.2	22.7	70.4	99.3	3.027
3～ 5	6.7	23.7	67.7	98.1	2.986
37～39	6.7	24.2	67.9	98.8	2.928
43～45	6.6	24.3	67.7	98.6	2.938
49～51	7.0	25.4	66.0	98.4	2.879
55～57	7.3	24.8	66.8	98.9	2.870

配合{セメント 12 kg，バライト砂 12 kg，バライトれき 18 kg　切断片を秤砂，110°C 3 時間乾燥後分析試料を調製

前 No.4

測定位置 底からcm	水	セメント	砂	バライト	合計	密　度
3～ 5	6.1	30.8	22.0	31.6	90.5	2.622
11～13	5.5	30.7	22.0	33.9	92.1	2.589
27～29	6.2	30.3	25.6	33.7	95.8	2.559
43～45	5.5	30.3	20.4	34.8	91.0	2.537
46～51	6.2	31.4	26.4	30.5	94.5	2.539
55～57	6.0	31.8	22.5	31.3	91.6	2.515
57～57	6.2	30.1	30.5	31.4	98.2	2.541

配合{セメント 12 kg，砂 12 kg，バライトれき 12 kg　分析試料の調製法は前 No. 2 に同じ

前 No.10

測定位置 底からcm	水	セメント	マグネタイト	合　計	密　度
1～ 3	1.9	14.6	81.1	97.6	3.787
3～ 5	2.3	16.0	80.4	98.7	3.731
9～11	2.6	16.0	80.3	98.9	3.673
17～19	2.2	16.6	79.4	98.2	3.644
33～35	2.7	18.0	77.1	97.8	3.571
47～49	2.7	19.1	76.6	98.4	3.571
53～55	3.5	22.6	72.1	98.2	3.345

配合{セメント 10 kg，マグネタイト砂 12 kg，〃れき 24 kg　分析試料の調製法は前 No.2 に同じ

前 No.11

測定位置 底からcm	Ig loss	R_2O_3	Fe_2O_3	Al_2O_3	CaO	密　度
1～ 3	1.52	75.90	75.47	0.43	9.07	3.526
3～ 5	1.64	74.07	69.85	4.22	9.30	3.454
5～ 7	1.74	73.54	67.89	5.65	9.77	3.418
25～27	2.31	67.26	60.50	6.76	11.90	3.259
37～39	2.94	64.66	56.01	8.65	14.19	3.106
47～49	4.38	56.72	46.21	10.51	16.99	2.891
55～57	8.77	22.72	6.50	16.22	27.62	2.200

配合{セメント 8 kg，砂 8 kg，マグネタイトれき 24 kg　分析試料の調製法は前 No.2 に同じ

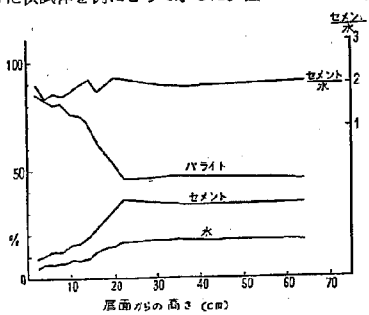
表—6　バライト，マグネタイト，セメント，砂で打設した供試体の化学分析値

供試体	No.	試料の* 採取位置	110°での乾燥減量	強熱減量	分析結果（%） H_2O	Fe_2O_3	Al_2O_3	CaO	$BaSO_4$	CaO/H_2O
No. 11	2	5～7	6.89	7.69	13.62	21.98	10.39	12.35	21.04	0.907
	4	17～19	6.43	6.70	12.33	21.63	9.11	14.23	20.38	1.154
	6	29～31	9.15	6.82	14.62	21.27	7.84	12.03	19.05	0.823
	8	41～43	5.43	7.22	12.00	22.32	8.54	12.70	20.49	1.058
	10	55～57	5.97	7.16	12.40	22.74	8.80	14.18	21.64	1.144
	12	63～65	6.61	7.32	13.07	21.27	9.15	14.35	20.48	1.098
	14	69～71	6.89	7.55	13.50	21.80	9.86	12.42	20.37	0.929
No. 12	2	3～5	6.87	5.19	11.29	28.17	4.17	12.12	22.45	1.074
	4	9～11	5.68	5.17	10.28	31.32	3.19	11.07	23.77	1.077
	6	17～19	6.37	5.30	10.97	29.86	3.05	11.59	22.09	1.057
	8	31～33	6.59	5.70	11.51	26.83	2.94	12.29	24.11	1.068
	10	43～45	8.54	7.36	14.66	17.63	4.08	14.65	21.16	0.999
	12	55～57	8.80	8.92	16.29	12.92	4.95	16.25	19.32	0.998
	14	67～69	8.26	9.44	16.34	11.59	5.23	17.90	17.25	1.095

* 底面からの高さ（cm）

9. セメントペーストと骨材との分離

重コンクリートにおいては材料分離は主としてセメントペーストと重骨材間にその密度の差にもとづいて起こると考えられている。すなわち均質に混合された生の重コンクリートでは型わくに打設されると密度が大きな材料はセメントペースト中を沈下していき，逆にセメントペーストは上昇してくる。その状況を図—6 に表—3 にあげた供試体を例にとって示した。図—6 において供試

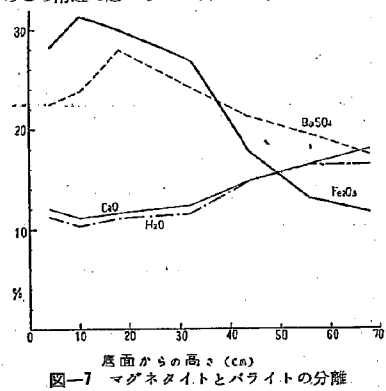


図—6　バライトとセメントペーストの分離

体の底面から高さ 22 cm までの部分はバライトとセメントの各成分が対照的に増減しており，バライトとセメントペーストとの分離の状況をよく示している。これより上方の部分はほとんど一定の成分比を持っており，バライトも 47 % 程度含まれているので，バライトでも粒径が小さいバライト砂の方は振動によってもセメントペーストと分離することなく，行動をともにしていたものと思われる。

10. 骨材の密度の差にもとづく分離

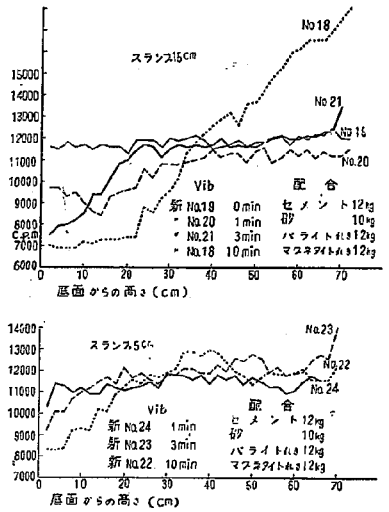
2 種の骨材の密度間の差が小さい場合の分離の状況を調べる目的でマグネタイト（比重 5.2），バライト（比重 4.5），砂（比重 2.62），セメント（比重 3.14）の 4 成分を 1：1：1：1 の比率で配合して供試体を打設し，その供試体を測定終了後切断して化学分析した。その結果を表—6 に示す。供試体 No. 11 は振動を与えていないものであり，No. 12 は 10 分間の振動を与えたものである。No. 11 はほとんど分離を起していないが，No. 12 はセメントペーストと重骨材間，またマグネタイトとバライト間に分離が起こっていることが認められる。図—7 はこの分離の状況を示す。この図で認められるように Fe_2O_3 と $BaSO_4$ とのピークが供試体底面から 10～20 cm のところにあるのは型わくの大きさに関係があるためではないかと思われる。すなわち，骨材の最大粒径に対して，型わくの縦横の寸法が骨材が自由に沈下するのを妨害しないくらい十分大きくないので，骨材のかみ合いが型わくのこの附近で起こっているためであろう。



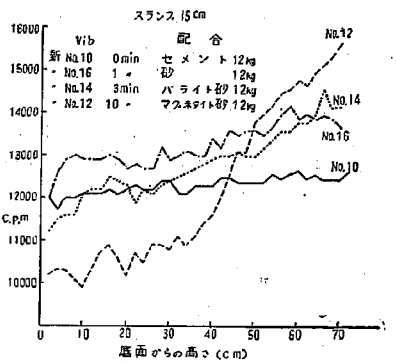
図—7　マグネタイトとバライトの分離

11. スランプと振動が材料分離に及ぼす影響

スランプは生コンクリートの流動性に関する数値であるから，同じ配合比のコンクリートにあっては当然スランプが大きいほど，骨材の沈下現象は顕著に起こるものと考えられる。また，振動は骨材が自然沈下の際に生コンクリート中に成立する骨材の沈下力と，それを妨げる



図—8 振動が材料分離に及ぼす影響



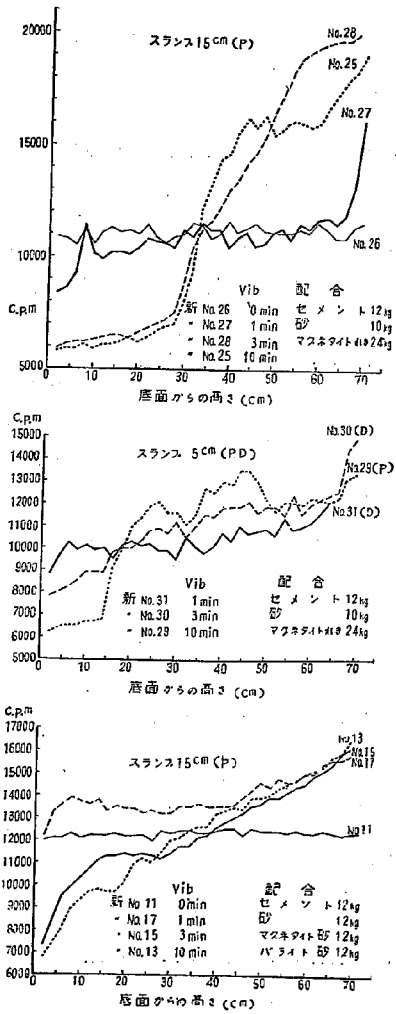
図—9 振動が材料分離に及ぼす影響

方向にはたらく複雑な内部抵抗力との平衡関係を破壊し，沈下による分離を促進させ，同時にセメントペーストあるいはセメントペーストと細粒砂との混合物の易動性を増加させるから，骨材，とくに粗粒度の骨材の分離をはなはだしくする作用を呈するのではないかと考えられる。それで，その影響の程度を調べるために，0分，1分，3分，10分の振動をスランプ 5 cm，15 cm の2種類の配合比のものに与え，それらの供試体の γ-線透過法による計数値をそれぞれ測定した結果を図—8，図—9に示す。

これらの図からわかるように振動時間が長くなればなるほどそれに比例して分離も進行し，スランプの大きなものにあっては，その変化は比較的に規則性を有し段階的であるが，小さいスランプのものでは変化が不規則であることが認められる。このことは生コンクリート中で骨材の沈下分離に対してはたらく抵抗力が，スランプの値によって非常に違うためであろうと考えられる。

12. 空気連行剤の混入が材料分離に及ぼす影響

空気連行剤の混入はコンクリートの練りまぜの初期において連行空気量が最大値を示し，練りまぜ時間の経過とともに減少の傾向を有している。また振動の賦与はその脱泡を促進させ，スランプ，または初めの含有空気



図—10 AE 剤の混入が材料分離に及ぼす影響
(ポゾリス (P)：0.3% 添加
ダレックス (D)：0.001% 添加)

表—7

供試体番号	配合 (kg)				振動 (分)	空気連行剤 (%)	スランプ (cm)	変動係数 (分離度)
	セメント	バライトれき	バライト砂					
前 No. 1	12	12	18		なし	なし		19.8×10^{-3}
〃 2	12	18	12		〃	〃	測定せず	32.1
〃 3	12	15	15		〃	〃	〃	40.4
	セメント	砂	バライトれき					
4	12	12	12		〃	〃	〃	38.1
5	12	9	15		〃	〃	〃	28.7
6	12	15	9		〃	〃	〃	30.8
	セメント		バライト砂					
7	14		42		〃	〃	〃	7.7
	セメント	マグネタイトれき	マグネタイト砂					
8	14	14	14		〃	〃	〃	59.8
9	12	12	18		〃	〃	〃	50.8
10	8	24	12		〃	〃	〃	135
	セメント	マグネタイトれき	砂					
11	8	24	8		〃	〃	〃	352
	セメント	バライトれき	バライト砂					
新 No. 4	12	24	16		1	〃	15	24.5
5	12	24	16		なし	〃	〃	22.2
6	12	24	16		〃	+ポゾリス 0.3%	〃	19.3
	セメント	マグネタイトれき	マグネタイト砂					
7	12	24	16		〃	なし	〃	33.0
8	12	24	16		〃	〃	〃	46.6
9	12	24	16		〃	+ポゾリス 0.3%	〃	25.4
	セメント	マグネタイト砂	バライト砂	砂				
10	12	12	12	12	〃	なし	〃	18.6
11	12	12	12	12	〃	+ポゾリス 0.3%	〃	10.7
12	12	12	12	12	10	なし	〃	155
13	12	12	12	12	10	+ポゾリス 0.3%	〃	206
14	12	12	12	12	3	なし	〃	65.4
15	12	12	12	12	3	+ポゾリス 0.3%	〃	164
16	12	12	12	12	1	なし	〃	38.5
17	12	12	12	12	1	+ポゾリス 0.3%	〃	64.0
	セメント	マグネタイトれき	バライトれき	砂				
18	12	12	12	10	10	なし	〃	326
19	12	12	12	10	0	〃	〃	21.9
20	12	12	12	10	1	〃	〃	86.4
21	12	12	12	10	3	〃	〃	135
22	12	12	12	10	10	〃	5	116
23	12	12	12	10	3	〃	〃	68.0
24	12	12	12	10	1	〃	〃	30.5
	セメント	マグネタイトれき	砂					
25	12	24	10		10	+ポゾリス 0.3%	15	413
26	12	24	10		0	〃	〃	25.3
27	12	24	10		1	〃	〃	116
28	12	24	10		3	〃	〃	444
29	12	24	10		10	〃	5	219
30	12	24	10		3	+ダレックス0.001%	〃	151
31	12	24	10		1	〃	〃	66.5
	セメント	マグネタイト砂	バライト砂	砂利				
32	10	8	10	20	なし	なし	8	18.2
33	10	8	10	20	〃	+ダレックス0.001%	〃	20.9
34	10	8	10	20	10	なし	〃	63.3
35	10	8	10	20	10	+ダレックス0.001%	〃	98.4
36	10	8	10	20	3	なし	〃	23.3
37	10	8	10	20	3	+ダレックス0.001%	〃	28.3
38	10	8	10	20	1	なし	〃	12.6
39	10	8	10	20	1	+ダレックス0.001%	〃	14.6
	セメント	砂利	砂					
40	10	18	10		20	なし	〃	49.1
41	10	18	10		20	+ダレックス0.001%	〃	59.5
42	10	18	10		10	なし	〃	34.3
43	10	18	10		10	+ダレックス0.001%	〃	47.5
44	10	18	10		3	なし	〃	18.1
45	10	18	10		3	+ダレックス0.001%	〃	21.4
46	10	18	10		なし	なし	〃	5.8

量のいかんにかかわらず，約1分程度の振動で空気量はほとんど一定値を示すようになると云われている。これら連行された小気ほうは沈下分離しようとする骨材に対しては，分離に対する緩衝作用を呈し，当然放置の場合には分離を阻止する効果をもつであろうと考えられ，一方振動に対してはかえって分離に対抗する骨材間の相互緩衝力を弱める潤滑油のようなはたらきが予測される。AE剤の影響についての実験の結果も，図—10に示すように予想したとおりであって，そのもようは図—9に示されているスランプ，配合比が等しくAE剤の混入していないコンクリートの分離状況と比較すればよくわかると思う。

13. 分離度合と数的表現について

コンクリートの材料分離現象にともなって生ずる上部から底部にわたる密度の分布は，連続的な変化をもって起こり，γ-線透過法はその密度分布をカウント数の分布として表わすので，カウント数の総加平均値……これは総平均密度に対応する……に対する測定値の分布状態をもって分離の度合いを一応表現できるのではないかと思う。もちろん密度のみで分離の内容を表示できるのではないが，無破壊的に分離を表示するためには，このような方法によるのが最も妥当と考えるのが現状である。

すなわち，平均値に対する測定値のバラツキの度合いは標準偏差σとして表わすことができるので，さきにコリメーター径の決定の項で行なったようにしてσを計算した。この場合の測定値としては，これもさきに述べたように，同じ高さにとった5個の測定点における計数値の平均値を用いた。

このようにして求めたσは，配合比，打設条件の異なる供試体についての比較をする場合には，供試体全体の平均密度の違い，使用γ-線束強度の違いなどの影響を消去しなければならない。したがって，このσを測定値の総加平均値で除した値，つまり変動係数をもって表現し比較するのが最も妥当であると考えられる。

表—7に重コンクリートについて行なった実験結果より算出した変動係数を示した。この値と今までにあげたグラフと比較してみれば，この変動係数は一応分離の傾向をとらえているということが判明する。

14. むすび

本報では重コンクリートの密度をγ-線透過方法で測定する方法を検討し，この方法により打設方向での密度分布を支配するいくつかの要因について実測した結果を報告した。γ-線透過方法でえられた結果は，化学分析値，実測密度などと関連して考察し，この方法は材料分離現象の解明に有力な1手段であることを示した。この方法の特徴は無破壊試験であること，材料分離の時間的経過を知りうること，および迅速測定が可能な点である。しかし，この方法では密度に対応する数値がえられるのみであり，密度分布は材料分離により起こるものではあるが，この値のみからはコンクリート供試体の材料の割合は知りえないのが現状である。しかし，水分の測定がたとえば中性子線を利用して可能となり，セメント量の測定もβ線の背面散乱などを利用して可能となることも想定されるので，コンクリートの材料分離現象は将来原子力を利用してさらに精密に研究しうるに至るであろう。密度の測定のみに関しても，大型シンチレーターの使用，波高分析器の併用などにより，さらに簡便化されることが期待される。

密度分布は材料分離現象にともなう一つの結果であることを知りえたので，ひきつづき普通コンクリートについて配合，打設条件などが材料分離に与える影響をγ-線透過方法により測定している。それらの結果は第2報で報告する。

本研究は原子力平和用研究の一部として原子力局より配布された予算により実施したものである。

また当所コンクリート研究室長伊東技官から供試体の作製について助言をえたことを感謝する。

幅厚せきの流量係数に関する研究

吉川秀夫* 芦田和男** 土屋昭彦***

(昭和34年7月)

Study on the Discharge Coefficient of Broad-Crested Weirs

H. Kikkawa, K. Ashida and A. Tsuchiya

(July 1959)

Synopsis :

The velocity and pressure distributions on the crests of broad-crested weirs in experimental flumes were measured, and it was found that the minimum pressure on the crest was the important factor on the discharge coefficient.

The characteristics of flow from the sharp-crested weirs had been already studied by many investigators, but authors found that the ratio of discharge coefficients of broad-crested weirs to sharp-crested weirs gradually increased according to the increase of l/L, in which l was a horizontally measured distance from crest to the lower free nappe of a sharp-crested weir and L was a width of a broad-crested weir. From this fact authors derived the new method of the calculation of discharge from broad-crested weirs.

The effects of contraction by the abutments on the crest were calculated theoretically and the discharge measurement for the prototype weir showed the agreement with the calculation.

要 旨:

幅厚せきのせき頂の流速分布，圧力分布などの水理特性を明らかにし，これと刃形せきの水理特性と対比させて，種々の条件に対して一般的に適用しうる流量公式を導いた。さらに流量係数に対する三次元の補正法の理論的方法を求め，実測により確かめた。

—— 目 次 ——

1. 緒 言……(1)
2. 幅厚せきと刃形せき……(2)
〔1〕幅厚せきの分類……(2)
〔2〕刃形せきとの比較……(2)
〔3〕刃形せきの水理……(2)
3. 幅厚せきの実験……(4)
〔1〕実験装置……(4)
〔2〕実験方法……(4)
〔3〕せき上の流速分布および圧力分布……(6)
〔4〕せき上の圧力変化……(8)
4. 幅厚せきの流量公式……(10)
〔1〕上流端に丸味を有するもの……(10)
〔2〕上流端が角ばっているもの……(10)
5. 流量公式に対する三次元の補正……(11)
6. 計算方法および計算値と実測値との比較…(13)
7. 結 論……(15)

1. 緒 言

最近河川改修の発展にともない河川計画と砂防計画の一貫的，合理的なとりあつかいが要求されるようになった。これらの基礎として，水源池，渓流，河川など広範囲にわたって流量および流送土砂量の現況を十分に把握することが重要である。これらの諸量の正確な測定は，いずれも容易なことではないが，とくに流勢の強い渓流部において洪水時の測定をおこなうことは困難である。開水路の流量の測定には支配構造物の利用が有効であり，渓流部における支配構造物としては砂防ダムなどがある。したがって，これらのせきの流量公式を求めることが重要である。砂防ダムの越流部は，その断面形状が幅の厚いせきの形をしている。このようなせきの水理現象は従来一貫的に研究されたものは少なく，信頼して使える流量公式がないのが現状である。さらに，三次元の影響になるとほとんど明らかにされていない。

著者らはこのようなせきの流量公式を求める目的で，実験的研究をおこない，その水理現象を明らかにすることができた。さらにこれと従来比較的よく研究されている刃形せきの水理特性と対比することにより，幅厚せきの流量公式を求めた。本公式は前のりこう配，せきの厚さ，高さ，越流深などがいろいろ変化しても一般的に使用しうる。さらに流量公式に対する三次元の補正法に関

* 工博 河川部河川研究室長
, * 河川部河川研究室研究員

して理論的研究をおこない，実験値とかなりよく一致することを明らかにした。

本研究により，砂防ダムのような幅の厚いせきに対しては一般的にかなりの精度で流量係数を求めうるようになった。また本研究の結果は，砂防ダムの水通しの設計に利用できることはもちろんである。

2. 幅厚せきと刃形せき

〔1〕 幅厚せきの分類

一般に支配構造物の附近の水流は加速度が支配的であり曲った流れとなる。しかし幅厚せきではせきの上流端から境界層が発達し摩擦の影響を無視できない。このようなせきには，大別して次の二つの型式がある。

(a) せきの上流端に丸みを有するもの……せきの上流端から境界層が発達し，せき頂がもし水平でありその長さが十分あれば境界層がもっとも発達するせきの下流端に支配断面が生ずる。しかし厳密には下流端は曲った流れとなり圧力分布は静圧的とならないのでこの影響があらわれ支配断面は多少上流側に生ずる。しかし，いずれにしても，このようなせきでは境界層が流量係数に影響を与える。これに対してIppen[1]が計算をおこない，Woodburn の実測値と比較している。

また，せき頂の幅が短かくなると，上流端や下流端の丸みの大きさが流量係数におよぼす影響はいちじるしくなり，その影響については鍋岡[2]により実験的に求められているが，理論的にはこれらの関係を導いたものはない。せき頂の短い場合には，Ippen の方法はせき頂の流れが一ようになって圧力分布も静水圧的になることを前提としているために用いることができない。

(b) せきの上流端が角ばっているもの……せきの上流端から流線がはく離し，その流線の最高位置が支配断面となる。このようなせきに対しては，従来十分な研究がおこなわれておらず，個々の実測資料は比較的多いがこれを一貫的に説明しうるものがない。

流量係数に影響を与える要素としてせきの厚さの他に上流側および下流側ののり面こう配がある。上流側ののり面がゆるくなるにつれて，せき頂でのはく離が小さくなり垂直の場合に比べて流量係数は大きくなる傾向を持つ。また下流側ののり面の傾斜が急で自由落下となる場合は影響がないが，傾斜がゆるくなり下側ナップが密着して流れるようになると流量係数が減少し始める。

このように幅厚せきの水理現象は，いろいろな境界条件によって影響され，それによって流量係数も変化し十分に信頼して適用できる流量公式がないのが現状である。そこで著者らは，上流端に丸みのないせきのはく離現象に着目し，これと刃形せきの自由ナップの形とを結びつけて解析をおこなった。

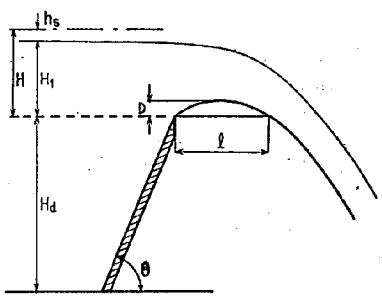
〔2〕 刃形せきとの比較

刃形せきを越流する流れについては従来よく研究されており，ナップの形や流量係数についても各種の実験によって測定されている。幅厚せきの上流端に丸みがなくはく離が生ずる流れではこのはく離境界層の大きさが求まればその最高位置で限界水深が生ずるとして流量係数が求まるが，現在のところ理論的にはく離境界線を求めることはほとんど不可能である。そこで幅厚せきに対して，前面のりこう配，せき高，越流水頭を等しくした場合の刃形せきを越流する下側ナップの形状と，はく離境界線との間になんらかの関係があれば，刃形せきの自由ナップの形状を指標にとってはく離境界層の影響をあらわすことができる。

刃形せきからの自由ナップは周辺の圧力が大気圧に等しいが，幅厚せきでは，はく離領域内の圧力は大気圧に等しくなく，このためにはく離境界線は自由ナップの下側曲線とは異なり幅厚せきの流量係数は刃形せきのそれとは異なってくる。したがってこの差がどのような要素で決定されるかを明らかにすることが重要である。

〔3〕 刃形せきの水理

刃形せきの自由ナップの形は，Bazin, Scimemi, および U. S. Bureau of Reclamation[2] などにより測定されている。図—1に示すように，刃形せきの刃先きから測った越流水頭をH，速度水頭をh_sとすれば，h_s/Hの値が大きくなるほどナップが平坦になる傾向を持つ。またせき板のこう配の変化によってナップの形も変化し，傾斜がゆるやかになるほどナップの上昇高が減少する。しかしこの最高位置を合わせれば，ナップの形状はほとんど一致することが確められている[4]。したがってナップの形は，h_s/H の関数としてあらわされる。前項に述べたように，幅厚せきのはく離境界層と比較するために，Bureau of Reclamation の実験結果を用いて自由越流の下側ナップの水平到達距離lと，全水頭Hとの比l/Hと，速度水頭h_sとHとの比h_s/Hとの関係を求めると図—2のようになる。実測値は前面のりこう配が$x=0$, 1/3, 2/3 および 1.0 の場合についてであり，$x=0.3$, および 0.5 の曲線は，これらの値から内挿し



図—1

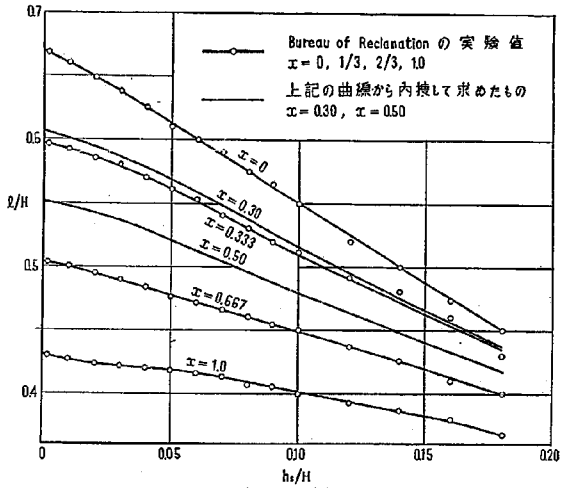


図-2　h_2/H と l/H の関係

て求めたものである。

つぎに流量係数の変化については，同じく Bureau of Reclamation の実験結果によれば，越流量公式を

$$Q=C_0B\ (H-D)^{3/2} \quad \cdots\cdots(1)$$

としたときに C_0 が $(H-D)/(H_d+D)$ の関数として表-1[5] 或は 図-3 のようにあらわされる。ここに，Dは下側自由ナップの最大上昇高，Qは流量，Bは越流幅をあらわす。このように整理した場合には，流量係数 C_0 は上流側のり面こう配には関係しない。

また

$$Q=C_0'BH^{3/2} \quad \cdots\cdots(2)$$

で C_0' を定義すると

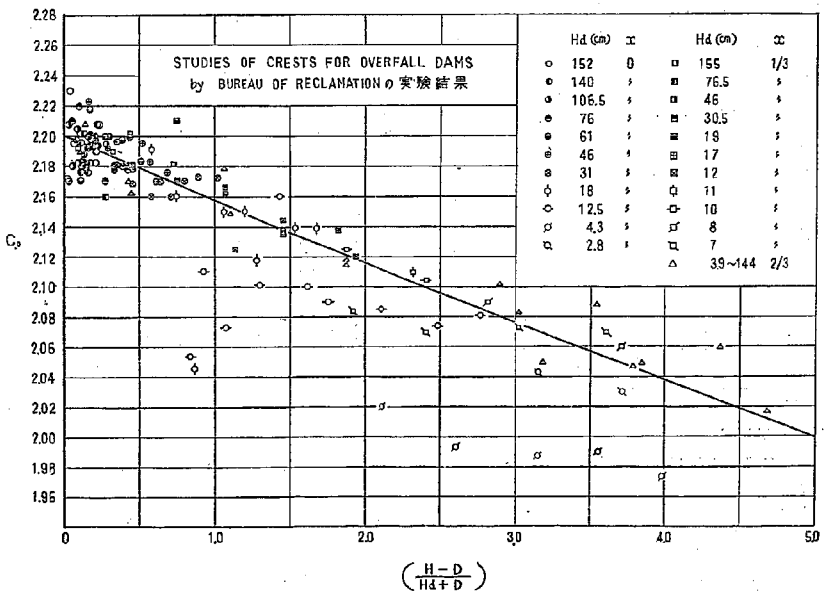
$$C_0'=C_0\left(1-\frac{D}{H}\right)^{3/2} \quad \cdots\cdots(3)$$

となる。幅厚せきでは越流水深をせき頂から測るから，流量係数は(2)式の形で与えられる。したがってこれに対比すべき刃形せきの流量係数として C_0' を使用する。(3)式を用いて C_0' を求めるためには，Dの値を知る必要があるが，これも Bureau of Reclamation の結果から図—4のように求められる。

一方 H_d/H は h_2/H の関数としてつぎのようにあらわされる。

表—1

$(H-D)/(H_d+D)$	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
C_0	2.200	2.180	2.157	2.136	2.115	2.096	2.077	2.057	2.038	2.018	1.998



図—3　C_0 と $H-D/H_d+D$ の関係

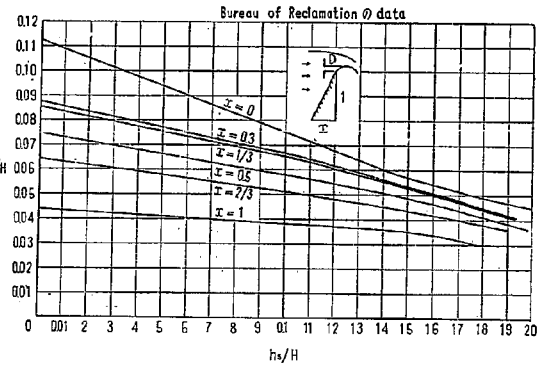


図-4　h_s/H と D/H の関係

$$\frac{H_d}{H}=\frac{C_0}{\sqrt{2g}\sqrt{\frac{h_s}{H}}}+\frac{h_s}{H}-1 \quad \cdots\cdots(4)$$

(4)式と図-3，および図-4の関係から H_d/H と h_s/H の関係を求め，図-2より l/H と H_d/H の関係は図-5のようにあらわされる。図-5を用いれば H_d および下流側のり面こう配から簡単に l/H が求められる。

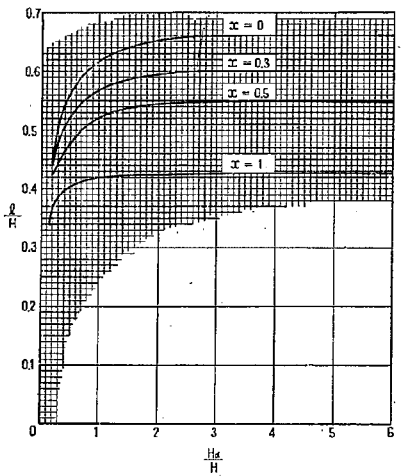


図-5　l/H と H_d/H との関係

3. 幅厚ぜきの実験

〔1〕 実験装置

表-2　実験に用いたせきの形状寸法

$x=0$							
L(cm)	10	10	10	10	10	5	
H_d(cm)	45	30	15	10	5	45	
$x=0.3$							
L	22.5	22.5	22.5	22.5	9	9	6	6
H_d	45	33.5	22.3	10	45	10	45	10
$x=0.5$							
L	10	10	10	10			
H_d	45	30	15	10			

いろいろの断面形状の砂防ダムに対する流量係数を求めるために，二次元模型を製作した。せきの断面形状は，従来砂防ダムに用いられてきた形状を検討した結果 表-2 に示すように下流側のり面こう配を2分，上流側のり面こう配をそれぞれ垂直，3分および5分，せき頂の幅は四種類，せき高は最大45cmとし，上流側の底板を上下することによって各種のせき高を得るようにした。表-2に用いた記号は 図-6 に示されたものである。

せきの模型はモルタルで製作し，表面はサンドペーパーおよび砥石仕上とした。実物の砂防ダムせき頂は，天然石の埋め込みにより10cm程度の高低の見られるものもあるが，模型では平滑面とした。せき

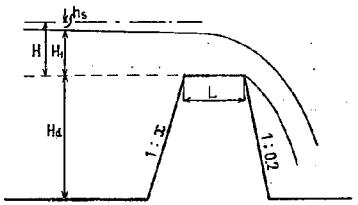


図-6

頂の中心線に沿って静水圧測定用の内径 1mm の孔が設けられ，マノメーターにより圧力測定を行なった。

使用した水路は幅 60cm，高さ 70cm，長さ 18m の木製水路で，下流端に設けられた長方形刃形ぜきにより流量が測定され，その最大流量は約 60 l/sec である。

〔2〕 実験方法

表-2 のせきについて，流量を変化してつぎの諸項目の測定を行なった。

(a)　越流量の測定
(b)　越流水深の測定
(c)　せき頂における水面形の測定
(d)　静水圧測定孔による静水圧の測定
(e)　ピトー管による流速分布の測定
(f)　静水圧測定器による静水圧分布の測定

(b)および(c)はポイントゲージによりせき上流の越流水深およびせき頂の静水圧測定孔位置の水深を測定した。(d)については前に述べたマノメーターを読むことによってえられる。流速分布の測定は，静水圧と測定孔の位置で鉛直方向にピトー管を移動して求めた。(a)および(b)の測定から

$$Q=CBH^{3/2} \quad \cdots\cdots(5)$$

によって流量係数 C が 表-3 のように求められる。

表-3 流量係数の実験結果

前のり3分 $\theta=73°18'$

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 22.27cm	$B=$ 62.18cm
1.62	1.07	1.482
3.35	2.30	1.521
5.00	3.05	1.514
10.02	4.87	1.500
15.00	6.39	1.498
20.35	7.76	1.515
25.25	9.02	1.498
30.34	10.12	1.516
34.40	11.00	1.517
39.84	12.02	1.536
45.32	13.31	1.501
49.87	13.97	1.539
55.50	15.00	1.536
60.36	15.80	1.550
64.60	16.49	1.550
$L=$ 6cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 61.88cm
4.94	2.98	1.558
10.10	4.68	1.613
14.33	5.95	1.665
20.00	7.06	1.723
25.00	7.94	1.807
30.00	8.88	1.833
35.00	9.69	1.877
39.98	10.57	1.881
44.86	11.35	1.897
50.30	12.13	1.929
55.05	12.88	1.926

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 62.18cm
5.01	2.99	1.565
10.70	4.82	1.530
14.96	6.39	1.494
19.90	7.73	1.494
25.00	8.91	1.514
30.00	9.98	1.533
35.00	11.02	1.541
40.46	12.10	1.550
45.10	12.95	1.561
50.10	13.73	1.587
55.40	14.67	1.590
2.90	1.98	1.675
1.50	1.28	1.670
$L=$ 9cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.20cm
1.22	1.32	1.299
2.58	2.08	1.386
5.00	3.04	1.520
10.00	4.80	1.535
14.92	6.26	1.536
20.00	7.45	1.586
25.00	8.46	1.639
30.00	9.49	1.651
35.00	10.28	1.710
40.35	11.35	1.698
45.35	12.05	1.753
50.64	12.86	1.780
54.95	13.47	1.790
59.60	14.11	1.811
64.50	14.85	1.817

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 6.0cm	$H_d=$ 45.0cm	$B=$ 61.86cm
4.95	3.00	1.542
10.00	4.66	1.611
14.98	5.92	1.675
20.10	7.10	1.721
25.00	8.00	1.789
30.00	8.91	1.826
35.00	9.62	1.902
40.30	10.63	1.885
43.95	11.22	1.895
49.62	12.04	1.922
54.63	12.73	1.953
$L=$ 9cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 62.20cm
1.25	1.09	1.786
3.20	2.10	1.694
4.96	2.89	1.621
10.00	4.62	1.639
15.19	6.09	1.632
20.00	7.21	1.666
25.02	8.24	1.715
30.35	9.21	1.755
35.71	10.22	1.759
40.33	11.05	1.769
43.83	11.68	1.775
50.47	12.63	1.815
55.30	13.37	1.821
59.90	14.01	1.837
64.50	14.79	1.827

前のり 垂直 $\theta=90°$

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 10.33cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.37cm
4.90	3.05	1.471
6.85	3.81	1.476
8.72	4.50	1.465
10.80	5.20	1.460
13.40	5.99	1.464
15.66	6.61	1.477
17.65	6.98	1.534
19.50	7.51	1.515
21.15	7.95	1.513
24.80	8.67	1.556
28.80	9.49	1.580
33.10	10.20	1.606
36.80	10.92	1.633
39.60	11.49	1.629
43.43	12.09	1.657
46.54	12.63	1.662
$L=$ 10.10cm	$H_d=$ 30cm	$B=$ 62.40cm
5.04	3.21	1.404
8.56	4.60	1.389
13.65	6.08	1.460
16.76	6.96	1.463
21.04	8.01	1.487
25.26	8.85	1.540
28.95	9.53	1.577
32.21	10.18	1.587
36.40	10.88	1.624
39.81	11.52	1.631
43.85	12.21	1.647
51.40	13.26	1.705
56.41	13.99	1.725
61.11	14.65	1.747

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 5.20cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.37cm
6.15	3.46	1.530
7.15	3.80	1.547
9.12	4.41	1.581
10.90	4.92	1.602
12.45	5.33	1.622
14.20	5.77	1.643
16.75	6.32	1.690
18.08	6.60	1.709
19.45	6.92	1.714
21.30	7.23	1.760
23.50	7.63	1.787
24.60	7.83	1.800
26.93	8.27	1.812
28.50	8.54	1.830
29.80	8.74	1.848
32.05	9.06	1.885
33.62	9.32	1.893
36.36	9.77	1.864
38.85	10.20	1.913
$L=$ 10.14cm	$H_d=$ 9.96cm	$B=$ 62.40cm
4.22	2.84	1.411
8.18	4.39	1.425
12.92	5.80	1.482
16.76	6.88	1.489
21.40	7.98	1.552
25.94	8.96	1.552
30.10	9.71	1.595
35.51	10.69	1.627
41.83	11.74	1.666
47.00	12.58	1.686
53.50	13.56	1.716
59.45	14.39	1.745

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 10.14cm	$H_d=$ 4.96cm	$B=$ 62.40cm
4.72	3.00	1.461
8.10	4.31	1.452
12.51	5.67	1.507
15.94	6.57	1.518
19.53	7.42	1.550
23.82	8.40	1.570
28.33	9.26	1.610
34.17	10.33	1.648
$L=$ 10.10cm	$H_d=$ 14.9cm	$B=$ 62.40cm
3.87	2.74	1.367
7.47	4.20	1.391
12.03	5.63	1.445
17.00	6.93	1.493
22.34	8.26	1.507
27.92	9.44	1.543
33.30	10.36	1.600
37.04	11.04	1.618
42.68	12.03	1.638
47.01	12.68	1.667
51.18	13.33	1.683
57.08	14.21	1.706
62.64	14.93	1.739

表-3 の2

前のり 5分 $\theta=63°26'$

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 10cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.07cm
0.90	1.08	1.305
3.08	2.22	1.502
5.00	3.05	1.515
10.04	4.81	1.536
15.00	6.26	1.544
20.00	7.50	1.570
24.90	8.46	1.631
30.00	9.49	1.654
34.92	10.53	1.645
40.25	11.30	1.707
45.37	12.17	1.722
50.32	12.98	1.722
55.57	13.77	1.751
60.13	14.31	1.788
64.65	15.00	1.792
1.13	1.16	1.467
2.74	1.98	1.592
5.00	2.96	1.581
10.00	4.73	1.565
15.00	6.17	1.576
20.00	7.34	1.620
25.00	8.38	1.661
30.15	9.40	1.685
34.80	10.17	1.732
39.98	11.11	1.737
44.97	11.92	1.763
50.30	12.88	1.758
55.67	13.63	1.782
60.48	14.25	1.811
64.80	14.92	1.812

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 10cm	$H_d=$ 30cm	$B=$ 61.16cm
1	1.24	1.190
2.5	2.07	1.374
4.0	2.77	1.422
5.0	3.23	1.411
10.0	4.97	1.480
15.0	6.36	1.533
20.0	7.57	1.575
25.0	8.65	1.610
30.0	9.62	1.648
35.0	10.50	1.684
40.0	11.26	1.736
$L=$ 10cm	$H_d=$ 15cm	$B=$ 62.07cm
1.23	1.27	1.400
3.35	2.29	1.557
4.90	2.96	1.550
10.02	4.76	1.555
14.88	6.15	1.574
20.00	7.40	1.603
25.02	8.42	1.651
30.00	9.32	1.699
34.86	10.26	1.708
40.70	11.25	1.736
45.04	11.98	1.747
49.75	12.48	1.818
55.02	13.44	1.801
60.40	14.21	1.818
65.01	14.82	1.840

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 10cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 62.07cm
1.52	1.33	1.600
3.00	2.06	1.639
4.92	2.88	1.623
10.05	4.66	1.611
15.00	6.08	1.612
20.00	7.30	1.635
25.00	8.22	1.710
29.74	9.18	1.723
35.05	10.14	1.751
40.07	11.01	1.765
45.65	11.87	1.804
50.66	12.69	1.810
54.88	13.34	1.826
59.60	13.96	1.845
65.00	14.66	1.869

前のり 3分 $\theta=73°18'$

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.11cm
4.95	3.03	1.541
9.81	4.83	1.490
14.85	6.46	1.459
20.45	8.00	1.489
25.10	9.11	1.471
29.80	10.17	1.480
35.00	11.24	1.499
39.90	12.35	1.482
44.87	13.25	1.500
49.25	14.17	1.488
55.86	15.29	1.505
1.17	1.28	1.301
2.99	2.18	1.502
$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 33.52cm	$B=$ 62.11cm
1.23	1.28	1.368
3.30	2.28	1.542
4.98	3.02	1.525
10.17	4.92	1.498
14.95	6.41	1.440
20.05	7.84	1.467
25.00	9.00	1.490
30.00	10.23	1.487
34.78	11.19	1.508
40.00	12.17	1.514
44.50	13.24	1.486
49.63	14.03	1.521
54.85	14.87	1.540
59.76	15.79	1.532
65.24	16.64	1.541

〔3〕. せき上の流速分布および圧力分布

前にも述べたように，上流端の角ばった幅厚せきでははく離境界層の規模が重要であるが，この大きさを求めることは困難である。実験(e)によってえられた縦断方向の流速分布を図-7～10に示す。図-7から図-9迄は流量 20 l/sec の場合のせき頂の厚みが 6cm，10cm，および 22.5cm のせきに対するもので，いずれも上流端から境界層が発達していることを示す。せきの厚い場合には，図-8に見られるように上流端で底面の速い流速が次第に減速され，境界層の発達した開水路の流れのような流速分布に近づく。さらに下流では水流の段落ちによる曲りの影響で再び底面に近いほど加速され上流端と似たような流速分布を示す。図-10はせきの厚さが 10cm で 40 l/sec の流量の場合を示す。図-8と図-10を比較すると流量の多い程最高流速を示す位置が高くなることがわかる。この最大流速の位置をはく離境界線と仮定して，厚さ 10cm のせきを越流する 20l/sec および 40 l/sec の流量のときの流速分布から求めてみると図-11に示すようになり流量とともにその厚みを増す。このはく離境界線の位置に大きな影響を与えるものはこのはく離層内部の圧力であると考えられる。せき頂で実測した静水圧分布を図-12～16に示す。図-12～14は流量が 20l/sec のときにせきの厚さを変えた場合，図-15, 16

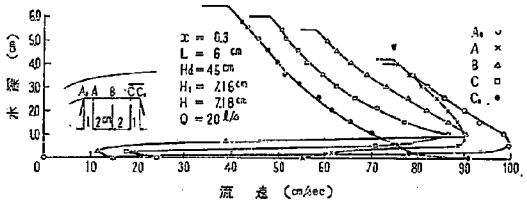


図-7 せき頂流速分布図

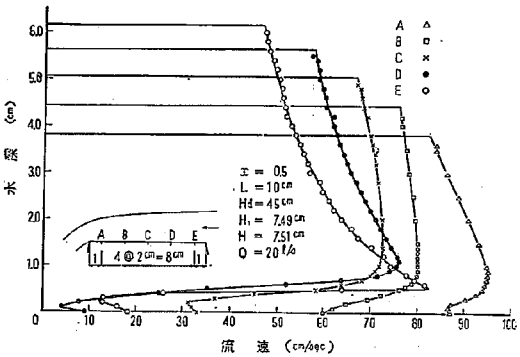


図-8 せき頂流速分布図

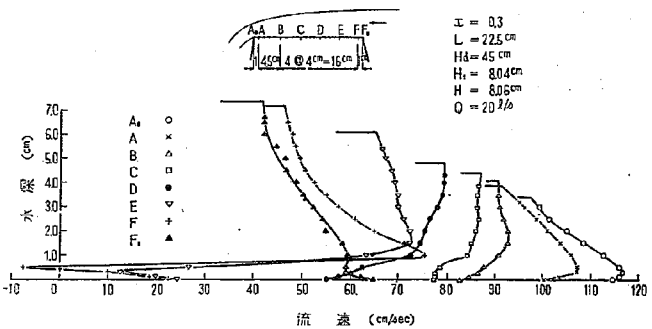


図-9 せき頂流速分布図

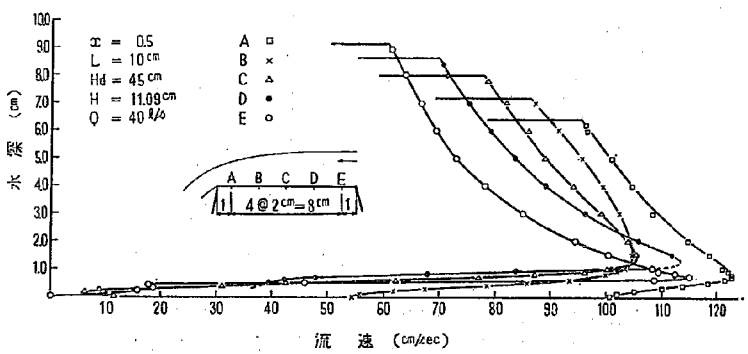


図-10 せき頂流速分布図

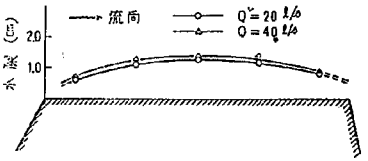


図-11 最大流速線

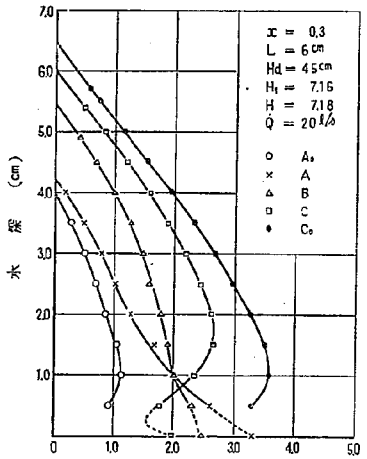


図-12 せき頂の圧力分布

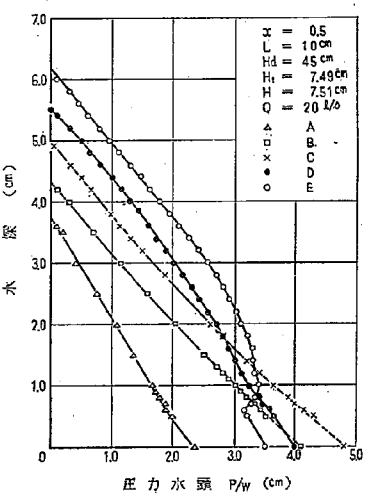


図-13 せき頂の圧力分布

はせきの厚さ 10cm の場合の流量を変えた結果を示す。これで見ると静圧的な三角形分布をするのは，$L=10$cm および 22.5cm の $Q=20$ l/sec のときにせき中心部だけ

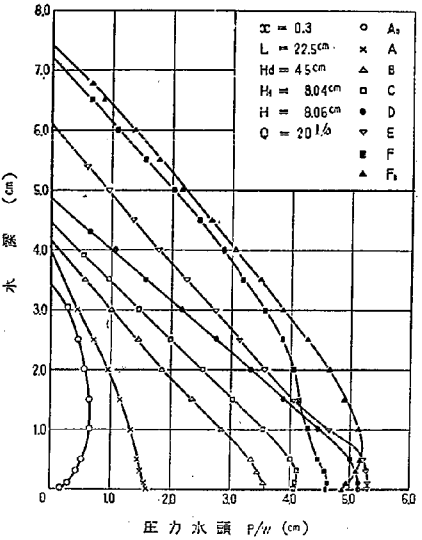


図-14 せき頂の圧力分布

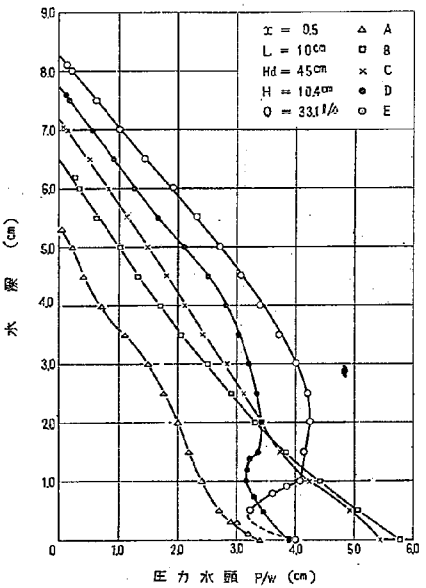


図-15 せき頂の圧力分布

で，他は全部流線の曲りの影響をうけているのがわかる。

〔4〕 せき上の圧力変化

はく離境界層内の圧力変化を調べるために，せき頂での圧力水頭を P/w とした時その位置の水深 H との比

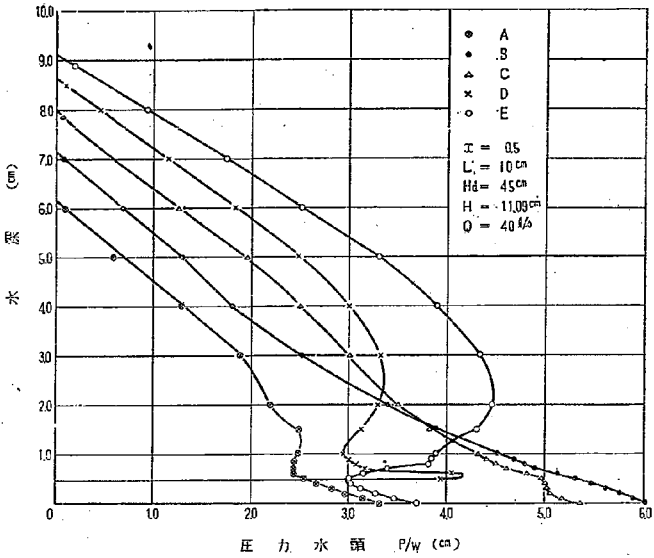


図-16 せき頂の圧力分布

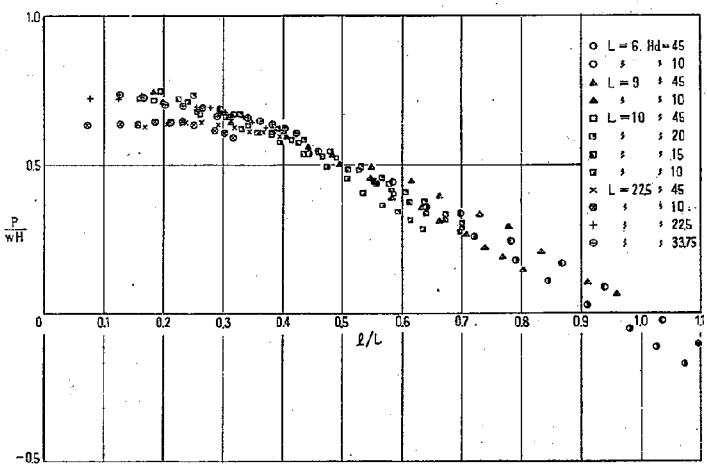


図-17 せき頂の P/wH の最小値と l/L との関係

P/wH の最小値と，同じ越流水頭で刃形せきからの自由ナップの水平到達距離 l とせきの厚さ L との比 l/L との関係を求めてみたのが図-17である。せき頂での圧力測定孔の位置は一定しているために，この図に示した P/wH は必ずしも最小値とはいえないが，だいたいの傾向はあらわしていると思われる。また，この誤差は流量の多いほど少なくなる傾向にある。図-17によると，せき高の等しいものについてはせきの厚さに関係なく一本の曲線によってあらわされるが，せき高が異なるにつれてバラツキが増える。このバラツキは，せき高が小さくなり，はく離境界とせき頂とのなす角が小さくなるにつれて P/wH が小さくなる傾向にあることがわかる。このことは P/wH が主として l/L の関数としてあらわされるが，さらに流線とせき頂とのなす角により二次的に変化することを示している。

4. 幅厚ぜきの流量公式

幅の厚いせきを越流する流れでは，せき上流端の条件や，せき頂の厚さなどによって異なった流れを生じ，それぞれの場合によって適用する法則も異なってくる。ここでは，2，(1)で述べた分類にしたがって適用すべき流量公式について述べる。

〔1〕 上流端に丸味を有するもの

はく離を生じないくらいに十分丸味を帯びている場合は境界層の排除厚を考えて，その厚さが最大になる位置で限界水深を生ずるとしてよい。この位置を近似的にせき下流端とすれば，Ippen によれば，

$$Q=1.70\ BH^{3/2}\left(1-2\frac{\delta^*}{B}\right)\left(1-\frac{\delta^*}{H}\right)^{3/2}$$

(m単位)……(6)

で与えられる。ここに Q=流量(m³/s) B=越流巾(m) H=せき頂よりの越流水頭(m)。δ^*は境界層の排除厚で Reynolds 数 R, の大きさに応じて(7)式あるいは (8) 式によって与えられる。

$$\delta^*=\frac{1.73}{\sqrt{R}}\cdot L \qquad R=\frac{VL}{\nu}\leqq 3\times10^5 \quad\cdots\cdots(7)$$

$$\delta^*=0.63C_f\cdot L \qquad R=\frac{VL}{\nu}\geqq 3\times10^5 \quad\cdots\cdots(8)$$

ただし，$\frac{1}{\sqrt{C_f}}=1.70+4.15\ \log_{10}(R\cdot C_f)$

(6) 式はせき頂において流線が平行になり圧力も静圧的分布をするような，水深にくらべて十分長いせきについてのみ成立する式であるから，あまりせき長の短いものに対して適用することができない。

鍋岡[2]の実験結果について，L=5cm, H_d=15cm，上流側のり面が垂直，上流端の丸味が半径1cmのせきに対し流量係数は 表-4 のようになり，これに対して (6) 式を適用した結果を c'' として示してある。

表-4

$q(l/sec)$	H_1(cm)	H(cm)	C	C''	D(cm)
12.07	3.681	3.702	1.695	1.674	0.407
15.83	4.454	4.488	1.666	1.680	0.493
19.93	4.890	4.941	1.814	1.682	0.539
24.41	5.480	5.552	1.864	1.683	0.601

これによると流量の少ない始めの二つについては，ほぼ一致するが流量が大きくなるとよくあわない。(6) 式の持つ意味から，C'' の値は 1.70 を越すことはなく，Cが 1.8 よりも大きくなる領域では，流れの機構が変化したと考えられる。すなわちこの領域では，流線の曲りによる影響が大きく流線が平行にならないためと思われる。表-5 は同じく鍋岡の実験からせき頂の厚さ 25cm のものについてであるが，流量の大きい場合にも比較的よく一致している。

表-5

$q(l/s)$	H_1(cm)	H(cm)	C	C'	D(cm)
12.07	3.675	3.966	1.700	1.646	0.406
15.83	4.460	4.494	1.665	1.654	0.494
19.93	5.050	5.100	1.734	1.662	0.557
24.41	5.830	5.900	1.705	1.668	0.637
29.02	6.540	6.632	1.700	1.673	0.710
33.49	7.240	7.356	1.680	1.677	0.788

表-4 および 表-5 の場合について，刃形ぜきから越流する場合のナップの上昇高Dも計算してあるがすべて上流端の丸みの半径よりも小さい。(<1cm) これらのことから，(6) 式は次の2つの場合には適用できないと考えられる。

(a) 上流端の丸みの半径が，同じ越流水頭の刃形ぜきからの自由ナップの上昇高Dよりも小さくなった場合

(b) 半径が自由ナップの上昇高Dより大きくても，せき頂の長さが十分でなく曲った流れとなる場合。

これについては現在まだあまり明らかではなく，さらに将来の研究にまつ必要がある。

〔2〕 上流端の角ばっているもの

前に述べたように，上流端からはく離を生じこの大きさが流量係数に影響を与える。図-17 に示したように，この境界層内の圧力をl/Lで整理した所，比較的よい結果をえたので幅厚ぜきからの越流量を，$Q=CBH^{3/2}$ によって計算し求めたCと，同一越流水頭で刃形ぜきから越流する場合の流量係数を (3) 式から求めた C_0' との比 C/C_0' と l/L との関係を求めてみたのが 図-18 である。これによればせき高，せき幅，のり面こう配の異なるせきで，各種の越流水頭に対し C/C_0' と l/L との関係はほぼ一本の曲線によってあらわされている。しかしせき高が低くなると多少のバラツキがあらわれるが，これは図-17 について指摘したように l/L のみでは完全に $P/\omega H$ の変化をあらわすことができないのと対応して

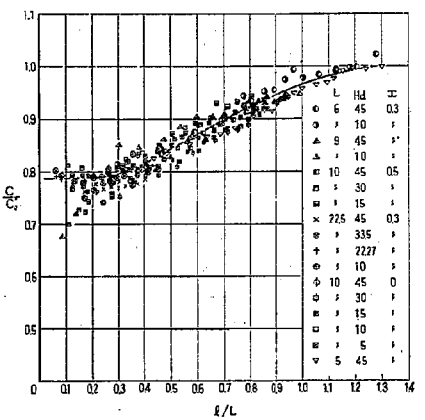


図-18 C/C_0' と l/L との関係

いると思われる。

図-18について C/C_0' と l/L との関係を一本の曲線で代表させれば，C の未知な幅厚せきについて越流水頭 H を仮定すれば，これに対応する C_0' が図-4，図-3および(3)式から求まり，また図-5から l/H が求まるから幅厚せきの流量係数 C を図-18から逆に求めることができる。

表-6

x/y_0	0	0.002	0.014	0.047	0.116	0.244	0.449	0.795	1.445	∞
y/y_0	0	0.015	0.060	0.134	0.234	0.357	0.500	0.658	0.826	1

5. 流量公式に対する三次元の補正

以上は流れを二次元的としてとり扱った。実際にはせきの両側から縮流する三次元的な流れ方をする場合が多いが，このような場合にはその影響を考慮して，二次元的に求めた流量係数を補正しなければならない。

とくに砂防ダムのようにせき流入部の両側が角ばっている場合には，縮流の度合は大きいので補正すべき量も大きくなる。

この補正量は接近水路の幅とせき幅の比，全水頭とせき幅の比などにより変化すると考えられるが，従来これらについての関係は明らかにされていない。

著者らは次に示す方法により，補正量の一般式を求めた。

三次元の場合の流量係数 C_n を

$$Q=C_n \cdot B \cdot H^{3/2} \quad \cdots\cdots(9)$$

で定義する。

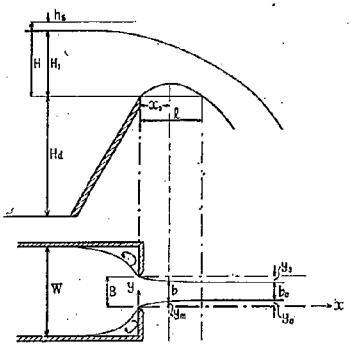


図-19　三次元の補正の説明図

図-19でわかるように流れは両側から収縮し，限界水深の生じている断面（下側ナップの最高となる断面）では流水の幅 b は B よりも小さい。

いま，$Q=C \cdot b \cdot H^{3/2}$ ……(10)

で C を定義するとこの値は二次元の流量係数に等しいと考えられる。したがって，三次元と二次元の流量係数の比（三次元の補正量とよぶ）C' は(9)および(10)式から

$$C'=\frac{C_n}{C}=\frac{b}{B}=1-2\frac{y_m}{B} \quad \cdots\cdots(11)$$

で表わされる。ここに C' は1より小さい値である。

したがって b/B を求めれば補正量が求まる。b/B の値は W/B，H/B，および流入口のとがりぐあいに関係し一般的に求めることは困難である。しかし W/B が十分に大きく，流入口が十分にとがっている場合は近似的に普通の流出口として求めることができる。W/B の値がある程度以上になると，その影響がなくなり，十分に大きい場合と変らなくなるので，普通の流出口としてのとり扱いで，かなりの適用範囲があると考えうる。

普通の流出口からの流線の方程式は図-19を参照して

$$\left.\begin{aligned} x/y_0 &= \log_e\left(-\cot\frac{\theta}{2}\right)-\cos\theta \\ y/y_0 &= 1+\sin\theta \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(12)$$

ここに，$\theta=-\frac{\pi}{2}\sim 0$

で表わされる。

また，
$$\left.\begin{aligned} y_0 &= 0.195\,B \\ b_0 &= 0.61\,B \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(13)$$

である。

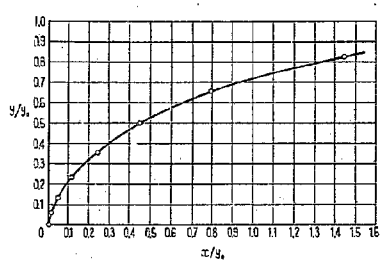


図-20　x/y_0 と y/y_0 との関係

(12)式より x/y_0 と y/y_0 との関係は表-6および図-20のとおりである。

(11)式および(13)式より

$$C'=1-0.39\frac{y_m}{y_0} \quad \cdots\cdots(14)$$

として三次元の補正量を求めることができる。

また，y_m の断面の位置は

$$\frac{x_0}{y_0}=\frac{x_0}{l}\cdot\frac{l}{H}\cdot\frac{H}{y_0}$$

$$=5.13\cdot\frac{x_0}{l}\cdot\frac{l}{H}\cdot\frac{H}{B} \quad \cdots\cdots(15)$$

で与えられる。

ここに x_0/l，l/H は刃形せきの下側ナップの形状特性から求めることができる。

図-20および(14)，(15)式より補正量 C' を求めるこ

表 — 7

W=260 cm　L=15 cm　H_d=65cm　前のりこう配 5分

Q (l/sec)	B (cm)	q (cm³/sec. cm)	H_1 (cm)	H (cm)	Cn	C'
B_o=125 cm						
3.05	126	24.1	1.34	1.34	1.505	
5.00	127	39.4	1.94	1.94	1.458	
10.10	128	78.8	3.05	3.05	1.487	0.994
20.17	130	155.2	4.80	4.80	1.478	0.975
39.97	132	301.6	7.49	7.49	1.470	0.958
60.15	135	446.5	9.63	9.64	1.498	0.967
71.80	136	528.1	10.83	10.84	1.473	0.942
80.35	136	588.8	11.40	11.41	1.528	0.969
100.1	138	732.0	13.04	13.06	1.550	0.957
120.0	140	859.0	14.73	14.76	1.510	0.903
B_o=105 cm						
3.05	107	28.6	1.60	1.60	1.375	
5.00	107	46.6	2.18	2.18	1.434	
10.10	108	92.4	3.43	3.48	1.455	0.969
20.17	110	183.2	5.44	5.44	1.443	0.949
39.97	113	352.4	8.37	8.37	1.456	0.947
60.15	116	519.7	10.70	10.71	1.481	0.947
71.80	117	613.6	11.96	11.97	1.481	0.934
80.35	118	682.2	12.74	12.75	1.500	0.932
100.1	119	837.5	14.47	14.49	1.519	0.915
B_o=85 cm						
3.05	86.9	35.2	1.88	1.88	1.364	
5.00	87.5	57.2	2.47	2.47	1.477	
10.10	88.8	113.6	3.83	3.83	1.515	1.005
20.17	91.2	221.2	6.17	6.17	1.446	0.947
39.97	94.5	422.8	9.54	9.54	1.433	0.925
60.15	97.2	619.1	12.16	12.17	1.456	0.915
71.80	98.7	727.0	13.72	13.73	1.429	0.871
80.35	99.3	808.4	14.33	14.34	1.489	0.898
B_o=63.5						
3.05	65.7	46.45	2.17	2.17	1.451	
5.00	66.6	75.20	3.08	3.08	1.392	0.929
10.10	68.2	148.20	4.66	4.66	1.468	0.951
20.00	70.8	282.5	7.32	7.32	1.427	0.929
39.97	74.5	536.2	11.02	11.02	1.466	0.935
60.15	77.6	755.2	14.08	14.09	1.430	0.867
63.75	78.1	816.2	14.55	14.56	1.471	0.886
B_o=44 cm						
3.00	46.7	64.24	2.71	2.71	1.428	0.955
4.95	47.7	103.8	3.70	3.70	1.459	0.969
10.10	49.8	202.9	5.78	5.78	1.459	0.957
20.17	52.9	381.2	8.88	8.88	1.446	0.938
39.97	57.3	685.5	13.27	13.27	1.420	0.875
49.95	59.0	847.0	14.97	14.98	1.460	0.876
B_o=23 cm						
2.88	27.0	106.5	4.03	4.03	1.310	0.868
5.00	28.4	175.87	5.44	5.44	1.385	0.911
10.10	31.1	324.55	8.11	8.11	1.405	0.914
20.17	35.0	578.3	11.96	11.96	1.402	0.883
25.00	36.5	684.7	13.50	13.50	1.381	0.847
31.95	38.3	833.6	15.29	15.29	1.398	0.832

とができる。

その方法は，まず(15)式により x_0/y_0 を求め，次に図-20 よりそのときの y/y_0 の値 y_m/y_0 を知り，(14)式に代入して C' をを求める。

(15)式各項の中もっとも大きく変化するものは H/B であるので，C' は主として H/B の関数で表わされる。H/B が大きくなるほど C' は小さくなり，三次元の影響が大きく表われることがわかる。

x_0/l, l/H などは前のりこう配および h_s/H により多少変化するので，H/B の他にこれらの値も C' に影響することがわかる。なお x_0/l, l/H と前のりこう配および h_s/H との関係は U. S. Bureau によって実験的に求められている。

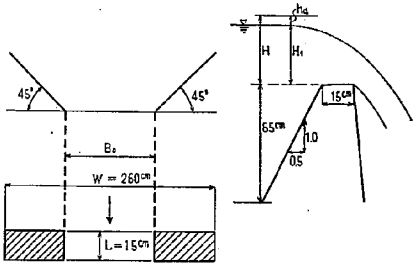


図-21

次に三次元の補正に対する実験的研究として 図-21 の形の砂防ダムについて，B_0 および H をいろいろ変えて流量係数 C_n を求めた。結果を 表-7 に示す。q は単位幅あたりの流量で

$$q=\frac{Q}{B}=\frac{Q}{B_0+H_1} \quad \cdots\cdots(16)$$

で求めた。また C は 4 に示す方法で求めた。

実測値について C' と H/B の関係を調べると 図-22 のごとく $B_0/W<0.48$ の範囲の資料について B_0/W に無関係に一つの曲線によってあらわされる。図-22 の破線は実測値の平均値をあらわす。

前のりこう配 5 分，$h_s/H \fallingdotseq 0$ に対して，U. S. Bureau の資料は，

$$x_0/l=0.36 \qquad l/H=0.56$$

を示し，これと(15)式，図-20 および(14)式から C' を求めると 表-8 のごとくなる。

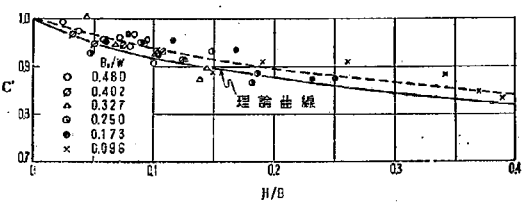


図-22

表-8

H/B	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
C'	0.944	0.918	0.895	0.876	0.844	0.817

表-8 を 図-22 に理論曲線として示した。理論曲線は刃形せきの場合であり，実測値は台形断面をした幅厚せきの場合であるにもかかわらず，両曲線はほぼ同様な傾向を示す。理論曲線の C' はわずかに小さい(2%程度)が，この程度では実用上さしつかえないものと考えられる。

このことから次の 2 つのことがいえる。

(1) 三次元の補正は(15)式，図-20 および(14)式を用いて行なうことができ，主として H/B の関数となる。

(2) 台形断面はそれと同面積の長方形になおしてとり扱ってさしつかえない。

6. 計算方法および計算値と実測値との比較

〔1〕 鍋岡の実験結果との比較

上に述べた流量公式で上流端の角ばっているものにつき，鍋岡の実験結果を計算してみた。計算に用いたせきの形状は 表-9 に示す。

表-9

せき頂の厚さ(cm)	せき高 (cm)	前面のりこう配
5	15	0
25	15	0
3	15	1.0
5	15	1.0

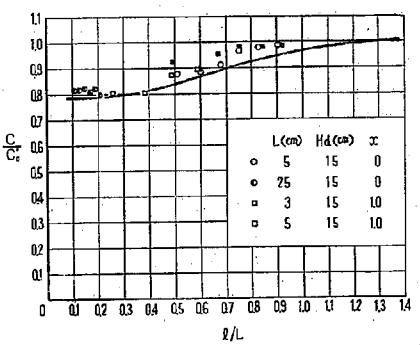


図-23 鍋岡の実験結果

これらのせきについて，それぞれの流量の C, C_0', および l/L を求めたのが 図-23 である。図中実線で示したものは，図-18 の曲線である。これによれば，鍋岡の実験結果もわれわれの整理方法でほぼ一致することがわかる。またわれわれの実験範囲外である上流側のり面こう配が 1 の場合($\theta=45°$)にもよく一致することを示す。

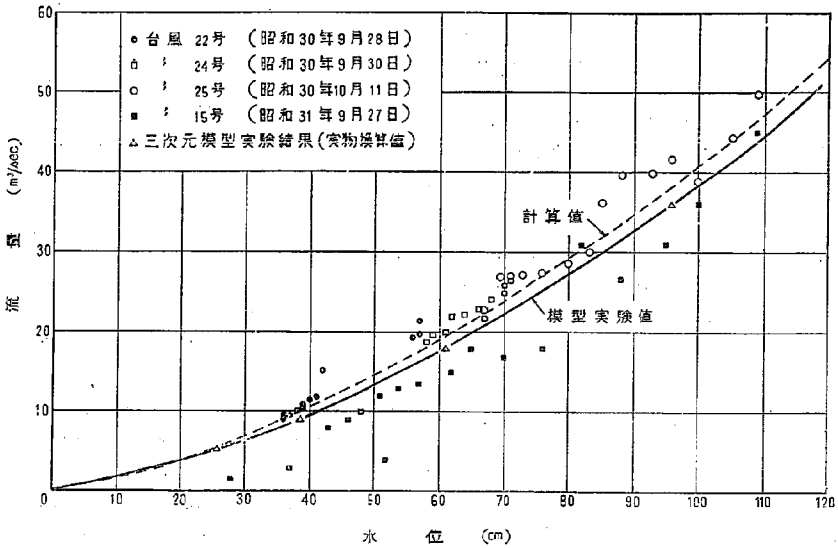


図-24　南郷ダムにおける流量観測値との比較

〔2〕 三次元模型と実測値との比較

小規模の模型実験から求められた流量公式を，実物に適用する場合には，相似法則の成立つことが前提条件となるが，これについては多くの人によって研究され，模型において表面張力の影響が無視できるような大きさを用いればFroudeの法則によってほぼ満足される。またW.E.S.においても，最近このことについて実物ダムの流量観測を行なって研究をしている状態である。われわれの実験において，実物の砂防ダムの越流量と模型による実験値とを比較するために，利根川支流根利川にある南郷ダムの流量観測の結果[6]を用いることにした。南郷ダムは高さ約 20m 水通し天端長 25m ダム頂の厚さ 3m 両袖こう配45° 上流側のり面こう配が5分である。流量はダム上に架橋した片持ばりの上を移動する流量測定儀により管谷式プロペラ流速計を用いて測定する[6]。流量観測は昭和 30 年の洪水期から始められ 30 年に3回，31 年に 1 回おこなっており，その結果について図-24 に示す。これによると，30 年度と 31 年度の観測でかなり差があるが，これは，観測法を変えたためで 30 年度には流速計をダム頂から水面までを一定速度で移動させる方法により，また 31 年度には流速計を固定した定点法にしたためと思われる。模型実験は，縮尺比を 1/20 としダム地点から上流 160m までの模型をつくり流況をできるだけ一致せしめるようにした。図-24 に△印で実験結果を示すが，30 年度と31年度の流量観測の中間値を示している。この結果から直ちに模型実験が実物とよく一致するとはいえないが，現在の流量観測の精度からいえば模型実験の結果から求められた流量の算定方法は，実用上さしつかえないと思われる。

〔3〕 計算値と実測値との比較

南郷ダムの場合についての上の計算法を適用して実測値と比較する。

計算に必要な諸元は次のとおりである。

$L=3$m　　上流のり面こう配：5分 ($x=0.5$)

$B_0=25$m　　両袖こう配：45°

$H_d=20$m

計算の手順は次のとおりである。

水位 H_1 (与える)$\rightarrow Q$を仮定$\rightarrow h_s\rightarrow H\rightarrow l$, $D\rightarrow C_0$。

$\rightarrow C_0'\rightarrow C/C_0'\rightarrow C$
$H/B\longrightarrow C'$ $\Big\}\longrightarrow C_n$ $(=C\cdot C')$

ここに，

C_0 ： 刃形ぜきの流量係数。(ナップの最高位置から測った全水頭に対する値)

C_0' ： 刃形ぜきの流量係数。(せき頂から測る)

C ： 幅厚ぜきの流量係数。(2次元)

C' ： 流量係数の3次元の補正量。

C_n ： 幅厚ぜきの流量係数 (3次元)

計算の1例を示すと次のとおりである。

$H_1=0.4$m

Qを仮定するのは h_s を求めるためであるから，H_d が大きくて h_s が非常に小さい場合には，Qを仮定せず最初から $h_s=0$ とおいてさしつかえない。この場合にも $h_s=0$ とすると

$H=0.4$m, $H_d/H=50$, $x=0.5$, 図-5 により

$l/H=0.55$, $l=0.22$, また $h_s/H=0$ 図-4 により
$D/H=0.0744$, $D=0.0298$, $H-D/H_d+D=0.01847$, 表-1 により $C_o=2.20$

(3)式により
$C_o'=2.09$
$l/L=0.22/3=0.0733$
図-18 により $C/C_o'=0.787$ ∴ $C=1.646$

両袖こう配45°であるから，台形断面と等面積の台形になおすと
$B=B_o+H=25.4$m
∴ $H/B=0.017$
図-22 の理論曲線より $C'=0.98$
∴ $C_N=C\cdot C'=1.62$
$Q=C_N\cdot H^{3/2}\cdot B=1.62\times 0.4^{3/2}\times 25.4=10.4$m³/sec

このようにして求めた水位—流量曲線を図-24 に示す
現地観測値はかなりばらついているので，完全に検照するにはいたらないが，十分よく一致していると考えられる。

7. 結　論

本研究により明らかとなった主な事項は次のとおりである。

(1) 幅厚ぜきにおいてせきの上流端が丸く，厚さの十分に厚いせきでは，Ippen によって与えられた (6) 式で，流量係数を求めることができる。

(2) せきの上流端が角ばっているものは，流線がはく離し，この領域の大きさにより流量係数がきまる。

(3) はく離領域を理論的に求めることはほとんど不可能であり，また実験的にも明確に定めがたいので，刃形ぜきの自由ナップと，領域内の圧力を指標にとる。

(4) はく離領域内の圧力とその点の静水圧の比は図-17 に示すように l/L の関数となる。

(5) 刃形ぜきの自由ナップの形状は U. S. Bureau において 図-2 および 図-4 のように求められているが図-2 を実用上便利な形で表わすと 図-5 のようになる。

(6) 幅厚ぜきの流量係数は，それと同じ越流水頭を持つ刃形ぜきの流量係数を基準にし，図-18 に示すように l/L の関数で表わされる。

(7) 流量係数に対する三次元の補正量は理論的に (14)式，(15)式および図-20 により計算され主として H/B の関数であらわされ，実測値とかなりよく一致することが知られた。

(8) 以上により，三次元の幅厚ぜきの任意の形状に対して流量係数を計算することができる。

参考文献

(1) A. T. Ippen : Channel transitions and controls, Engineering Hydraulics p. p. 527
(2) 鍋岡昭三：低いダムの溢流係数に関する研究，電研所報 Vol. 4 No. 2
(3) Bureau of Reclamation : Studies of crests for overfall dams. Boulder Canyon Project, Final Report, 1948
(4) 石原藤次郎編：応用水理学（中一） p. p. 136
(5) 〃 〃 p. p. 138
(6) 関東地方建設局：利根川流域砂防調査報告書（第二回）32年6月

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction.

Vol. 103, February 1960.

CONTENTS

1. S. Satō, H. Kikkawa, K. Ashida and K. Asakura :
Researches on the Diversion on the River (4)
——Functional design of the diversion of Ina river—— (1)
2. Y. Tahara, T. Kutsukake and S. Nakamura :
Study on the Prestressed Composit Girder and the Design of It
(1) Experimental study by model test (17)
3. H. Takeshita and J. Tanaka :
Experimental Research on Soil Stabilization, Third Report
——An example of construction control of Cement-Stabilized base course and the tentaive standards of design and control of soil-cement Stabilization—— (29)
4. H. Kikkawa and H. Mitsui :
Hydraulic Tests on Hoshiyama Diversion Channel of Urui River. (61)
5. H. Takeshita and S. Iwama :
Studies on the Joint Materials for Concrete Pavements (II) (71)
6. T. Takenouchi :
Some Calculation Methods for Estimating Runoff from Rainfall (87)
7. A. Ariizumi, O. Kondou and Y. Mori :
Measurements on the Segregation of Concrete by Means of γ-ray Penetration. (111)
8. H. Kikkawa, K. Ashida and A. Tsuchiya :
Study on the Discharge Coefficient of Broad-Crested Weirs (123)