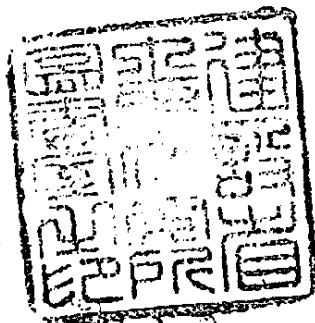


土木研究所報告

第九十二号

河川の分流に関する研究 (2) ——大野川分流の機能設計——	佐吉山	藤川下	清秀泰	一夫三	(1)
光弾性による重量構造物の応力測定法 について (2)	高貞曾	田升根	孝文糾	信樾昭	(65)
築堤法面の安定計算に用いる安全率の とり方について ——河川堤防基準断面決定資料 No. 1——	福岡	岡正巳	正巳		(79)
幅の広いフランジの有効幅に関する研究	田谷	原掛	保哲	二男	(95)
道路構造の安定性について	竹下	春見			(111)
二次元並びに三次元土圧計の原理	福岡	正巳			(125)
路床土のサクショ ンと融解期における強度の 減少について (1)	竹下	春見			(135)

昭和三十一年二月



建設省土木研究所

正 誤 表

幅の広いフランジの有効幅に関する研究

頁	行	誤	正
96 (2)	上から 2.3	Baldwin 製歪計	消 除
103 (9)	下から 13	$\phi n' = \frac{n\pi - 25}{180}$	$\phi n' = \frac{n\pi \times 25}{180}$
107 (13)	// 9.13	Straingavge	Straingage

道路構造の安性について

頁	行	誤	正
123 (13)	上から 3	砂利部	砂利道
//	// 4	0.057	0.059
136 (2)	下から 8	テンションメーター	テンシヨメーター
//	// 6	//	//

河川の分流に関する研究(2)

—大野川分流の機能設計—

建設技官 佐藤清一
建設技官 吉川秀夫
建設技官 山下泰三

(昭和29年9月)

目次

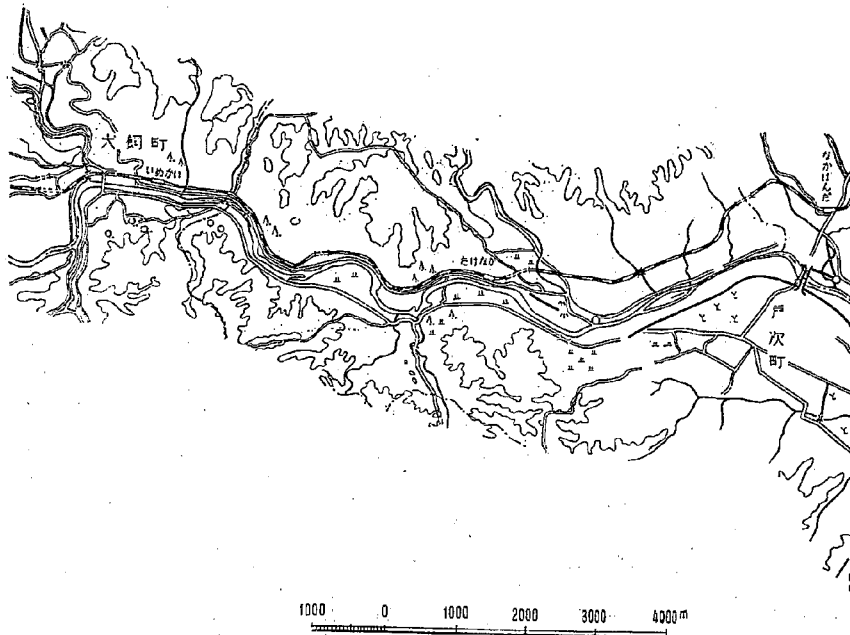
I 緒言	(1)
II 研究の目的と順序	(3)
III 溢流堤に関する実験	(4)
〔1〕 完全溢流の溢流係数	(5)
〔2〕 不完全溢流の溢流係数	(6)
〔3〕 溢流の種類及び sill によるエネルギー損失	(8)
IV 計算による分流の概算設計	(10)
〔1〕 水位流量曲線と実測粗度係数	(10)
〔2〕 改修区域内の粗度係数と水位追跡	(14)
〔3〕 分流の水力設計	(16)
V 分流に関する模型実験	(20)
〔1〕 分流実験に関する基礎条件	(20)
〔2〕 相似律	(20)
〔3〕 模型	(21)
〔4〕 検証実験	(22)
〔5〕 断面改修の影響に関する実験(非分流)	(27)
〔6〕 上流分流口実験	(28)
〔7〕 下流分流口実験	(43)
VI 上, 下流分流口案優劣の比較	(52)
VII 結論	(54)

I 緒言

大野川は水源を宮崎県西臼杵郡祖母山西方に発して西流し、大分県に入り北東に迂回し、直入郡に至り左右多数の支川をあわせて山間を縫流し、大野・大分郡を経て鶴崎市において別府湾にそく、流域面積 1,455 km²、流路延長 110 km の河川である。(図—1参照)

地形的には流域の 80 % が山地で、出水は梅雨性降雨によるよりも台風によるものが顕著で毎年 7~10 月の季節にはしばしば大洪水に見舞われる。

大野川の下流沖積地を流れる河道は時代と共に変遷しており、現在の河道は寛永以来の水害あるいは地震によつてつくられたものといわれ、当時は現在の判田村竹中地先(18/0 附近)より現河道の東部山裾を流れ、成松(12/0 附近)に至り、これより直流しては現在の乙津川の河道を通つて別府湾に注ぎ、派川は成松より分派して川添村宮河内の東方山裾を通り、現河道に流入していたものである。すなわち、この河川は現在の本川と派川とが逆転する程出水による変化が激しかったものと考えられる。従つて水害の最も著しい区間、河口より 18 km が計画洪水流量 5,000 m³/sec として昭和 4 年より着手された。しかるに昭和 18 年 9 月未曾有の



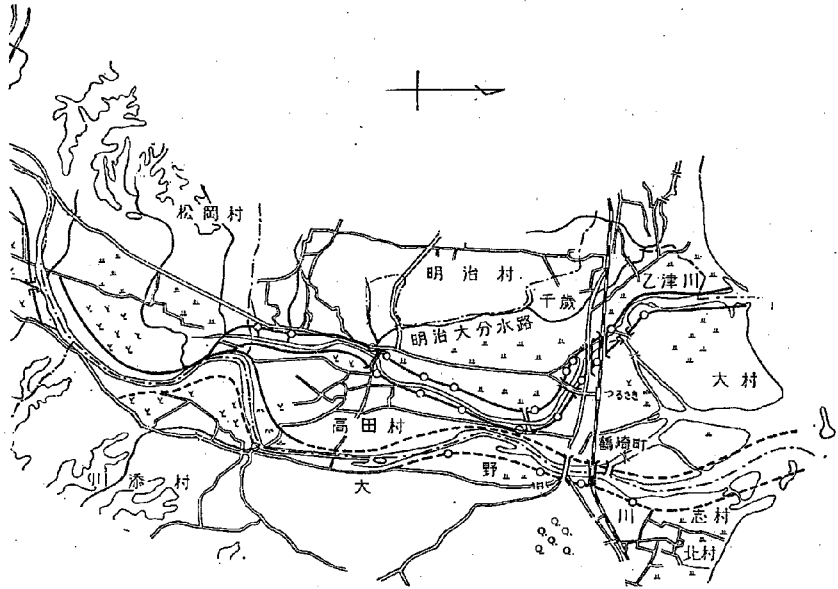
図一 大野川改修

大出水があり、ついで昭和20年9月再び計画洪水量を突破する大洪水に遭遇したので、昭和21年計画流量を $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ に改訂し、溢流堰により $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を乙津川に分派放流することになった。しかるに分派地点としては、8/800 地点及び9/500 地点の二地点が考えられたので、これら両地点の水利的な優劣を比較するため、さらにまた分派点の機能設計のために水理模型実験が行われることとなった。

II 研究の目的と順序

昭和21年、計画流量 $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する改修計画が作られたことは前述のとおりであるが、この時の分派口の位置及び法線は図一3に破線で示す如く、9/600 の地点であつた。ついで昭和22年、8/600 の地点に仮溢流堤が完成し、その後の出水時にはしばしばこれを溢流し、本川流量の一部が分派し、乙津川を通じて別府湾に放流した。

しかるにその後、分派口の位置として現在の仮溢流堤の直上流地点8/800 が考えられるにいたり、また上流分派口としては大体さきの原案に近い9/500 が考えられ、こゝに2案が現出し、両者の水理学的得失を検討す



工事計画平面図

ることとなつた。これが本実験の目的の第一である。

分流水工としては図-3に見る如く、本川左岸法線から充分離れた位置に溢流堤を設け、それより下流約150 mの間は水平部とし、水平部の終つたところから漸次高水敷と低水路の複断面とする案が考えられた。このような設計及び法線が水理的に適切なものであるかどうか、これを検討すること、およびこれが適切な形でない場合には水理学的に合理的なものを見出すこと、これが本実験の目的の第二である。

この実験的研究を進めるためには次のような順序をとつた。まず、各分派口位置における溢流堤の頂高と頂幅を $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量に対して $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を分派する如く、水理計算によつて概算値を定める。そのためには本川並びに派川の粗度係数を定めるとともに、溢流堤の溢流能力を知ることが必要とした。

ついで、両分派口を含めた適当範囲の河川模型をつくり、これに計算によつて得た溢流堤を設置して実験を行い、総合的な関係を水理学的に検討するとともに、機能設計としての詳細を検討した。

III 溢流堰に関する実験



図に示すごとく

 h_2 = 堰頂より測つた下流水位の深さ

とすれば2次元の溢流については、それが完全溢流である場合には

$$Q = mH\sqrt{2gH} \dots\dots\dots (1)$$

g = 重力の加速度

によつて表わされ、係数 m は H の函数となることは周知のとおりである。

そこで、潜溢流をも含めた不完全溢流の場合にも(1)式と同一形式が成立するものとするれば、係数は H と h_2 との函数となるはずであり、従つて同一 H の値に対して流量は (1) 式による値とは異なってくる。そこで不完全溢流の場合の溢流量の式を

$$Q' = m' H \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (2)$$

とする。

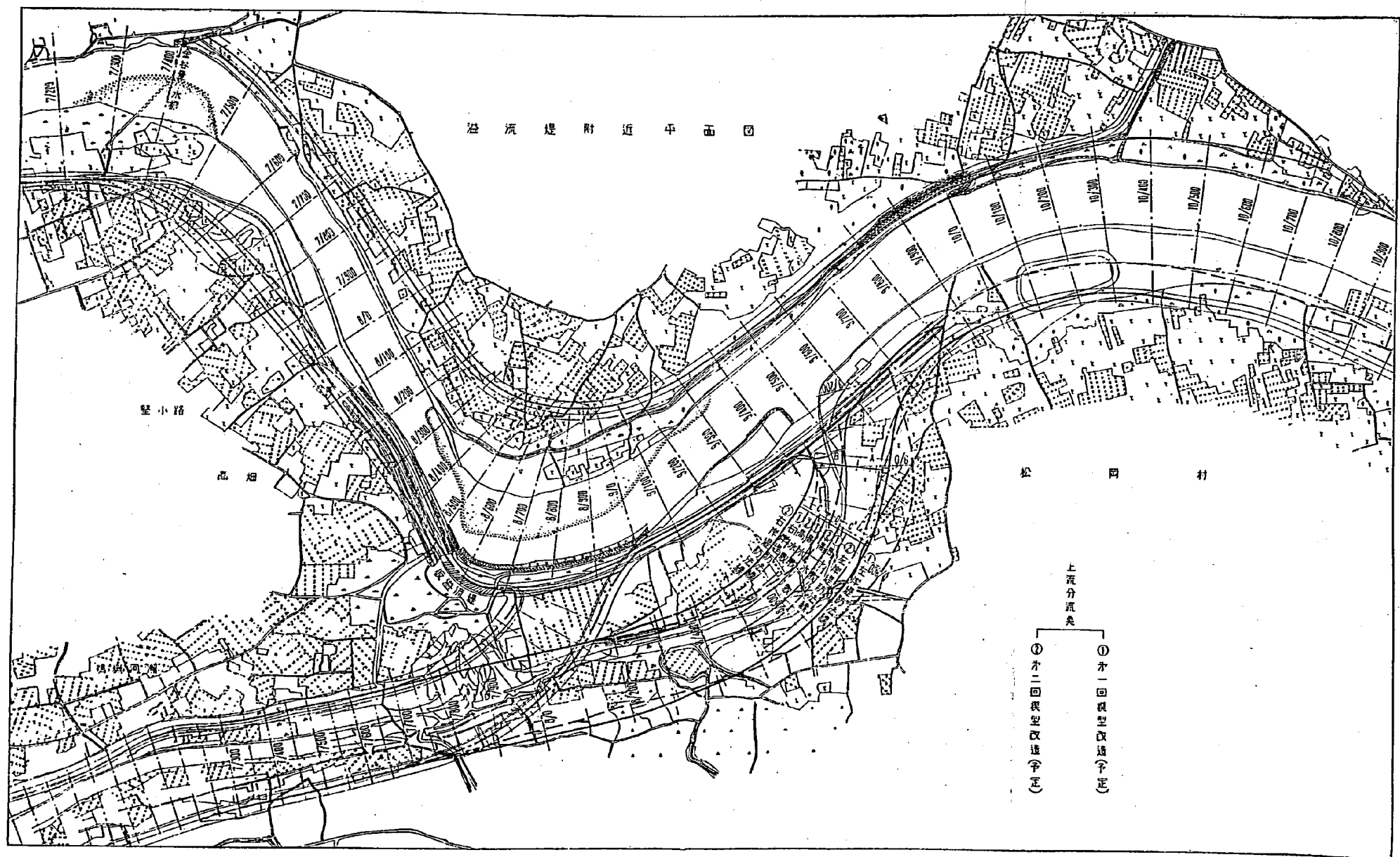


图-3

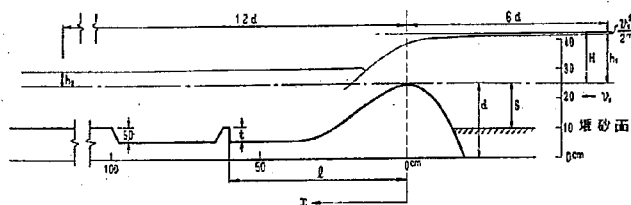


図-4 溢流堰の断面

次に係数 m を求めるための模型実験を考えてみるに、堰を溢流する運動は溢流堰の極めて小さい場合を除いては摩擦力の影響は殆んどなく重力の影響のみと考えられるから Froude の相似律が成立する。すなわち実物の量に suffix n を、模型の量に suffix m をつければ

$$\frac{H_n}{H_m} = l, \quad \frac{g_n}{g_m} = 1, \quad \frac{v_n}{v_m} = v,$$

について

$$\frac{v^2}{l} = 1$$

が成立つ。従つて

$$v = l^{\frac{1}{2}}$$

また

$$\frac{Q_n}{Q_m} = q, \quad \frac{a_n}{a_m} = l^3$$

であるから

$$q = \frac{a_n v_n}{a_m v_m} = l^{\frac{5}{2}}$$

となる。しかるに Q が

$$Q = mBH\sqrt{2gH}$$

ただし B は溢流の幅の形で表わされるときは

$$q = \frac{m_n}{m_m} = l^{\frac{5}{2}}$$

でなければならないから

$$m_n = m_m$$

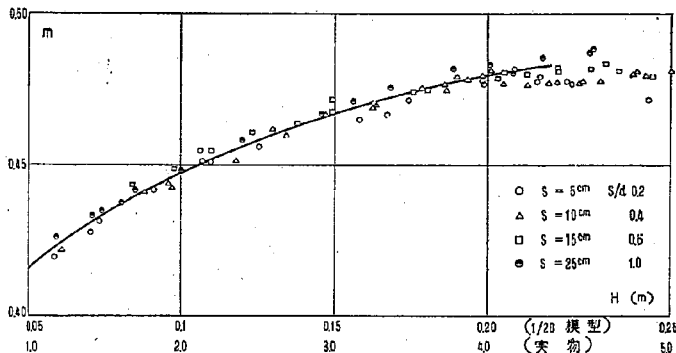
でなければならない。すなわち模型実験によつてえられた溢流係数はそのまま実物について用いてよいこととなる。例えば図-5における m の値は模型の H に相当した実物の H についても同一値であることになる。

〔1〕完全溢流の溢流係数

幅 40 cm, 長さ約 15 m の水路のほぼ中央に実物の $1/20$ の溢流堰模型を設置し、堰から充分上流にはなれた場所として、堰の中心から $6d$ だけ上流において溢流深 h_1 を測定し、流量 Q は水路上流端における最水堰によつて測定した。

測定の結果は附表一に示すとおりであり、(1)式により逆算した係数 m の値は表の最後の欄に示すとおりとなつた。

そこで m と H との関係を調べると図一五に示す如くで、 m が H の函数となることは明らかで、 H の増加に伴ない m は曲線的に増加し、ある溢流深以上では m の値はほぼ一定またはかえつて減少する。



図一五 完全溢流係数

この分流の設計においては、ほぼ $H=0.22\text{ m}$ までの資料があれば充分であるので、こゝまでの範囲に限れば、 m は H に対して単調に増加する H の函数と考えてよい。しかしこの場合の m は、一般の溢流堰堤の場合と異なり H の一次函数とはならず、この堰の形状においては

$$m = a \log H + b$$

なる関係で表わすのが適しているようである。

また s/d の m に対する影響は、 $s/d=1$ から $s/d=0.2$ までの実験において図一五に見る如く、ほとんど差異は見られない。たゞ s/d の値が零に近づくにつれていくらか m の値が減る傾向はあるが、測定点が入り交わつていてその傾向を明瞭に分離することは困難である。 s/d による m の差を強いて求めるならば、溢流深の全範囲をととして 0.005 の程度である。従つて溢流量の誤差は溢流深の大きいところで $\pm 0.5\%$ 、溢流深の小さいところで $\pm 0.6\%$ にすぎない。故に測定の誤差をも考えて、実際的には m は s/d に無関係としてよい。

そこで図一五における測点の平均線を引いて m と H との関係とすれば次表の如くなる。

表一 完全溢流係数 m と H の関係

H (m)	実物	1.2	1.6	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4
模型1/20		0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22
m		0.424	0.437	0.447	0.456	0.461	0.470	0.475	0.480	0.483

〔2〕 不完全溢流の溢流係数

こゝに云う不完全溢流とは、潜溢流をも含めたものであることは前述のとおりである。

前と同一実験設備において、下流水位として堰の中心から $12d$ だけ離れたところの h_2 を測定し、 h_2 は水路下流端に設けた門扉によって調節した。実験は s/d を前と同様の 4 種類に変え、流量を数種類に変えて行つた。

測定された h_1 , h_2 , Q は附表-2 に示すとおりである。

下流水位が堰頂以下である場合には溢流の仕方は完全溢流であるが、下流水位が堰頂を越えても h_2 が H に比して小さい間は溢流はなお完全溢流の状態を続け、 h_2 がある値を越すにいたつて不完全な溢流、または潜溢流となる。

そこで (1) 式と (2) 式において、ある H に対する溢流量 Q' が、 h_2 の如何にかゝらず同一 H に対する完全溢流量 Q に等しければ、 Q' は当然完全溢流をしているといえる。従つてそのときの m' の値は m に等しくなる。すなわち、

$$m'/m = 1$$

換言すれば、同一 H に対して h_2 の如何にかゝらず $m'/m = 1$ の範囲は水理学的に完全溢流の範囲であり、 h_2 の変化に伴ない、 $m'/m < 1$ となれば溢流の仕方は下流水位の影響をうけて不完全溢流となる。そこで不完全溢流の領域の m'/m を h_2/H の函数として調べる必要がある。

そこで測定された H に対する完全溢流係数 m を図-5 または表-1 から求め、(2) 式より逆算して得た不完全溢流係数 m' の値との比 $m'/m = a$ を計算し、 h_2/H との関係調べると図-6 の如くなる。

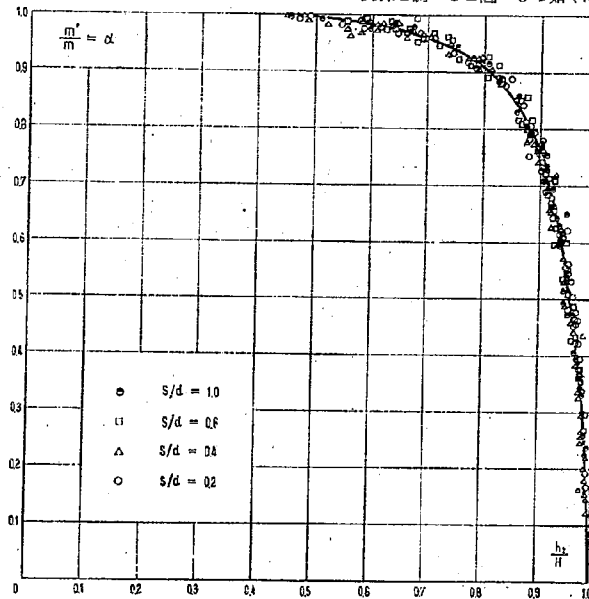


図-6 m'/m と h_2/H の関係 (不完全溢流)

これによれば、 s/d の値を 1.0 から 0.2 まで変化させたにもかかわらず、 m'/m の h_2/H に対する関係には差異が認められない。従つて $\alpha \sim h_2/H$ 曲線は s/d には無関係に一つの曲線をもつて表わすことが可能である。

また α の値は $h_2/H = 0.45$ までは 1 であり、この点をもつて完全溢流と不完全溢流とを区別することができる。すなわち

完全溢流 $h_2/H < 0.45$ で $\alpha = 1$

不完全溢流 $0.45 < h_2/H < 1$ で $0 < \alpha < 1$

である。そこで α と h_2/H との関係を表する曲線を引けば図一6の実線の如くであり、その函数関係を数値で示すと表一2の如くである。

表一2 α と h_2/H との関係

h_2/H	<0.450	0.450	0.500	0.550	0.600	0.650	0.700	0.750	0.800	0.850	0.900
α	1.0	1.0	0.996	0.990	0.983	0.975	0.961	0.940	0.908	0.856	0.758
h_2/H	0.925	0.950	0.960	0.970	0.980	0.990	1.000				
α	0.668	0.550	0.490	0.423	0.340	0.225	0				

従つて、この低溢流堰を溢流する流量を計算する場合には、まず h_2/H が 0.45 より大であるか小であるかを調べ、小である場合には完全溢流であるから図一5 または表一1によつて H に対する m を求め、(1)式によつて Q を計算する。また h_2/H が 0.45 より大である場合には不完全溢流であるから図一6 または表一2によつて h_2/H に対する α の値を求め、その H を用いて (1) 式により完全溢流として計算された Q の値に α をかければよい。

(3) 溢流の種類及び sill によるエネルギー損失

図一4に示す堰を溢流するときのエネルギー損失が、溢流の仕方によつて如何に変わるか、また sill がこれに及ぼす影響をもつかについて Bernoulli の定理に基づいて実験的に調べた。

この場合、損失水頭 (h_l) は次式で表わされるものとする。(記号は図一4参照)

$$h_l = f\left(Q, \frac{h_2}{H}, l, t\right)$$

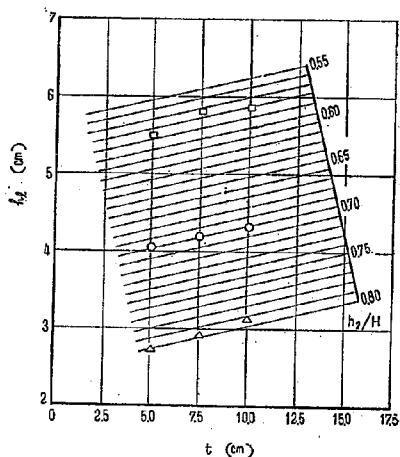
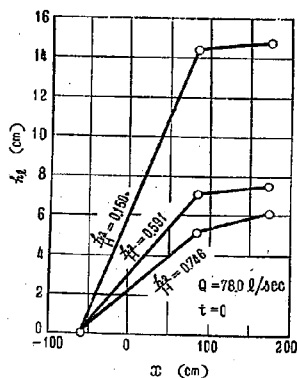
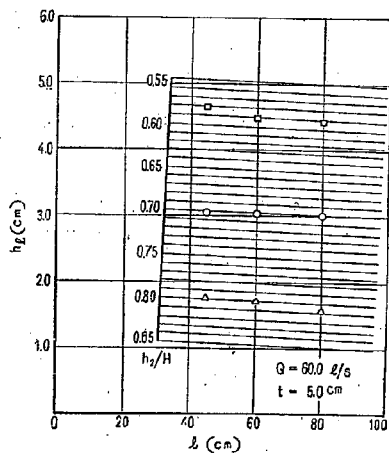
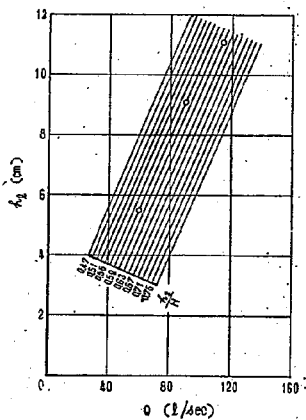
(1) 損失水頭 (h_l) と sill (l) との関係は図一7の如く sill が高い程エネルギーの損失は大きい。

また sill が無い場合 ($l=0$ の場合) についてみるに、エネルギーの損失は h_2/H が小さいほど大であり、かつその大部分の損失は表面渦によるものであることが想像される。

(2) h_l と sill の位置 (l) との関係は図一9の如く sill の位置が溢流堰に近い程エネルギーの損失は大になる傾向を有する。

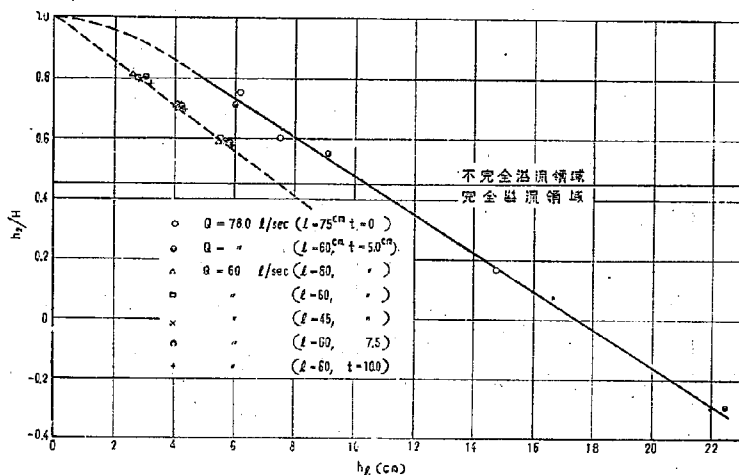
(3) h_l と流量 (Q) との関係は図一10 如く流量が大なる程エネルギーの損失は大である。

(4) h_l と h_2/H との関係は流量が一定であれば、図一11 の如く直線関係にあり、他の条件すなわち l , l などの変化によつて上述の傾向は認められるが、之等にはあまり関係しないようである。また各流量によ


 図-7 h_1 と t との関係

 図-8 $t=0$ の場合のエネルギー損失

 図-9 h_1 と l との関係

 図-10 h_1 と Q との関係

る h_2/H と h_1 の関係は h_2/H の値が 1.0 になれば当然 $h_1=0$ になるはずである。

以上より考えるに、この実験は不完全溢流に主眼をおいたものであるが、かかる条件の下では溢流水のエネルギー損失を支配する主なものは、堰上流及び下流の水深比 h_2/H と流量 Q との変化によるものであることが知られる。

図-11 h_2 と h_2/H との関係

IV 計算による分流の概算設計

〔1〕 水位流量曲線と実測粗度係数

計算の基準となる断面の水理量が必要であるので鶴崎橋（河口より 3/0）、白滝橋（河口より 14/900）の 2 断面の水位流量曲線及び粗度係数の検討を過去の実測資料により行った。

この 2 地点の実測記録は昭和 18 年、20 年における大洪水のために改修工事事務所が大浸水を受け流失あるいは破損したのであるが、つぎのものを利用することができた。又昭和 20 年以降については使用しうる資料を得ることができなかった。

(1) 鶴崎橋 (3/0 断面)

こゝでは昭和 12 年 9 月、13 年 6 月、14 年 10 月、15 年 9 月、18 年 7 月の 5 箇の洪水に対して表-3 に示す如く 13 箇の資料が現存している。表中の水位は観測地点の普通量水標によるもので自記量水標によるものではない。観測はすべて竹浮子を使用しているが、投下断面数及び更正係数などの詳細については知ることができない。

この地点の水位流量曲線は以上の 13 箇の観測値により決定されたもので、図-12 のとおりである。なお図中、14、15 の 2 点は昭和 18 年 9 月 19 日と 20 日の観測値である。

表-3 の実測値から Manning 公式によって粗度係数 n を逆算し次の 2 資料をえた。但し粗度係数 n の単位は m-sec であり、水位は T.P.* を基準とする。

* 東京湾中等潮位。以下同じ

表-3 水位流量実測資料 (鶴崎橋 3/0 断面)

No.	発生年月日及び 観測時間	実測水位 (m)	実測水面 勾配	断面積 (m ²)	平均流速 (m/sec)	実測流量 (m ³ /sec)	粗度係数	適要
1	昭和 12 年 9 月 11 日 (a.m. 11.0~11.20)	3.44	不明	937	2.03	1,900	不明	下降期
2	" " " " (p.m. 4.0~4.30)	1.91	"	617	1.94	1,200	"	"
3	昭和 13 年 6 月 25 日 (a.m. 11.15~11.45)	1.71	"	705	1.40	980	"	不明
4	" " " " (a.m. 11.55~12.12)	1.62	"	683	1.33	910	"	"
5	昭和 14 年 10 月 7 日 (a.m. 7.0~7.40)	2.89	"	1,086	1.58	1,720	"	下降期
6	昭和 15 年 9 月 11 日 (a.m. 11.45~12.0)	3.20	"	1,172	1.97	2,310	"	ピーク時
7	" " " " (p.m. 2.15~2.20)	3.23	"	1,180	1.92	2,250	"	下降期
8	" " " " (p.m. 2.20~2.30)	3.21	"	1,174	1.83	2,150	"	"
9	" " " " (p.m. 2.30~2.39)	3.18	"	1,170	1.88	2,210	"	"
10	" " " " (p.m. 2.50~3.0)	3.16	"	"	1.78	2,080	"	"
11	" " " " (p.m. 3.55~4.05)	2.97	"	1,100	1.74	1,910	"	"
12	昭和 18 年 7 月 22 日 (a.m. 10.40~11.0)	5.34	1/1,870	1,880	2.26	4,240	0.0314	上昇時 (ピーク附近)
13	" " " " (p.m. 4.50~5.10)	4.11	1/1,500	1,440	1.91	2,670	0.0357	下降期

表-4

No.	水位 (m)	流量 (m ³ /sec)	"
12	5.34	4,240	0.0314
13	4.11	2,670	0.0357

表-5 鶴崎橋断面における水位その他

No.	発生年月日	水位 (m)	水面勾配	断面積 (m ²)	流量 (m ³ /sec)	流速 (m/sec)
1	昭和 10 年 9 月 24 日	4.04	1/1,770	1,430	2,900	2.03
2	" 14 年 10 月 17 日	3.21	1/1,820	1,130	2,350	2.01
3	" 16 年 10 月 1 日	5.21	1/1,480	1,820	4,280	2.43
4	" 18 年 7 月 22 日	5.39	1/1,680	1,880	4,470	2.38
5	" 18 年 9 月 20 日	6.67	1/1,275	2,310	6,800	2.94
6	" 20 年 9 月 13 日	5.19	1/1,144	1,800	4,420	2.45
7	" 24 年 6 月 21 日	3.62	1/1,120	1,280	2,500	1.95
8	" 26 年 10 月 14 日	4.54	1/1,450	1,590	3,510	2.21

しかし、これのみでは粗度係数の推定には不充分であるから、次の如き補助資料を用いた。

鶴崎橋及び金屋における洪水記録の中から表-5に示す8箇の高水を取り出し、水位を鶴崎橋自記量水標の記

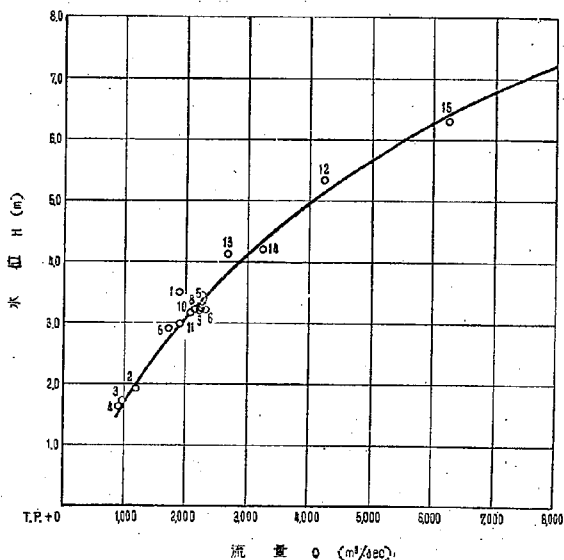


図-12 鶴崎橋 3/0 断面の水位流量曲線

録より読みとり、水面勾配は鶴崎橋(3/0)と金屋(7/330)とのピーク差あるいは洪水痕跡図より推定し、鶴崎橋地点における断面積は改修工事の進捗あるいは時日の経過とともに変化していると考えられるが、昭和14年には当地点は改修終了に近いので計画断面図によって求め、流量を図-12の水位流量曲線より求めた。その結果は表-5に示すとおりである。

そこでこれにより Manning 公式を用いて粗度係数 n を逆算した結果、表-6に示す値をえた。

表-6 鶴崎橋地点における粗度係数 n

No.	水位 (m)	流量 (m³/sec)	n
1	4.04	2,900	0.0313
2	3.21	2,350	0.0310
3	5.21	4,280	0.0320
4	5.39	4,470	0.0324
5	6.67	6,800	0.0326
6	5.19	4,420	0.0353
7	3.62	2,500	0.0385
8	4.54	3,510	0.0331

表-3の数値により、鶴崎橋地点の水位流量曲線の実験式を求めれば、流量 Q を m^3/sec 、水位 H を m で表わし

$$Q = 156.25 H^3 - 175 H + 968.75 \dots\dots\dots (3)$$

となる。この曲線は観測値の殆んどが洪水の下降期にあり、ピークにおけるものはわずかに2点にすぎないので、水位に対して算出される流量は過小の値を与える傾向があるが、その差は小さいと考えられ、また観測による誤差に比して小さいので (3) 式をもつてこの地点の水位流量曲線としてよいと考える。

また、この地点の粗度係数としては表一4によれば平均して 0.0335、表一6によれば平均して 0.0333 であり、しかも表一4、6を通じて n の値の差が小さいので 0.033~0.034 程度としてよいと考える。

(2) 白滝橋 14/800 断面

こゝでは昭和 10 年 9 月、12 年 9 月、13 年 6 月、15 年 8 月及び 9 月の 5 回の洪水に対して 13 回の観測が行われており、それは表一7の如くである。

表一7 白滝橋地点における洪水観測値

No.	発 生 年 月 日	水 位 (m)	水面勾配	断面積 (m ²)	流 速 (m/sec)	流 量 (m ³ /sec)	粗度係数	洪水に対する 観 測 時
1	昭和 10 年 9 月 24 日	7.92	1/1,110	1,115	2.72	3,030	0.039	不 明
2	昭和 12 年 9 月 11 日 (p.m. 0.30)	5.81	1/476	722	2.42	1,750	0.055	下 降 期
3	" (p.m. 1.50)	4.93	1/392	557	2.26	1,260	0.053	"
4	" (p.m. 3.0)	4.60	1/526	461	2.32	1,070	0.058	"
5	" (p.m. 4.0)	3.95	1/323	404	2.21	888	0.082	"
6	昭和 13 年 6 月 11 日 (p.m. 1.30)	3.57	1/400	350	2.32	772	0.075	"
7	" (p.m. 2.10)	3.51	1/328	329	2.27	746	0.076	"
8	" (p.m. 4.0)	3.25	1/344	296	2.34	692	0.069	"
9	" (p.m. 4.30)	3.24	1/400	286	2.38	680	0.059	"
10	昭和 15 年 8 月 11 日 (p.m. 3.30)	5.48	1/500	548	3.25	1,778	0.035	不 明
11	昭和 15 年 9 月 11 日 (p.m. 1.55)	6.29	1/513	795	3.13	2,486	0.044	下 降 期
12	" (p.m. 2.30)	6.14	1/488	772	2.89	2,232	0.039	"
13	" (p.m. 3.50)	5.59	1/513	653	2.81	1,835	0.044	"

〔註〕 イ 水位は流量観測地点の量水標の読数。

ロ 竹浮子使用、校正係数不明。

これを見ると、資料の No 9 と 10 を境にして実測の粗度係数が著しく違っており、改修工事の進捗の影響が河道にあらわれたためではないかと考える。従つてこの地点の粗度係数としてはできるだけ近年の状態に近いものをとる必要があるので、資料 No 10 以下を参考とし $n=0.04$ の程度とみなした。

又この地点においても水位-流量曲線があるが、これを作るに用いられた資料は表一7中の No 1~9 によるものであるから不適当ということになる。従つて、以後の河川水位の計算には鶴崎橋の水位-流量曲線のみを用いねばならない。

〔2〕 改修区域内の粗度係数と水位追跡

(1) 改修区域内の粗度係数

前節により、3/0 及び 14/900 の両地点における実測の粗度係数は一応得られたのであるが、これが果して既往出水について河川全体としての適正值であるかどうか、また改修区域内の他の地点では如何なる値となるべきかを検討するために、既往の洪水流量と水位記録を基として水位追跡の計算をおこなった。

実際河川の流れは洪水の場合には不定流であるが、ここでは便宜上近似計算として不等流の式を使用した。

a. 河口 (3/0) より鶴崎橋 (3/0) に至る区間

水位追跡計算のためには、まず河口水位の影響がどこまで及ぶかを調べる必要があるので、河口より鶴崎橋に至る間をとりあげて検討した。

水位追跡に用うべき断面はなるべく新しいことが望ましいが、昭和5年に測量したものをいざるをえなかった。河川流量を

$$Q=6,000, 7,000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

の2種類に変え、河口水位を東京湾中等潮位上

$$2.5, 3.0, 3.295, 3.5, 3.7 \text{ m}$$

の5種類に変え、粗度係数を

$$n=0.030, 0.0322, 0.0335$$

の3種類に変え、200m の断面間隔において不等流計算を行った結果、いずれも河口水位の影響は 1/400あたりで実際的には消失することを知った。従つて、鶴崎橋地点の水位～流量曲線は河口水位の影響を含んでおらず、また 3/0 より上流部の水位追跡は 3/0 より出発してよいと考られる。

さらに又、この計算結果から得られた 3/0 の水位と流量の値が、前に実測より求めた 3/0 の水位～流量曲線上にのる n の値としては 0.0322 であることを知った。ゆえに河口から鶴崎橋に至る間の代表的粗度係数 n の値としては 0.0322 としてよいと考える。

b. 鶴崎橋 (3/0) より竹中 (18/0) に至る区間

昭和20年以降は洪水記録として見るべきものがないので既往の洪水中比較的新しい昭和18年7月洪水を含めた次の代表的3洪水

昭和18年7月	洪水流量	4,470 m^3/sec
" 16年10月	"	4,280 "
" 14年10月	"	2,350 "

について鶴崎 (3/0)、火振 (10/800)、白滝橋 (14/900)、竹中 (18/0) の各量水標の水位記録を参照資料とし、鶴崎橋の水位～流量曲線を用い、この断面より出発して不等流計算により水位追跡を行った。

この場合に用いた断面は前と同じく昭和5年の測量になるものを主体とせざるをえなかったが、一部 7/0～10/500 及び白滝橋附近においてはその後測量された新しい断面を用い、間隔は 200m とした。

その結果は

3/0~10/800, 10/800~15/0, 15/0~18/0

の3区間についてそれぞれ粗度係数 n を

0.0335, 0.036, 0.040

とすることにより上記3代表洪水の記録に一致することを知った。これらの値は前記実測によつてえられたものとよく一致する。従つて本川改修区域内の粗度係数は次表のとおりとしてよい。

表-8 大野川本川の粗度係数 n (Manning 公式)

区間	0/0~3/0	3/0~10/800	10/800~15/0	15/0~18/0
n	0.0322	0.0335	0.036	0.040

(2) 改修断面の洪水位

大野川改修計画概要によれば

計画流量 7,500 m³/sec

分流点下流
 本川 6,000 m³/sec
 派川 1,500 "

非常洪水 8,800 m³/sec

分流点下流
 本川 7,000 m³/sec
 派川 1,800 "

となつており、既定計画に対する洪水位の検討も要望されたので、改修計画竣工の状態における洪水位の計算を不等流の式によつて行つた。

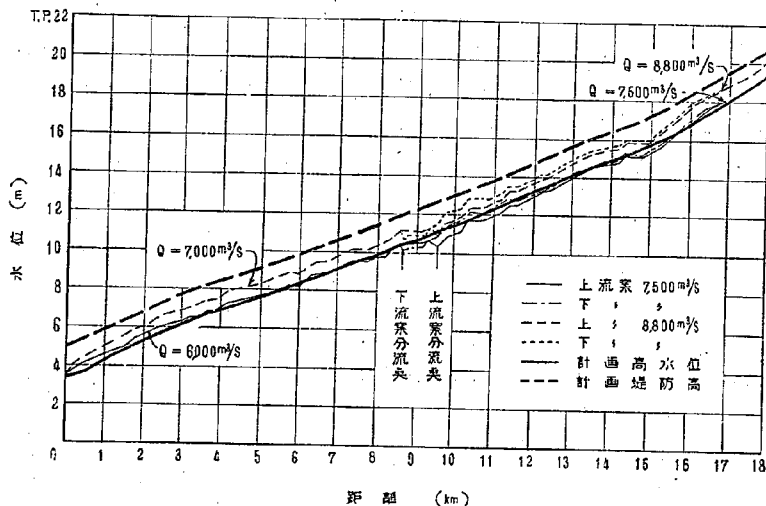


図-13 計算による水位 (本川)

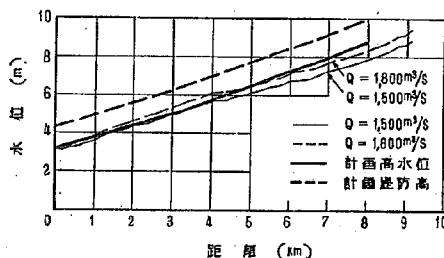


図-14 計算による水位(派川)

粗度係数は本川についてはさきに決定したものを改修断面にも使用し、派川については検討に供すべき資料がないので計画に用いた値 0.035 を派川全川について用い、断面は単断面とし、間隔は 100~200 m、河口水位は本川についてはその計画河口水位である T.P. +3.295 m を、派川についてはその計画河口水位である T.P. +3.10 m を用いた。また死水域が発生すると考えられる部分では死水域を想定して之を有効断面より削除し、分派点における水位計算は横溢流として行つた。以上による計算結果は図-13 および 14 のごとくで、本川の分流点下流については計画流量、非常洪水流量とともに計画高水位を越える部分が多いが、計画堤防高を超過することはない。本川分流点上流については、計画流量の場合に下流分流口案においては 10/0 附近で計画高水位を越えるところがあるが、上流分流口案においては計画高水位を越えることはない。

また非常洪水流量の場合には上、下流案ともに計画高水位を越えるが、水位の超過は下流分流口案の方が大である。しかし、ともに計画堤防高を越えることはない。

次に派川については、計画流量の場合に河口より 4/0 附近までは計画水位にほぼ一致するが、それより上流では計画水位より下降する。

また非常洪水量の場合には、河口より 4/0 附近までは計画高水位を越えるが、それより上流では計画高水位より下降する。しかし、ともに計画堤防高を越えることはない、という結果になった。

(3) 分流の水利設計

(1) 分派点における水位流量曲線

前に決定した各区間の等値粗度係数を改修計画断面にも適用することとし、種々な流量について分派点まで不等流計算により水位追跡をなす。但し派川に対しては溢流堰の直下流までとする。本川は分派口下流端及び派川は溢流堰直下流における水位—流量曲線を作った。すなわち、

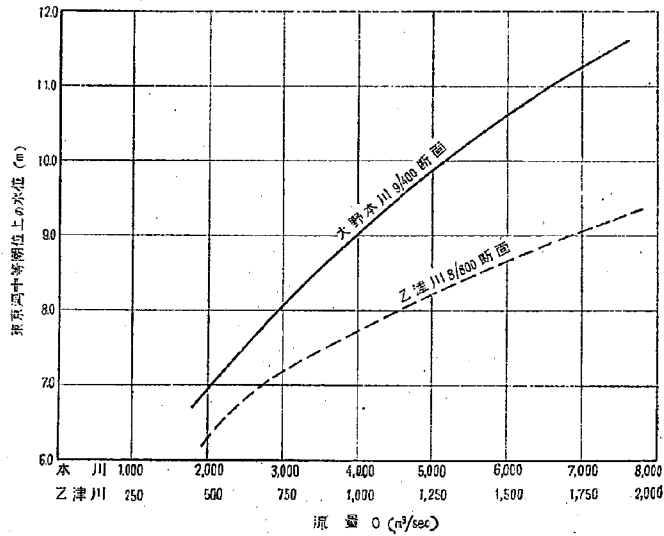
上流分流口案については 本川 9/400, 派川 8/800

下流分流口案については 本川 8/700, 派川 8/0

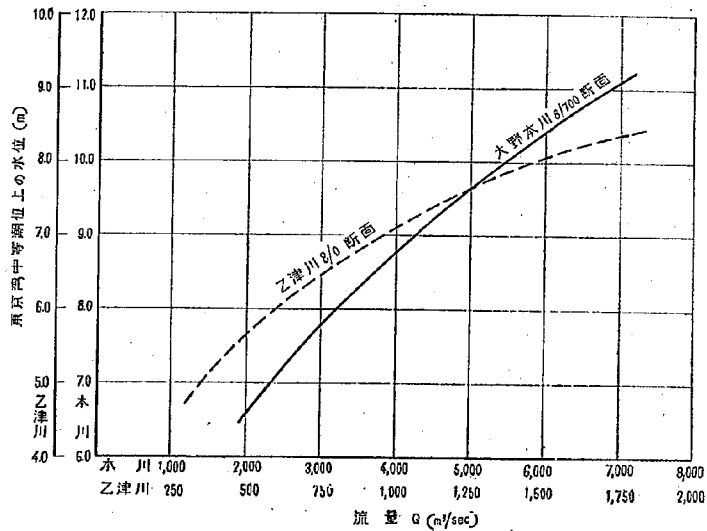
地点の水位—流量曲線を本川流量 1,800~7,400 m³/sec, 派川流量 400~1,800 m³/sec までの場合について作ったのが図-15, 16 である。

但し、不等流計算の始点は本川は 3/0 とし、派川は河口とした。

(2) 溢流堰頂高との堰幅との関係



図—15 上流分派口 (9/400) の場合の水位—流量曲線



図—16 下流分派口 (8/700) の場合の水位—流量曲線

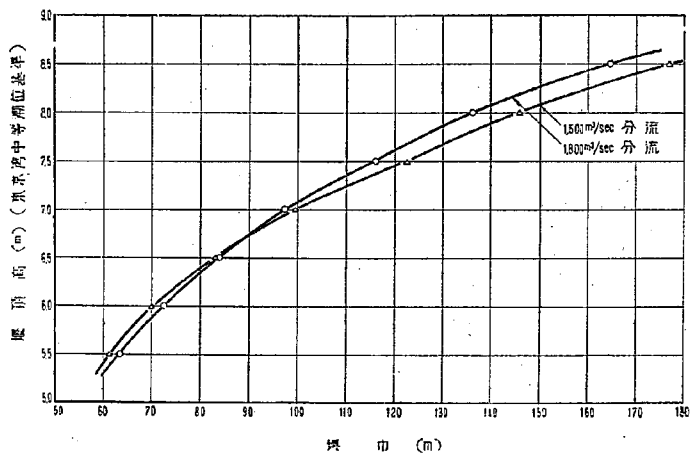


図-17 上流分流利口 (9/600) において $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ と $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ とに
又 $8,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ を $7,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ と $1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ とに分流する場合の溢流堰の堰頂高と堰幅
の関係

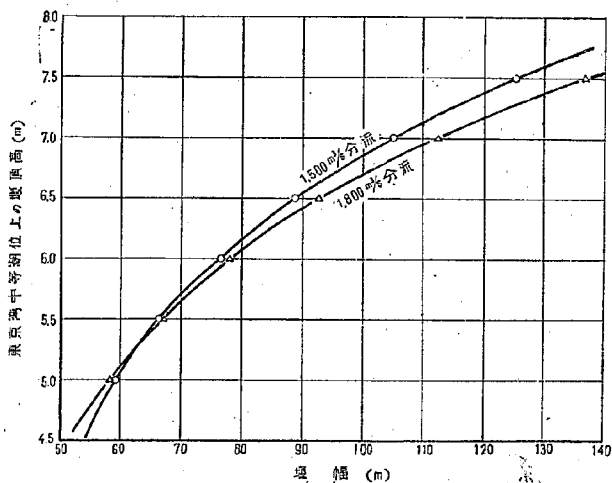


図-18 下流分流利口 (8/800) において $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 及び $8,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ を上流分流利口の場合
と同様に分流する場合の溢流堰の堰頂高と堰幅の関係

次に、本川計画流量 $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を分派点において本川に $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、派川に $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ なる如く分流するためには、分派点において派川における堰の高さを定めれば堰の幅は自ら定まり、堰の幅をさきに定めれば、堰高はおのずから定まるはずである。

そこで任意の一つの堰高をとり、これを越えて流れる流量が丁度 $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるように、さきに求めた本川と派川の分派直後の水位～流量曲線と、Ⅲにおいて求めた溢流係数とを用いて便宜上横溢流の方法によって堰幅を算出した。

このような計算を種々なる他の堰高についても行い、それぞれ堰幅を計算し、更にこのような計算を本川流量 $8,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時、分派点において本川に $7,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、派川に $1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ を分流する場合についても行った。但し溢流堰は単断面として行った。

このような計算を上流分派点 (9/600) と下流分派点 (8/800) とについて行い、図一17 及び 18 に示す如き堰頂高と堰幅の関係曲線をえた。

従つて、これを用い他の条件により定まる堰頂高 (又は堰幅) に対して計画堰幅 (又は計画堰頂高) を定めることができる。

(3) 計画流量以外の本川流量の分流の計算

前述の如く一つの計画分流については、堰の位置を定めれば溢流堰の堰頂高と堰幅とは一義的に定まる。そこでこの定められた堰について、計画流量以外の他の本川流量が如何なる割合に本川と派川とに分流されるかを調べた。

分派点の形は簡単のために図一19 の如きものとし、AB を溢流堰とする。

H_1, Q_1 = 分流堰上流端における本川の水位と流量

H_3, Q_3 = 分流堰下流端における本川の水位と流量

H_2', Q_2' = 分流堰下流における派川の水位と流量

H_2 = 本川の分流上下流端間の本川水位で、上流端では

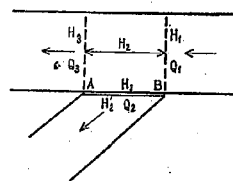
H_1 と一致し、下流端では H_3 と一致する。

a. 完全溢流の場合

H_2' なる水位が充分低く、堰 AB よりの上流が完全溢流の場合には水位 H_2' は溢流量 Q_2 には無関係であるから、 H_3 及び Q_3 を与えれば、前に求めた溢流係数を用い横溢流の方法によつて Q_2 が求められ、かつ H_1, Q_1 が求められる。

b. 不完全溢流の場合

H_2' なる水位が高くなれば、換言すれば分流量が大きくなれば、堰 AB よりの上流に H_2' が影響し、不完全溢流となる。この場合には H_3 と H_2' とを与えれば、前に求めた不完全溢流係数を用い、横溢流の方法によつて Q_2 が算出され、 Q_3 は分流下流端における $H_3 \sim Q_3$ 曲線によつて定められる。そこで H_3 (従つて Q_3) を一定にし、 H_2' を種々に変えれば $H_2' \sim Q_2$ 曲線が計算され、この曲線と前に求めておいた溢流堰下流における水位～流量曲線 ($H' \sim Q$ 曲線) との交点より、ありうべき Q_2 の値を見出すことができる。 Q_2



図一19

が定まれば Q_1 , H , も定まる。このようにして種々な H , Q_1 に対してそれぞれありうべき Q_2 の値を計算することができ、従つてこれらにそれぞれ対応する Q_1 を定めることができる。

以上の方法により、上流分派点において分流前の流量 $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を本川 $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$, 派川 $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ に分流するように設計された堰頂高 T.P. 6.85 m, 堰幅 94 m (単断面) の溢流堰について $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以外の分流前本川流量が如何なる割合に分流されるかを計算したものが図-20 である。

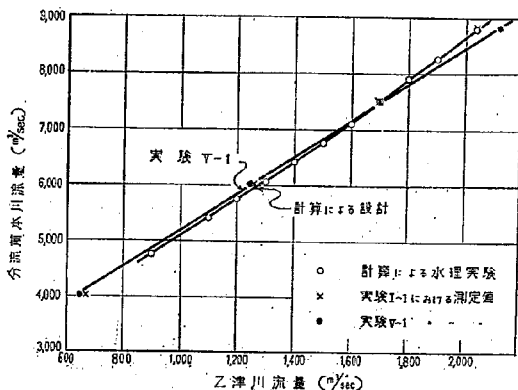


図-20 上流分派点 (9/600) による分流の割合

堰頂高 6.85 m (東京湾中等潮位上)
堰幅 94 m (単断面)
基準分流量は $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ と $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$

V 分流に関する模型実験

(1) 分流実験に関する基礎条件

九州地方建設局との検討の結果、実験の基礎条件は次の如くに定められた。

- 1) 本川流量 $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を本川 $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$, 派川 $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ に分流することをもつて分流の基準とする。
- 2) 上の基準分流の計画について、本川流量 $8,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ を本川に $7,000 \text{ m}^3/\text{sec}$, 派川に $1,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 分流する場合をも検討する。
- 3) 分流点に可動堰は用いないものとする。
- 4) 分流開始時の本川流量は、現仮溢流堰 (8/600 地点) における分流開始時の流量とほぼ等値とすること。現仮溢流堰の頂高は T.P. 6.50 m であるから、図-16 によれば分流開始時流量は $1,900 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、従つてこの条件によれば

- a 下流案分流点では図-16 により頂高は T.P. 6.50 m, 従つて単断面としての堰幅は図-18 により 92.5 m となる。
- b 上流案分流点では図-15 により頂高は T.P. 6.85 m, 従つて単断面としての堰幅は図-17 により 94 m となる。

(2) 相似律

模型を歪めるときは、模型における運動のエネルギーが歪度 (平面縮尺を鉛直縮尺で割つたもの) の 7/3 乗

に比例して増加するために、平面的に見た斜離または死水域の生じ方が実物と異なってくるし、断面内における流速分布も異なってくる。等の理由から、この模型実験は歪めないこととした。

しかるときは、不等流開水路の相似律は次式によつて表わされる。

$$\left. \begin{aligned} v &= l^{\frac{1}{2}} \\ c &= 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$l = \frac{l_n}{l_m}$$

l_n, l_m = 実物及び模型における長さに関する量

$$v = \frac{v_n}{v_m}$$

v_n, v_m = 実物及び模型における流速

$$c = \frac{c_n}{c_m}$$

c_n, c_m = 実物及び模型における chézy 係数

面積の縮尺は l^2 であるから、流量の縮尺 q は

$$q = \frac{Q_n}{Q_m} = l^{\frac{5}{2}} \dots\dots\dots (5)$$

となり、従つてこの実験は $1/l$ に縮小した模型に $1/l^{\frac{5}{2}}$ の流量を流し、検証実験により流体抵抗の修正を模型に施して $c=1$ ならしめ、力学的相似を得さしめればよい。

また移動河床によつて力学的相似を得たしめることは極めて困難であるから、この実験は固定河床とし、河道における洗掘堆積の問題は流速の測定その他により推定することとした。

〔3〕 模 型

模型実験は土木研究所條崎分室で行うこととし、河川流の背水、水流の慣性、ポンプの能力、実験場の広さ及び模型における平均水深を 10 cm 以上に保たしめるという見地から、模型縮尺を $1/50$ と定め、本川は 6/600 から 10/800 まで、派川は 6/300 から分派点までの範囲を模型に取入れた (図-21)。

従つて、こゝに作られた模型は延長約 150 m (本川約 90 m、派川約 60 m)、最大河幅 8.5 m、平均河幅 6.5 m、最大使用水量約 500 l/sec である。

模型は、用地の関係で原地盤上に約 1.5 m の盛土を行い、その上に製作した。実験に必要な精度を得るために転圧は入念に行つたが、なお実験中に不等沈下を生じ、模型の修正を必要とした。

製作は、実物の三角測量によつて模型の小三角網を組み、堤防法線の位置及び横断面の位置を決定した。また実験上横断は模型において分流点附近では 1 m 間隔、その他の部分では 2 m 間隔に必要であると考えられ

- 1) 佐藤清一：水理模型実験の意義、並びにその相似律と相似限界に就て。内務省土木試験所報告, 60 号 (昭和 16 年 3 月), 9 頁及び 32 頁,
- 2) 同 上, 20~21 頁。

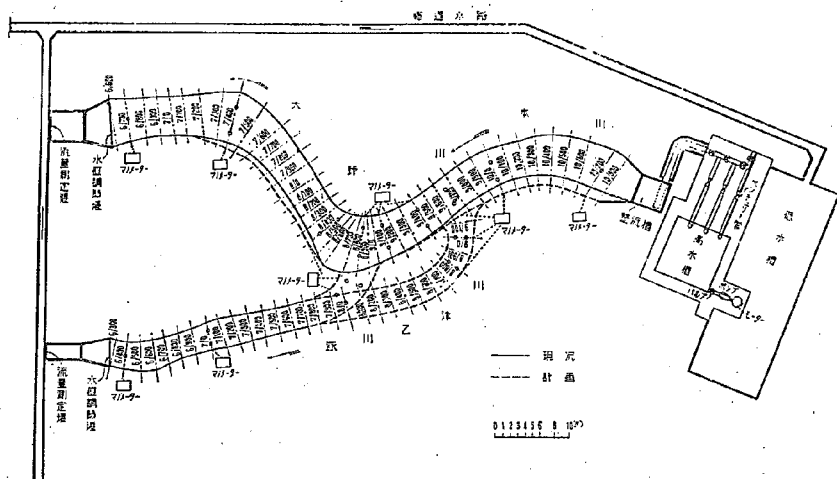


図-21 大野川模型の平面

るので、実物でそれに対応するように測量して模型に移し、ついで模型での改修計画提案線より 20 cm 後退して両側に側壁を作り、その頂に距離標を設けた。横断面内の河床高を指示するために、埴盤に棒（女竹）を立て、これに砂利敷込高、河床高を示し、砂利を充分搗固めた後、モルタルによって所定の厚さに河床を作った。棒の間隔は河床の高低に急変あるところは密に、他はすべて 20 cm ごととした。固定河床となるモルタルは配合 1:4、厚さ 4 cm とし、河床粗度を考慮してすべて木ゴテを使用した。2 断面間の河床の変化は横断面図と平面図を利用して作りあげた。また模型の河川水位を知るための重要地点にはあらかじめ水位管の開口端をもつてくるよう銅パイプ（内径 8 mm）を埋込み（図-21 の○印点）、その端を側壁外まで延長し、ゴム管でマンオメーター（倍率 2）に連結した。しかし、期待した精度がえられなかつたので、実際にはあまり使用できなかった。

また不等沈下あるいは伸縮による龜裂を防ぐために側壁、河床ともに 10 m 間隔にアスファルト・ペーパーによる 5 mm の水密目地を設けた。模型の沈下修正及び研究のための改造は別とし、現況模型の製作には実働約 2 ヶ月を要した。

〔4〕 検証実験

V-〔2〕において述べた如く、 $1/l$ に縮小した模型に $1/l^{5/2}$ の流量を流し、 $c=1$ ならしめれば、模型は幾何学的にも力学的にも実物に相似になる。この点を確かめ、もしこのようになっていない場合には、模型の水流の流体抵抗を修正して、この条件を満足せしめるようにし、模型と実物とを力学的に相似ならしめるようにすることを検証実験と言う。

このためには、実物において水位及び流量が既知である流路について、模型に実物流量の $1/l^{5/2}$ 倍の流量を

流し、実物水位の $1/l$ の水位に模型水位が一致すればよい、すなわち、このようにすれば流速の縮尺は〔2〕において述べた如く、力学的に相似になるようにされているから、水位の一致は $c=1$ なることを示す。この場合実物水位は少なくとも上、下流2点は必要であるが、なお沢山の点があり、それらの点において水位を一致せしめれば一層よく相似させることができる。

しかし、このように実際行うためには適当な実物流量、水位の資料がないことが多く、また模型範囲内の水位資料が少ないときには一義的に決められないので、粗度係数の縮尺を考え、模型粗度を修正し、これに前記流量を流して水位が一致するよう修正することにより検証する。

いま n_n , n_m をそれぞれ実物及び模型の Manning の粗度係数とし、

$$n = n_n / n_m \text{ とすれば}$$

$$c = \frac{c_n}{c_m} = \frac{n_m l_n^{\frac{1}{6}}}{n_n l_m^{\frac{1}{6}}} = \frac{1}{n} l^{\frac{1}{6}}$$

であり、Manning の粗度係数は一般に l には無関係と考えられるので、 n を $l^{\frac{1}{6}}$ に比例させれば $c=1$ となり、このようにした模型に $1/l^{\frac{5}{2}}$ の流量を流せば、水位は $1/l$ となり、検証せられるはずである。

いまの場合の検証実験に用いた洪水は IV-〔2〕において述べた。

昭和 18 年 7 月	洪水流量	4,470 m ³ /sec
" 16 年 10 月	"	4,280 "
" 14 年 10 月	"	2,350 "

の3個である。

これらの洪水は現仮渇流堤築造前のものであり、仮渇流堤築造後のものは資料不足で使用できない。従つて、この3洪水を使用して仮渇流堤築造前の状態で検証実験を行った。

これらの洪水について IV-〔1〕,〔2〕において検討した結果、模型範囲内では本川粗度係数は 0.0335 であつた。水位記録は模型範囲内にはないので、3洪水に対する不等流計算により求めた水位 (IV-〔1〕参照) を使用した。

前述の換算率により模型に流すべき流量及び模型の粗度係数は、次のごとくでなければならない。

実物流量 (m ³ /sec)	4,470	4,280	2,350
模型流量 (l/sec)	252.9	242.1	132.9
実物粗度係数 (m-sec 単位)	0.0335		
模型粗度係数 (m-sec 単位)	0.0175		

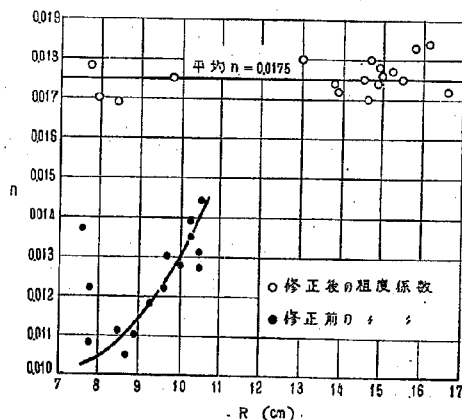
検証実験としては、まず V-〔3〕において述べた模型、すなわちモルタル仕上河床に種々の流量を流し、この粗度係数を求め、これが上記粗度係数になつていない場合には修正し、次に修正された河床をもつ模型に上記流量を流し、模型水位が前記計算水位に一致するかどうかを検討するという順序で行つた。

(1) モルタル河床の粗度係数

V-[3] において述べたモルタル河床（木ゴテ仕上）に種々の流量を流し、粗度係数を測定した結果は表一9、図一22 の如くであった。すなわち、粗度係数は0.0105~0.0144の範囲にあり、平均0.0124であり、径深すなわち流量の減少と共に0.010になるようである。この事は流量の大なる場合には、断面が自然河川のため不規則であるので部分的に射流が生ずるためであろうと思われる。従って、いまの場合の粗度係数は、必要とするものより小さいので不適当であることが知られた。

表一9 粗度係数（修正前）

区 間	Q (l/s)	径 深 (cm)	勾 配	n (m-sec 単位)
上 流	102.0	8.5	1/2.116	0.0112
	111.0	8.9	"	0.0110
	160.0	9.6	1/1.566	0.0122
	282.0	10.0	1/752	0.0128
	318.0	10.24	1/626	0.0139
	326.0	10.26	1/636	0.0135
10/0~9/650	378.5	10.56	1/492	0.0144
上 流 II 9/350~9/100	128.0	7.62	1/979	0.0137
	351.8	10.52	1/687	0.0127
下 流	115.0	7.8	1/2.526	0.0108
	145.0	"	1/1.555	0.0122
	183.5	8.7	1/1.169	0.0105
	294.0	9.3	1/1.058	0.0118
	271.0	9.7	1/783	0.0130
	366.0	10.5	1/593	0.0131
平 均				0.0124



図一22

(2) 河床粗度の修正

モルタル河床では、所要の粗度をうることができないので、モルタル河床面にアスファルト乳剤を塗布し、平均粒径 4.58mm (4.110~5.053 mm) の篩分砂利を撒布、定着し河床を粗にした。これに前記流量を流し、

所定水位（前記計算水位）に合致するよう砂利の撒布度を加減して、表一10、図一22に示す如き粗度係数を得た。モルタル河床の場合には、水面勾配は実際の河川の洪水時水面勾配と若干異なつたものもあり、適當でなかつたが、粗度修正後は模型下流端水位を調節し実際の洪水勾配になるようになった。修正後の粗度は図より知られる如く、径深、流量には殆んど関係せず、ほぼ一定で平均 $n=0.0175$ となり、いまの場合必要な粗度係数に一致した。

表一10 粗度係数（修正後）

	$Q(l/s)$	径 深 (cm)	勾 配	粗度係数	
上 流 I	101.8	7.96	1/2,080	0.0170	平均 0.0175
	226.3	13.01	1/1,420	0.0180	
	339.4	14.72	1/1,370	"	
	394.6	15.26	1/1,340	0.0177	
	423.0	15.52	1/1,260	0.0175	
	494.3	16.65	"	0.0172	
上 流 II	101.8	7.74	1/1,320	0.0178	平均 0.0175
	169.7	9.77	1/1,260	0.0175	
	339.4	13.87	1/1,330	0.0172	
	394.6	14.64	1/1,260	0.0170	
	423.0	14.93	1/1,140	0.0174	
	494.3	15.79	1/930	0.0183	
下 流	101.8	8.43	1/2,200	0.0169	平均 0.0176
	226.3	13.80	1/1,850	0.0174	
	339.4	14.55	1/1,690	0.0175	
	394.6	14.96	1/1,410	0.0178	
	423.0	15.03	1/1,290	0.0176	
	494.3	16.13	1/1,150	0.0184	

総平均 0.0175

なお粗度係数が修正された河床面の砂粒数を任意場所において測定した結果は表一11に示す如くであつた。表中の数字は、河床 400 cm² 内の砂粒数を表わす。

表一11

位置		砂 粒 数		
		左岸	中央	右岸
上 流 部	1	259	280	289
	2	317	278	288
	3	233	273	301
	4	291	262	277
中 流 部	1	341	234	248
	2	298	257	295
	3	237	276	276
	4	225	262	274
下 流 部	1	279	237	278
	2	235	256	213
	3	296	237	314
	4	303	254	265
	5	282	113	277
平均		280.5	247.6	276.6

(3) 模型水位、流速の検証

以上の如くして粗度係数が所要の値に修正されたので、模型水位は実物水位の縮尺されたものになるべきであり、この点を実物流量 4,470, 2,350 m^3/sec の二つの場合につき検討してみるに図-23 に示す如き結果を得た。これより 7/800 断面より下流及び 10/400 断面より上流をのぞく模型範囲内において模型水位は計算水位に比較的良好に一致していることが知られる。従つてこの模型においては力学的相似が成立していることが確かめられた。

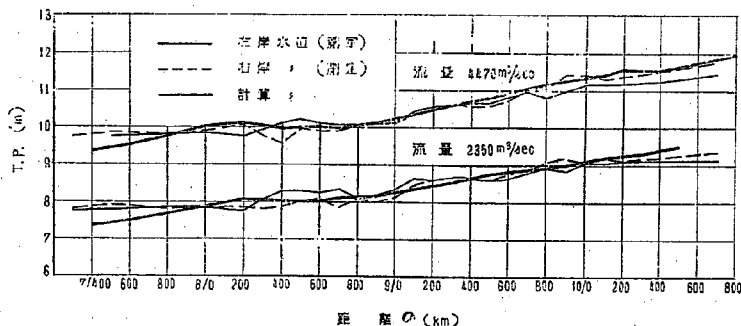


図-23

なお V-〔2〕において述べた如く流量縮率で定められた流量を流し模型水位が実物水位（縮尺されたもの）に一致すれば、当然模型流速は前に述べた縮尺になるはずであり、いまの場合、断面平均流速は $1/7.07$ となり、 $1/t^2 = 7.07$ と一致し、流速に関しても検証された。但し、更に横断及び鉛直流速分布も相似であることを確かめるべきであるけれども、実測資料がないためできなかったが、彎曲部等に生ずる死水域等は現地における目測によるものとよく一致した。

以上のことにより、いま造られた模型は実物と力学的に相似であることが検証せられた。

(4) 模型と実物との換算率

従つて、模型と実物との換算率は次の如く決定された。

$$\text{長さの換算率 } l_n/l_m = 50$$

$$\text{流量の換算率 } Q_n/Q_m = 17,680$$

$$\text{流速の換算率 } v_n/v_m = 7.07$$

(5) 改修断面模型の検証

以上により現況断面の模型は検証されたけれども、断面改修が行われた場合については、未施工であるので検証を行うことができない。すなわち、断面改修後実物河川の粗度係数が如何様になるか判らないので、模型粗度を決定することができない。

しかし、一般に粗度係数は河床材料によるよりも河床の凹凸による相対粗度によると考えられるので、改修

直後は粗度はそれ以前に比し小さくなるものと思われるが、ある期間経過すれば河床は流水の作用によりほぼ現況に近くなり、安定するものと考えられ、従つて粗度係数は現況のものにほぼ等しくなるものと思われる。よつて改修直後の比較的短期間を対称として考えるよりも、安定した後のものを対称として実験を行うべきであらう。

以上の考え方に基つて、断面改修後の模型は形状のみを改修後のものとし、表-11 に示されたと同じに砂粒をアスファルト乳剤で定着したものを使用した。この考え方は、河床の粗度係数に關係する相対粗度は現況断面の検証実験の結果、砂粒の散布程度が表-11 の程度に相等することが知られた事に基づいている。

[5] 断面改修の影響に関する実験（非分流）

現況断面と改修計画に従つて、断面改修した場合との相違が如何なるものであるかを知るために、上流築分流子定點下流 9/400 より下流をとつて、計画流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に相當する流量を流して実験した。

(1) 現況断面

現況とは、乙津川に分流しない状態のものであり、模型断面は昭和 27 年の測量によつた。水位は昭和 5 年測量断面及び模型範圍は昭和 27 年測量断面を使用し、鶴崎橋量水標 (3/0) の水位一流量曲線を使つて $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ が流れたものとして不等流による背水計算を行い、それぞれの地点の水位を求め、7/800 と 9/400 断面の水位に合わせた。

以上の実験結果によれば、図-24 の如く左右岸の平均水位は計画高水位を約 1m 越えており、8/600 彎曲部左岸においては、計画堤防高をも越える水位となる。

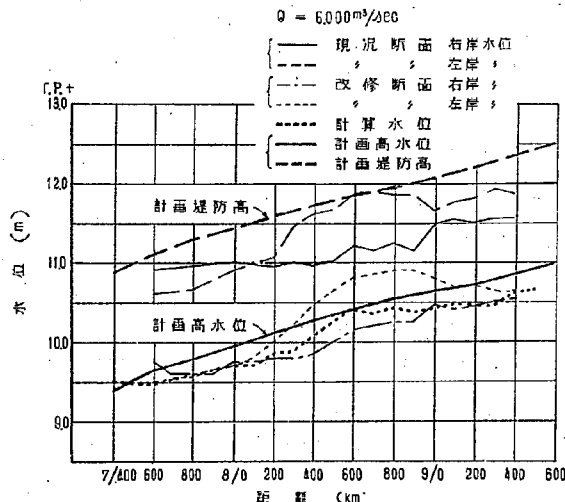


図-24 非分流の状態における断面改修の水位に及ぼす影響

死水域の位置、大きさなどを測定し、流量配分は乙津川流末に堰形堰を設け、これにより測定した流量と総流量とから求め、流向及び死水域は水深方向20%及び80%の点で針の先端に細い糸をつけた流向測定器により測定し、流速はピトー管により測定した。

実験に使用した溢流堰はⅢにおいて述べた堰と相似に作り、中央溢流部と両袖溢流部を持ち、後者は前者より70 cm 高いものとした。これは堰の両側端取付部の流速を減少し、護岸の安全度を増し、また溢流後流水をできるだけ河身に導くために、許し得る限度で決定した。中央溢流部の堤頂高は、実験6種類とも〔1〕の基礎条件により T.P. +6.85 m とした。図-26 に実験に使用した溢流堰の形状を示す。

実験はまず第一案として図-27 に示す如き実験一Ⅰの場合を取りあげ（これは九州地方建設局の原案である）、これを基として不適当な点を逐次改良し、表-12, 13 に示す如き種類の実験を行った。

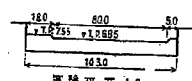
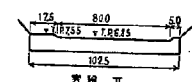
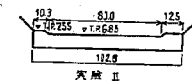
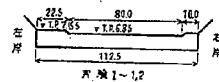
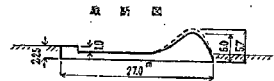
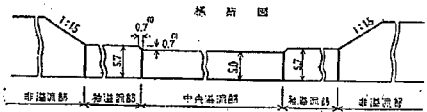


図-26 模型溢流堰

実験 I-1: $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$

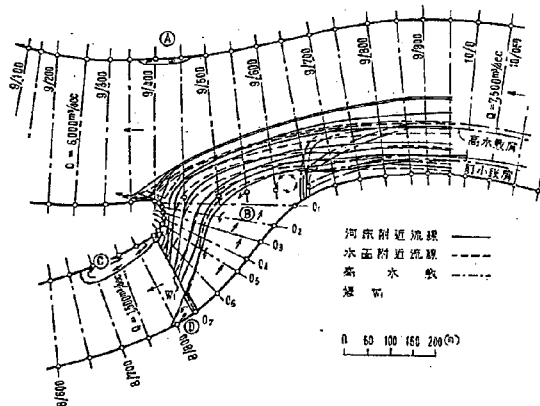


図-27 実験 I-1 における堤防法線、堰位置、流線及び死水域

表-12 実験の種類

実験 No	堰の位置	使用流量 (m^3/sec)	測定項目	改造その他
I 1	W_1 乙津川 D- 断面	8,800 7,500 6,000 4,000 分流限界流量	流量配分 水流 流速 死水 域	原 案 図-27 参照
I 2	同上	8,800 7,500	同上	堰上流堰取付部附近本川の 高水脈を掘削 図-27 参照
II	W_2 本川左岸堤 防法線	8,800 7,500 6,000 4,000 分流限界流量	同上	乙津川取付堤防法線を改造 図-29 参照
III	W_3 本川左岸堤 防法線(Ⅰ よりやや上 流へ移動)	同上	同上 但し、流向及び死水 域は $7,500 m^3/sec$ に ついてのみ測定	同 上 図-30 参照
IV	W_{4a} W_{4b} W_{4c}	同上	目測により測定	堰位置を W_3 より平行に 後退させたものが W_{4a} で、この右岸を固定して 左岸側を乙津川下流へ向 い、 10° 及び 30° 振った ものが W_{4b} , W_{4c} であ る。 図-31 参照
V 1	W_5 IVにおいて 決定した W_{4b} に同じ	同上	流量配分 水流 流速 死水 域	乙津川堤防法線を堰より 下流 8/400 間において左 岸方向へ移動 図-32 参照
V 2	同上	同上	流量配分	分岐部尖端の堤防法線を 図-32 の如く変化する。
VI	同上	同上	流量配分 水 位	sill 高 (m) 0.50 0.75 1.00 1.25 sill の位置は図-32 参照

表-13 流 量 配 分

実験 No	実験 I ~ 1		実験 I ~ 2		実験 II		実験 II		実験 V ~ 1		実験 V ~ 2	
川	大野川	乙津川	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
流量(m^3/sec)												
8,800	6,962	1,838	6,902	1,898	6,918	1,882	6,838	1,962	6,874	1,926	6,828	1,973
7,500	6,000	1,500	5,975	1,525	6,000	1,500	6,000	1,500	6,000	1,500	5,962	1,538
6,000	4,939	1,061	4,928	1,072	4,927	1,073	4,920	1,080	4,952	1,048	4,931	1,069
4,000	3,520	480	3,513	487	3,523	477	3,520	450	3,550	450	3,546	454
分流限界流量	1,915	0	1,915	0	1,893	0	1,891	0	1,890	0	1,890	0

なお、本文に使用した長さ、流速、流量等の数値は総て実物に換算した値である。(換算は $V=[4]-(4)$ による)

(2) 実験 I-1

a 分流口の形状

原案として実験 I-1 で取り扱った分流点附近の法線形状及び溢流堰位置は図-27 に示す如くであり、大野川本川及び乙津川は既に改修工事を終った断面にした。分流口附近の河床は大野川 9/660 断面より 9/400 断面まで本川高水敷を掘削し、T.P. +2.30 m の高さとし、堰前面まで水平とした(図-27 参照)。溢流堰は図-26 に示すものを使用し、両袖溢流部の外側に非溢流部を設けた。

b 水位

参照実験より判る如く模型は実物とは力学的相似になるように作られているので、模型内の水位は前述の水位追跡により求められた計算水位と大体よく一致し、図-28 の如く計算水位は測定された左右岸水位の間に殆んど入っている。ここに注意すべきは計算水位は溢流堰を本川堤防法線位置に設け、横溢流として求めたが、本実験では本川堤防法線より約 200 m 乙津川へ後退した位置に設けたことで、この程度の位置の相違では法線位置に堰を設け、横溢流として計算してもよいことがわかった。また本川 8/600 附近の彎曲部では計画流量 6,000 m³/sec の時左岸水位が約 0.8 m も右岸水位よりも高いことが注目される。

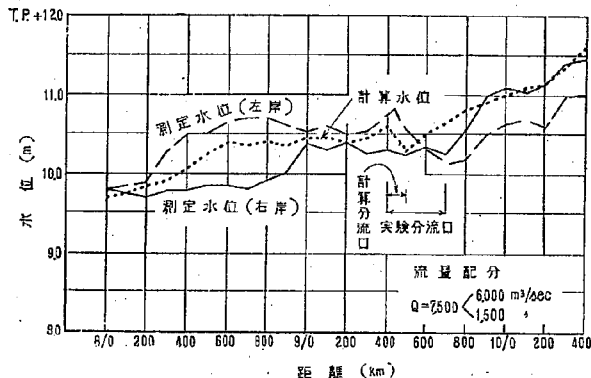


図-28 計算水位と測定水位(実験 I-1)

c 死水域及び流速

死水域は図-27 (一例として $Q=7,500$ m³/sec の場合を示す) に示す如く A, B, C, D 及び E, F (但し E, F は図-25 の改修断面におけるものに等しい) に生じた。この中 A は本川流量 5,000 m³/sec 程度以下では殆んど認められないが、それ以上になると現われ、流量の増加とともに発達するが、流量 8,800 m³/sec 程度においても大きさ、強さ共に小さく問題にならないと考えられる。以前に行った直線矩形断面水路からの分流に関する実験では、A部に相当する死水域は相当な大きさとなったのであるが、本実験においては本川

流心が右岸側によつていること（図-33 参照）、及び分流点附近とその下流の断面が上流より縮小していることによるものと考えられる。

次にB部に生ずる死水域は非常に大きなもので、流量が増加するに伴ない若干減少する傾向はあるけれども大した変化はない。この死水域のために、乙津川に流入する流水断面は減少し、最小通水断面の幅は水面附近で本川流量 4,000, 6,000, 7,500, 8,800 m^3/sec の場合にそれぞれ 90, 91, 93, 97 m となり流量によつては殆んど変化はない。従つて、本川への乙津川取付左岸法線を恒力後退させて、溢流堰前面まで一線に水を導こうとする意図に反する結果となる。B部にこのような死水域が生ずると、この部分に土砂の堆積が生じると共に流水断面を減少させ、流水断面における流速が大となることが予想され、流況が不安定となる。また、流向図からわかる如く分流口本川下流からの乙津川へ廻り込んで流入することを助長し、乙津川右岸堤の本川取付部に沿う流速が大となり、護岸を危険にする恐があるので、この死水域が発生しないようにすることが望ましい。

B部死水域の発生する原因を考えてみるに、まず第1には分流前の本川流心が右岸をとり、分派川左岸法線の本川取付け部における彎曲のために、流水の慣性力により剥離が生じること。第2には分流口上流端にある本川左岸高水敷および前小段の形状の影響のあること、第3には溢流堰の位置が適当でないこと、すなわち本川水位が分流口上下端で殆んど等しいにもかかわらず、本川堤防法線から乙津川取付堤防右岸の溢流堰までの距離が左岸のそれに対して $1/3 \sim 1/4$ の短さであるために、乙津川右岸側の水面勾配が左岸側に比して急となり、従つて右岸の流速が左岸よりも著しく大となること、第4には堰の溢流部が右岸側に片寄りすぎていること、などがその原因と考えられる。

次にC部の死水域は堤防法線の彎曲が著しいこと、及び溢流水の流速が大きいために生じるのであるが、実験1-1においては溢流水の流向が堤線にできるだけ沿うように堰の位置を定め、かつ溢流部を右岸寄りに設けたので、この死水域の大きさは比較的小さい。

D部の死水域は左岸非溢流部が相当に長く、断面変化が著しいために逆流を生ずるために生じ、その規模は小さいが渦の強さは相当に大であるから、除去するようにしなければならない。

d 流向、流速

表層流と底層流の分流境界線は 図-27 に見られる如くであり、底層流は表層流より余計に派川へ流入することを示している。Bulle⁴⁾ の実験あるいは豊浦、荒木技官の実験⁵⁾ によれば、底層の流水の殆んど大部分が分流側へ流入し、表層と底層の分流境界線は著しく違ったものとなつている。しかし、本実験の場合にはこれらの実験に比し、表層と底層の分流境界線の差は小さいことは前者の実験が河幅に比し水深が大なる水路を使つていたに対し、この実験の場合には水深に対し河幅が著しく大なるためと考えられる。

分流境界線は流量の増加と共に本川右岸側に近寄り、乙津川に流入する領分が多くなる傾向があるようであ

4) Hermann Bulle : Untersuchungen über die Geschiebeableitung bei der Spaltung von Wasserläufen, 1926, VDI-Verlag.

5) 脚註3)

ある。また表層と底層の分流境界線の差は流量の増加と共に大となり、流量 4,000, 6,000, 7,500, 8,800 m^3/sec に対してその差は 9/500 において約 6.0, 9.0, 19.0, 26.0 m である。これは流量の増加に伴ない河幅に対する水深の比が大となるからである。

Cにおいて述べた如く、B部死水域の発達のために堰上流の通水断面が非常に減少するので、溢流堰上流部の流速は大になり、深掘れの危険が生ずる。また、この死水域のために乙津川右岸堤防取付部に沿う流速が大となり、護岸維持上好ましくない。従つて、この死水域を生ぜしめないことが最も望ましい。

e 溢流状況

次に堰溢流状況についてみるに、本川流量 6,500 m^3/sec 以上では不完全溢流になつており、溢流後の流水の流速は比較的小さいものと考えられるので、堰下流の洗掘という点に関しては望ましい結果となつた。

堰溢流直後の水の運動は、水叩部においては渦を生じ、かつ堰左岸より右岸に向う流れが生じていることが観測された。これは流向図(図-27)からもわかる如く、堰右岸側に比較的集中して溢流し、かつ右岸側の流れは左岸側のものより流速が大であるため、溢流後も右岸側は流速が大で圧力低下を来とし、左岸側を溢流した水の一部を右岸側に引き寄せる力が働くためと考えられる。堰よりの溢流速が不均等であることは、堰下流河道に不平衡な洗掘堆積を生ぜしめることとなるので、設計上好ましくない。

f 流量配分

溢流堰の形状は V-1 に示された条件に従つて中央溢流部の高さが決定され、その長さ及び両側溢流部の長さは計算により概略の値を知り、実験により決定した。かくして決定した溢流堰(図-26)を用いた場合の流量配分は表-13 および図-20 に示す如くであり、この実験では流量配分に関しては満足すべき結果が得られた。但し本川流量 8,800 m^3/sec の場合には若干乙津川への流入量が過大となる。

以上原案に対する実験結果では、堰上流のB部に非常に大なる死水域が生ずる以外には、大体満足すべきものである。しかし、この死水域の発生が非常に悪い影響を生ずる原因となつていのであるから、これを除去することが第一の改良である。この発生原因としては、(1)水流の剝離点において本川高水敷の形状と高さがこれを助長していること、(2)剝離点の水位が分派尖端より高いこと、(3)剝離点と溢流点との水面勾配が分派点と溢流点との水面勾配に比して、著しく緩やかになっていることが考えられる。

この中、剝離点の水位を下げ慣性によつて直進しようとする流れを乙津川左岸に引き寄せる目的で、B部から管路で堰下流に導水し、B部の圧力低下を来たせしめようとしたが、工事に可能な程度の管路では死水域の大きさは殆んど変化しなかつた。また、溢流堰を鋸形に曲げ、乙津川左岸に沿つて上流に延ばし、左岸の方へ溢流させ、B部の水位低下をはかることも考えられるが、工費が嵩むこと及び乙津川左岸に溢流水が突きあたることになるので、この方法は試みなかつた。

(3) 実験 1~2

死水域の原因の一つと思われる分派口上流本川の高水敷及び前小段を図-27の鎖線に示す如く掘削し、その影響を調べた。但し実験に用いた溢流堰及び堤防法線は、実験 1~1 と同じである。その結果は、表-13 に見られるごとく乙津川への流入量が多少増加することが認められるのみで、1~1の場合に比し死水域の大

きさ及び流向には殆んど変化は認められなかつた。また、前小段の彎曲が上流に延びただけ死水域は1~1の場合より更に上流に延びる結果となつた。従つて、高水敷及び前小段の形状はB部死水域の発生には影響のないものと結論することができる。

(4) 実験Ⅱ

剝離点と溢流堰の間の水面勾配と分派尖端と溢流堰の間の水面勾配とを同一にすることによつてB部死水域を消すことができるかどうかを調べる目的で、溢流堰を本川左岸堤防法線に設け、乙津川左右岸堤を図-29の如く取付けた。

実験Ⅱ $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$

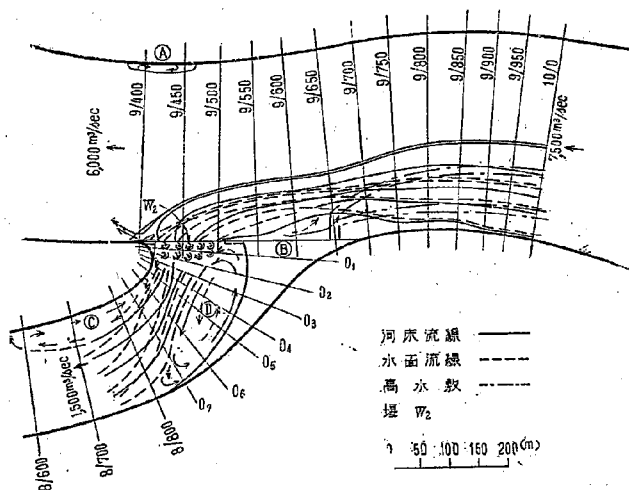


図-29 実験Ⅱにおける堤防法線、堰位置、流線及び死水域

実験に用いた堰は図-26に示す如くで、流量配分は表-10に見られる如く、実験Ⅰ~2とは同じである。

死水域はA部では実験Ⅰの場合と殆んど変りないが、問題のB部では非常に小さくなり堰の上流本川左岸沿いに細長く残る程度であり、C部の死水域は実験Ⅰに比して発達し、最大死水域幅は計画流量の時、河幅の30%近くに達し、流量の減少と共に増加する傾向にある。D部の死水域も実験Ⅰに比し非常に大きくなり、この逆流流速は大きく、計画流量の時3m/secに達するところもあるが流量が減少すると共に減少する。しかし、死水域の大きさは殆んど変化はない。また、溢流直後の流れは堰左岸より右岸に向う流れが生じた。

B部の死水域は主として分流口本川上流側の高水敷、前小段が分流堰の上流で終っており、このために流線の剝離を生じ、死水域が発生するものと考えられる。

また、D部の死水域は河床の洗掘及び護岸に対して好ましくないもので、これを消すために乙津川取付堤防を

死水域境界線まで前進させてみたところ、死水域は法線の外側に更に生じて、小さいものではあるが消えなかった。また、分流境界線は堰前面上流より分流側に引き寄せられる傾向が強く、分流境界線が本川の分流口下流より廻り込むことは少なくなった。

(5) 実験Ⅱ

以上より知られる如く、堰を横溢流の形式にすることは堰前面の状態は改善され流況を確実不変にする利点はあると思われるが、溢流後乙津川との取付法線を流況に合致させることができないため、左右岸に大きな死水域C、Dを生じ溢流後の流況が良くないので、この欠点を除去するため実験Ⅱの堰溢流部を本川上流に移し(図-26 参照)、図-30 に示す如くして流況を調べた。

実験Ⅲ $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$

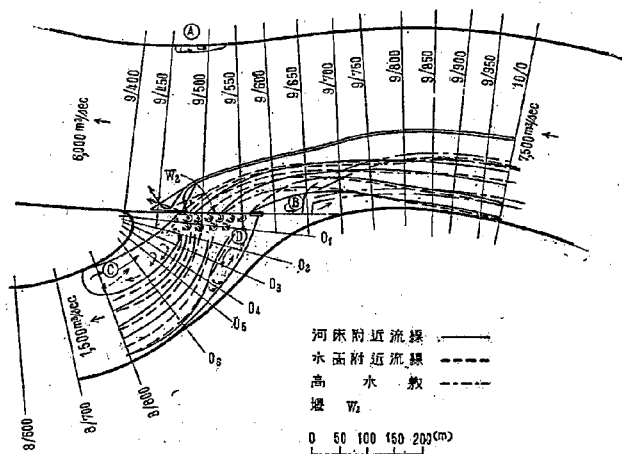


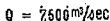
図-30 実験Ⅱにおける堤防法線、堰位置、流線及び死水域

その結果は、流量配分は表-13 に示す如く前の実験と殆んど同一であり、死水域は実験Ⅱと比較し、A部は大きさにおいては変化は認められないが多少上流へ移動し、B部は減少した。また堰下流のC部はあまり変化はないが、死水域の長さは多少短くなり、D部は実験Ⅱに比して相当に小さくなるが、逆流流速は更に大きくなった。溢流状況及び分流境界線については実験Ⅱと変わらないが、堰溢流後の流れが乙津川堤防法線が充分適応しないために彎曲部左岸に衝き当たる傾向をもち、堰溢流の流線は堰軸に対し $30^\circ \sim 35^\circ$ の角度となった。

(6) 実験Ⅳ

実験Ⅱにより分流口の死水域Bを消すことができ、且つ堰よりの溢流をかなり均等化することができたが、更に堰下流の流況を改善し、堰に接近する流線を堰軸に直角ならしめ、また堰の工事を旧堤の堤内地で施工可能なように溢流堰を改修前本川堤防法線(旧堤)より最小限 31m 後退させる必要がある。これ等の点を考慮し、実験Ⅱの乙津川右岸取付点より 25m 後退した点(旧堤より 36m)に堰の前趾を設けることとし、この

点を起点とし、堰軸を改修計画法線に平行および 10° , 30° 下流へふつた 3 種類の堰軸線について実験を行い、堰後退の影響及び最善の堰軸方向を検討した。平行、 10° および 30° の 3 種類の堰を W_{44} , W_{45} , W_{46} とし、本川に対する乙瀬川の取付堤防法線は図-31 の如くにした。



図一31 実験Ⅳにおける堤防法線、堰位置、及び死水域

この場合は実験Ⅲと実験Ⅰとの中間的なものであることが当然予想されるが、実験の結果は W_{4a} 及び W_{4b} の場合は実験Ⅲに近く、 W_{4c} の場合には実験Ⅰに近い現象が現れた。

堰前面の流線は、3者ともに表層流はほぼ堰に直角となり、底層流は堰上流側へ廻り込んで流入する傾向があるが、總体的に堰前面の流向は実験Ⅰ、Ⅱに比べて著しく改善された。

死水域は、A 部では 3 者ともに実験 I、II の場合と同じく殆んど問題になるほどのものではなく、B 部は W_{42} と W_{45} の場合には極く小さなものとなつて実験 II に類似し、流量の増加とともに減少の傾向をもつた。 W_{40} の場合には、実験 I の場合に類似して割合に大きな死水域を生じた。

溢流直後の水叩部の流況は、3者ともに実験Ⅲにおいて認められた如き堰左岸より右岸に向う流れはなくなつた。 W_{4a} の場合には、実験Ⅱ、Ⅲと同様に乙津川左岸に向う流れが強く、8/900より下流の彎曲部を過ぎるまでは流心は左岸近くを通ることゝなつた。乙津川左岸堤法線を流線に適合するようにしたためD部の死水域は生じなくなつたが、そのためC部の死水域が拡大し、その最大幅は計画流量の時河幅の約30%となり流況はかえつてよくない。 W_{4b} 、 W_{4c} の場合には比較的平均に乙津川を流下し、その中 W_{4c} の場合の方が流心中央に移り下流に対しては良い状態を与えた。また、D部にはともに死水域を生じなかつた。C部の死水域幅は W_{4b} 、 W_{4c} の場合にそれぞれ河幅の20%、15%程度となり、その長さは W_{4a} 、 W_{4b} 、 W_{4c} の順に

短くなった。また、流量配分は3者ともに変化は認められなかった。

溢流直後の水叩部の両岸には、実験Ⅰ～Ⅲともに相当な流速を有する柱状渦を生じたが、これは鴨川床止の場合にならぬ⁶⁾非溢流部の溢流部及び水叩への取付けを鉛直にすることによって消すことができたので、以後の実験にはすべてこのようにした。

この実験により W_{4b} が最も良好であるので、これを以て堰の決定方向とした。

(7) 実験Ⅴ-1

溢流堰の位置を W_{4b} にすることにより、分派口堰上流側の流況はほぼ満足な状態となつたが、溢流後の流心はなお乙津川左岸に寄つており、かつC部の死水域も相当に大きいので、これを改善する目的で溢流堰下流の乙津川左右岸堤防法線を図-32のごとく修正した。この場合の堰幅形状は図-26に示すごとくである。

実験Ⅴ-1及びⅤ-2 $Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$

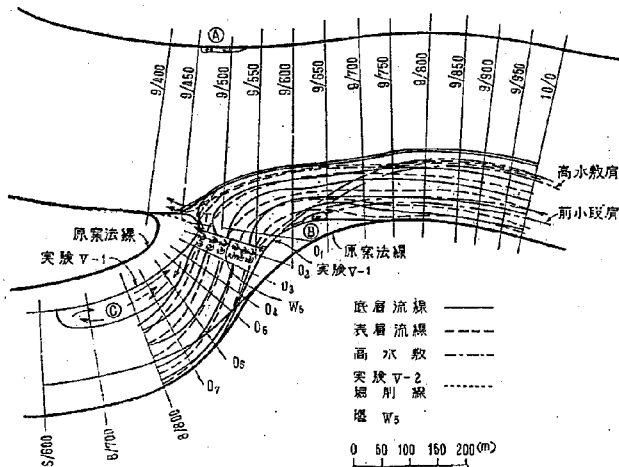


図-32 実験Ⅴにおける堤防法線、堰位置、流線及び死水域

実験の結果、流量配分は表-13の如くである。死水域は、A部においては実験Ⅰ～Ⅲと変りなく、B部においては実験Ⅳにおけると同様、極く狭小なものであるが、流量の減少と共に発達する傾向をもっている。C部の死水域は、堤防法線を流線に適合する様修正したためか、実験Ⅳに比し長さは殆んど変化しないが、幅は幾分減少し、然も死水域との境界における流れは、実験Ⅲにおけるものよりも著しく安定した。D部には死水域は全く生じない。

実験Ⅱ、Ⅲおよび実験Ⅳにおいては、溢流後乙津川の流心は左岸を通過していたが、実験Ⅴ-1の如き乙津川線の改良により、流心は中央に寄つて流速は断面内に平均され安定となつた。その有様は図-33の如くである。

6) 安芸峯一、佐藤清一：急流河川の床止堰堤下流部の流況に関する模型実験、土木試験所報告 49号

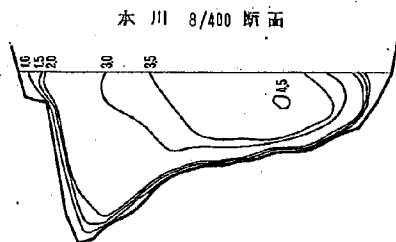
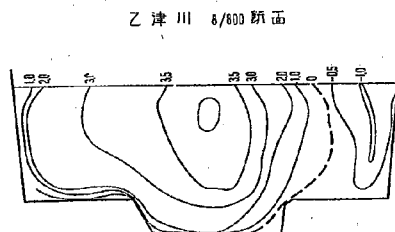
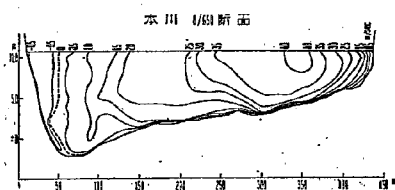
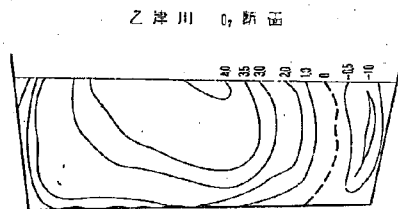
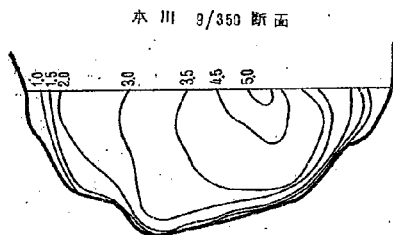
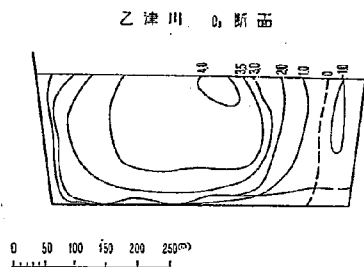
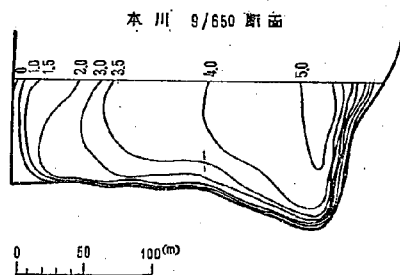


図-33 実験Vにおける大野川及び乙津川各断面の流連分布

流量 7,500 < 本川 6,000 m³/sec
乙津川 1,500 "

縦横寸法の単位は m, 流連の単位は m/sec (実物に換算)

る。また、分岐点尖端法先より 5 m の点 (図-32, T 点) における流速は計画流量 $7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ のときに底層で約 $2 \text{ m}/\text{sec}$ 、表層で約 $3 \text{ m}/\text{sec}$ であつた。

次に、溢流堰前面の堆砂の傾向を調べる目的で川砂を除々に投入し、次の結果を得た。図-34 において流下する掃流物質の中 線に沿うものは、図-32 の流線図からも判る如く、堰下流端本川より廻り込んで左岸に向い、堰前面の河床を削つて前進するが、途中水流の脈動によつて跳躍すると、跳躍した点の水流の方向に従つて溢流する。溢流しない掃流物質は、さらに堰の左岸端に向つて進行し堆積する。①点を流下するものも大体同様の傾向をとつて左岸堰取付部に集中する。②線は低水敷と高水敷の境界に沿つて流れる二次流によるものであり、高水敷上の④点を流下するものは、図の④線の如くに移動し、分流口取付部法線から斜離するに至る。底層流である③線上の水は、④線の交叉点を過ぎてからは上層流となつて堰に近づくので、図の河床 P 点が集つたくの死水域となり、これが堆積の原点となつて徐々に発達するようである。

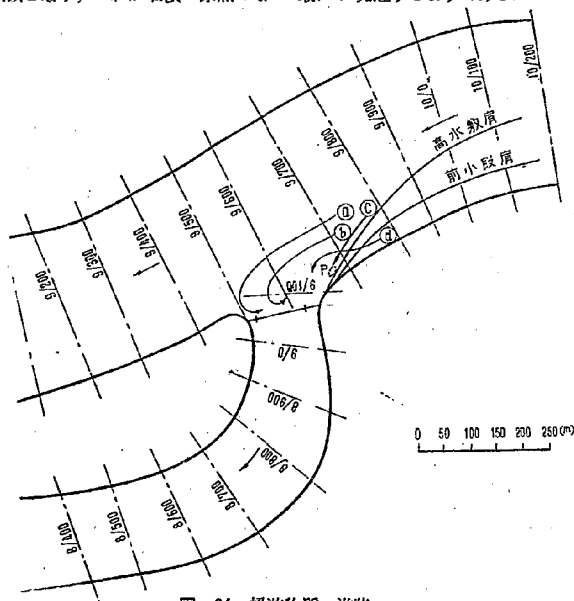


図-34 掃流物質の進路

次に、堆積の最終形態の傾向を調べる目的で、あらかじめ堰の前面に堰よりも高く川砂を積んで通水した。その結果は、堰頂よりやや低い所までは割合短時間に排除されるが、中央溢流部の高さの 50 % 以下になるとなかなか排除されない。堰の前面にこの様に大きな堆積が起つても、流量の配分率には影響がなかつた。このことはⅢにおいて述べた実験とも一致している。

(8) 実験 Y-2

次に、分流口下流端の本川堤防法線を図-32 に示すごとく変えることにより、分流流線の廻り込みを少なく

しうのかどうかを調べた。

その結果は、流量配分においては表-10 に示すごとく乙津川への流入量が若干増加することとなり、また堰前面の堰右側本川における乙津川への分流々線の廻り込みは却つて大きくなつて、乙津川右岸の分岐部末端に沿う流速が実験 Y-1 に比し大きくなることが判つた。

(9) 実験 VI

実験 Y においても C 部の死水域は、なお相当の幅をもち、また溢流堰下流の河床流速も計画流量の場合に 2 ~ 2.5 m/sec 程度の相当の流速を有する。この流速は、計画流量以下の比較的小流量の場合には、完全溢流となるために、なお相当に大きなものとなる。そこでこの流速を小さくし、かつ流速の均等化をはかり、C 部の死水域を更に小さくすることが望ましい。併し、乙津川堤防法線の修正は更に行つても乙津川の相当の部分の法線を変更しない限り、大した効果を期待し得ないし、又費用も非常に増すこと等のために、これでやむを得ないと考えられるので、他の方法による改善、例えば sill の使用による改善を試みた。sill の位置としては、乙津川 8/900 の断面を選び、高さは左岸端を 0.25 m、右岸端を 0.5, 0.75, 1.00, 1.25 m の 4 種類に変えた楔形のものについてその効果を調べた。

計画流量の場合には、sill の高さ 0.5 及び 0.75 m では sill より上流溢流堰の間における流速は小さくなるが、sill より下流に対する効果はみられなかつた。sill の高さが 1.0 m になると、C 部の死水域は多少小さくなるが、sill の直下流に停止波を生じた。さらに sill の高さが 1.25 m になると効果も一層顕著となるが、sill 下流の左岸寄りに跳水を生じた。sill の高さを 2.0 m 程度にすると、C 部死水域は 8/600 附近に残るのみで流速は均等になるが sill 下流の跳水が発達し好ましくない。計画流量以下の場合には、流量の減少とともに sill の効果は顕著となり、溢流堰下流の河床保護には 1.0 ~ 1.25 m 程度の高さで充分であつた。sill の高さが大きくなると、不完全溢流を生ぜしめるため溢流量に影響するが、sill の高さが 1.25 m 程度であれば、計画流量の場合にも溢流量に対する影響は 0.2 % 程度であり、測定誤差範囲に入るから問題はない。

結局 sill の高さとしては、2.0 m 以上では sill 下流に対する作用力が大で不都合であり、0.5 m 程度の低いものでは効果が少なく、1.0 ~ 1.25 m 程度のものが良という結論に達した。

(10) 上流分流口の最良形

以上により実験 Y-1 が最も優れた条件を具備しているので、これを以て上流分流口における最終案とし、本川流量 8,800, 7,500, 6,000, 4,000 m³/sec における大野川及び乙津川の水位を実験により調べた。これを図-35 及び 36 に示す。図-37 は計画流量の場合の分流口における本川及び派川の水位詳細である。又、堰における溢流水深は図-38 に示す如くであり、分流口附近の乙津川縦断の詳細は図-39 に示すごとくである。水位はすべて実物換算水位を、東京湾中等潮位 (T.P.) を基準として示した。

(7) 下流分流口実験

前節において、上流分流口の場合について説明せられたので、次に下流分流口について実験を行い、この場合の水利設計を行った。

前節の実験により、このような分流方式の場合には流水の慣性力が大きく、分流機構に支配的な影響を持つ

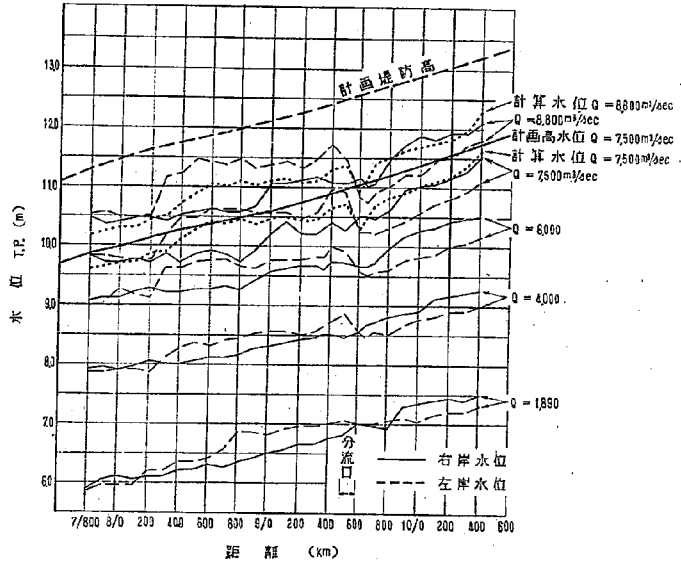


図-35 実験Y-1における本川水位

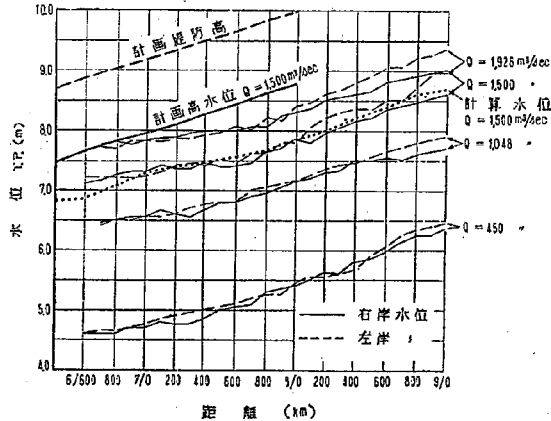


図-36 実験Y-1における乙澤川水位

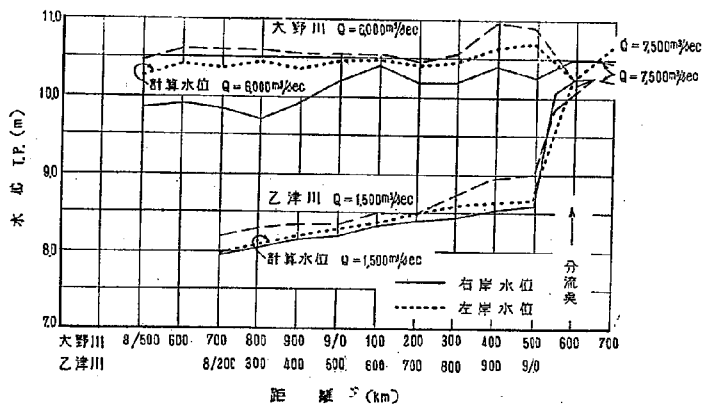


図-37 分流入における本川及び派川の水位詳細 (実験V-1)

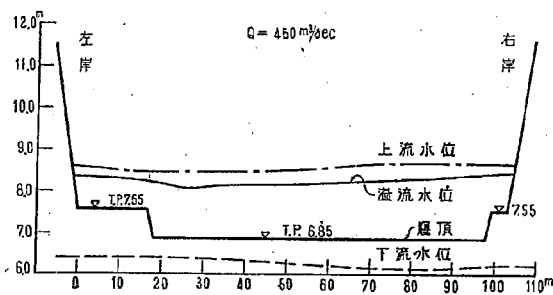
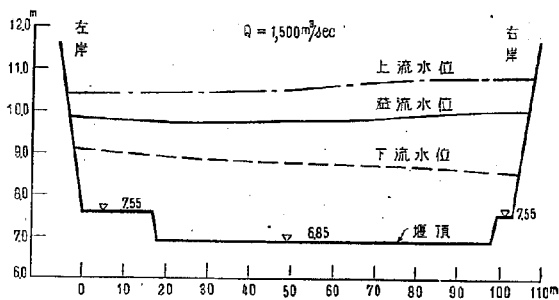


図-38 堰における溢流水深 (実験V-1)

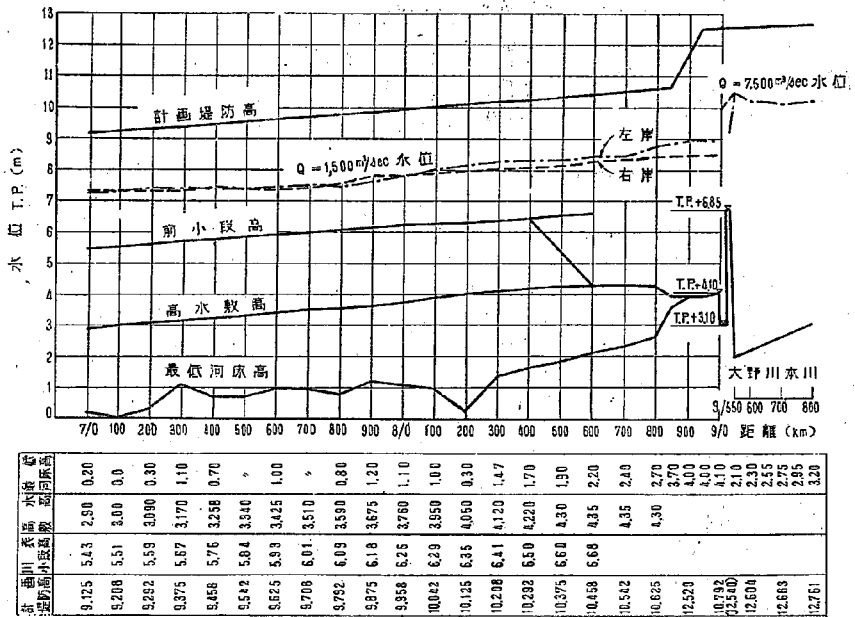


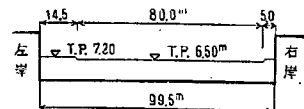
図-39 実験Ⅴ-1における分流口附近の乙津川縦断

ことが知られ、従つて、分派川取付堤防法線の形状、溢流堰の位置及び方向を如何にすればよいかが明らかになったので、下流分流口の実験を行うに当つては、これ等の事項および分派点附近の本川形状を考慮して実験方針を決定した。すなわち、上流分流口実験Ⅴ-1と同一条件になるよう堤防取付法線、堰の位置及び方向を決定し、なお不都合な点が生ずれば上流側より流況を修正するようにし、最後に下流を流況に適合するように修正を行った。

この実験に使用せられた溢流堰は、図-40 に示すときのもので、堰縦断形状は図-4 および 26 に示すものと同じであり、堰頂高はⅤ-〔1〕において決定されたもので、両袖溢流部を T.P. +7.20 m、中央溢流部を T.P. +6.50 m とした。

模型内の水位の調節方法および測定方法はⅤ-〔6〕の場合と同じであり、行われた実験の種類は表-14 に示すごとくである。

(1) 実験Ⅱ



(実験 1.0)

図-40

表-14

実験 No	堰の位置	使用流量 (m^3/sec)	測定項目	改造その他
Ⅶ	乙津川 $O_{2.2}$	8,800 7,500 6,000 4,000 分流限界流量	流量配分 水位 流速 流向 死水	原案の堤防法線を用地、溢流堰 の位置、方向及びその取付部法 線は上流分流口実験Ⅶ-1と同一 条件となるように定める。 図-41 参照
Ⅷ	同上	同上	同上	乙津川堤防法線を堰より下流 7/750 間において左右岸共に左 岸方向へ移動する。 図-42 参照

a. 分流口の形状

分流点附近の取付堤防法線の形状は、九州地方建設局原案（図-3 参照）の如く、鰻口状とすることは上流
分流口実験の結果よりみて好ましくないので、図-41 に示すごとく定め、大野川、乙津川ともに改修完了後の
断面とした。分流口附近の本川河床は図-41 の如く大野川 8/730 断面より 8/900 断面まで本川の高水放を担

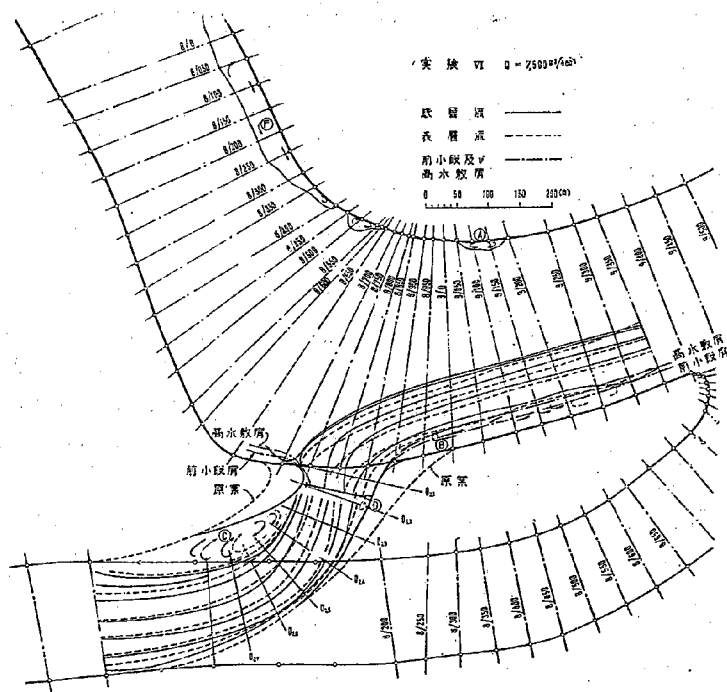


図-41 堤防法線、堰位置、流線及び死水域

鑿して T. P. +1.70 m の高さとし堰前面まで水平とした。

溢流堰の位置および方向は、実験Ⅰにならつて図-41 に示すごとく決定された。

b 水位

この場合にも、測定された水位は上流分流口の場合と同じく溢流堰を大野川堤防法線位置に設け、横溢流として求めた計算水位と大体一致している。

分流口は大野川彎曲部に位置しているために、彎曲による凹岸水位の上昇は分流口前面にて中断されるけれども、その下流での左右岸の水位差は、分流前よりも本川流心が左岸に引寄せられるためか、計画流量 6,000 m^3/sec の場合に左岸水位は右岸より約 1 m 高くなつた。また分流口上流の本川水位は、計算水位にも現われているように、乙津川への引き込みによる水位低下が顕著であり、実験の測定水位は計算水位より一般に低くなつた。また、溢流堰下流後の乙津川水位は上流分流口実験と比較して低い（すなわち h_2/H の値が小さい）。このことは不等流による水位計算結果からも明らかなことで、計算によれば両分流口間の大野川および乙津川の水位差は、粗度係数 n が大野川 0.0335、乙津川 0.035（この値は参照実験に採用したものである）の場合にそれぞれ 0.35 m 及び 0.85 m であり、粗度係数を大野川、乙津川ともに 0.0335 とする場合には水位差はそれぞれ 0.35 m 及び 0.75 m となり 0.4~0.5 m、乙津川の水位差が大野川の水位差より大である。これは、乙津川の流路延長が大野川より長いこと、及び下流分流口が大野川彎曲部に位置するために水位が高いために起るものと考えられる。この溢流堰上・下流の水位差が大なるために、堰下流の流速は大きくなり、乙津川彎曲部の左右岸の水位差は大となる。

c 死水域および流速

死水域は図-41（1例として $Q=7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合を示す）に示す如く、A, B, C, D, F に生ずる。この中 A 部の死水域は流心が右岸に寄っているために生ずるもので、流量の変化によつて殆んど変化せず、大きさ、強さともに問題にならない。

B 部の死水域は上流分流口実験の結果に基づいて取付堤防法線を決定したので高水敷及び前小段上に小さなものが生じたのみである。しかし流量の減少とともに大きくなり、分流限界流量以下になると分流口全体を覆うのみならず、分流口下流 8/550 附近まで拡大し、上流分流口を開口した場合の同一流量にて生ずる死水域と等しいものとなる。

C 部の死水域は、溢流後の流速が大きくなり、乙津川の右岸堤防法線が流れに適應していないために生じるもので、計画流量の場合にその最大幅は河幅の 30 % 近くになり、流量の減少とともに大きくなる。

D 部の死水域は溢流堰左岸の非溢流部が長いために生ずるもので鉛直軸を有する相当大なる流速の渦である。

E 部には上流分流口実験の場合には頗る大きな死水域が生じたが、この場合には乙津川へ分流している間はまったく生じないで、左岸の底層流速は 1.5~2.0 m/sec となり、護岸壁は河床の維持上死水域が発生する場合よりも悪くなる。しかし、乙津川への分流量がゼロになる分流限界流量以下の場合には、さきに述べた B 部と連続した死水域が生ずる。

F部の死水域は、計画流量の場合に最大幅は約40mとなり、上流分流利口実験の場合より若干大きくなるが、流量の減少とともに小さくなる。

d 流向、流速

表層と底層の分流境界線は図-41に示すごとくで、底層流と表層流の乙津川へ分流する幅の相違は、上流分流利口実験の場合より小さく、分流利口前面においては底層流は表層流より大野川の中央へ寄っている。堰の位置および方向を上流分流利口の実験結果を考慮して定めたので、堰に向って流入する流向および溢流後の流向はともに直角に近くなっており、溢流堰に対する流向は予想通りのものとなり分流計算に使った仮定にも近いわけである。

その後の流況は、堤防法線が流れに沿っていないために流心は乙津川左岸に寄っており、bにおいて述べた乙津川の水位が低いために、溢流後の流速が大であるために、C部の死水域の発達を助長しているものと考えられる。

e 溢流状況

前述のごとく l^2/H の値が小であると同時に、大野川から溢流堰までの距離が乙津川右岸では左岸より短いために、溢流流速は右岸が大となって計画流量の場合には堰の直下流の右岸には射流が表われ、右岸および中央では完全溢流、左岸では不完全溢流となる。

f 流量配分

堰の形状、高さ、幅は当初に述べたごとくであり、それによる流量配分は表-15の如くで、上流分流利口実験の結果に比し、計画流量を中心としてそれ以下の場合には分流量は少なく、それ以上の場合には分流量は大きくなり、傾向として悪い結果となった。

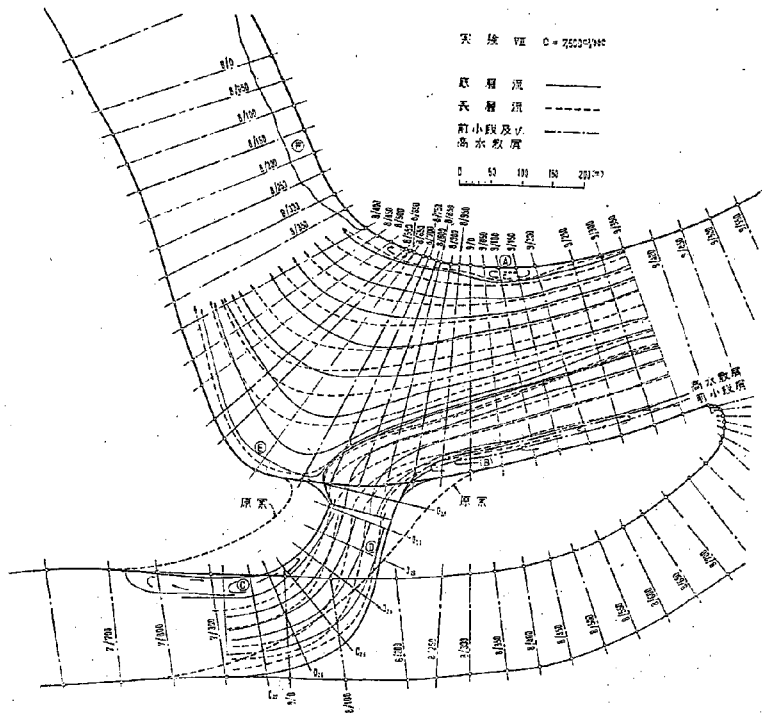
表-15

実験 No 川別 流量 (m³/sec)	実験Ⅶ		実験Ⅷ	
	大野川 (m³/sec)	乙津川 (m³/sec)	大野川 (m³/sec)	乙津川 (m³/sec)
8,800	6,850	1,950	6,849	1,951
7,500	6,000	1,500	6,000	1,500
6,000	4,991	1,009	4,987	1,013
4,000	3,569	431	3,569	431
分流限界流量	1,945	0	1,930	0

(2) 実験Ⅷ

実験Ⅷにおいては、溢流前の流況はほど満足なものであったが、溢流後は流速が大きく、且つ堤防法線と流線とが適応していないために流心が左岸に寄り、したがってC部の死水域は大きくなった。またD部の渦も洗掘力が大であると考えられる。これ等の改善を目的として、溢流堰左岸の非溢流部を除去し、それだけ堰を左岸側へよせ、溢流堰下流の乙津川左右岸堤防法線を図-42のごとく修正して、次の実験を行った。

実験の結果、流量配分は表-15の如くである。



図一42 実験Ⅶにおける堤防法線、堰位置、流線および死水域
 ($Q=7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$)

死水域はA部においては実験Ⅶと変りなく、B部においては実験Ⅶよりなお狭小となり、前小段上に細長く残る程度となり、D部の死水域はまったくなくなった。溢流後の流速は大きい、堤防法線を流れに適應するように修正したために、左岸の水衝は小さくなり、流心は図一42に見られるごとく中央に寄り、C部の死水域幅は狭くなり、計画流量の場合に最大幅で河幅の20%弱に減少し、実験Ⅶに比して非常に安定となった。この死水域が流量の減少に伴ない、大きくなることは実験Ⅶの場合と同様である。またE部の死水域は、乙津川へ分流している間はまったく生じないが、分流境界流量以下になるとB部の死水域と堰前面を扱う死水域とが連続し、かつE部にまで拡大することは、実験Ⅶの場合と同様であった。

F部の死水域は実験Ⅶの場合と変りない。

分流前の流線を測定し図一42に示した。この実験においても、前実験と同様に表層と底層における分流境界線の差が上流分流口の場合より小さくなった。これは、大野川の彎曲に遠心力と乙津川への分流による引き込み作用とが、慣性力の小さい底層流にまで影響するためと考えられる。

以上のごとく溢流堰より上流における流況は実験Ⅰにおいて、また堰下流の流況は実験Ⅱにおいて修正し、

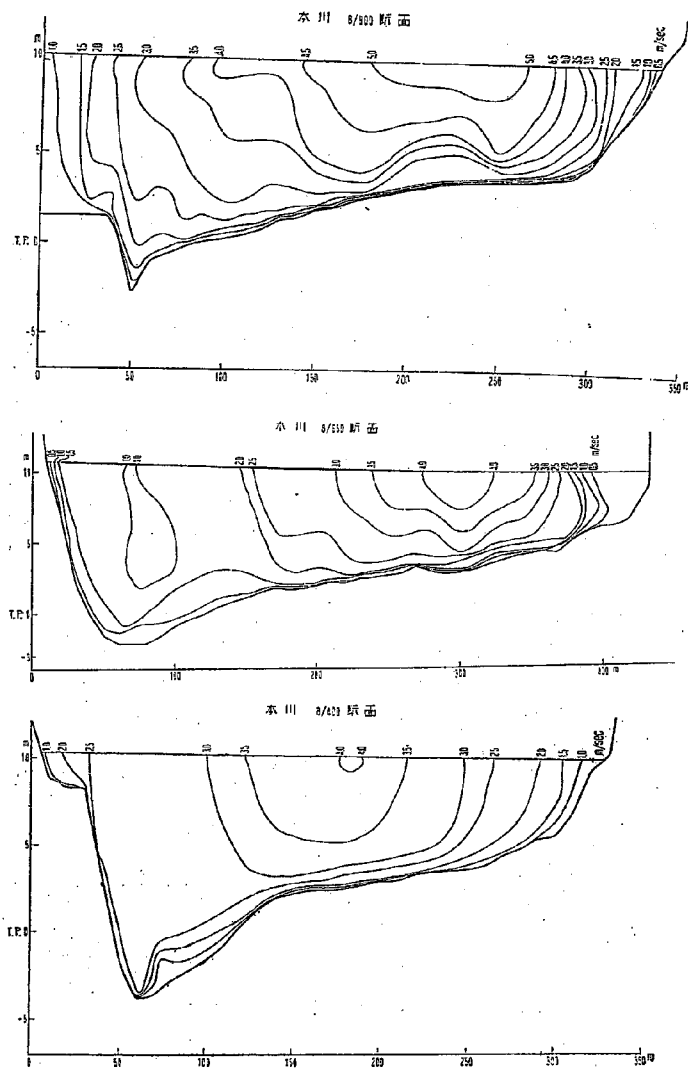


図-43 実験川における大野川及び乙津川の断面内の流速分布

($Q=7,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ < 本川 6,000 > 乙津川 1,500)

縦横寸法の単位は m, 流速の単位は m/sec (実物に換算)

河川の分岐に関する研究

49

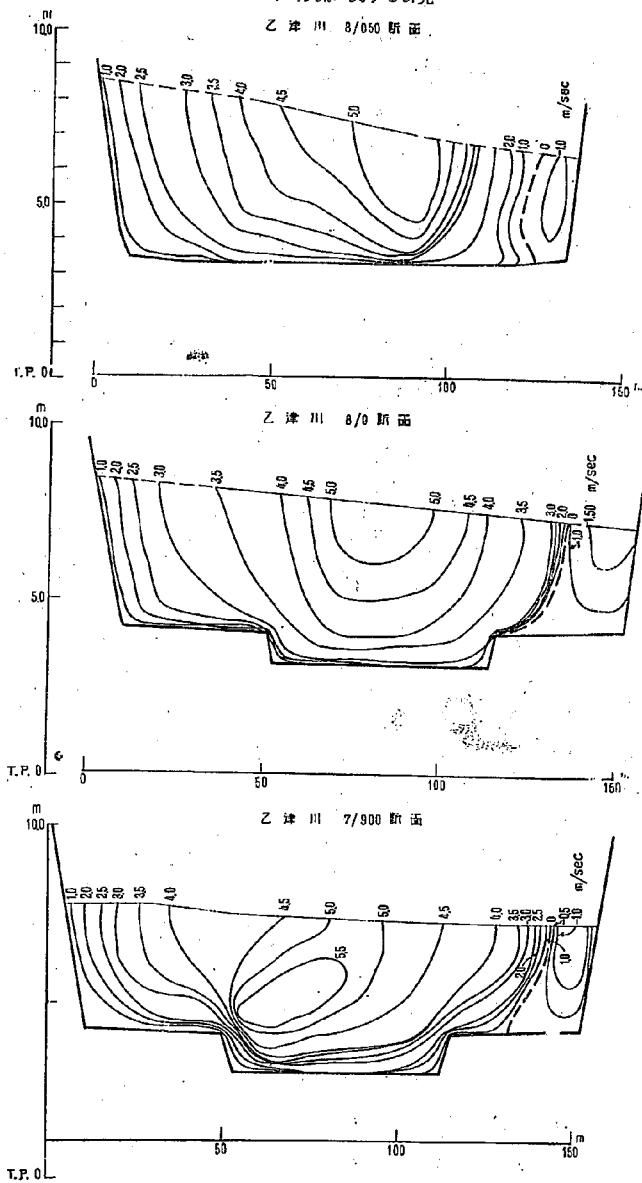


図-43

ほと満足に近いものが得られたので、実験値を以て下流分流利口実験における最終案とした。本川流量 8,800, 7,500, 6,000, 4,000 m^3/sec に対する大野川および乙津川の実験水位を図-44 に示し、分流利口における大野川及び乙津川の水位を計算流量の場合について図-45 に示し、溢流堰前後における水面形を図-46 に示す。また分流利口附近及び溢流堰下流の乙津川縦断面図は図-47 のごとくである。

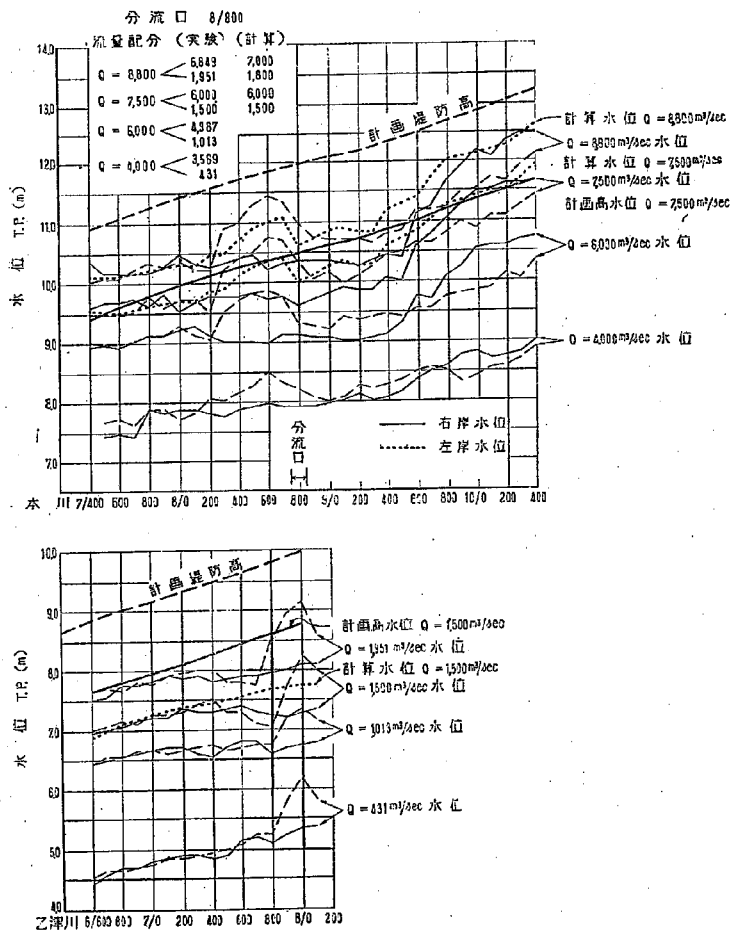
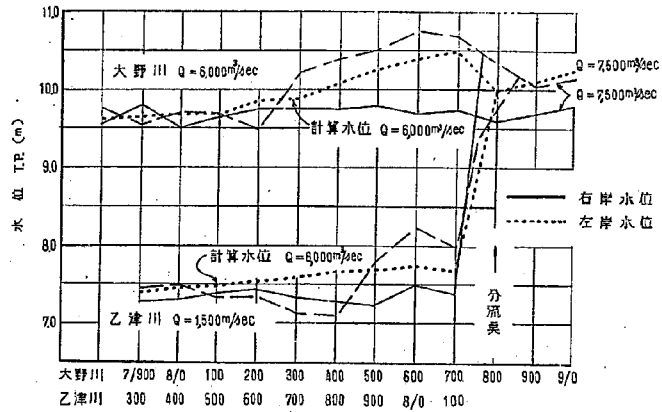
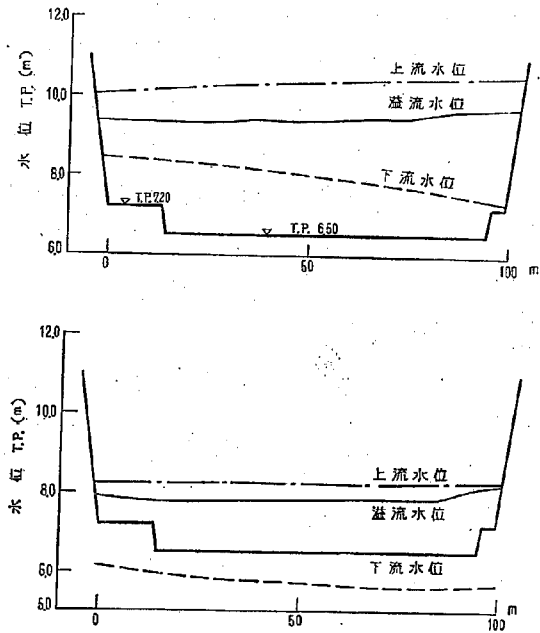


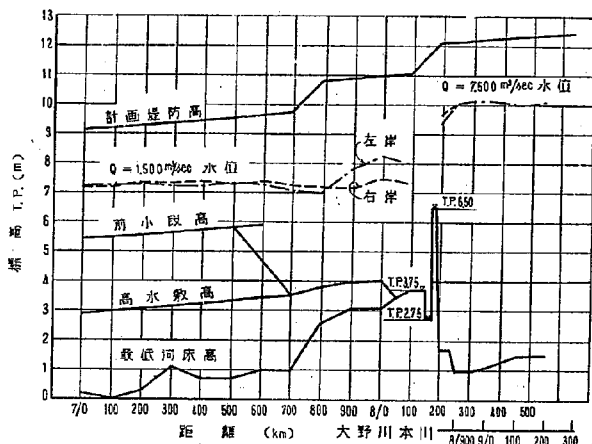
図-44 実験Ⅶにおける大野川及び乙津川の実験及び計算水位



図一45 分流水口附近の大野川及び乙津川の実験及び計算水位詳細



図一46 実験IIにおける溢流水面形状 (単位は m)



計画堤防高	前小段高	高水敷高	最低河床高	水質	河床高
8.125	5.43	2.00	0.20		
8.125	5.51	3.00	0.0		
9.230	5.59	3.09	0.30		
9.375	5.67	3.17	1.10		
9.450	5.75	3.25	0.70		
9.550	5.84	3.34			
9.650	5.930	3.43	1.00		
9.71	3.51				
10.30		3.85	2.50		
10.86		4.00	3.08		
10.97		4.06	3.75		
11.68			1.70		
12.05			3.50		
12.65			1.60		
12.17			1.10		
12.25			1.50		
12.32			1.56		
12.40					

図-47 実験Ⅳにおける津川縦断面

VI 上, 下流分流口案優劣の比較

以上の調査および模型実験により、予定された上, 下流分流口地点についてそれぞれの場合に最良のものを決定し、これ等の最良案について上, 下流何れに分流口を設けることが水理的に優るかについて比較検討する。

(1) 本川に対する影響の比較

a) 本川水位……上流案 優

下流案分流点より下流では、本川水位は同案共に同じであるから、分流点より上流について比較すると、不等流計算結果及び模型実験結果より、本川水位は下流案の場合上流案の場合より高くなる。すなわち上流案の場合には、計画流量を流した場合水位は計画高水位を越えることはないが、下流案の場合には 10/400 附近で計画高水位を越える。計画水位より高い水位になることは望ましくないので、上流案の方が優る。

b) 分流点直下流の彎曲部に対する影響……上流案 優

上流案の場合には、彎曲部凹岸は流量大なる時（計画流量及び異常洪水流量）は死水域で覆われ、流速はほとんどなく、流量の減少に伴ない流心は凹岸に近づくが、死水域はやはり存在し、死水域がなくなり直接凹岸に沿って流れるのはごく小流量（300 m³/sec 程度）の時である。一方、下流案では如何なる流量の時も凹岸に殆んど死水域は発生せず、分流口への流水の引き込みにより流心が左岸側に寄り凹岸に沿う相当な連

度を生ぜしめることになり、凹岸の洗堀および凸岸の堆積を更に助長せしめる。現況でも凹岸は相当に洗堀され、右岸側に土砂を堆積する傾向を有し、維持に困難を感じている状況であるので、左岸の洗堀、および右岸の堆積を極力防止することが望ましいので、分流利口としては上流案の方が優る。

(2) 分流利口における比較

a) 堰前面堆砂状況……優劣なし

上、下流案ともに堰の位置は本川堤防法線より 50~60 m 後退しており、分流利限界流量以下では堰前面は両案とも死水域を生じ、堆砂を生ずるものと考えられ、両案ともに堰前面では堰頂まで堆砂するものと推定される。下流案の場合には、本川流心が上流案に比し右岸側により、また 1 m/sec 程度速いので、上流案の場合より若干堆砂が遅れるのではないと思われる。ただし、Ⅲにおいて述べた如く堆砂による溢流係数の変化はこの場合はほとんどないので、溢流量の変化はほとんどないと思われるので、両案の優劣は論ぜられない。

b) 堰前面における水面勾配……上流案 優

堰前面 50 m 間における水面勾配は、上流案では左岸側 1/70、右岸側 1/60 であり、下流案では左岸側 1/50、右岸側 1/45 であり、水面勾配の大きいことは堰前面の流速が大きくなることを意味し、したがって堰前面の河床変化を生ぜしめやすく、また堰頂を越えて土砂が乙津川に流入することが多くなると考えられるので好ましくない。水面勾配の小さい上流案が優る。

c) 堰幅の比較……上流案 優

下流案の場合には、上流案に比し堰幅は 3.5 m 短く、工費の点からは下流案が優っているが、水理的には単位幅当りの流量が多いため、堰前後の流速が大きくなるので、上流案の方が優る。

(3) 派川への影響

a) 堰溢流状況……

溢流量の変化に対し 下流案 優
露出射流に対し 上流案 優

計画高水流量時には上流案の場合は堰全長に沈り、滞堰の状態であるが、下流案では左岸では不完全溢流中央付近では完全溢流、右岸よりでは一部露出射流が生ずる。このことは、水位の微小変化が溢流量に及ぼす影響がⅢより判るごとく、上流案の場合の方が大きいことを示しており、この点から下流案が優る。また堰直後の河床保護のためには、露出射流の現われることは望ましくない。この点からは上流案が優る。

b) 溢流堰下流派川の流速分布……上流案 優

流速分布を両案のほぼ対応する地点、すなわち、上流案の場合には 8/850 断面、下流案の場合には 8/050 断面で比較すれば、両者とも形状は大体同じであるが、下流案では総体的に 1.0~1.2 m/sec 大きい（計画流量時）ので、河床および護岸維持上、上流案が優る。

c) 堰下流派川左岸岸の水位差……上流案 優

前項の断面において、左右岸水位差は計画高水流量の時、上流案では左岸が約 0.5 m 高く、下流案では左岸が約 2.0 m 高い。左右岸水位差が大きいことは、流心がそれだけ片寄り、河床、護岸の維持上好ましく

なく、また将来の泥況の変化を予想せしめるので望ましくないもので、水位差の少ない上流案が優る。

(4) 流量配分……上流案 優

計画高水流量の時の流量配分を規準として、堰幅が決定されているので、その他の流量の場合の流量配分率 $\left(\frac{\text{分流後本川流量}}{\text{乙津川流量}} \right)$ は上流案に比し下流案では計画流量より小さい時は小さく、計画流量より大きい時は大きくなる。すなわち、計画流量以上の洪水時には上流案では上流案の場合より乙津川に多く分流する傾向をもち、今の計画の場合には望ましくないもので、上流案が優る。

以上の比較検討により、水理的には上流案が下流案に優ると判断される。

VII 結 論

以上の調査、実験により大野川の分流に関し、次の結論を得た。

- (1) 分流口に設ける溢流堰の溢流係数は $1/20$ の二次元模型により実験的に求め、完全溢流、不完全溢流の場合にそれぞれ係数を求める方法を決定した。なお、堰前面の堆砂による係数の変化は実験により非常に小さいことが知られた。
- (2) 溢流堰水叩部に sill を設けた場合、sill の高さが高い程、また sill が堰に近い程流水のエネルギー損失が大きいが、sill による損失は全体より見れば非常に小さい。
- (3) 溢流堰によるエネルギー損失は、溢流量が多いほど大きい。
- (4) 大野川本川改修区域内の粗度係数を過去の資料に基づいて検討し、区間毎に表-5 に示すごとく決定した。
- (5) 決定された粗度係数を用い、不等流計算により計画高水流量、異常洪水流量の場合の水位追跡を行った結果（改修断面）、下流分流口案の場合には上流分流口案の場合に比し、分流点上流では水位がそれぞれの場合 $50 \sim 10 \text{ cm}$ 程度 高くなることが知られた。
- (6) 実物の $1/50$ の河道模型を製作し、検証実験により長さ、流量、流速の縮尺をそれぞれ $1/50$, $1/17$, 680 , $1/7.07$ とすれば、模型は実物に力学的に相似であることを確認した。
- (7) 本川の断面改修の影響を知るために、乙津川に分流せず計画流量を流した場合、上流分流口より下流においては断面改修により水位は約 1 m 低下し、彎曲部 ($8/400 \sim 9/100$) 附近の死水域が若干縮小し、改修された場合には流況がよくなることが知られる。
- (8) 模型区間内ではすべての実験の場合計算水位（不等流及び横溢流計算による）は実験水位にかなりよく一致する。
- (9) 分流口に溢流堰を設ける場合、堰位置が若干派川下流側に寄っても、あるいは溢流方向が若干堰に直角でなくても、横溢流として二次元模型の試験より求められた溢流係数を使用し、計算してよいことが知られた。
- (10) 大野川分流の場合には上、下流分流口間実験共流水の慣性力が大きく、落差のみによる分流の場合と様相を異にする。
- (11) したがって、本実験の場合には分流口左岸側前面に流線の剥離による死水域を発生しやすく、この事

は分流口法線形状を鐘口状にした時にはなほだし、

(12) 溢流堰を本川法線より派川下流に下げるにしたがい、前頂の死水域は大きくなり、本川法線に設けた場合堰上流の流況はよくなる。

(13) 溢流堰を本川法線に平行に設けることが堰上流に対しては望ましいが、堰下流に対しては下流側法線に直角であることが望ましいので、この間で上、下流に対して最も好ましい角度を実験的に定めた。この角度は本川法線に対し 10° であった。

(14) 溢流堰は上、下流分流口案に対し、溢流部位置、溢流幅、縦断形状を実験により所要条件を満足せしめるよう決定した。

(15) 溢流堰への本川取付法線は、死水域の生じないことおよび堰上流での最大流速が小さくなる様に実験により決定された。

(16) 溢流堰下流側の乙津川取付法線は、堰直下乙津川左岸側及び右岸隅部下流の死水域がなるべく小さく、かつ流心が河心を通り、できるだけ隅部左岸側に沿う流速の小さくなるように実験的に決定された。

(17) 分流口対岸（本川右岸）に死水域が生ずるが、上、下流分流口案ともに小さく、問題にならない。

(18) 従来の分流実験では、分流境界線は表層と底層では異なり、底層部の流水は大部分分流側に入ることが知られていたが、本実験ではこの傾向は認められるが、表層と底層の差はあまりいちじるしくない。このことは、従来の実験が河幅に比し水深の大きい場合で一般河川を否めた形になっていること、および今回の場合には相当高い溢流堰が分流口に設けられていることによるとと思われる。

(19) 溢流堰の溢流部と非溢流部との境は、堰下流の洗掘の点からたゞちにすることが望ましい。

(20) 溢流堰前面の堆砂により分流の流量配分は変化しない。

(21) 上、下流分流口案の場合、溢流堰下流の河床流速はそれぞれ $2 \sim 2.5 \text{ m/sec}$ 、 $3 \sim 4 \text{ m/sec}$ である。なお、本川の最大河床流速はそれぞれの場合 4.5 m/sec である。

(22) 溢流堰下流の河床保護のために sill を設けることは、sill の高さが高い時は sill 下流側の洗掘を生ずるため、 1 m 程度の高さにしなければならないが、このような sill では小流量の時には相当効果があるが、計画高水流量の時には若干流況はよくなるが、大した効果はない。

(23) 上、下流分流口案の場合、共に溢流堰前面に分流境界流量以下では死水域を生じ、土砂が堆積することが予想される。

(24) 計画高水流量の時、上流分流口案では溢流状況は不完全溢流、下流分流口案では一部完全、一部不完全溢流である。

(25) 流量配分を上、下流分流口案共に実験により定めた。

(26) かくのごとく上、下流分流口案について実験を行い、それぞれの場合の最良案を決定し、これらの案について優劣を比較し、上流案が下流案より水理的に優ることを明らかにした。

附表-1 完全溢流係数

 $d=0.25\text{ m}$ (1) $s/d=1$ の場合 $(s=0.25\text{ m})$

No	Q (l/sec)	h_1 (m)	$v_1^2/2g$ (m)	H	m
1	0.0173	0.0800	0.0009	0.0809	0.4370
2	0.0253	0.0989	0.0017	0.1006	0.4477
3	0.0337	0.1172	0.0027	0.1199	0.4583
4	0.0461	0.1417	0.0044	0.1461	0.4661
5	0.0515	0.1509	0.0053	0.1562	0.4711
6	0.0578	0.1614	0.0063	0.1677	0.4753
7	0.0699	0.1802	0.0044	0.1886	0.4819
8	0.0819	0.1988	0.0106	0.2094	0.4826
9	0.0880	0.2067	0.0118	0.2185	0.4865
10	0.0109	0.0590	0.0004	0.0594	0.4264
11	0.0155	0.0733	0.0007	0.0740	0.4350
12	0.0192	0.0835	0.0018	0.0845	0.4415
13	0.0144	0.0702	0.0006	0.0708	0.4317
14	0.0976	0.2200	0.0137	0.2357	0.4378
15	0.0985	0.2210	0.0139	0.2349	0.4386

(2) $s/d=0.6$ の場合 $(s=0.15\text{ m})$

No	Q (l/sec)	h_1 (m)	$v_1^2/2g$ (m)	H	m
1	0.02930	0.1056	0.0042	0.1098	0.4547
2	0.03525	0.1176	0.0056	0.1232	0.4604
3	0.04220	0.1311	0.0072	0.1383	0.4633
4	0.04810	0.1405	0.0087	0.1492	0.4713
5	0.05475	0.1522	0.0104	0.1626	0.4708
6	0.06175	0.1631	0.0124	0.1755	0.4743
7	0.07070	0.1750	0.0151	0.1901	0.4816
8	0.07775	0.1863	0.0170	0.2033	0.4789
9	0.08380	0.1941	0.0189	0.2130	0.4813
10	0.07940	0.1878	0.0176	0.2054	0.4817
11	0.06425	0.1669	0.0131	0.1800	0.4751
12	0.02820	0.1029	0.0040	0.1069	0.4555
13	0.02420	0.0944	0.0031	0.0975	0.4488
14	0.01925	0.0822	0.0022	0.0844	0.4433
15	0.04775	0.1410	0.0086	0.1496	0.4660
16	0.0396	0.2021	0.0207	0.2228	0.4811
17	0.0968	0.2114	0.0229	0.2343	0.4820
18	0.1015	0.2165	0.0251	0.2416	0.4827
19	0.0900	0.2022	0.0208	0.2230	0.4826
20	0.0998	0.2148	0.0238	0.2386	0.4853
21	0.1088	0.2265	0.0278	0.2543	0.4789
22	0.1021	0.2185	0.0245	0.2430	0.4813

(3) $s/d=0.4$ の場合

 ($s=0.10$ m)

No	Q (l/sec)	h_1 (m)	$v_1^2/2g$ (m)	H	m
1	0.02365	0.0922	0.0048	0.0970	0.4422
2	0.0323	0.1103	0.0075	0.1178	0.4511
3	0.0402	0.1245	0.0102	0.1347	0.4592
4	0.05425	0.1468	0.0154	0.1622	0.4690
5	0.06780	0.1660	0.0207	0.1867	0.4747
6	0.0747	0.1742	0.0237	0.1979	0.4792
7	0.0812	0.0592	0.0016	0.0508	0.4216
8	0.0233	0.0912	0.0047	0.0959	0.4431
9	0.03825	0.1202	0.0096	0.1298	0.4619
10	0.05475	0.1474	0.0156	0.0156	0.4698
11	0.06350	0.1594	0.0191	0.1785	0.4756
12	0.06770	0.1650	0.0208	0.1858	0.4774
13	0.07170	0.1705	0.0224	0.1929	0.4780
14	0.07640	0.1758	0.0245	0.2003	0.4814
15	0.04650	0.1344	0.0125	0.1469	0.4655
16	0.07030	0.1680	0.0219	0.1899	0.4793
17	0.00850	0.0517	0.0002	0.0519	0.4056
18	0.02030	0.0849	0.0038	0.0878	0.4404
19	0.06975	0.1678	0.0216	0.1894	0.4779
20	0.0830	0.1862	0.0268	0.2130	0.4768
21	0.0872	0.1915	0.0285	0.2200	0.4772
22	0.0975	0.2039	0.0328	0.2367	0.4782
23	0.0936	0.1994	0.0312	0.2306	0.4774
24	0.1052	0.2118	0.0363	0.2481	0.4808
25	0.1133	0.2209	0.0398	0.2607	0.4807
26	0.1055	0.2122	0.0364	0.2486	0.4807
27	0.0888	0.1936	0.0291	0.2227	0.4770

 (4) $s/d=0.2$ の場合

 ($s=0.05$ m)

No	Q (l/sec)	h_1 (m)	$v_1^2/2g$ (m)	H	m
1	0.01525	0.0683	0.0053	0.0736	0.4313
2	0.02790	0.0951	0.0118	0.1089	0.4508
3	0.02900	0.0973	0.0124	0.1097	0.4507
4	0.0359	0.1093	0.0162	0.1255	0.4559
5	0.0482	0.1273	0.0235	0.1508	0.4648
6	0.0532	0.1341	0.0266	0.1607	0.4663
7	0.0606	0.1425	0.0316	0.1741	0.4711
8	0.0745	0.1567	0.0414	0.1981	0.4772
9	0.0811	0.1614	0.0469	0.2083	0.4817
10	0.0858	0.1675	0.0469	0.2171	0.4768
11	0.0747	0.1569	0.0416	0.1985	0.4770
12	0.0214	0.0825	0.0083	0.0908	0.4416
13	0.0142	0.0658	0.0048	0.0706	0.4274
14	0.0106	0.0557	0.0032	0.0589	0.4189
15	0.0851	0.1680	0.0486	0.2166	0.4768
16	0.0918	0.1755	0.0528	0.2283	0.4757
17	0.0909	0.1735	0.0527	0.2262	0.4771
18	0.1063	0.1919	0.0615	0.2534	0.4703

附表-2 不完全溢流係数

(1) $s/d=1$ の場合 $(s=0.25\text{ m})$ (a) $Q=0.0228\text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2311	0.0007	0.2318	0.1154	0.2359	0.2300	0.9922
2	0.1826	0.0009	0.1835	0.1637	0.3425	0.1797	0.9793
3	0.1490	0.0010	0.1500	0.2216	0.4730	0.1444	0.9627
4	0.1371	0.0011	0.1382	0.2505	0.5389	0.1314	0.9508
5	0.1227	0.0012	0.1239	0.2950	0.6413	0.1151	0.9290
6	0.1124	0.0012	0.1136	0.3363	0.7386	0.1032	0.9085
7	0.1063	0.0013	0.1076	0.3648	0.8053	0.0943	0.8764
8	0.0979	0.0014	0.0993	0.4116	0.9157	0.0799	0.8046
9	0.0943	0.0014	0.0957	0.4343	0.9699	0.0638	0.6667
10	0.0932	0.0014	0.0946	0.4436	0.9924	0.0484	0.5116
11	0.0942	0.0014	0.0956	0.4368	0.9757	0.0572	0.5983
12	0.1665	0.0009	0.1674	0.1880	0.3970	0.1628	0.9725

(b) $Q=0.03650\text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2959	0.0014	0.2973	0.1271	0.2599	0.2933	0.9865
2	0.2692	0.0016	0.2708	0.1462	0.2996	0.2662	0.9830
3	0.2517	0.0017	0.2534	0.1614	0.3314	0.2488	0.9818
4	0.2371	0.0018	0.2389	0.1765	0.3624	0.2327	0.9740
5	0.2198	0.0019	0.2217	0.1973	0.4060	0.2142	0.9662
6	0.1604	0.0025	0.1629	0.3133	0.6635	0.1509	0.9263
7	0.1463	0.0027	0.1490	0.3585	0.7660	0.1345	0.9027
8	0.1361	0.0028	0.1389	0.3980	0.8559	0.1199	0.8632
9	0.1242	0.0030	0.1272	0.4545	0.9859	0.0819	0.6439
10	0.1236	0.0030	0.1266	0.4580	0.9939	0.0578	0.4566
11	0.1475	0.0027	0.1502	0.3544	0.7560	0.1372	0.9134

(c) $Q=0.06630\text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2853	0.0049	0.2902	0.2394	0.4895	0.2747	0.9466
2	0.2480	0.0057	0.2537	0.2930	0.6016	0.2380	0.9381
3	0.2335	0.0047	0.2382	0.2300	0.4703	0.2340	0.9524
4	0.2752	0.0051	0.2803	0.2524	0.5167	0.2651	0.9458
5	0.2160	0.0065	0.2225	0.3568	0.7342	0.2031	0.9128
6	0.2239	0.0062	0.2301	0.3393	0.6974	0.2131	0.9261
7	0.1825	0.0075	0.1900	0.4523	0.9433	0.1435	0.7537
8	0.1776	0.0077	0.1853	0.4695	0.9818	0.1246	0.6724
9	0.2055	0.0068	0.2123	0.3828	0.7893	0.1867	0.8794
10	0.1998	0.0069	0.2067	0.3990	0.8244	0.1779	0.8607
11	0.2509	0.0056	0.2565	0.2881	0.5916	0.2389	0.9314

(d) $Q=0.07060 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.3063	0.0051	0.3114	0.3187	0.6504	0.2976	0.9557
2	0.2866	0.0055	0.2921	0.2525	0.5164	0.2764	0.9463
3	0.2483	0.0064	0.2547	0.3102	0.6370	0.2387	0.9372
4	0.2599	0.0061	0.2660	0.2907	0.5963	0.2484	0.9338
5	0.2340	0.0068	0.2408	0.3375	0.6930	0.2199	0.9132
6	0.2123	0.0074	0.2197	0.3868	0.7959	0.1946	0.8858
7	0.1982	0.0079	0.2061	0.4263	0.8817	0.1700	0.8248
8	0.1929	0.0081	0.2010	0.4424	0.9169	0.1595	0.7935
9	0.1920	0.0081	0.2001	0.4457	0.9247	0.1560	0.7796
10	0.2280	0.0070	0.2350	0.3499	0.7185	0.2127	0.9051
11	0.2067	0.0076	0.2143	0.4021	0.8291	0.1836	0.8567

(2) $s/d=0.6$ の場合

(s=0.15 m)

(a) $Q=0.03501 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.1212	0.0053	0.1265	0.4393	0.9560	0.0939	0.7423
2	0.2332	0.0021	0.2353	0.1298	0.2676	0.2816	0.9870
3	0.2301	0.0027	0.2328	0.1761	0.3646	0.2273	0.9764
4	0.2079	0.0030	0.2109	0.2041	0.4248	0.2060	0.9768
5	0.2353	0.0026	0.2379	0.1704	0.3521	0.2335	0.9815
6	0.2052	0.0031	0.2083	0.2080	0.4333	0.2017	0.9683
7	0.1898	0.0034	0.1932	0.2326	0.4876	0.1885	0.9653
8	0.1656	0.0039	0.1693	0.2835	0.6013	0.1611	0.9504
9	0.1476	0.0044	0.1520	0.3334	0.7139	0.1411	0.9283
10	0.1305	0.0050	0.1353	0.3969	0.8582	0.1189	0.8775
11	0.1249	0.0052	0.1301	0.4223	0.9161	0.1072	0.8240
12	0.1194	0.0054	0.1248	0.4483	0.9767	0.0830	0.6651

(b) $Q=0.0505 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2844	0.0043	0.2887	0.1338	0.3763	0.2823	0.9778
2	0.2614	0.0048	0.2662	0.2076	0.4263	0.2562	0.9624
3	0.2308	0.0058	0.2365	0.2475	0.5082	0.2254	0.9527
4	0.2039	0.0065	0.2104	0.2957	0.6158	0.1979	0.9406
5	0.1792	0.0075	0.1867	0.3534	0.7432	0.1683	0.9014
6	0.1632	0.0083	0.1715	0.4018	0.8513	0.1482	0.8641
7	0.1492	0.0091	0.1583	0.4533	0.9887	0.0879	0.5553
8	0.1680	0.0080	0.1760	0.3864	0.8169	0.1564	0.8886
9	0.1497	0.0090	0.1587	0.4509	0.9618	0.1168	0.7360
10	0.1469	0.0092	0.1561	0.4625	0.9882	0.0989	0.6336

(c) $Q=0.0786 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2733	0.0110	0.2843	0.2930	0.5998	0.2664	0.9370
2	0.2643	0.0115	0.2758	0.3064	0.6285	0.2564	0.9297
3	0.2408	0.0129	0.2537	0.3473	0.7131	0.2321	0.9149
4	0.2006	0.0161	0.2167	0.4403	0.9154	0.1712	0.7900
5	0.1920	0.0168	0.2088	0.4654	0.9696	0.1482	0.7098
6	0.2027	0.0158	0.2185	0.4347	0.9229	0.1762	0.8064
7	0.2352	0.0134	0.2466	0.3627	0.7498	0.2221	0.9006
8	0.2196	0.0144	0.2340	0.3920	0.8116	0.2041	0.8722
9	0.2070	0.0155	0.2225	0.4230	0.8776	0.1845	0.8292

(d) $Q=0.0912 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h^2/H
1	0.2111	0.0203	0.2314	0.4622	0.9569	0.1600	0.6914
2	0.2048	0.0211	0.2259	0.4792	0.9932	0.1332	0.5896
3	0.3019	0.0130	0.3149	0.2914	0.5947	0.2918	0.9266
4	0.2708	0.0150	0.2858	0.3378	0.6915	0.2598	0.9090
5	0.2389	0.0175	0.2564	0.3963	0.8154	0.2204	0.8596
6	0.2615	0.0157	0.2772	0.3529	0.7236	0.2522	0.9098
7	0.2397	0.0175	0.2572	0.3948	0.8112	0.2226	0.8655
8	0.2237	0.0190	0.2429	0.4300	0.8875	0.1954	0.8044
9	0.2140	0.0200	0.2340	0.4549	0.9408	0.1683	0.7192
10	0.2081	0.0207	0.2288	0.4708	0.9747	0.1467	0.6412
11	0.2193	0.0195	0.2388	0.4414	0.9120	0.1851	0.7751

(e) $Q=0.1020 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h^2/H
1	0.3161	0.0153	0.3314	0.3017	0.6157	0.3055	0.9218
2	0.3510	0.0132	0.3642	0.2622	0.5351	0.3440	0.9445
3	0.3156	0.0153	0.3309	0.3024	0.6171	0.3086	0.9326
4	0.2911	0.0170	0.3081	0.3369	0.6876	0.2812	0.9127
5	0.2323	0.0227	0.2550	0.4472	0.9221	0.1920	0.7529
6	0.2260	0.0235	0.2495	0.4622	0.9530	0.1705	0.6834
7	0.2219	0.0240	0.2459	0.4722	0.9736	0.1536	0.6246
8	0.2181	0.0245	0.2426	0.4820	0.9948	0.1429	0.5890

(3) $s/d=0.4$ の場合

(s=0.10 m)

(a) $Q=0.01210 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h^2/H
1	0.2346	0.0004	0.2350	0.05999	0.1230	0.2333	0.9928
2	0.2151	0.0005	0.2156	0.06825	0.1407	0.2140	0.9926
3	0.2044	0.0005	0.2049	0.07369	0.1532	0.2033	0.9922
4	0.1963	0.0005	0.1968	0.07827	0.1631	0.1959	0.9782
5	0.1846	0.0006	0.1852	0.08575	0.1797	0.1833	0.9897
6	0.1762	0.0006	0.1768	0.09188	0.1512	0.1748	0.9887
7	0.1464	0.0007	0.1471	0.1211	0.2601	0.1445	0.9823
8	0.1584	0.0007	0.1591	0.1077	0.2292	0.1579	0.9925
9	0.1718	0.0006	0.1724	0.09550	0.2019	0.1702	0.9872
10	0.1660	0.0006	0.1666	0.1005	0.2128	0.1646	0.9880
11	0.1589	0.0007	0.1596	0.1072	0.4384	0.1571	0.9843
12	0.1507	0.0007	0.1514	0.1160	0.2483	0.1489	0.9835
13	0.1443	0.0008	0.1451	0.1236	0.2658	0.1426	0.9828
14	0.1342	0.0008	0.1350	0.1377	0.2986	0.1322	0.9793
15	0.1268	0.0009	0.1277	0.1497	0.3266	0.1246	0.9757
16	0.1145	0.0010	0.1155	0.1740	0.3837	0.1122	0.9714
17	0.1045	0.0011	0.1056	0.1991	0.4434	0.1019	0.9650
18	0.0943	0.0012	0.0955	0.2190	0.4934	0.0907	0.9437
19	0.0843	0.0014	0.0857	0.2723	0.6214	0.0804	0.9382
20	0.0741	0.0015	0.0756	0.3288	0.7631	0.0684	0.9048
21	0.0662	0.0017	0.0679	0.3861	0.9063	0.0553	0.8144
22	0.0628	0.0018	0.0646	0.4162	0.9839	0.0413	0.6393
23	0.0622	0.0018	0.0640	0.4220	0.9976	0.0308	0.4813
24	0.0659	0.0017	0.0676	0.3936	0.9246	0.0539	0.7973
25	0.0642	0.0018	0.0660	0.4881	0.9623	0.0465	0.7045

(b) $Q=0.0380 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2116	0.0047	0.2163	0.2134	0.4406	0.2087	0.9649
2	0.2537	0.0037	0.2574	0.1644	0.3354	0.2511	0.9755
3	0.1927	0.0054	0.1981	0.2433	0.5063	0.1895	0.9566
4	0.1776	0.0060	0.1836	0.2728	0.5719	0.1740	0.9477
5	0.1520	0.0072	0.1592	0.3378	0.7190	0.1476	0.9271

(c) $Q=0.05205 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2318	0.0079	0.2397	0.2504	0.5127	0.2283	0.9545
2	0.1951	0.0099	0.2050	0.3168	0.6573	0.1881	0.9176
3	0.1831	0.0107	0.1938	0.3445	0.7182	0.1760	0.9082
4	0.1735	0.0115	0.1850	0.3691	0.7731	0.1643	0.8908
5	0.1613	0.0126	0.1739	0.4054	0.8543	0.1487	0.8551
6	0.1521	0.0136	0.1657	0.4359	0.9237	0.1296	0.7721
7	0.1451	0.0144	0.1595	0.4614	0.9818	0.0971	0.6088
8	0.1443	0.0145	0.1588	0.4647	0.9891	0.0775	0.4880
9	0.1460	0.0144	0.1604	0.4574	0.9730	0.0974	0.6072
10	0.1520	0.0137	0.1657	0.4359	0.9237	0.1279	0.7719

(d) $Q=0.0711 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2229	0.0157	0.2386	0.3445	0.7055	0.2155	0.9032
2	0.2069	0.0171	0.2240	0.3788	0.7796	0.1968	0.8786
3	0.1841	0.0200	0.2041	0.4351	0.9237	0.1610	0.7883
4	0.1755	0.0212	0.1967	0.4602	0.9586	0.1303	0.6624
5	0.1707	0.0220	0.1927	0.4746	0.9904	0.1139	0.5911
6	0.2357	0.0143	0.2500	0.3211	0.6562	0.2298	0.9192
7	0.2100	0.0168	0.2268	0.3719	0.7647	0.2033	0.8964
8	0.1846	0.0199	0.2045	0.4341	0.9006	0.1619	0.7917
9	0.1767	0.0211	0.1978	0.4564	0.9500	0.1463	0.7336
10	0.1717	0.0218	0.1935	0.4718	0.9839	0.1195	0.6176
11	0.1701	0.0221	0.1922	0.4766	0.9947	0.1109	0.5770
12	0.1795	0.0206	0.2001	0.4483	0.9325	0.1471	0.7351
13	0.1743	0.0216	0.1959	0.4629	0.9628	0.1354	0.6912
14	0.1714	0.0219	0.1933	0.4724	0.9853	0.1127	0.5830
15	0.1695	0.0222	0.1918	0.4778	0.9973	0.0864	0.4505

(e) $Q=0.0804 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.3339	0.0109	0.3448	0.2243	0.4578	0.3308	0.9594
2	0.2984	0.0129	0.3113	0.2615	0.5337	0.2948	0.9470
3	0.2748	0.0147	0.2895	0.2916	0.5963	0.2697	0.9316
4	0.2534	0.0165	0.2699	0.3237	0.6633	0.2495	0.9244
5	0.2333	0.0186	0.2519	0.3539	0.7370	0.2254	0.8948
6	0.2182	0.0203	0.2385	0.3899	0.8006	0.2088	0.8755
7	0.1854	0.0253	0.2107	0.4694	0.9702	0.1405	0.6668
8	0.1833	0.0258	0.2091	0.4749	0.9822	0.1087	0.5198
9	0.1860	0.0252	0.2112	0.4677	0.9667	0.1395	0.6605

(f) $Q=0.101 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.3056	0.0198	0.3254	0.8071	0.6267	0.2998	0.9213
2	0.2613	0.0248	0.2866	0.3717	0.7609	0.2559	0.8929
3	0.2125	0.0333	0.2458	0.4680	0.9610	0.1379	0.5610
4	0.2104	0.0337	0.2441	0.4733	0.9729	0.1356	0.5555
5	0.2112	0.0336	0.2448	0.4709	0.9679	0.1418	0.5792

(4) $s/d=0.20$ の場合

(s=0.05 m)

(a) $Q=0.0191 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2591	0.0013	0.2604	0.0812	0.1677	0.2582	0.991
2	0.2351	0.0015	0.2366	0.0937	0.1943	0.2344	0.991
3	0.2160	0.0017	0.2177	0.1061	0.2209	0.2154	0.989
4	0.1642	0.0026	0.1668	0.1584	0.3369	0.1632	0.978
5	0.1311	0.0036	0.1347	0.2180	0.4739	0.1304	0.968

(b) $Q=0.0366 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2713	0.0042	0.2752	0.1431	0.2957	0.2722	0.9891
2	0.2373	0.0052	0.2425	0.1731	0.3584	0.2581	0.9619
3	0.2227	0.0057	0.2284	0.1894	0.3933	0.2232	0.9772
4	0.2129	0.0062	0.2191	0.2018	0.4198	0.2134	0.9740
5	0.1992	0.0068	0.2060	0.2210	0.4615	0.2002	0.9718
6	0.1797	0.0080	0.1877	0.2542	0.5345	0.1802	0.9500
7	0.1610	0.0095	0.1705	0.2935	0.6229	0.1615	0.9472
8	0.1409	0.0116	0.1525	0.3469	0.7451	0.1345	0.8311
9	0.1103	0.0166	0.1265	0.4564	0.9989	0.0862	0.6792
10	0.2002	0.0068	0.2070	0.2194	0.4580	0.2012	0.9719
11	0.1357	0.0123	0.1480	0.3631	0.7815	0.1342	0.9068

(c) $Q=0.0564 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.3060	0.0080	0.3140	0.1811	0.3738	0.3065	0.976
2	0.2811	0.0092	0.2903	0.2041	0.4213	0.2813	0.969
3	0.2535	0.0109	0.2644	0.2342	0.4838	0.2526	0.955
4	0.2306	0.0128	0.2434	0.2684	0.5557	0.2313	0.950
5	0.2017	0.0159	0.2176	0.3109	0.6469	0.2029	0.924
6	0.1752	0.0200	0.1952	0.3691	0.7737	0.1763	0.903
7	0.1625	0.0225	0.1850	0.4906	0.8433	0.1615	0.872
8	0.1402	0.0281	0.1693	0.4612	0.9795	0.1036	0.616
9	0.2645	0.0102	0.2747	0.2213	0.4570	0.2658	0.967
10	0.2334	0.0125	0.2459	0.2611	0.5458	0.2349	0.955
11	0.1980	0.0164	0.2144	0.3208	0.6681	0.1972	0.919
12	0.1709	0.0208	0.1917	0.3793	0.7963	0.1701	0.887
13	0.1567	0.0238	0.1805	0.4153	0.8761	0.1510	0.837
14	0.1435	0.0271	0.1706	0.4526	0.9605	0.1212	0.710
15	0.1384	0.0281	0.1670	0.4669	0.9925	0.0786	0.471
16	0.1387	0.0285	0.1672	0.4653	0.9893	0.0909	0.543

(d) $Q=0.0668 \text{ m}^3/\text{sec}$

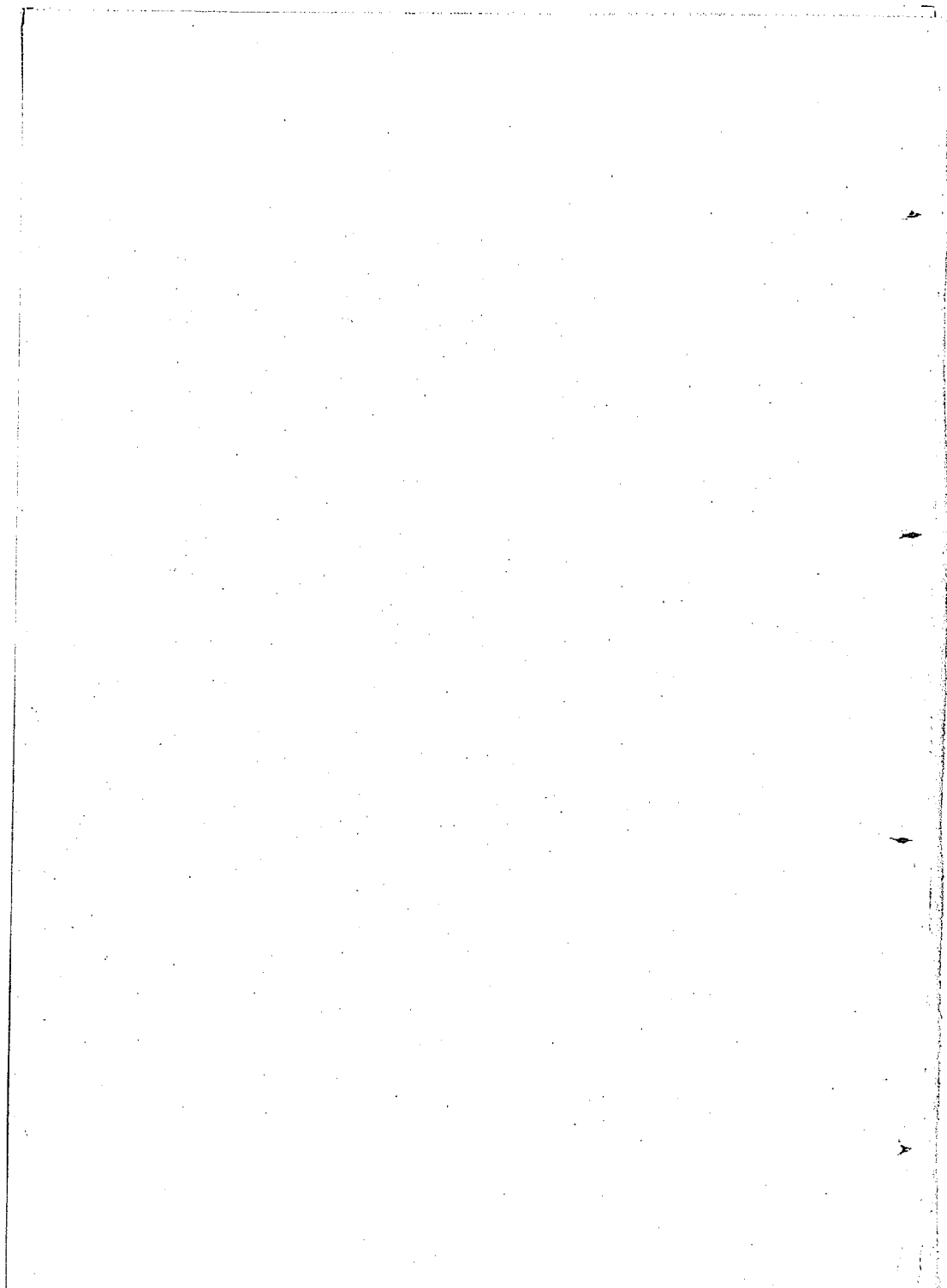
No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2950	0.0118	0.3068	0.2220	0.4582	0.2969	0.9677
2	0.2755	0.0133	0.2888	0.2429	0.5017	0.2782	0.9632
3	0.2525	0.0154	0.2679	0.2715	0.5608	0.2558	0.9548
4	0.2338	0.0176	0.2514	0.2996	0.6190	0.2359	0.9383
5	0.2150	0.0202	0.2352	0.3307	0.6858	0.2165	0.9204
6	0.1740	0.0284	0.2024	0.4149	0.8678	0.1713	0.8488
7	0.1623	0.0316	0.1939	0.4424	0.9276	0.1494	0.7705
8	0.1552	0.0338	0.1890	0.4607	0.9678	0.1298	0.6870
9	0.1699	0.0294	0.1993	0.4228	0.8851	0.1643	0.8240
10	0.1608	0.0321	0.1929	0.4453	0.9343	0.1440	0.7470
11	0.1542	0.0341	0.1883	0.4607	0.9687	0.1218	0.6470
12	0.1496	0.0357	0.1853	0.4738	0.9974	0.0912	0.4920
13	0.1972	0.0233	0.2205	0.3650	0.7592	0.1976	0.8960

(e) $Q=0.0842 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.3054	0.0178	0.3232	0.2588	0.5341	0.3078	0.952
2	0.2968	0.0187	0.3155	0.2684	0.5541	0.2993	0.949
3	0.2723	0.0218	0.2941	0.2984	0.6161	0.2767	0.941
4	0.2563	0.0242	0.2805	0.3200	0.6607	0.2598	0.926
5	0.2356	0.0278	0.2634	0.3515	0.7261	0.2375	0.902
6	0.2196	0.0312	0.2508	0.3784	0.7818	0.2200	0.877
7	0.1757	0.0443	0.2200	0.4604	0.9577	0.1529	0.695
8	0.1713	0.0461	0.2174	0.4688	0.9760	0.1275	0.585
9	0.1694	0.0468	0.2162	0.4728	0.9845	0.1372	0.635

(f) $Q=0.1000 \text{ m}^3/\text{sec}$

No	h_1	$v_1^2/2g$	H	m'	m'/m	h_2	h_2/H
1	0.2852	0.0234	0.3133	0.3215	0.6637	0.2906	0.9266
2	0.2606	0.0331	0.2937	0.3546	0.7322	0.2648	0.901
3	0.2368	0.0388	0.2756	0.3905	0.8064	0.2424	0.879
4	0.2132	0.0459	0.2591	0.4286	0.8855	0.2135	0.824
5	0.1812	0.0596	0.2403	0.4780	0.9908	0.1418	0.588
6	0.2072	0.0481	0.2553	0.4380	0.9053	0.2008	0.786



光弾性による重量構造物の応力 測定法について(2)

建設技官 高 田 孝 信

建設技官 貞 升 文 穂

曾 根 糾 昭

(昭和 29 年 11 月)

目 次

I 遠心力式光弾性実験装置による方法	(1)
II 水力学的荷重換法による方法	(6)
III 両方法に対する所見	(13)

本報告は模型試験による重量構造物の応力決定法の中、特に二次元的な応力状態にあるものの測定法を示すと共に、その応用例として重力堰堤の自重による応力を求めてその効用度を示す事にした。

構造物の模型試験による応力測定法として従来用いられている光弾性の実験装置は外力の作用に対するもので、自重による応力をそのまゝ小型の模型により測定する事は(ゼラチンを用いた例もあるが、精密な実験を行うには不適當)実験材料の光弾性感度の点より不可能であつた。従つて自重の大きい重量構造物の応力測定には特殊の工夫を要する。本研究では

遠心力式光弾性実験装置による方法

水力学的荷重換法による方法

の二方法により研究を進める事にした。後者による実験は今日まで不可能とされていたが、この実現化により重量構造物の応力が実験により極めて短期間に求める事ができるようになつた事は重力堰堤のような重量構造物の強度判定及び設計に資する事が大きいと思う。

I 遠心力式光弾性実験装置による方法

本方法は小規模ながら Bucky 等¹⁾がすでに採用した方法で、その原理は模型試験片を等速円運動させて、重力の場に対応する大きい加速度の場(加速度 kg)を作り応力状態を測定可能な範囲まで高めて測定せんとするものである。供試体を一軸まわりに等速回転させれば、等速円運動の加速度は外向きであるから、供試体を適當な角度に回転軸に取付ける事により重力の場合のみならず地震時における応力状態と相似的なものを作り出す事ができる。

回転により所要の大きさの応力状態が作り出されると、それに stroboscopic な偏光を投射する事により光弾性縞の静止像を取り出す事ができて、自重による応力状態が求められる。

1) Philip B. Bucky : Centrifugal Method of Testing Models. Civil Eng., May 1935

〔1〕実験装置

本実験装置の主なる点は高速回転により大きな加速度を作り出す事である。供試体は回転中できるだけ明瞭な像を取り出すため、回転面に垂直に取付けその際高速回転による空気抵抗を除くため、図-1 に示すような真空函を作り、その中で図-2 に示すような回転腕に供試体を取付けて回転させる事にした。今回転腕の回転

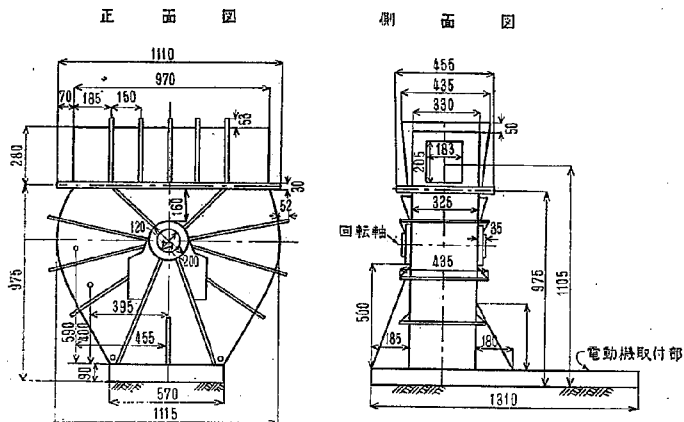


図-1 真空函

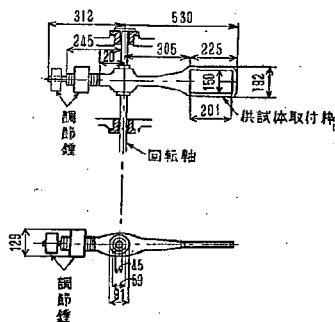


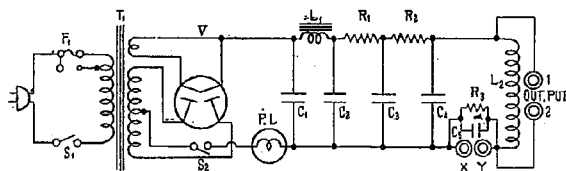
図-2 回転腕

数を N (r.p.m.), 供試体の比重 γ (kg/cm^3) とすれば、回転軸中心より r なる距離にある供試体の 1 cm^3 に作用する遠心力 w は

$$w = \gamma \cdot \frac{v^2}{r} = \gamma \cdot \frac{N^2 \pi^2 \cdot r}{900} \quad (\text{kg}/\text{cm}^3)$$

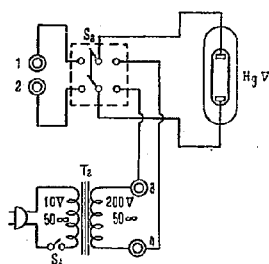
従つて模型供試体はある程度大きくなれば r に対する修正を要する。

回転に対する動力には変速電動機 (出力 2.5~7.5 HP , 回転数 420~1,500 r.p.m.) を用い、歯車により回転腕を3倍に増速した。従つて荷重倍数 k は $r=40 \text{ cm}$ とすれば、



T ₁	500V 250m 高压電源変圧器
L ₁	500V(一次、二次共1:1)変圧器
L ₂	低周波塞流線輪
V	両波整流管 KX-523
PL	指示器応用保安用フューズ
F ₁	電源フューズ 1A
S ₁	電源開閉スイッチ
S ₂	二次電源開閉スイッチ
C ₁ C ₂ C ₃	3μF 1000V 耐圧油蓄電器
R ₁ R ₂	250Ω 50W
R ₃	250kΩ 2W
C ₄	1.75μF 1000V
C ₄	同期蓄電器 4μF 1000V
1, 2	ターミナル 高压水銀管内光設置接続
X, Y	ターミナル シングロナイザーターミナル接続

図-3 高压直流発生装置



T ₂	常時発燈用高压変圧器
HgV	HLF-100 高压水銀管
S ₁	高压発灯、常時発燈切換スイッチ
S ₂	常時発燈用電源スイッチ
1, 2	ターミナル 高压発生回路接続
3, 4	ターミナル 常時発燈用出力

図-4 常時及び閃光発生回路

$$k_{\min} = \frac{3 \times 420 \pi \cdot 40}{980 \times 900} = 720$$

$$k_{\max} = \frac{3 \times 1500 \pi \cdot 40}{980 \times 900} = 9,400$$

真空ポンプには排気量 1,200 l/分 (動力 3 HP) のもの 1 台を用いたので、回転軸貫通部より多少空気もれがあるが、約 2 分間で 40 mm kg 圧に達する。

点滅光源装置には回転腕の回転と同調させるため、シンクロナイザーを回転軸に取付け、これを図-3 及び 4 に示すような高圧発生装置に連結して、供試体が規定の位置にきた時に図-4 に示す高圧水銀管で放電発光するようにしたものである。なおシンクロナイザーにはガソリン発動機の点火装置の電流断続器を用い、高圧水銀管には東芝製 HLF-400 W 水銀灯電球を使用した。本点滅装置は発光持続時間約 1/20,000 秒で、 $N=3,000$ r.p.m. 附近において最も好結果を得る。それ以上の高速になれば漸次映像の鮮明度が不良となる。なお光学系は図-5 に示すようなものである。

〔2〕実 験

本装置は前述のように回転数 $N=3,000$ r.p.m. 以上に増速することは点滅装置の関係から測定精度に悪影

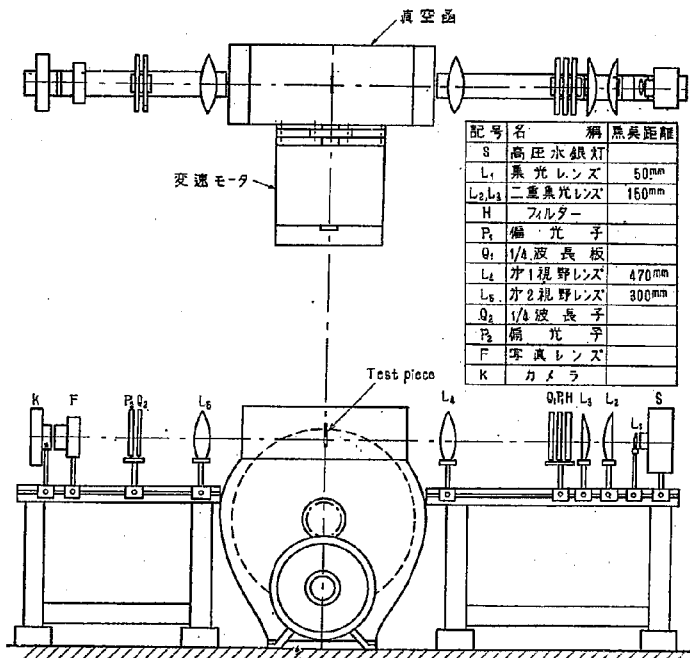


図-5 遠心力式光弾性実験装置略図

響を及ぼす。この欠点をおぎなうため、実験材料の光弾性効果を大きくするようにした。その目的のため次のような特性を持つ材料を製作した。

$$\text{光弾性感度 } \frac{c}{\lambda} \approx 2.0 \text{ (縞次数/kg/mm)}$$

$$\text{板の厚さ } t = 14 \text{ mm}$$

従つて光弾性効果 $\frac{c}{\lambda} t \approx 28$ (縞次数/kg/mm²) となり、フェノライトよりかなり大きくなっているが、やゝ流動性の大きい欠点を有している。よつて実験はできるだけ単時間に遂行することにした。

実験は図-6 に示すような重力堰堤の模型について行い、底部における応力集中及び基礎地盤における応力の拡散状況を求めることにした。この場合堤体と基礎地盤とは同質、連続と見なした。その結果は写真-1 のような縞写真と、これより図-6 に示すような応力分布を得る。なお堤体内部及び基礎地盤内における最大剪断応力 $\tau_{\max}$ の分布は

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{1}{2} \frac{\eta}{\frac{c}{\lambda} t}$$

より決定される。また内部における垂直応力 σ_y の詳細な分布状は次節に示す第二の方法 (Biot の理論による方法) が便利かつ精度も良いと思われるので、その方法により求める事にした。

本実験により求めた模型の応力値と実際の構造物の応力値との関係は

$$\sigma_o / \sigma_m = \frac{k_o}{k_m} \frac{r_o}{r_m} S$$

ただし S は実物と模型との比、 o は実物に対する値、 m は模型に対する値を示す。

$N = 1000 \text{ t, } P, m (4 = 4478)$ に於ける堤体及び基礎地盤に於ける応力分布

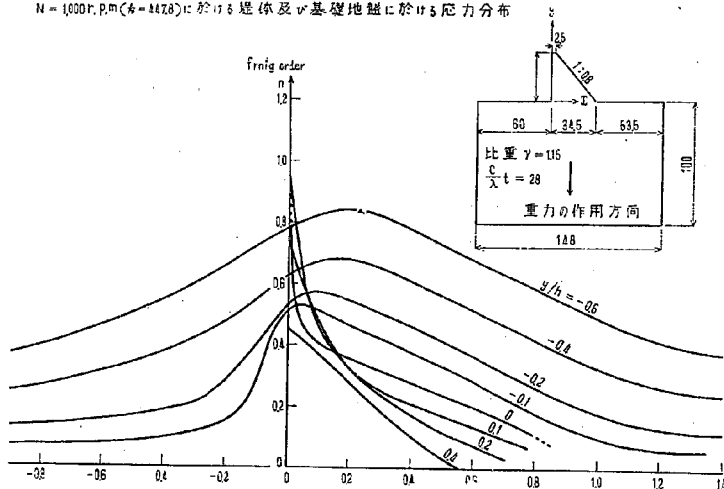


図-6

II 水力学的荷重置換法による方法

〔1〕 Biot の理論²⁾ と使用せる実験材料

質力の作用する二次元弾性体では Airy の応力函数 F は次式を満足する。

$$\Delta \Delta F = c \Delta V \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし

$$\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$$

また

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + V, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + V, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad \dots\dots\dots (2)$$

V は x, y 方向の質力をそれぞれ X, Y とすれば

$$X = -\frac{\partial V}{\partial x}, \quad Y = -\frac{\partial V}{\partial y}$$

で与えられる。重力の場では

$$\Delta V = 0$$

よつて (1) 式より

$$\Delta \Delta F = 0 \quad \dots\dots\dots (1)'$$

従つて F は質力が作用しない場合と同様に重調和函数である。次に境界条件を考えるに、 l, m, n をそれぞれ周辺に対する垂線の方角余弦とし、 p_x, p_y を周辺の単位長に作用する外荷重の x, y 方向の分力とすれば、境界条件は

$$\left. \begin{aligned} p_x &= l\sigma_x + m\tau_{xy} \\ p_y &= m\sigma_y + l\tau_{xy} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

従つて (2) 式より

$$\left. \begin{aligned} p_x - lV &= l \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - m \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \\ p_y - mV &= m \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - l \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)'$$

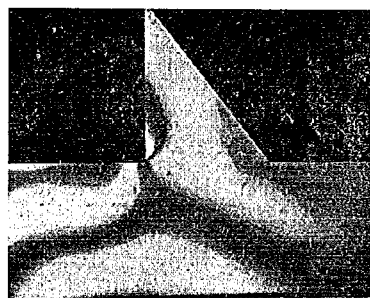
となる。よつて質力 X, Y と周辺荷重 p_x, p_y を受ける物体に対する応力函数 F は境界条件 (3)' を満足するように (1)' を解けばよい。これは質力の作用しない物体に周辺荷重 $p_x - lV, p_y - mV$ が作用する場合の応力函数と同一である。今

$$\sigma_x' = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y' = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy}' = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad \dots\dots\dots (4)$$

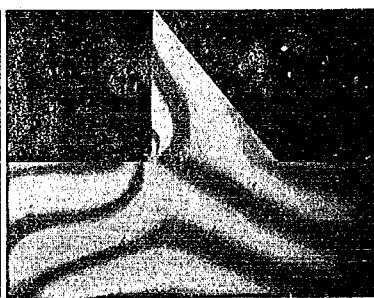
とする。

2) M. A. Biot : Distributed Gravity and Temperature Loading in two-Dimensional Elasticity Replaced by Boundary Pressure and Dislocations. Journal of Applied Mechanics, 1935, June.

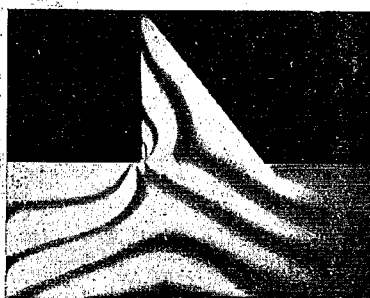
光弾性による重量構造物の応力測定法について



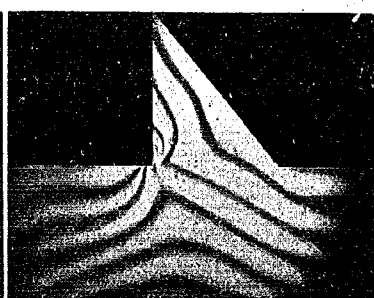
$N=429 \times 3 \text{ r.p.m.}$
 $k=743$



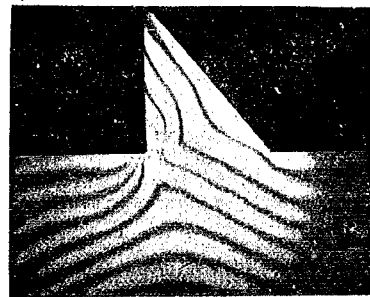
$N=534 \times 3 \text{ r.p.m.}$
 $k=1,146$



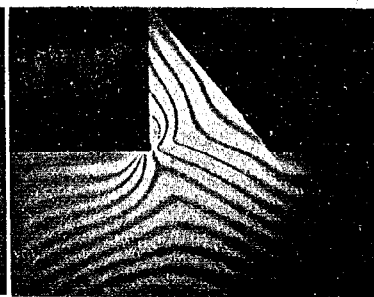
$N=672 \times 3 \text{ r.p.m.}$
 $k=1,815$



$N=733 \times 3 \text{ r.p.m.}$
 $k=2,195$



$N=860 \times 3 \text{ r.p.m.}$
 $k=2,980$



$N=1,000 \times 3 \text{ r.p.m.}$
 $k=4,025$

写真一 質力により応力を受けた重力吸環の光弾性縞模様

土木研究所報告

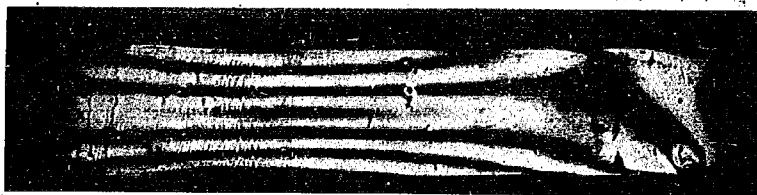


写真-2 自重による両端支持単純梁の光弾性綱支点間隔 $l=240\text{ mm}$, 断面 40×40

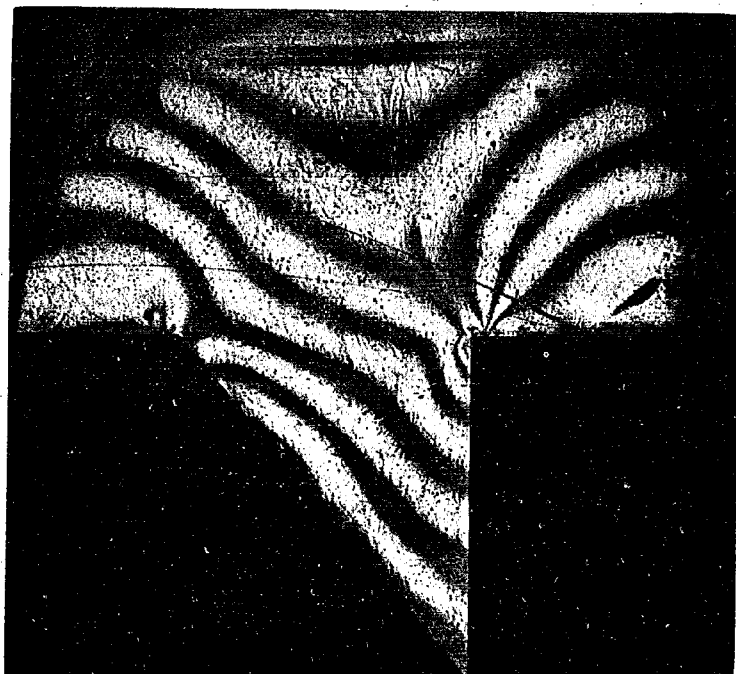


写真-3 水銀圧 γ による重力吸戻の光弾性綱 (暗視野)

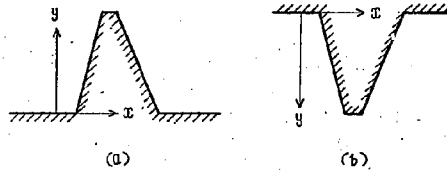


図-7

自重に対して考える場合には座標を図-7 (a) のようにとり、構造物の比重を γ とすれば

$$X=0, \quad Y=-\gamma$$

従つて

$$V=\gamma y$$

以上の理論により Biot は自重による応力を求めるには先ず $p=V=\gamma y$ なる水圧を加えることにより (4) に示す σ_x' , σ_y' , τ_{xy}' が求まり、従つて (2) より全体としての応力は

$$\sigma_x = \sigma_x' + \gamma y, \quad \sigma_y = \sigma_y' + \gamma y, \quad \tau_{xy} = \tau_{xy}' \dots \dots (2)'$$

のように求められる事を示した。なお実験としては自身の重量が無視できる材料で模型を作り、比重 γ の液体中に図-7 (b) のように逆さに入れて応力を測定すればよいとしている。しかるに従来の光弾性実験材料 (例えばフェノライト) では $\lambda=5,461 \text{ \AA}$ に対して

$$c/\lambda=1.0 \text{ (綱次数/kg/mm)}$$

したがつて実験材料の板厚さ $t=6 \text{ mm}$ とすれば

$$c/\lambda \cdot t=6 \text{ (綱次数/kg/mm}^2\text{)}$$

よつて液圧 p により光弾性干渉縞の出る状況を調べるために図-8 のように楔形の物体を液中に逆さに入れた場合を考えてみる。然る時は一次の干渉縞を生ぜしむるに必要な水頭は

$$r \cos \theta_0 = \frac{10^5}{3T} \text{ cm}$$

従つて液体として水銀を用いても材料1枚では $r \cos \theta_0=2,252 \text{ cm}$ を必要とする。従つて $c/\lambda=1.0$ 程度の実験材料では実験が不可能であつた。よつて本理論を実験に利用するためには先ず超高感度の実験材料を作りだす事が第一の問題である。そのため研究の結果次のような特性を有する実験材料の製作に成功した。

本実験材料はエポキシ系の樹脂 (商品名 Araldite) のモノマーをデブアル・フタレート (D.B.P.) と混合して、デエチレントリアミン (D.E.A.) で重合させて硬化させたものである。配合は重量比で

Araldite 80 % + D.B.P. 20 %

D.E.A. Araldite の 5 %

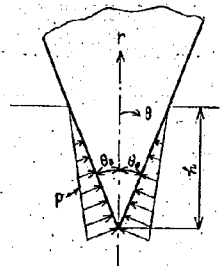


図-8

本実験材料の特性は

光弾性感度 $c/l=55$ (筋次数/kg/mm) たゞし $\lambda=5,461 \text{ \AA}$

弾性率 $E=0.30$ (kg/mm²)

従つて本実験材料は光弾性感度の点では現在最も優秀と云われているフェノライトや科研ライト (いずれも常温で $c/l=1.0$) の実に 55 倍の超高感度を有し、現在世界で知られている実験材料とは比較にならぬほどの優秀性を有する。また大型の供試体製作が可能で、加工による初応力を生ずる事も殆んどない(写真-2 参照)点等、他の実験材料に見ない秀れた特性を有し、土木構造物特に重量構造物の光弾性実験に対して絶大な俤力を発揮するものである。

いま供試体として $l=55 \text{ mm}$ の本実験材料を用うれば、本供試体は $l=6 \text{ mm}$ のフェノライト一枚の 500 倍以上の光弾性効果を有する。従つて前述の楔形を $l=55 \text{ mm}$ の本実験材料で製作して水銀液中に入れた場合一つの干渉縞を生ぜしむるに必要な水頭は

$$r \cos \theta_0 = \frac{2,252}{500} = 4.5 \text{ cm}$$

従つて本実験材料を用うる事により従来実験不可能とされた Biot の理論を実験に利用する事ができるようになつたわけである。

本実験材料を用うれば断面が比較的細いものでは写真-2 に示すように自重による応力を直接そのまゝの状態で測定する事ができる。従つて自重によるコンクリート橋梁等の応力測定は極めて容易となる。しかし重力堰堤のように極めて短太な構造物の模型に対しては本材料によつてもそのまゝの状態では応力の測定は困難である。この場合に対して Biot の理論を実験に利用すれば、従来測定困難であつた重力堰堤の応力状態も次のように極めて容易にかつ短時間に求める事ができる。

〔2〕 重力堰堤の自重による応力決定に対する実験

いま二次元的な応力状態にある重力堰堤の自重による応力状態を求めてみる。その場合簡単のため堰堤本体

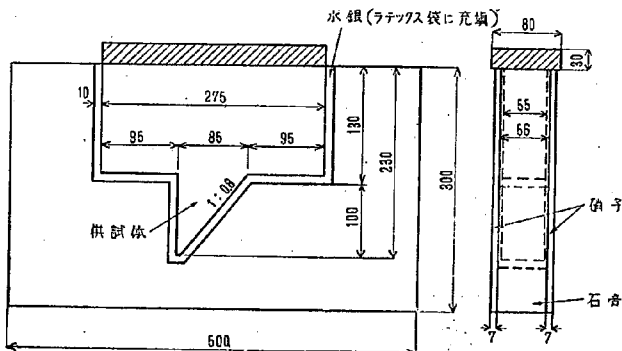


図-9 重力堰堤に対する水銀圧負荷装置

と地盤とは同質且つ連続であるとする。供試体および負荷装置は図-9 に示すようなもので、これを通常の光弾性実験装置における二つの視野レンズの間に挿入すればよい。この場合第一の視野レンズを出た偏光は平行光線となり、供試体の面に垂直に投入するようにせねば測定結果に誤差を生ずる。その場合の光弾性縞写真を示せば写真-3 のようになる。この写真より図-10 のような干渉縞次数 n の分布が求められるので

$$\text{主応力差} : \sigma_1' - \sigma_2' = n / \frac{c}{\lambda} \cdot t \quad \text{ただし } \frac{c}{\lambda} t = 3,025 \text{ (縞次数/kg/mm}^2\text{)}$$

$$\text{最大剪断応力} : \tau'_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_2')$$

はたゞちに決定される。これ等は液体圧による応力であるから $\tau'_{\max}$ 以外は更に (2)' 式に対する σ_x' , σ_y' を求めねばならない、それには先ず

$$U = \sigma_1' + \sigma_2' = \sigma_x' + \sigma_y' \dots\dots\dots (5)$$

とおけば

$$\Delta U = \Delta(\sigma_1' + \sigma_2') = \Delta(\sigma_x' + \sigma_y') = 0 \dots\dots\dots (6)$$

従つて U は境界条件さえ決れば (6) 式より容易に求め得る。この境界条件は図-10 に示す光弾性縞次数の分布状況よりたゞちに求められる。かくて U に対する境界条件が定まれば、根拠のような数学的に不規則な形状のものに対しては Lieberman 及び砂谷、根来両氏³⁾ 等による階差法を用うれば

水銀圧 79 に よ る 干 渉 縞 次 数 n の 分 布

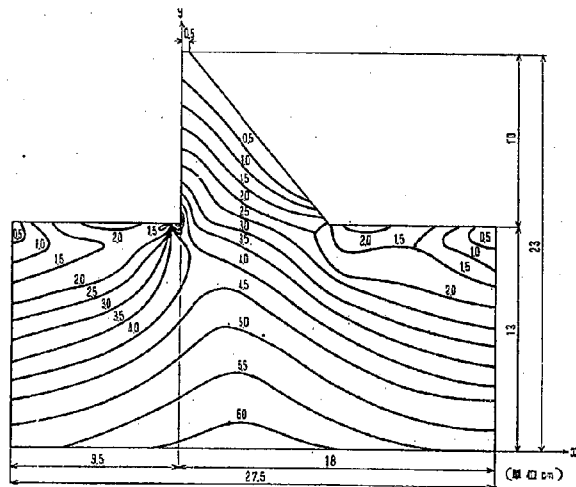


図-10

$$\left(\frac{1}{ac} + \frac{1}{bd}\right)U(x, y) \\ = \frac{U(x+a, y)}{a(a+c)} + \frac{U(x-c, y)}{c(a+c)} + \frac{U(x, y+b)}{b(b+d)} + \frac{U(x, y-d)}{d(b+d)} \dots (7)$$

特に $a=b=c=d=h$ の場合には

$$4U(x, y) = U(x+h, y) + U(x-h, y) \\ + U(x, y+h) + U(x, y-h) \dots (7')$$

よつて (7), (7') により水銀圧に対する主応力和 U の分布を求め
てみれば図-12 のような結果を得る。かくて主応力和 U が求めら

ば、液体圧に対する二つの主応力 σ_1' , σ_2' を決定することができ
る。しかし自重に対する応力 σ_x , σ_y を求むるには更に σ_x' , σ_y' を

求むる必要がある。これ等は二つの主応力 σ_1' , σ_2' の方向を求むれば決定されるが、主応力方向を示す等傾
曲線から求めたものは誤差を生じやすいので、多少手数を要するが、次の方法をとることにした。すなわち二
次元弾性体の力の釣合より

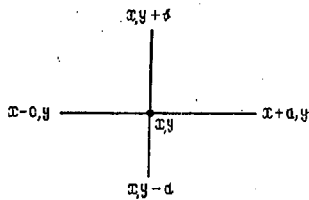


図-11

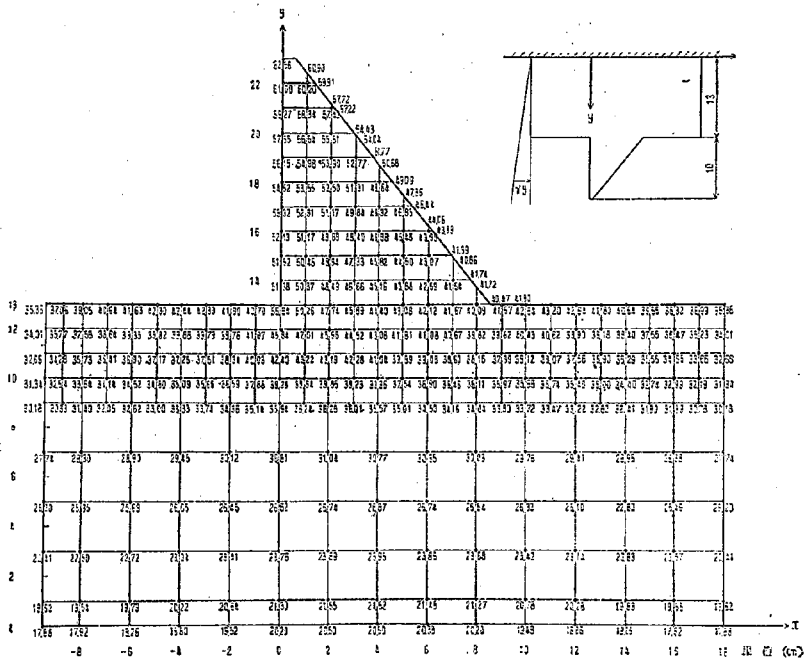


図-12 水銀圧 γy を受けた重力堰堤の主応力和 $-U = -(\sigma_1' + \sigma_2')$ の分布

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x'}{\partial x} + \frac{\partial \tau'}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_y'}{\partial y} + \frac{\partial \tau'}{\partial x} = 0 \end{cases}$$

上の二式より τ' の項を消去すれば

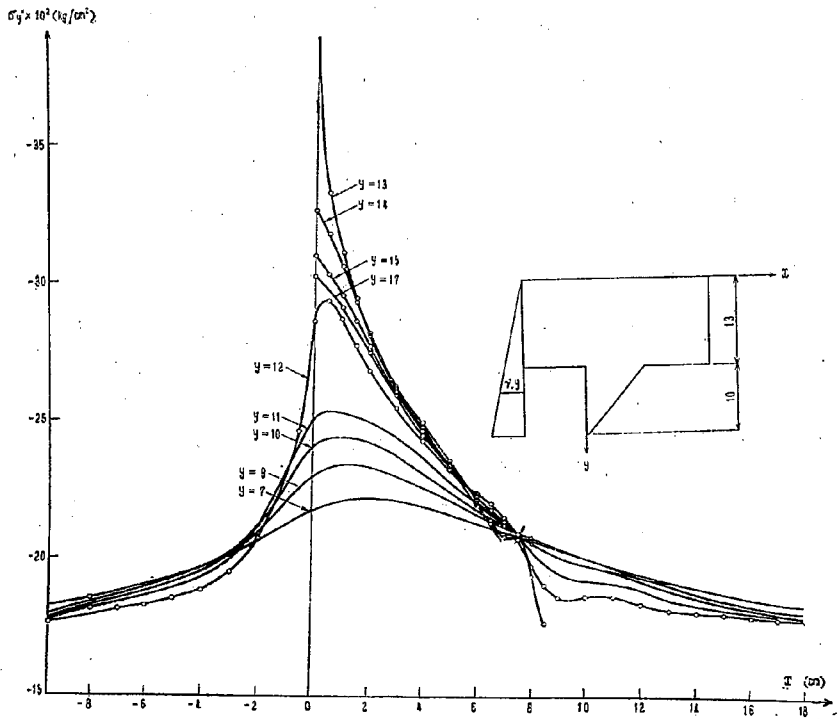
$$\frac{\partial^2 \sigma_x'}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \sigma_y'}{\partial y^2} = 0 \dots \dots \dots (8)$$

しかるに (5) より $\sigma_x' = U - \sigma_y'$ なる故、次のような二組の Poisson の微分方程式を得る。

$$\begin{cases} \Delta \sigma_x' = \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \dots \dots \dots (8-1) \\ \Delta \sigma_y' = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \dots \dots \dots (8-2) \end{cases}$$

従つて (8-2) を前記同級階差法により求むれば

(本型匠 7.3 による重力掘削の上下方向応力 σ_y' の分布



図—13

$$\left(-\frac{1}{ac} + \frac{1}{bd}\right) \sigma_y'(x, y) = \frac{\sigma_y'(x+a, y)}{a(a+c)} + \frac{\sigma_y'(x-c, y)}{c(a+c)} + \frac{\sigma_y'(x, y+b)}{b(b+d)} + \frac{\sigma_y'(x, y-d)}{d(b+d)} \\ - \frac{U(x+a, y)}{a(a+c)} - \frac{U(x-c, y)}{c(a+c)} + \frac{U(x, y)}{ac} \dots\dots\dots (9)$$

とくに $a=b=c=d=h$ の場合には

$$4\sigma_y'(x, y) = \sigma_y'(x+h, y) + \sigma_y'(x-h, y) + \sigma_y'(x, y+h) + \sigma_y'(x, y-h) \\ - U(x+h, y) - U(x-h, y) + 2U(x, y) \dots\dots\dots (9)'$$

(9), (9)' により σ_y' の分布を求めてみれば図-13 のような結果を得る。 σ_y' が求まれば、自重による上下方向の応力 σ_y は図-14 のように求められる。これにより圧縮部における応力の集中状況が如何に顕著であるかと云うことがわかる。すなわち堰堤底部(図-14 にて $y=13.0$ cm)においては応力の集中がなければ $y=13.0$ における σ_y の分布は点線で示すようになるはずである。従つて上流側底部における応力の集中度は $21.5/12.2=1.76$ となる。

なお模型試験片における応力 σ_m と実際の構造物における応力 σ_o との関係は

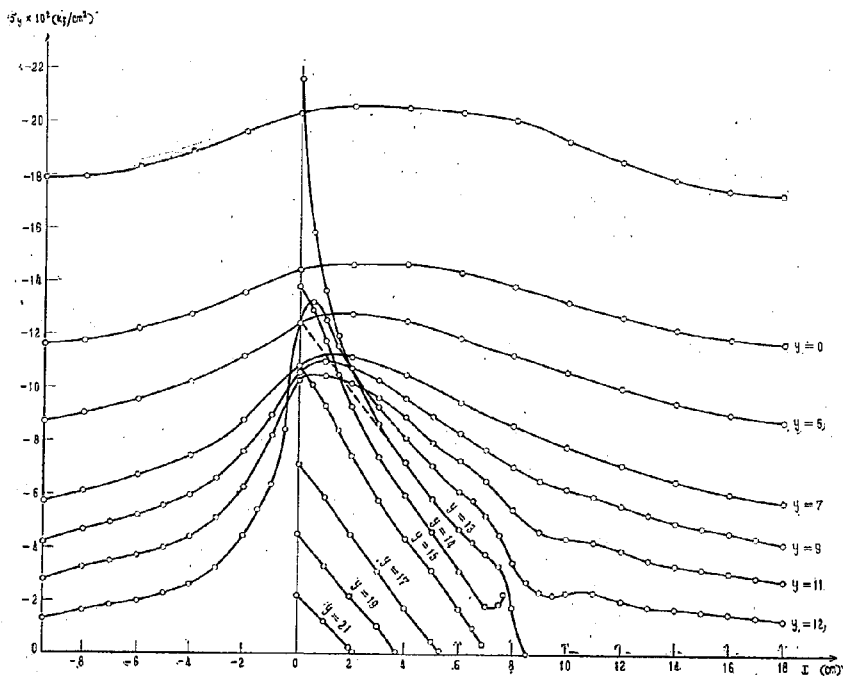


図-14 比重 $\gamma=13.6$ gr/cm³ なる物体の自重による上下方向の応力 σ_y の分布

$$\sigma_o/\sigma_m = \frac{\tau_o}{\tau_m} S$$

である。たゞし τ_m は実験に使用した液体（この場合には水銀）の比重である。

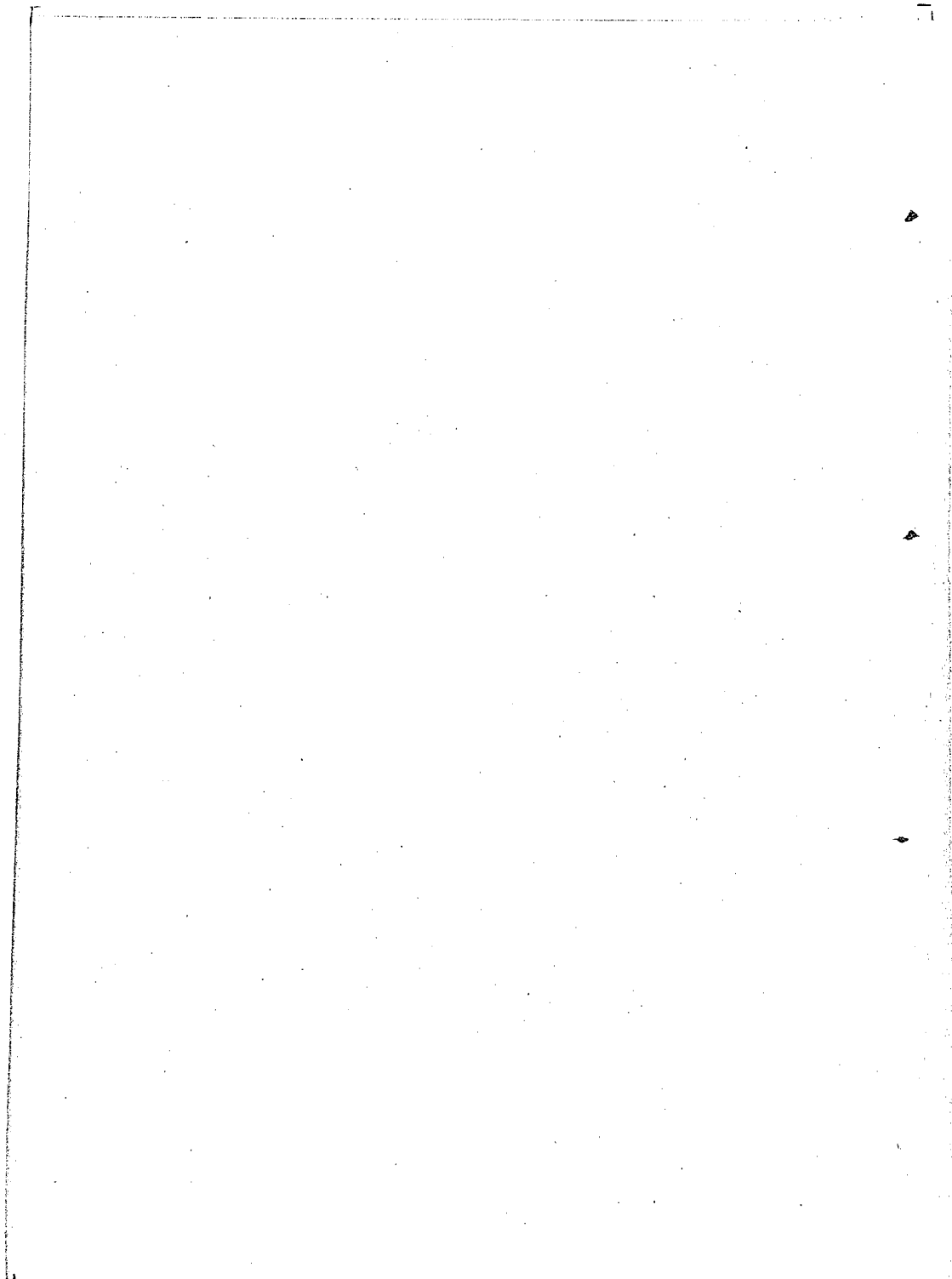
III 両方法に対する所見

前述のように二つの方法により重力環境を例にとり光弾性による重量構造物の応力測定法を二次元の場合について研究したが、両方法とも一長一短を有する。遠心方式は数年間の予備実験期間と多額の経費を要して現在実用に供し得るまでになつたが、今後の実験に対しては模型が比較的小型で済み、回転数を変えることにより渦次数の分布を詳細に求めることができるが、光学系の視野と模型の取付部に難点があつて境界条件を求めるのに都合が悪く、内部における垂直応力の分布を求めることが困難である。また回転に対して回転腕の平衡をとることが困難である。しかし縁応力及び内部における最大剪断応力を求めることは極めて容易である。

第二の方法は、水頭の関係で大きな模型試験片が必要でかつ荷重の変更が非常に制限される。しかし明瞭な縮写真を撮ることが容易で、境界条件も求めやすく、計算と併用することにより縁応力のみならず、内部応力の算出も極めて容易かつ短期間にできると云う長所を有している。殊に環境のように自重のみならず外荷重として水圧を受けるものに対しては、この水圧に対する理想的な荷重法が今まで光弾性ではなかつたが、同一模型によりこの水圧荷重に対しても理想的な荷重状態で実験できることは極めて好都合である。

これ等二方法の実験法により従来理論計算には非常な労力と長期間を要し、測定計算共に困難とされてきた重量構造物の応力が模型試験により比較的容易に知られるようになった事は、今後の重量構造物の合理的な設計を可能にし、かつ設計に対する時間と労力の節約に大いに貢献すると思われる。

なお遠心方式実験装置は当所前構造研究室長猪瀬孝雄技官の考案により製作したもので、主要部分の設計製作には科学研究所西田正孝博士、光の点滅装置の設計には当所機械課相沢君の御尽力によるものである。



築堤法面の安定計算に用いる安全率の とり方について

——河川堤防基準断面決定資料 No. 1——

建設技官 堀 岡 正 巳

(昭和 30 年 3 月)

目 次

要 約	(1)
I は し が き	(1)
II 既往の説に対する批判	(5)
〔1〕 安全率をある假定滑り面について求め、これを最小ならしめるような面を以 つて限界円とするという点	(6)
〔2〕 安定を保っている法面内の剪断抵抗力はどんな値をとるか	(6)
〔3〕 Taylor, Fellenius の安全率との関係	(7)
〔4〕 抵抗モーメント	(12)
III 安全率を図表によつて求めること	(12)
IV 2, 3 の例題	(13)
V 結 語	(15)

要 約

築堤法面の安定の計算の際に用いられる安全率のとり方はいろいろある。これ等について批判を加え、最も妥当であると思われる方法を提案し、これに基づいて河川堤防設計に用うるに好都合な計算図表を作製した。本邦河川堤防の法勾配について批判した。

I は し が き

築堤法面の安定計算法は 3 種に大別しうる。まず第 1 は弾性あるいは塑性理論に立脚したものである。堤体並びに基礎を弾性あるいは塑性体であると仮定し、これが重力の場において平衡を保っているという条件のもとに解き、堤体内の応力を求めるのである。安全率としてはある点の剪断強度とその点の実際働いている応力との比の値をとっている。この方法における安全率のとり方は一応正しいと思われるけれども、堤体内の一点が弾性限界をこえて塑性流動を起しはじめたからといって、直ちに法面全部が崩壊するという事にはならないから最も危険度の高い点の安全率をもつて全体の安全率とすることは無理のようである。橋梁等の鋼構造物においても局部的な破壊に対する安全率をもつて全体の安全率とすることは不当であるとされているようである。この救済策としては滑り面説の理論を併用して予想滑り面を描き、これに沿う滑り応力の合計を求め、しかる後、別に抵抗力を計算し、後者の前者に対する比の値を安全率とみなすというような方法が考えら

れる。¹⁾²⁾

第2は Rankine 系の粉体力学に立脚したものである。無限斜面を有する土塊内のすべての土はまさに極限釣合の状態にあり、その釣合の条件は次式で表わされるとする。

$$s_u = c_u + n \lg \phi_u \dots \dots \dots (1)$$

s_u = 剪断強度

c_u = 粘着力

n = 垂直応力

ϕ_u = 内部摩擦角

これから安定を保つことができる法面の長さ、すなわち法面の極限高さを求める。これによると極限高と実際の堤高との比を安全率と考えるということになる。この理論の主唱者は Frontard であつた。³⁾

ところでこの理論の欠点はすでに Terzaghi, Taylor 等によつて指摘されたようであり、今日は彼の理論を信じ、かつ実用に供している人はおそらくなからうと思う。

第3は堤体内にもし滑りをおこすとすればこの面に沿つて滑るのではないかと思われるような面、すなわち予想滑り面を仮定し、この面で境された滑り土塊の滑りに対する安定を論ずるいわゆる滑り面破壊論である。滑り面としては平面、対数らせん、円等が考えられている。中でも円形滑り面説は最も広く実用に供せられている。

この場合の安全率のとり方については Fröhlich 博士が相当詳細に論じているように大体2種の方法が存在していた。⁴⁾

第1は Fellenius⁵⁾の方法である。彼は安全率を

$$\text{安全率 } F.S. = \frac{\text{土の剪断強度 } s_u}{\text{実際の剪断応力 } s} \dots \dots \dots (2)$$

という式であらわしている。

実際の計算は法面が安定か否かということ判定するだけで、あまり深く安全率についてせんさくしてはいない。斜面内に仮想滑り面をえがき、土が粘着力 c_u (式(1)に示すもの)を有し、斜面が丁度限界釣合 ($F.S. = 1$)にあるとした場合、これに対応する内部摩擦角 $\phi_{req. \text{ } c-u}$ を求める。仮想滑り面は勿論円形であるが、その中心と半径を次々と変化させてこれ等に応ずる $\phi_{req. \text{ } c-u}$ を求め、その最少値を定める。これが土の内部摩擦力 ϕ_u (式(1)に示すもの)よりも小さければ安全である。

第2は Ohde の方法である。彼の方法によれば安全率は

- 1) May, D. R. and Brahu, J. H. A., Proposed Methods of Calculating the Stability of Earth Dams. 2. Congr. Large Dams 1936 D-58.
- 2) Bennett, P. T., Notes on Embankment Design. 4. Congr. Large Dams 1951 R. 28.
- 3) Frontard, J., Cycloïdes de Glissement des Terres. Compt. Rend. Hebdom. Acad. Sci. 1922 T. 174 p. 528.
- 4) Fröhlich, O. K., General Theory of Stability of Slopes. Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes, Sweden, 1954. Vol. 1.
- 5) Ohde, J., Einfache erdstatistische Berechnungen der Standsicherheit von Böschungen. Berlin u. Dresden 1943. 1034 (Arch. Wasserw 1943 Nr. 67).

$$\text{安全率 } F.S. = \frac{c}{c_{\text{req. } \phi=0}} + \frac{tg\phi}{tg\phi_{\text{req. } c=0}} \quad (3)$$

で表わす。

但し、

$c_{\text{req. } \phi=0}$ は $\phi=0$, $F.S.=1$ に応ずる粘着力

$\phi_{\text{req. } c=0}$ は $c=0$, $F.S.=1$ に応ずる内部摩擦角である

Fröhlich は上記の2方法は間接的な方法 (indirect method) なりとし、もつと一般化した方法すなわち直接法 (direct method) を発表し、間接法は直接法から導き出せるとした。

図-1 において AB は仮想滑り面とし、O をその中心とする。粘着力は AB に沿って一様に分布するとした場合、合力の作用線の位置並びに方向はきまる。⁶⁾ R は滑らんとする土塊に働く重力や流水圧力等の合力である。

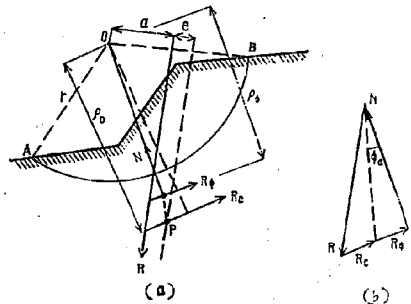


図-1 Fröhlich の安全率を求める図

R_ϕ は AB 上に働く内部摩擦力の合力、 N は垂直応力の合力である。滑り土塊に働く力が釣合を保つためには図-1 (b) のように力の多角形が閉じていることが必要である。この図をつくるには次のようにする。まず R を (a) の図から平行にうつす。 R の矢の頭から R_ϕ に平行線を引く。 R_ϕ の大きさは cAB に等しいとする。円弧上の垂直応力の分布を仮定し、また内部摩擦角は ϕ_a であるとする、 R_ϕ の位置と方向は R_ϕ と同様にして求められる。 N は R_ϕ と直交して、しかも作用線が円の中心 O を通る。⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾

このようにして R_ϕ と N の方向がわかるから、図-1 (b) の R_ϕ の矢の頭から (a) の R_ϕ と平行に R_ϕ を (b) の R の矢の根本から (a) の N と平行に N を引けば R_ϕ , N の大きさは決定される。 N と R_ϕ との直交性、円弧の垂直応力の分布についての議論はしばらくおく。ところで、力の四角形が (b) のごとく閉じたというだけでは平衡条件は成立しない。(a) 図で R_ϕ と N との合力の作用線が R ならびに R_ϕ の作用線と一点 P に会合する条件をみたさなければならない。一般には R は P を通っていない。そこで P を通り R に平行線を引き、 R をこの線上に移動する。中心 O からこの線ならびに R にいたる距離をそれぞれ $a+c$ および a とする。これで安全率を求める準備がすっかりとゝのつたわけであるが、もう少し説明を加

6) Taylor, D. Fundamentals of Soil Mechanics.

7) 土木工学ハンドブック

8) Fröhlich, O. K., Sicherheit gegen Rutschung einer Erdmasse auf Kreiszyklindrischer Gleitfläche mit Berücksichtigung der Spannungsverteilung in dieser Fläche. Federhofer und Girkman. Festschrift Wien 1950 p. 181—197.

9) Fröhlich, O. K., Sobre a avaliação do Coeficiente de Segurança relacionado com o Escorregamento dum maciço de Terra coerente as longas duma superfície circular. Bol. Ord. Eng. Lisboa 1954 Vol. 3, No. 6.

10) Fröhlich, O. K., On the Danger of Sliding of the Upstream Embankment of an Earth Dam, Caused by Complete or Partial Discharge of the Reservoir. 4 Congr Large Dams 1951 Vol. 1. p. 329—342.

えておこう。平行移動してえた新しい R , R_e , R_ϕ , N は力の多角形が閉じているし、モーメントが零に等しいという第3の釣合の条件を満足している。又新しい R は土の抵抗力 R_e , R_ϕ , N の合力であるということもできる。従つて新しい合力 R の O に関するモーメントは抵抗モーメントまたは抵抗力のモーメントと称せられるものである。

$$R(a+e) = R_e \cdot \rho_e + R_\phi \cdot \rho_\phi \quad (4)$$

が成立することは容易にわかる。

ただし ρ_e , ρ_ϕ は O からそれぞれ R_e , R_ϕ に到る距離である。

Fröhlich は安全率を

$$F.S. = \frac{R_e \rho_e + R_\phi \rho_\phi}{Ra} \quad (5)$$

あるいは

$$F.S. = \frac{a+e}{a} = 1 + \frac{e}{a} \quad (6)$$

であつた。

ついで彼は上記の簡便的な方法は特殊な条件のもとに近似的に成立するということを示している。

Fröhlich は論及していないが、現在広く用いられているもう一つの方法は Taylor の与えた方法である。⁶⁷⁾

彼は任意の円形滑り面を仮定した場合、これについての安全率を求める方法として次のような提案を行った。まず円弧に沿う粘着力を一定なりと仮定した。そうすると前述のように粘着力の合力 R_e の位置と方向、すなわち作用線がきまつてくる。(図-1 参照) 外力の合力が R とした場合 R_e と R の交点を求めることができる。この交点から O を中心とし $r \sin \phi$ を半径とする円すなわち摩擦円に切線を引けば、これが垂直力と摩擦力の合力の方向を与える。釣合の条件としては、更に力の三角形が閉じるということが必要であるということから、 R_e の大きさが求められ $\frac{R_e}{AB} = c_d$ とおく。

(Fröhlich に従えば c_d は $c_{req.}$ とでも書くところだろうか。)

$$\text{安全率 } F.S. = \frac{c}{c_d} \quad (7)$$

であつた。円の中心と半径を変化させると c_d 、これに応じて $F.S.$ はかわる。 c_d の最大値 ($F.S.$ の最小値) に相当する円を限界円 (critical circle) とし、この円に沿う滑りが最も起りやすいとした。

$$S.N. = \frac{c_d}{\gamma H} = \frac{c}{(F.S.) \gamma H} \quad (8)$$

$S.N.$ は安定係数 Stability Number

γ は土の単位体積重量

H は築堤の高さ

$(F.S.)$ は安全率

というような値を導入し $S.N.$ と内部摩擦角 ϕ 、法面勾配 i との関係を示す便利なグラフを作製したためこの方法は大いに広く実用化された。

彼はこの他に剪断強度の平均値と剪断応力の平均値を

$$\begin{cases} s_a = c_a + n \operatorname{tg} \phi_a \\ s = c + n \operatorname{tg} \phi \end{cases}$$

であらわした場合に粘着力ならびに内部摩擦角の安全率をそれぞれ次のごとくした。

$$F_c = \frac{c_a}{c}, \quad F_\phi = \frac{\operatorname{tg} \phi_a}{\operatorname{tg} \phi}$$

$F_c = F_\phi$ の場合には

$$F_s = \frac{c_a}{c} = \frac{\operatorname{tg} \phi_a}{\operatorname{tg} \phi}$$

となり、このようにしてえられた安全率を剪断強度に関する安全率 (the factor of safety with respect to shearing strength) といった。

$F_s = 1$ とおいた場合 F_c と F_ϕ との間に一定の関係がえられるが、特に $F_\phi = 1$ とおいたときの F_c の値を粘着力に関する安全率 (factor of safety with respect to cohesion) と名付けた。すなわち

$$F_H = \frac{c_a}{c}, \quad s = \frac{c_a}{F_H} + n \operatorname{tg} \phi$$

における F_H は粘着力に関する安全率である。

剪断強度に関する安全率より粘着力に関する安全率の方が実用上便利である。何故なら斜面の高さが急に F_H 倍になった場合に破壊が生ずることが明瞭にわかるからである。従つて彼は粘着力に関する安全率をとるのだとした。高さに対する安全率をえらんだことのみについていえば Frontard と同様である。

II 既述の説に対する批判

円形滑り面説以外の方法については既述述べたように Fröhlich の当を得た批判があるからしばらくおく。

円形滑り面説に関する Fellenius, Ohde, Fröhlich, Taylor に共通した点は

(i) 最初に假定滑り面を描き、これによつて切り取られた土塊の滑りに対する安全率を計算し、滑り面の位置と大きさを变化せしめ、安全率の最小のものを最も危険な面すなわち、限界円 (critical circle) とし、この最少の安全率をその面の安全率としている。

(ii) 粘着力または内部摩擦力の一方または両方ともを固定して考え、その固定された値を堤体土の強度試験の結果えられる粘着力 c_a 、内部摩擦角 ϕ_a としている。

ところで最初に固定して考える値は

Fellenius		粘着力
Ohde	内部摩擦角	粘着力
Fröhlich	内部摩擦角	
Taylor	内部摩擦角	
(Bishop)	固定しない	

となつていて同一ではない。従つて、これら相互の中に若干の違いのあるのは当然である。

〔1〕 安全率をある假定滑り面について求め、これを最小ならしめるような面を以て限界円とするという点

まず、この点から議論を進めていこう。これは一見妥当のようである。ところが、このことは甚だ独断的な假定であつて、決して唯一の真理ではないことにすぐ気がつく。法面の安定を定める要素としては一般に法面勾配 i 、築堤高 H 、土の単位体積重量 γ 、内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c の5種がある。 i, H, γ は与えられたものとして ϕ, c のいずれか一方、又は両方を固定して安全率最小の条件を満足する限界円 O をきめたとする。前記の著者は限界円という名をつけたのはこの面で将来滑りが起りそうだという。ところが i, H, γ, c, ϕ のいずれかの要素をかえて限界釣合に達せしめたとき、はたしてこの面が最も危険な面となつたのだろうか。

こゝろみに i だけが変化した場合を考えよう。これは法面を切削して勾配を急にした場合に相当する。この作業により法面が次第に危険の度を増し、ついに滑りに対する極限平衡の状態に達したとしよう。この場合の法面勾配を $i=i_0$ とする。理論的にはこの場合安全率が1になることはもちろんである。そこで、もう一度限界円を引いてみると、前の場合とは全然別なものがえられるであろう。他の要素を変化せしめた場合についても同様であり、限界円は必ずしも最も危険な面とはいえない。どの要素が変化して破壊に到るかに従つて危険な面は全くちがうのである。いまは均一質の物質について考えているわけであるが、便宜的に考えた地震力のごときは γ の大きさと共に方向をも変化させる。滲透水は滑動の起動力の方向、大きさ、土の性質を同時にかえる。

このようにして限界滑り面として採用すべきものとしては、もつと有力なものがあることを忘れてはならない。上記のような限界滑り面は有力候補として挙げられるべきものの一つであつてこの他いろいろな滑り面が考えられてよいはずである。だから、少なくとも安全率をいう場合には、どのような性質の限界滑り面をえらんだかをまず述べておく必要があらう。現在行われている説で、ある特定な方法で求めた安全率が最小であるような面を限界滑り面としている。筆者はこれを仮りに安全率最小限界滑り面と名付けておこう。これは前述のように条件の変化で実際に生ずる破壊滑り面とは異なるものである。

〔2〕 安定を保つている法面内の剪断抵抗力はどんな値をとるか

前述のように円形滑り面説によつて安全率を求めた人達は、多くは内部摩擦角または粘着力の一方を固定して考えている。ところが、それが正当なりや否やについては全然触れていない。筆者は土の物理的性質を無視して勝手に剪断力常数(内部摩擦角、粘着力)を固定するのは正しくないと思ふ。これが正しいとすれば、固定されるものを内部摩擦角又は粘着力の代りに、これらよりも小さいある値に固定するということも一向差支えないことになり、その結果として無数に多くの安全率がえられるわけである。

剪断力が極限の剪断抵抗力に達した場合

$$s_n = n \tan \phi_n + c_n \dots \dots \dots (1)$$

$$s_n = \text{剪断力} = \text{剪断強度}$$

u = 垂直応力

ϕ_n = 内部摩擦角

c_n = 粘着力

という形式で表わされるような平衡式が成立する。剪断力 $s (< s_n)$ のような剪断力が作用した場合にどうなつたろうか。この場合も垂直応力による部分としからざる部分とに分けて考えれば次式であらわされる。

$$s = n \operatorname{tg} \phi + c \quad \dots\dots\dots (2)$$

ϕ, c はある常数

ϕ, c の値を求めるために次のような特殊な場合をとつてみる。

(i) $\phi_n = \phi = 0$ の場合

s を $s=0$ から逐次増大せしめ、 s_n にすると c は c_n になる。これを図であらわすと図-2 (a) となり、式であらわすと次式のようになる。

$$s = \frac{s_n}{c_n} c \quad \dots\dots\dots (3)$$

(ii) $c = c_n = 0$ の場合

s を $s=0$ から逐次増大せしめ s_n にすると $n \operatorname{tg} \phi$ は $n \operatorname{tg} \phi_n$ になる。これを図であらわすと図-2 (b) となり、式であらわすと次式のようになる。

$$s = \frac{s_n}{n \operatorname{tg} \phi_n} \cdot n \operatorname{tg} \phi \quad \dots\dots\dots (4)$$

(iii) 一般の場合

(3) と (4) とを組合わせた形になる。

$$s = \frac{s_n}{c_n} c + \frac{s_n}{n \operatorname{tg} \phi_n} n \operatorname{tg} \phi \quad \dots\dots\dots (5)$$

これを図であらわすと図-3 のようになる。従つて

$$\frac{n \operatorname{tg} \phi}{c} = \frac{n \operatorname{tg} \phi_n}{c_n} = \text{const.} = k$$

ゆえに

$$s = (1+k)c = n \operatorname{tg} \phi \left(1 + \frac{1}{k} \right)$$

〔3〕 Taylor, Fellenius の安全率との関係

筆者は安全率の定義は Fellenius にない、Taylor のいわゆる強度に関する安全率をとり、

$$\text{安全率 } F.S. = \frac{\text{土の剪断強度 } s_n}{\text{実際の剪断応力 } s} \quad \dots\dots\dots (6)$$

としたい。これについては Fröhlich も賛意を表しているし、Bishop, Dackn, Hilf などともこれに従っている。たゞ s_n, s は滑り面に沿うての平均値である必要がある。

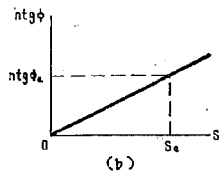
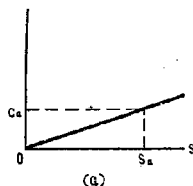


図-2

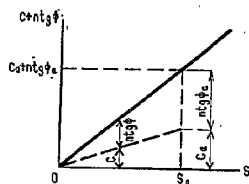


図-3

Fröhlich の表示法を使えば

$$F_s = \frac{s_n}{s} = \frac{n \operatorname{tg} \phi_n + c_n}{\frac{s_n}{s_1} n \operatorname{tg} \phi_n + \frac{s}{s_n} c_n} = \frac{n \operatorname{tg} \phi_n + c_n}{F_s n \operatorname{tg} \phi_n + F_s c_n}$$

Taylor の粘着力に関する安全率 F_H は次式から求められる。

$$\frac{n \operatorname{tg} \phi_n + c_n}{n \operatorname{tg} \phi_n + c_n F_H} = 1$$

従つて

$$F_H = \frac{c_n}{c_d} \dots \dots \dots (7)$$

たゞし、 F_H は Taylor の粘着力に関する安全率、 c_n は滑動力 (driving force) を用いて求めた粘着力。同様に Fellenius の安全率 F_f は (これは言葉が悪いかもしれない、なぜなら Fellenius はこんなにはつきりとは定義していないから)

$$\frac{n \operatorname{tg} \phi_n + c_n}{F_f n \operatorname{tg} \phi_n + c_n} = 1$$

従つて

$$F_f = \frac{\operatorname{tg} \phi_n}{\operatorname{tg} \phi_d} \dots \dots \dots (8)$$

実際にはこんな簡単式で表わせないが概念的に關係をつかむのに便利である。($n = \text{const.}$ と仮定できる範圍では真理である)

図-4(a) に示すように、高さ H 、勾配 t 、単位体積重量 γ のような斜面があつたとする。土の剪断常数は c_n, ϕ_n である。 c, ϕ を任意に変化して限界釣合にもち來たしたとする。このときの c, ϕ の組合わせは無限にありうるわけだがこの組合わせを $\operatorname{tg} \phi, c$ を軸とした座標面にあらわすと図-4(b) 曲線 1 のようになる。Taylor の粘着力に関する安全率は $\frac{c_n}{c_d} = F_H$ として求められる。

ところが Fellenius の安全率のもとめられない。なぜなら c_n が $\phi = 0$ に対する c の値、すなわち OA よりも大きいからである。曲線 2 のような $c - \operatorname{tg} \phi$ 曲線がえられるときは

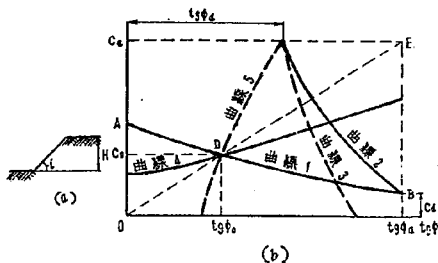


図-4

$$F_t = \frac{tg\phi_a}{tg\phi_n}$$

これは Taylor の内部摩擦に関する安全率 F_ϕ に相当する。

曲線3のような場合には Taylor の安全率はもとめられない。しかし剪断強度に関する安全率は如何なる場合においてもはつきり求められる。

なお曲線4又は5のようなものが実在しないことは容易にわかる。従つて剪断強度に関する安全率は常に Fellenius 又は Taylor の粘着力に関する安全率より小さい値を与える。

Taylor によれば $[F_c, F_\phi]$ の2係数が等しいとおいた方がのぞましい場合には F_c と F_ϕ の値を F_s で表わし

$$F_s = \frac{c_n}{c} = \frac{tg\phi_n}{tg\phi} = \frac{s_n}{a}$$

ここに F_s を剪断強度に関する安全率である。 F_ϕ と F_c (粘着力に関する安全率) の間にはなお次のような関係が可能である。」として図-4(b) 曲線1であらわしたような関係を表示している。

このことからみると F_ϕ, F_c 等の物理的意味についてはあまり考慮を払っていないとは思えない。p. 417 においては、これは任意にえらべる数であるかのごとく書いているが、筆者はこれには同意しがたい。Ⅰ-〔2〕の理由から n を一定とみる限りにおいて $\frac{ntg\phi}{c} = \text{const.}$ であるから Taylor の考え方での $F_\phi = F_c$ は常に成立する。

ある種の土では含水量により c, ϕ が変化し、その変化の割合が不揃いで、飽水すれば c が殆んど0になり ϕ はあまり変わらないというような場合がある。だから、 c と ϕ とには別々の安全率を考慮しておかなければならないという莫然たる考えの F に F_c, F_ϕ を別々の値としてあるとすれば、これは大きな誤りではなからうか。このような場合には土の実験室試験から求めた c_n, ϕ_n の値をもとにした剪断抵抗力 $s_n = c_n + n tg\phi_n$ と不確定要素を考慮に入れた剪断抵抗力 $s_n' = \frac{c_n}{F_c'} + \frac{n tg\phi_n}{F_\phi'}$ の比を求め、これから土の材料的剪断強度に関する安全率

$$F_s' = \frac{s_n'}{s_n} = \frac{\frac{c_n}{F_c'} + \frac{n tg\phi_n}{F_\phi'}}{\frac{c_n}{c} + \frac{n tg\phi_n}{F_\phi'}}$$

とする。

別に s_n または s_n' をもとにした法面の剪断強度に関する安全率 (Taylor のいわゆる剪断強度に関する安全率) を

$$F_s = \frac{s_n}{s} = \frac{c_n + n tg\phi_n}{c + n tg\phi}$$

または

$$[F_s] = \frac{s_n'}{s} = \frac{\frac{c_n}{F_c'} + \frac{n tg\phi_n}{F_\phi'}}{c + n tg\phi}$$

$$[F_s]c + [F_s]ntg\phi = \frac{c_n}{F_c'} + \frac{n tg\phi_n}{F_\phi'}$$

よつて

$$[F_s]c = \frac{c_n}{F'_c}, \quad [F_s]n \operatorname{tg} \phi = n \frac{\operatorname{tg} \phi_n}{F'_\phi}$$

これから

$$\left. \begin{aligned} \frac{c_n}{c} &= [F_s][F'_c] \\ \frac{\operatorname{tg} \phi_n}{\operatorname{tg} \phi} &= [F_s][F'_\phi] \end{aligned} \right\}$$

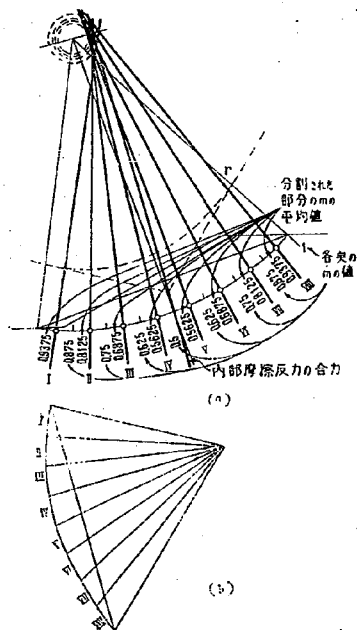
つまり全体としての安全率は材料的安全率と法面安全率の積としてえられる。

安全率は現状とある極限の状態とを比較する一つの尺度であり、筆者は極限の状態に対する考え方は形式的に従来の方法を踏襲して、現状の解釈に若干の改良を試みたわけであるが、現状の解釈についてもう一つの重要なことを説明しておきたい。これは変形についてである。従来滑り面説には変形についての概念は全然含まれていない。筆者の説にこの概念をとり入れるとすればそれは $\frac{s}{s_n} = m$ の滑り面に沿う分布である。変形と変形速度によつて m の値はきまることが滑り面に沿つて一般ではない。勿論「はしがき」第1の方法によつて一応理論的に求められるようにも見えるが正確な解決が与えられるとは決して考えられない。筆者は Taylor が K 値 (彼は ϕ -circle method で $r \sin \phi_n$ の r に対する補正係数で $r \sin \phi_n$ のかわりに $K_r \sin \phi_n$ とした。こゝに K 値と称するのはこれである。) を求めたのと同様な方法で m に対する補正値を計算してみたい。⁽⁶⁾

経験によれば m の分布は滑り面の最上端で最大であり、この点から次第に減少し、途中から再び増大して下端に達する。

いずれにしても殆んど無視できる程度の誤差である。

各分割ごとの粘着力の合力は図式的解法を用いれば図一6直線2の位置にくる。これに対し、均一な分布を仮定すれば1にくる。つまり、1と2との違いがある。 m の一様な分布を仮定したときの摩擦円を1、一様ならざるものを摩擦円2とする。滑り塊の重心に働く重力と粘着力の合力との交点からそれぞれに相当する摩擦円に切線を引く。図で見られるように2つの切線は殆んど平行している。この二つが完全に平行すれば一様でない変位を考えることの妥当性が証明されるわけであるが、図でみえるように若干傾斜しているから、多少の誤差はあることになる。その量の見積りは実際にどの程度になるか、更に検討を要するが、図



図一5 Uniform pressure を仮定したときの friction circle

式的には大した量になりそうもない。しかし将来、実験によつて確かめられる必要がある。

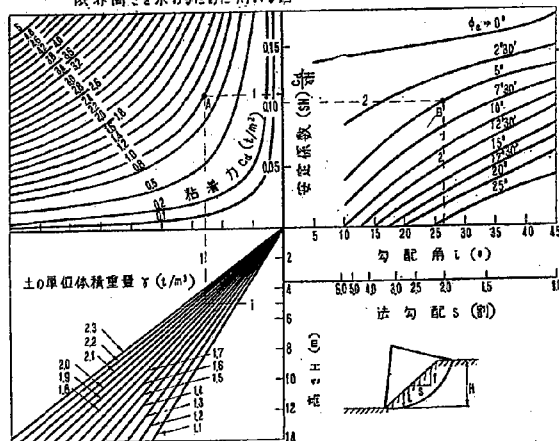
实例について m の値の一致でないための影響をしらべる。図一5、6 に示す法面は勾配 $i=30^\circ$ 、内部摩擦角 $\phi_d=5^\circ$ 、安定係数 $\frac{c_d}{\gamma H}=0.110$ の場合について上記の影響を定量的に求めたものである。この図に示す滑り面は限界滑り面である。弧上の圧力分布を一様なりとし、 m の分布は円弧の両端で共に 1、中央で 0.5 とする（これは想像される分布の内最も悪い条件のもののようなものである）。そしてこの中間は直線的に変化すると仮定する。円弧を 8 等分し、各分割された部分の m の平均値をもとめる。その値は次のようである。

分割	I	II	III	IV
	VIII	VII	VI	V
m	0.9375	0.8125	0.6875	0.5625
	(m_1)	(m_2)	(m_3)	(m_4)

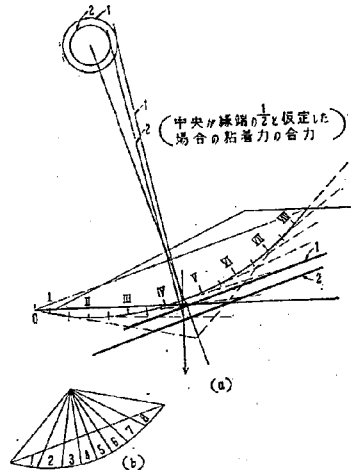
各分割ごとの摩擦円の半径は

$$m_i r \sin \phi_d \quad (i=1, 2, 3, 4)$$

法勾配、内部摩擦角、粘着力、土の単位体積重量を知つて
限界高さも求めるために用いる図

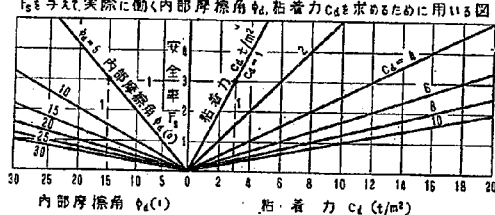


図一7



図一6 Uniform pressure を仮定したときの粘着力の合力

剪断強度で求めた内部摩擦角 ϕ_d 、粘着力 c_d 、剪断強度に因する安全率 F_s として実際に働く内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c を求めるために用いる図



図—8

となり内部摩擦反力は矢印のようになる。図式解法により合力を求めると(a)の太い実線のようになり $K r \sin \phi$ 対にする補正係数は 0.94 となり、 $r \sin \phi$ に対するものは 0.97 となる。

〔4〕抵抗モーメント

既存の説に共通な概念として抵抗モーメントというものがある。これははなはだ理解しにくいものである。

抵抗モーメントとは土に働く質量力(重力、流水圧力、浮力、地震力等)は現在のまゝで、内部摩擦角、粘着力は極限値に達したとしたときに、仮想滑り面に働く抵抗力の合力の円の中心に関するモーメントである。内部摩擦角、粘着力は質量力の合力に無関係に一定であると仮定することはこのような計算の場合一般に認められている。ところが内部摩擦角により求められた内部摩擦力(これは抵抗モーメントの一つの要素となる)は質量力の合力によつてきまる。内部摩擦角、粘着力を極限値として考える以上、質量力を一定とすることは片手落ちで、当然これを変化せしめなければならないと思われる。質量力を変化させてゆけば抵抗モーメントも変化し内部摩擦角を 0 にした時の最小値から、非常に大きい値までの如何なる値をもとることができる。

このようにして今迄一定と考えていた抵抗モーメントもよく考えてみれば、はなはだあいまいなものになつてくる。

「はしがき」の第 1 にかいた複雑な理論においてさえも、この点についてのあいまいさは同様である。

この点については将来研究の必要があろう。

III 安全率を图表によつて求めること

現在施工済の築堤の安全率をもとめれば、どの程度の安全率のものなら安定であるというようなことがわかり、将来の設計施工に便利である。ところが安全率を求めることは普通行われていないようだし、又簡単に求めようとしてもなかなか厄介である。そのために图表を作製し、実用に便した。 $\phi_d=0$ の場合については別に検討を加える予定であるから、今回は滑り面が法尻を通る場合にのみ限定しておいた。

例 1

法勾配 2 割、堤高 5m、 $c_d=3.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi_d=15^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ の堤防の安全率 F_s を求めよ。 $F_s=3$ と仮定する。そして図-8 の 1-1-1 の線から $c_d=1.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi_d=5^\circ$ を得る。図-7 の右上図で $=2.0$ に相当する縦線 2 と $\phi_d=5^\circ$ の交点 B と、左図で $H=5 \text{ m}$ 、 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ に応ずる 1-1 線から得られ

る A 点とを結ぶ直線はほぼ水平になる。従つてこの場合 $F_s=3$ は安全率として採用してよいことがわかる。ついでながら粘着力に対する安全率は 10 となる。

例 2

同じ堤防で $c_d=5.0 \text{ t/m}^2$, $\phi_d=20^\circ$ とした場合の安全率を求めよ。

安全率 3 とすれば $c_d=1.7$, $\phi_d=7^\circ$ が図-8 よりえられ、この値を図-7 に入れると A, B に相当する点がほぼだしく傾斜する。そこで F_s の値を更に大きく $F_s=5$ とすれば A, B に相当する点を結ぶ線はほぼ水平になる。そこで $F_s=5$ がもつめる安全率であることを知る。粘着力に関する安全率は 42 となる。

IV 2. 3 の 例 題

(1) 河川堤防の安全率について

図-7 を用いてある高さ $H \text{ m}$ の堤防を築くのに用いる土の粘着力 $c_d (\text{t/m}^2)$ と内部摩擦角 $\phi_d (^\circ)$ はどの程度でなければならないかをしらべてみると図-9 のようになる。たとえば高さ 6 m の堤防で $c_d=0.6 \text{ t/m}^2$ の場合、 ϕ_d は 9.2° 以上でなければならない。

図-10 には $H=10 \text{ m}$, $s=1$; $H=10 \text{ m}$, $s=2$ の曲線のみを描いた。 $F_s=1$ の線の附近の黒点は関東地方の土の内部摩擦角と粘着力との関係をあらわす。(この試験は土性図の編製のために行つたものである)。これ等の平均値を与えるように $F_s=1$ の線を引き、強度に関する安全率 $F_s=2, 3, 5$ とした場合の c_d , ϕ_d の関係はそれぞれ図示したようである。これからみると、関東地方の堤防では十分よくしめ固めた場合には非常に大きな安全率を有する。砂質の土で造つた堤防の安全率はフォーム質のものより小さい。

堤防の土質試験は未だ実施していないから、こゝにあげた数字はそんなに意味のないものかもしれないが、しかし今後の調査の方針をたてる上の参考くらいにはなるだろう。

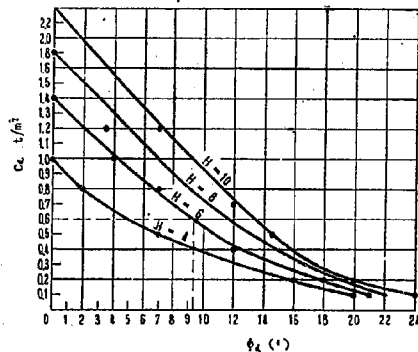


図-9 堤高 $H \text{ m}$ と内部摩擦角 ϕ° 粘着力 $c_d \text{ t/m}^2$ 間の関係

$$\gamma=1.5 \text{ t/m}^3, s=2$$

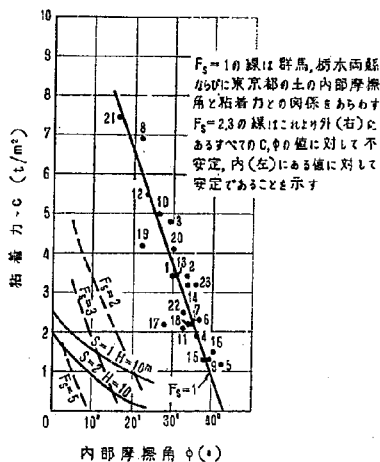


図-10

(2) 堤防の直高と法勾配との関係の批判

全国の直轄河川の堤防の直高と法勾配との関係についてはすでに研究所報告に発表した。¹¹⁾

この関係を今まで述べてきた安全率の概念から批判してみる。図-11 には文献 11) に発表されたものを再記した。

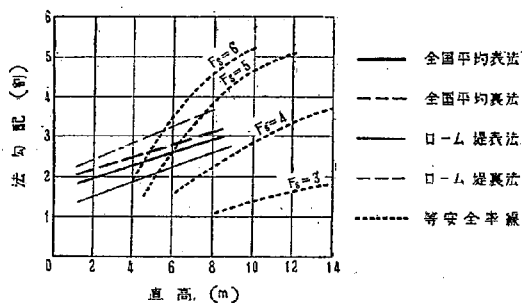


図-11 河川堤防の直高と法勾配との関係

堤防川土の内部摩擦角と粘着力とを図-10 から拾い、 $\phi_a = 30^\circ$, $c_a = 3.5 \text{ t/m}^2$ とする。安全率を $F_s = 3$ とすると図-8 から $\phi_a = 11^\circ$, $c_a = 1.3 \text{ t/m}^2$, 図-7 から堤高と法勾配との関係を求めて図示すれば図-11 のようになる。こゝでは土の単位体積重量 $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$ とした。安全率 $F_s = 4, 5, 6$ といった時の堤高—法勾配の関係も同様にして記入した。

この図からローランド堤では堤高 4m のものはよく締め固めた築堤に対しては $F_s = 6$, 安全率は堤高が増すに

11) 福岡正巳他, 土木研究所報告 No. 88 昭和 29 年 9 月

従つて逐次減少し堤高 8~9 m では $F_s=4$ となる。つまり堤高が低くなる程非常に安全度を増す。今後堤防の土質試験を実際に行えばこの項はもつと正確な議論ができるはずである。

V 結 語

(1) 安全率に関する既存の説のうち重要と思われるものを列挙し、これ等について批判を加え、河川堤防基準断面設計に最も役立つと思われるものを選定した。

(2) その安全率は Taylor の剪断強度に関する安全率である。

(3) 土の剪断強度に関する安全率がどうゆう物理的意味のあるものかについて論じた。

(4) 土の剪断強度に関する安全率の他に Taylor は粘着力ならびに内部摩擦角に関する安全率を定義しているが、これを土の材料的剪断強度に関する安全率と法面の剪断強度に関する安全率にわけて考えた。

(5) 滑り面に沿うて変形が一樣でないための影響を例について調べた。

(6) 安全率を図表によつて求める方法を提案した。

(7) 本邦直轄河川堤防の安全率について論じ、次の事を予言した。

a. 法勾配を同じとした場合よくしまつたローム堤 (内部摩擦角小, 粘着力大) は砂堤 (内部摩擦角大, 粘着力小) よりも安全に造り得るらしい。

b. 堤高の低いもの程安全に造られているらしい。

幅の広いフランジの有効幅に関する研究

建設技官 田 原 保 二
建設技官 沓 掛 哲 男

(昭和 30 年 3 月)

目 次

I 緒 言	(1)
II 実験要領	(1)
III 試験桁の計画と製作	(3)
IV 公式の誘導	(3)
V 数値計算	(9)
VI 実験値と理論値の比較	(11)
VII 設計への応用	(15)
VIII 結 論	(16)

I 緒 言

本実験は、ボックス・ガーダーの基本的諸性質を知るために試験用の桁を製作してこれに載荷し、その応力及び変みを測定せんとするものである。第二次大戦後特にドイツで長大スパンボックス・ガーダーの架設のために、材料、設計、製作、架設などのあらゆる面において大飛躍をなし、橋梁史上革命的な発達をとげ、昨今とみに注目されるに至った。その着想は新しいものではないが、その実現は最近の溶接構造の進歩、航空機、船舶構造理論の導入、及びかねて考えられていた橋床軽量化の研究等が結びついたものであつて、わが国においても、その発達を非常に期待されるものである。しかし現状ではこれを実現するには幾多の未知の理論的問題がある。そこでその裏付けとなる資料を得るために、今回の実験を行ったものである。

II 実 験 要 領

〔1〕 実験の目的

最近の橋梁構造の進歩にともない、幅の広いフランジの有効幅は極めて重要な意義を有するようになってきた。従来有効幅の決定には、その板厚の何倍かであらわす Faust の公式が適用されてきたが、これは板の曲屈から制限を設けたものであつて、その応力分布からも制限することが必要である。特に鋼フランジの場合には、補剛材を用うることにより曲屈に対して補強することができるから、その有効幅はフランジの応力分布から一義的にきめられる。

種々の case について実験を行ない、有効幅をきめることは予算上不可能であるので、1 case について実験を行ない、理論値と比較検討し、最も合理的な理論を用いて、実際の場合の有効幅を求めんとするものである。

〔2〕 使用器具

応力測定用 Baldwin 製 抵抗線歪計

Baldwin 製	抵抗線歪計	Indicator	1台
共和無線	"	"	1" (SM-3 E型)
"	switch box	24 点	5"
"	"	12 点	2"

以上約 144 成分測定可能であるが、128 成分を用いた。

撓み測定用

Dial Gauge

20 ケ

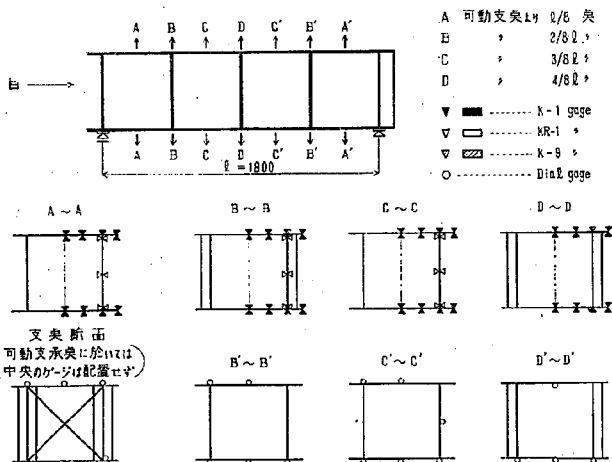


図-1

〔3〕 実験方法

1. 載荷方法

土木研究所所有の 70 ton スラブテスターにより 20 ton まで 5 ton 間隔で載荷し、荷重はリソグゲージ (25 cm) により測定された。載荷位置は可動端より 45 cm, 90 cm 及び 135 cm の点、すなわち腹鉄の補剛材の上に各々載荷した。桁へ荷重を伝える載荷装置の下にパッキンをおき、荷重の分布の完全を期した。

2. 応力の測定

共和無線研究所製電気抵抗線歪計のみを用いた。その配置図は図-1 のようである。各ゲージはワセリンで完全にコートし、湿気を防いだ。

3. 撓みの測定

ダイヤルゲージを使用したその配置は図-1 のようである。

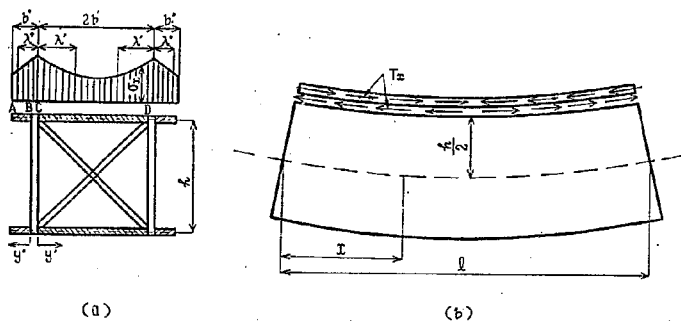


図-3

とする。

[1] 応力函数 $\phi(x, y)$

次に応力函数 ϕ を求めてみよう。

ϕ は次の方程式

$$\frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 0 \quad \dots\dots\dots (a)$$

を満足すると同時に、境界条件 $x=0, l$, で $\sigma_x=0$ であるような函数でなければならない。

いま ϕ を

$$\phi = \sum_{n=1,2,3} \sin \frac{n\pi}{l} x f_n(y) \quad \dots\dots\dots (b)$$

の形に仮定すれば、境界条件は満足されるので、(b) 式を (a) 式に代入すると次式を得る。

$$\alpha_n^4 f_n(y) - 2 \alpha_n^2 f_n''(y) + f_n^{(4)}(y) = 0 \quad \text{但し } \alpha_n = \frac{n\pi}{l}$$

この常微分係数を持った線形微分方程式の一般解は

$$f_n(y) = A_n(e^{-\alpha_n y} + B_n e^{\alpha_n y} + C_n y e^{-\alpha_n y} + D_n y e^{\alpha_n y})$$

である。

従つて、応力函数 ϕ は次のようになる。

$$\phi(x, y) = \sum_n A_n (e^{-\alpha_n y} + B_n e^{\alpha_n y} + C_n y e^{-\alpha_n y} + D_n y e^{\alpha_n y}) \sin \alpha_n x \quad \dots\dots\dots (2)$$

A_n, B_n, C_n, D_n は積分常数

一般に応力函数 ϕ を用いると、応力及び歪は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}, & \sigma_y &= \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}, & \tau_{xy} &= -\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \\ \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_y}{m} \right), & \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{E} \left(\sigma_y - \frac{\sigma_x}{m} \right) \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\tau_{xy}}{G} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

G ; 剛性率

m ; 縦の伸び又は縮みの歪
横の縮み又は伸びの歪

(2), (3)式よりフランジと web の接触線の支点より x の距離におけるフランジ縁の縦方向歪 ε_x は

$$\varepsilon_x \Big|_{y=0} = \frac{1}{E} \sum_n A_n \left[\frac{m+1}{m} \alpha_n^2 (B_n+1) + 2 \alpha_n (D_n - C_n) \right] \sin \alpha_n x \cdots \cdots (4)$$

となる。この縁に作用する縦方向応力 σ_x は

$$\sigma_x \Big|_{y=0} = E \varepsilon_x \Big|_{y=0} = \frac{1}{m} \sum_n A_n \alpha_n^2 (B_n+1) \sin \alpha_n x \cdots \cdots (5)$$

となる。

〔2〕 支点から同距離の web に対称荷重が載荷された場合 (図-4 参照)

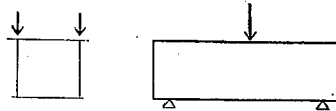


図-4

(1) 積分常数 B_n , C_n , D_n

web の外側、すなわち図-3 (a) の AB 部分のフランジの応力函数を

$$\phi''(x, y) = \sum_n A_n'' (e^{-\alpha_n y} + B_n'' e^{\alpha_n y} + C_n'' y e^{-\alpha_n y} + D_n'' y e^{\alpha_n y}) \sin \alpha_n x \cdots \cdots (6)$$

とし、web 間すなわち CD 間の応力函数を

$$\phi''(x, y) = \sum_n A_n' (e^{-\alpha_n y} + B_n' e^{\alpha_n y} + C_n' y e^{-\alpha_n y} + D_n' y e^{\alpha_n y}) \sin \alpha_n x \cdots \cdots (7)$$

とする。

イ). B_n'' , C_n'' , D_n''

B の接触面 (図-3 (a) 参照) では、横方向の変位はないから $v|_{y=0} \equiv 0$ である。また A 面は自由縁であるから $\sigma_y|_{y=b} \equiv 0$, $\tau_{xy}|_{y=b} \equiv 0$ である。

(3), (6)式を用いて、この3つの境界条件を満足する B_n'' , C_n'' , D_n'' を求めると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} B_n'' &= \frac{\gamma(e^{-2\phi_n''}-1) + 2\phi_n''(\phi_n''-\gamma)}{\gamma(e^{2\phi_n''}-1) + 2\phi_n''(\phi_n''+\gamma)} \\ C_n'' &= -\frac{\pi}{l} \cdot \frac{(e^{2\phi_n''}+1) + 2(\phi_n''+\gamma)}{\gamma(e^{2\phi_n''}-1) + 2\phi_n''(\phi_n''+\gamma)} \\ D_n'' &= \frac{\pi}{l} \cdot \frac{(e^{-2\phi_n''}+1) - 2(\phi_n''-\gamma)}{\gamma(e^{2\phi_n''}-1) + 2\phi_n''(\phi_n''+\gamma)} \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (8)$$

但し, $\phi_n'' = \frac{\pi b''}{l}$, $\gamma = \frac{m-1}{m+1}$, $e = 2.718$

ロ). B_n' , C_n' , D_n'

C の接触面 (図-3 (a) 参照) では横方向の変位はないから $v|_{y=0} \equiv 0$ である。また対称荷重であるから

web 間の中央断面では $\tau_{xy}|_{y=0} \equiv 0$, $v'|_{y=0} \equiv 0$ である。

(3), (6)式を用いてこの3つの境界条件を満足する B_n' , C_n' , D_n' を求めると、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} B_n' &= \frac{2\psi_n' e^{2\psi_n'} - \gamma(e^{2\psi_n'} - 1)}{2\psi_n' e^{2\psi_n'} - \gamma e^{2\psi_n'} (e^{2\psi_n'} - 1)} \\ C_n' &= \frac{n\pi}{l} \cdot e^{2\psi_n'} \cdot \frac{e^{2\psi_n'} - 1}{2\psi_n' e^{2\psi_n'} - \gamma e^{2\psi_n'} (e^{2\psi_n'} - 1)} \\ D_n' &= -\frac{n\pi}{l} \cdot \frac{e^{2\psi_n'} - 1}{2\psi_n' e^{2\psi_n'} - \gamma e^{2\psi_n'} (e^{2\psi_n'} - 1)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{ただし, } \psi_n' = -\frac{n\pi b'}{l}$$

〔2〕 積分常数 A_n

板の曲げ剛性は板梁の曲げ剛性に比し省略し得るとする。web とフランジの接触線に剪断力 $T_x = F(x)$ が作用するとする。フランジはこの $y=0$ 線に沿う力 T_x によって、その中央面に載荷される。これによって、前述した平面応力状態が生ずるのである。

x のフランジ断面の合力を X とするとき

$$X \equiv \int_{y=0}^{y=b} t \sigma_x dy = t \sum_n A_n (\alpha_n - \alpha_n B_n - C_n - D_n) \sin \alpha_n x \dots\dots\dots (10)$$

である。

剪断力 T_x と合力 X とには次の関係がある。

$$\int_0^x T_x dx = - \int_{y=0}^{y=b} t \sigma_x dy = -X \dots\dots\dots (11)$$

web のみの断面積を F , 断面二次モーメントを J , 廻転半径 $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$, web 高を h' とする。

web は外力によって起される曲げモーメント M_x と、剪断力 T_x によって起される曲げモーメント

$$\Delta M_x = - \int_0^x (T_x' + T_x'') h dx = (X' + X'') h \dots\dots\dots (12)$$

を受ける。

web 縁の曲げ応力は

$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &= - \{ M_x + (X' + X'') h \} \frac{h}{2} - \frac{h}{2} \\ &= - \frac{h}{2J} \sum_n [M_n + h t \{ A_n' (\alpha_n - \alpha_n B_n' - C_n' - D_n') \\ &\quad + A_n'' (\alpha_n - \alpha_n B_n'' - C_n'' - D_n'') \}] \times \sin \alpha_n x \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

従つて web 縁の歪量は

$$\begin{aligned} \bar{\varepsilon}_x &= - \frac{h}{2JE} \sum_n [M_n + h t \{ A_n' (\alpha_n - \alpha_n B_n' - C_n' - D_n') \\ &\quad + A_n'' (\alpha_n - \alpha_n B_n'' - C_n'' - D_n'') \}] \times \sin \alpha_n x \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

Web 縁の歪とその点の板の歪が等しいという条件

$$\bar{\varepsilon}_x = \varepsilon_x' \big|_{y'=0} = \varepsilon_x'' \big|_{y''=0} \dots \dots \dots (15)$$

から積分常数 A_n' , A_n'' をきめる。

$$\varepsilon_x' \big|_{y'=0} = \frac{1}{E} \sum A_n' \left[\frac{m+1}{m} \alpha_n^2 (B_n' + 1) + 2 \alpha_n (D_n' - C_n') \right] \sin \alpha_n x \dots \dots \dots (16)$$

$$\varepsilon_x'' \big|_{y''=0} = \frac{1}{E} \sum A_n'' \left[\frac{m+1}{m} \alpha_n^2 (B_n'' + 1) + 2 \alpha_n (D_n'' - C_n'') \right] \sin \alpha_n x \dots \dots \dots (17)$$

(1), (16), (17) 式を(15) 式に代入すると

$$-Z[M_n + A_n' u_n' + A_n'' u_n''] = A_n' w_n' = A_n'' w_n'' \dots \dots \dots (18)$$

$$\text{ただし} \begin{cases} Z = \frac{h}{2J} & u_n' = th(\alpha_n - \alpha_n B_n' - C_n' - D_n') \\ & u_n'' = th(\alpha_n - \alpha_n B_n'' - C_n'' - D_n'') \\ w_n' = \frac{m+1}{m} \alpha_n^2 (B_n' + 1) + 2 \alpha_n (D_n' - C_n') \\ w_n'' = \frac{m+1}{m} \alpha_n^2 (B_n'' + 1) + 2 \alpha_n (D_n'' - C_n'') \end{cases}$$

(18) 式を解くと

$$A_n'' = \frac{-M_n}{\left(\frac{w_n''}{w_n'} u_n' + u_n'' \right) + w_n'' \frac{1}{Z}} \dots \dots \dots (19)$$

$$A_n' = \frac{-M_n}{\left(\frac{w_n''}{w_n'} u_n'' + u_n' \right) + w_n' \frac{1}{Z}} \dots \dots \dots (20)$$

(3) 同じ web 応力を有する補正梁

方程式(2), (3)を用いて x 断面の応力を計算すると、応力 σ_x は y の増加に伴ない急速に減少する。従つて初等曲げ理論をフランジ幅の広い板梁に適用すると非常に大きな誤差を生ずる。いま初等曲げ理論によつて web の応力と変形が等しくなるようなフランジ幅を $2\lambda_x < 2b$ とし、この板梁を補正梁と各々ける事にする。

$2\lambda_x$ は荷重状態のみならず、一般には位置 x の函数でもある。従つて、一般に補正梁は変化せる断面を有する。補正梁の断面 $(F_x)_{Ers}$ は web 断面 F と板断面 $(\lambda_x' + \lambda_x'')l$ からなつてゐる。

フランジの中央面から補正梁の重心までの距離 ξ は対称性から

$$\xi = \frac{h}{2}$$

その断面の二次モーメントは

$$(J_x)_{Ers} = J + 2(\lambda_x' + \lambda_x'') \xi \frac{h^2}{4} \dots \dots \dots (21)$$

となる。従つて補正梁の曲率は初等曲げ理論により

$$\left(\frac{1}{\rho_x}\right)_{Ers} = \frac{M_x}{E \left\{ J + \frac{th^3}{2}(\lambda_x' + \lambda_x'') \right\}} \dots\dots\dots (22)$$

となる。

前述した正確な理論の場合の曲率は

$$\frac{1}{\rho_x} = \frac{M_x + (X' + X'')h}{EJ} \dots\dots\dots (23)$$

である。

$$\left(\frac{1}{\rho_x}\right)_{Ers} = \frac{1}{\rho_x} \dots\dots\dots (24)$$

であるから

$$\frac{M_x}{J + \frac{th^3}{2}(\lambda_x' + \lambda_x'')} = \frac{M_x + \sum (A_n' u_n' + A_n'' u_n'') \sin \alpha_n x}{J} \dots\dots\dots (25)$$

$$\therefore \lambda_x = \lambda_x' + \lambda_x'' = \frac{2J}{th^3} \left\{ \frac{M_x}{M_x + \sum_{n=1,2,3,\dots} (A_n' u_n' + A_n'' u_n'') \sin \alpha_n x} - 1 \right\} \dots\dots\dots (26)$$

となる。

(4) 撓み

いま η' を web のみに荷重 p が作用した場合の撓みとすると、撓み η は次式で表わされる。

$$\eta = \eta' + \frac{1}{EI} \cdot \frac{P^3}{\pi^3} \sum \frac{1}{n^3} (A_n' u_n' + A_n'' u_n'') \sin \alpha_n x \dots\dots\dots (27)$$

$$\eta' = \frac{p l^3}{16 EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{4}{3} \cdot \frac{x^3}{l^3} \right).$$

〔4〕 Web 上に 1 点荷重が載荷された場合

逆対称荷重の場合 (図-5 (a)) について応力分布を求め、これを〔2〕で求めた対称荷重の場合 (図-5 (b)) に重畳することによって、目的の 1 点荷重の場合 (図-5 (c)) の応力を求める事にする。

web は補剛材によつて補強され、フランジよりかなり剛であり、端部では (図-2 参照) web 間に対傾斜がなされているので、逆対称の場合にも web のフランジの接合縁はヒンジであるとの仮定を設ける事は、さほど妥当性を欠いていない。

(1) 積分常数 B_n , C_n , D_n

web の外側、すなわち図-1 (a) の AB 部分のフランジの応力函数の積分常数 B_n'' , C_n'' , D_n'' は (8) 式と同じである。

B_n' , C_n' , D_n' は次の境界条件

$$v|_{y=0} = 0, \quad \sigma_x|_{y=0} = 0, \quad u|_{y=0} = 0$$

から求めると、次のようになる。

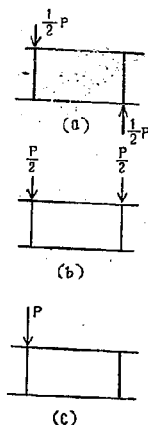


図-5

$$\left. \begin{aligned} B_n &= \frac{2\phi_n X - X'(1+e^{-2\phi_n})}{\{e^{\phi_n} X'(1+e^{-2\phi_n}) + 2\phi_n e^{-\phi_n} X\}} \\ C_n' &= -\frac{n\pi}{l} \cdot \frac{X\{e^{\phi_n} + e^{-\phi_n}\}}{\{e^{\phi_n} X'(1+e^{-2\phi_n}) + 2\phi_n e^{-\phi_n} X\}} \\ D_n' &= -\frac{n\pi}{e} \cdot \frac{X\{e^{\phi_n} + e^{-\phi_n}\}}{\{e^{\phi_n} X'(1+e^{-2\phi_n}) + 2\phi_n e^{-\phi_n} X\}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (28)$$

(2) 積分常数 A_n

支点からの距離 x なる断面について考えてみよう。

図一6の AB 間のフランジ断面の合力 X'' は、(10) と同じである。CD 間については中央 OO' で切断すると、その切断面には剪断力 τ_{xy} が作用する。

Web とフランジの接触線に作用する剪断力の支点から x までの総和は次のようになる。

$$\begin{aligned} \int_0^x T_x' dx &= - \int_{y=0}^{y=b} t \sigma_x' dy - \int_0^x t \tau_{xy}' dx \\ &= -t \sum A_n' (\alpha_n - \alpha_n B_n' - C_n' - D_n') \sin \alpha_n x - t \frac{\partial \phi}{\partial y} \Big|_{y=b} + \frac{\partial \phi}{\partial y} \Big|_{y=0} \\ &= -t \sum A_n' (\alpha_n - \alpha_n B_n' - C_n' - D_n') \sin \alpha_n x \dots\dots\dots (29) \end{aligned}$$

式 (29) は式 (10) と全く同形であるから A_n'' , A_n' は式 (19) (20) で与えられる。

V 数 値 計 算

計算に必要な諸数値は次のようである。

$$\frac{1}{m} = 0.287, \quad \gamma = \frac{m-1}{m+1} = 0.554, \quad e = 2.718, \quad l = 180, \quad t = 0.6$$

$$\phi_n'' = \frac{n\pi \times 10}{180}, \quad \phi_n' = \frac{n\pi - 25}{180}, \quad \frac{h}{2J} = \frac{50}{2 \times 6250} = 0.004$$

(1) 対称 2 点荷重の場合

(1) 積分常数 B_n , C_n , D_n

(8), (9)式を用いて B_n'' , C_n'' , D_n'' , B_n' , C_n' , D_n' を求めると表一1のようになる。

表一1

n	1	2	3	5	6	7	9	10	11	13
B_n''	-0.6087	-0.3590	-0.1818	0.0194	0.0750	0.1108	0.1407	0.1375	0.1354	0.1128
C_n''	-0.1414	-0.1413	-0.1460	-0.1637	-0.1768	-0.1931	-0.2354	-0.2613	-0.2901	-0.3548
D_n''	0.0886	0.0560	0.0343	0.0092	0.0020	-0.0029	-0.0082	-0.0092	-0.0095	-0.0086
n	1	2	3	5	6	7	9	10	11	13
B_n'	5.4477	-1.4758	-0.4759	-0.0992	-0.0474	-0.0229	-0.0052	-0.0025	-0.0011	-0.0002
C_n'	0.2408	-0.1890	-0.1506	-0.1755	-0.1990	-0.2261	-0.2851	-0.3159	-0.3468	-0.4096
D_n'	-0.1005	0.0330	0.0110	0.0022	0.0011	0.0005	0.00011	0.00005	0.00002	0.000005

(2) 積分常数 A_n

表-1の B_n , C_n , D_n の値を用いて (19), (20) 式により A_n'' , A_n' を求めると表-2 の様になる。

表-2

n	1	2	3	5	6	7	9	10	11	13
支間中央 A_n''	-3.8256 p		0.2293 p, -0.0575 p			0.0208 p -0.0090 p			0.0044 p -0.0023 p	
断面載荷 A_n'	3.3341 p		0.2667 p -0.0579 p			0.0191 p -0.0080 p			0.0040 p -0.0021 p	
支間 1/4 A_n''	-2.7051 p	-0.0661 p	-0.1626 p	0.0403 p	0.0337 p	0.0147 p -0.0053 p	-0.0032 p	-0.0031 p	0.0016 p	
断面載荷 A_n'	2.3578 p	-0.5504 p	-0.1886 p	0.0410 p	0.0320 p	0.0135 p -0.0057 p	-0.0055 p	-0.0028 p	0.0015 p	

(3) フランジの支間方向の応力 σ_x

式(2), (3), より σ_x は次式で与えられる。

$$\sigma_x = \sum A_n [\alpha_n^3 \{e^{\alpha_n y} (1 + c_n y) + e^{\alpha_n y} (B_n + D_n y)\} + 2\alpha_n (D_n e^{\alpha_n y} - C_n e^{-\alpha_n y})] \sin \alpha_n x \quad (30)$$

$$\alpha_n = \frac{n\pi}{l}$$

表-1, 2 を用いて, (30) 式により σ_x を計算すると表-3 のようになる。

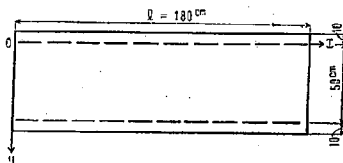


図-7

表-3 (a)

$x(\text{cm})$	$1/8 l = 22.5$	$1/4 l = 45$	$3/8 l = 67.5$	$1/2 l = 90$
支間中央断面載荷				
$y(\text{cm})$				
-10.0	-90	-183	-284	-345
0.0	-95	-195	-300	-440
12.5	-94	-186	-268	-311
25.0	-93	-182	-254	-282

σ_x の値 (kg/cm^2), 荷重 $p=10 \text{ ton}$ の場合

表-3 (b)

$x(\text{cm})$	$1/8 l = 22.5$	$1/4 l = 45$	$3/8 l = 67.5$	$1/2 l = 90$	$5/8 l = 112.5$	$3/4 l = 135$	$7/8 l = 157.5$
支間 1/4 断面載荷							
$y(\text{cm})$							
-10.0	-139	-241	-229	-183	-145	-104	-55
0.0	-148	-331	-244	-192	-154	-106	-55
12.5	-123	-211	-218	-186	-145	-100	-51
25.0	-111	-183	-204	-182	-143	-98	-50

σ_x の値 (kg/cm^2), 荷重 $p=10 \text{ ton}$ の場合

(4) 有効幅

式 (26) を用いて、有効幅 b_e 及びそのフランジ幅 (35 cm) に対する百分率を計算すると、表一4 のようになる。

表一4

		$x(\text{cm})$	$l/8=22.5$	$l/4=45$	$3/8l=67.5$	$l/2=90$	$5/8l=112.5$	$3/4l=135$	$7/8l=157.5$
桁中央断面 面載荷	有効幅 b_e (cm)		33.38	32.73	31.19	27.94			
	有効幅フランジ幅 (%)		95.4	93.5	89.1	79.8			
桁 $1/4$ 断面 面載荷	有効幅 b_e (cm)		30.06	21.26	31.32	32.73	32.40	31.45	30.55
	有効幅フランジ幅 (%)		85.9	60.7	89.5	93.5	92.6	89.8	87.3

(5) 撓み

式 (27) を用いて撓みを計算すると表一5 のようになる。

表一5 (m, m)

x	$1/8l$	$1/4l$	$3/8l$	$1/2l$	$5/8l$	$3/4l$	$7/8l$
桁中央断面載荷	0.072	0.135	0.180	0.200			
桁 $1/4$ 断面載荷	0.064	0.114	0.136	0.136	0.118	0.086	0.045

〔2〕 1点荷重の場合

III〔3〕で述べたように、先ず逆対称荷重の応力状態を求める式 (29), (19), (20) を用いて桁中央断面に逆対称荷重が作用した場合の積分常数 B_n, C_n, D_n, A_1 を求め、式 (30) によつてフランジの応力を求めると表一6 のようになる。

表一6

$y(\text{cm})$	$x(\text{cm})$	$1/8l=22.5$	$1/4l=45.0$	$3/8l=67.5$	$l/2=90$
-10.0		-36	-85	-157	-208
0.0		-54	-111	-178	-295
12.5		-28	-56	-93	-119
25.0		0	0	0	0

σ_x の値 (kg/cm^2), 荷重 $P=10$ ton の場合

従つて1点荷重の場合の応力は、表一3 (a) と表一6 の平均値として得られる。

VI 実験値と理論値との比較

〔1〕 フランジの応力分布

フランジの応力分布につき理論値と実験値を比較して図示すると、図一8, 9, 10 のようになる。

全フランジ断面を有効とした初等曲げ理論による応力より、本理論値の方が一般に大きく出ているのは web

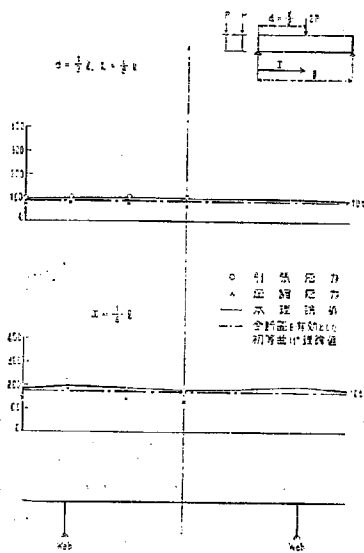
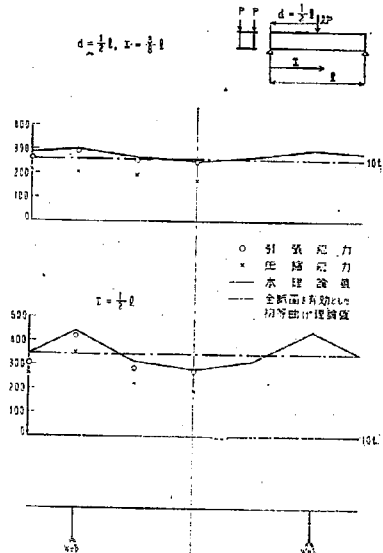


図-8a



- b

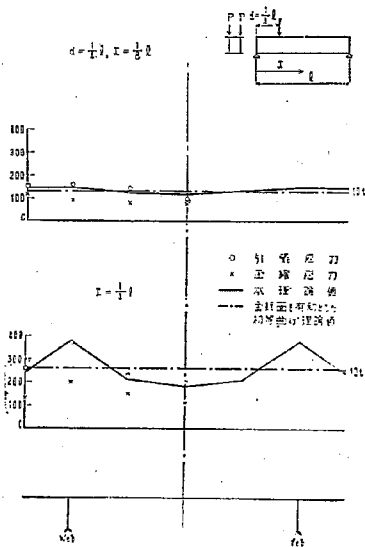


図-9a

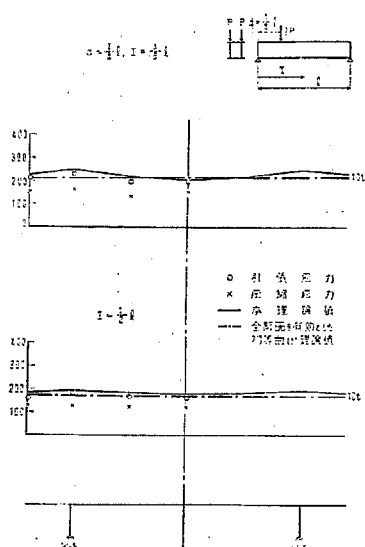


図-9b

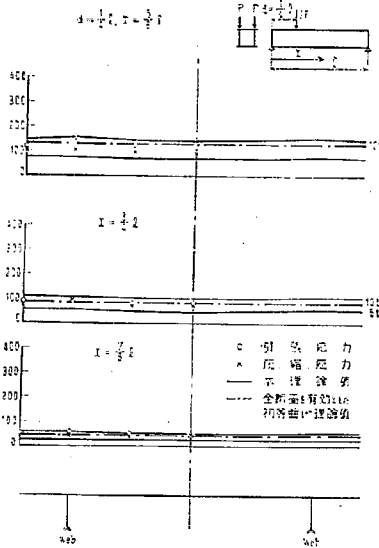


図-9c

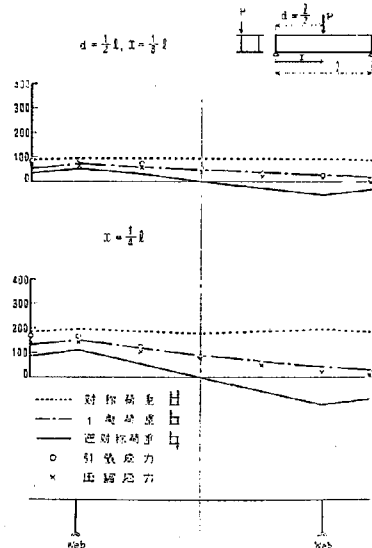


図-10a

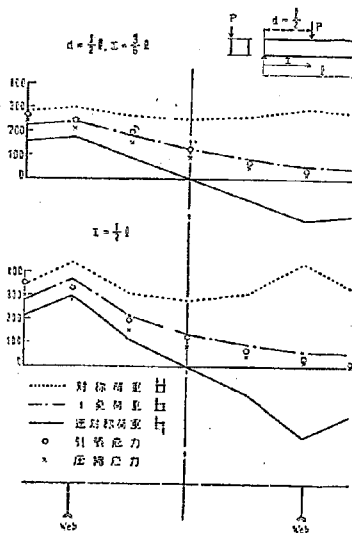


図-10b

間のフランジは web によって側方に拘束されているからである。実験値を見ると引張側の平均応力が圧縮側の平均応力より一般に大きく出ており、理論値に近い値を示している。これはどのような理由によるかは、今後の研究を待たねば明言できないが、

- (1) Strain gauge 自体圧縮の場合一様に wire が短縮されなため小さい値を示すのではない。
- (2) 腹板によって拘束された飯では歪と応力は比例しないのを Strain gauge で応力を測定するところに原因があるのではないと思われる。

対称荷重及び1点荷重の場合の web 間では理論値と実験値とはかなりよく一致しているが、1点荷重の場合の web 外ではあまりよく一致しない。それは対称荷重の場合には web 間中央断面 OO' (図-6 参照) には剪断力は作用せず、フランジの応力分布は γ 方向には大差ないから、フランジ面内には考慮するほどのモーメントが生じないが、逆対称荷重の場合には OO' 断面には剪断力が作用し、

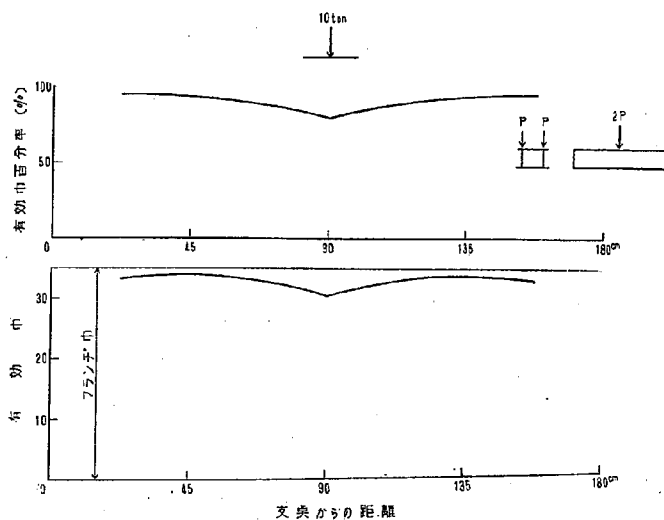


図-11

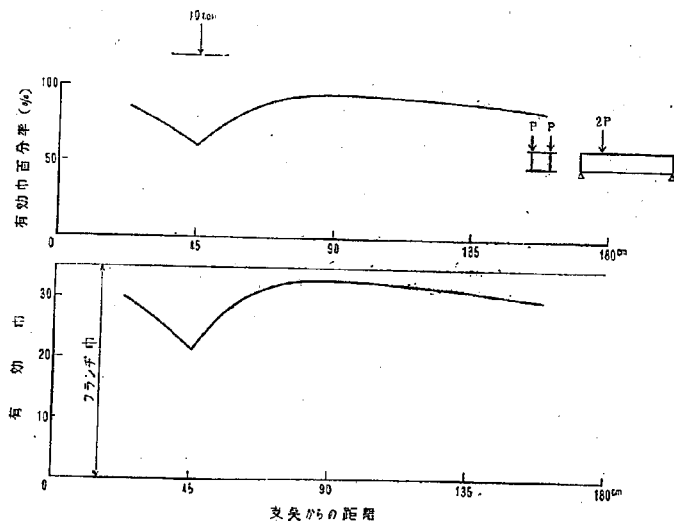


図-12

フランジ面内に可成り大きなモーメントを生じる。すなわち境界条件 $v|_{y=0} = 0$ は近似的に成立するのである。
web 間の応力分布は他の境界条件によりこれによる誤差はかなり補正されるが、web のほかフランジではそ

の影響が幾分表われるため、及び振れが生ずるためと思われる。

〔2〕 有効幅

フランジ応力分布の理論値はその実験値とはよく一致していたから、有効幅の理論値もその信頼度が極めて高い事がうかがわれる。実験値として有効幅を求める場合には次の方法がある。

(1) フランジの応力分布から

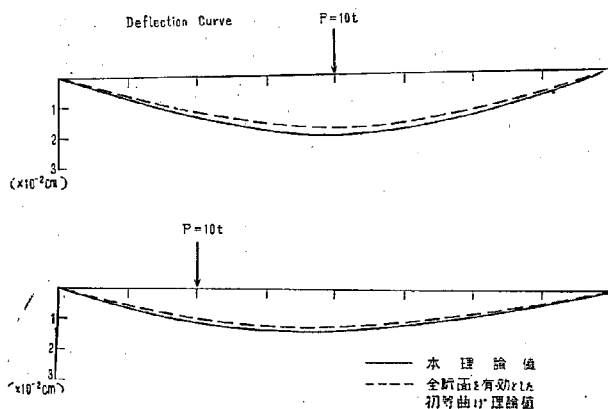
(2) 中立軸の変化から

があるが本実験では対称断面を用いているので、(2)の方法は使用できず(1)の方法によらねばならない。従つて〔1〕でフランジの応力分布の理論値と実験値がよく一致する事が確かめられているから、有効幅の実験値を求める事は省略する。

有効幅の理論値を表一4を用いて図示すると図一11, 12 のようになる。

〔3〕 撓み

支点のちぎみを良くする目的で支点にパッキングをはさんだため、支点自体の沈下が可成り大きく桁自体の撓みが小さいので、桁自体の撓みを推定してもあまり精度は期し難いので実験値は省略した。理論値を表一5を用いて図示すると、図一13 のようになる。



図一13

VII 設計への応用

新築道路橋示方書では主桁の設計には線荷重と等分布荷重を用いる事になっているから、主桁の中央に線荷

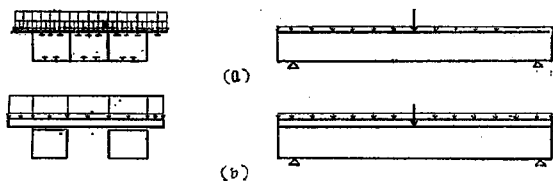


図-14

重他に等分布荷重が作用した場合について、上述の理論により有効幅 b を決定し設計を行うことにする。

Box girder としては図-14 (a) (b) の2種類が考えられるが、何れも設計荷重が作用した場合、各腹板はほぼ等しい荷重を負担するようになるから、前述の式 (26) によって有効幅を求めれば充分信用し得る値が得られると思う。

VIII 結 論

3つの実験桁 A, B, C の中 A についてのみ実験を行い、実験値と理論値を比較したのであるが、対称荷重の場合のフランジの応力分布及び有効幅についてはほぼ満足すべき結果を得た。

構みは桁の剛度大の為、支点沈下の影響が大きく、良い実験値を得る事ができなかったが、試験 B は剛度が小さいから充分撓みを検討する事ができると思う。本実験は最も基本的な case について実験を行ったので、今後捩りの問題、フランジの挫屈防止の為に補剛助材断面の変形を防止するための隔板、及びそれらの有効幅に及ぼす影響等、未解決の問題も多々あり今後更に基本的な実験的研究を基にして問題の解明に進みたい。

道路構造の安定性について

建設技官 竹 下 春 見

(昭和 30 年 5 月)

目 次

ま え が き	(1)
I 道路の安定に必要な要素	(1)
II 路面の沈下	(2)
III 路床土の剪断抵抗	(4)
IV 路床部分の支持力	(7)
V 応 用 例	(7)
VI 結 び	(12)

ま え が き

道路の安定性を推定する方法は数多く発表されているが、本報告では道路の機能として路面の沈下がある限度内にしなければならないという考え方と、路床土の力学試験の結果とより、道路の安定性を推定することを試みた。その結果は路面の許容沈下量をコンクリート舗装の場合には 0.125 cm、たわみ性舗装または砂利道においては 0.25~0.5 cm にとれば沈下に対する安全率が一番小さいようである。

更に本報告において C.B.R. と一軸圧縮強度の関係、および C.B.R. と土の弾性係数の関係を提案した。

I 道路の安定に必要な要素

交通車輛による荷重は舗装、路盤を通じて路床部分に伝達されるので、この場合に道路構造の各部分がどこも過度の応力を受けないことが必要である。そのためには次の 3 要素について考慮する必要がある。

(1) 交通荷重のために路面に生ずる沈下が許容沈下量以下でなければならない。例えばコンクリート舗装では沈下がある限度を超過すれば、コンクリート中に生ずる引張り応力が大となつてコンクリートに龜裂が発生するようになる。たわみ性舗装でも砂利道でも過度の沈下は道路の破壊の原因になる。従つて過度の沈下を防ぐために、路面で許容沈下量をきめておく必要がある。

(2) 路床土中の任意の点の剪断抵抗は外力によつて生ずる剪断応力よりも大でなければならない。計算上はたとえ路床部分の土の応力集中はそれほど大きくはなくても、路床土は含水量の増加によつて剪断抵抗が著しく減少し、また交通量が大きい場合は土はいづゆる progressive deterioration によりついに破壊に至ることがある。

(3) 交通荷重による垂直応力は分散されて路床に伝わるが、これは路床の支持力よりも小でなければならない。

以上の考察に基づいて道路構造の安定、不安定を検討する一つの方法について考察することにする。

II 路面の沈下

星基教授の研究¹⁾によれば、2層よりなる地盤において、上層の弾性係数を E_1 、ポアソン比を μ_1 、厚さを h 、下層の弾性係数を E_2 、ポアソン比を μ_2 とし、 $E_1 > E_2$ とすれば、上層と下層の区別のない均一な地盤に比して載荷荷重が上層の曲げ剛さによつて四方へ分散されて下層へ伝えられ、それに伴つて下層に生ずる応力と沈下が相対的に減少する。

いま図-1のように路面に半径 a なる円形等分布荷重 q が加つた場合、路面の沈下 Δ は星基教授によれば、

$$\Delta = \frac{1 - \mu_2^2}{E_2} \cdot 2qa \quad \dots\dots\dots (1)$$

$\mu_2 = 0.5$ とすれば

$$\Delta = \frac{1.5qa}{E_2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに $\frac{1.5qa}{E_2}$ は沈下係数であり、上層と下層の弾性係数、ポアソン比、および上層の層厚と交通荷重の接地半径に関係する函数で、その計算値は図-1に示すようになる。

Westergaard によれば路盤の支持力係数 K の値により舗装版の隅角、縁部、および中央部における沈下を計算することができる。²⁾

輪荷重が 5.2t と 8t の場合につき、舗装版の厚さを 20 cm と 25 cm として舗装版の各部の沈下を計算すれば図-2に示すようになる。これによれば版の縁部および中央部では隅角にくらべて沈下がずっと小さい。

コンクリート舗装を施工する場合は路盤の支持力係数の値は $K_{75} = 7 \text{ kg/cm}^3$ が必要であると一般にみとめられているが、隅角部について考えると図-2(a)より $K = 7 \text{ kg/cm}^3$ に対して、輪荷重が 5.2t の場合に、

厚さ 25 cm の場合 沈下 $\Delta = 0.12 \text{ cm}$

厚さ 20 cm の場合 沈下 $\Delta = 0.15 \text{ cm}$

となる。これによれば現在普通考えられているようにコンクリート舗装の沈下は 0.125 cm を越えてはならないという標準がおもむね妥当なものであることがわかる。

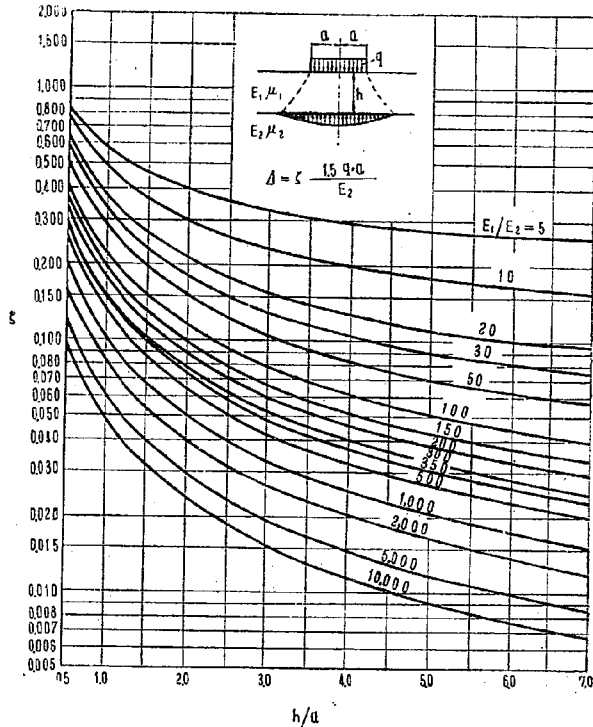
たわみ性舗装または砂利道においては許容沈下量のとり方は各国各所において大分異なっているが、C. B. R の値をとる方法から考えれば 0.25 cm ~ 0.5 cm が合理的のように思われる。¹⁾

輪荷重とタイヤの接地圧の關係は衝撃などの影響を含めて表-1に示すようである。³⁾

表-1 車輛重量と接地圧の關係

車輛重量 (t)	輪 荷 重 (t)	接地圧 (kg/cm ²)
9	3.6	4.6
13	5.2	5.5
20	8.0	6.4

- 1) 星基 和：基礎の支持力論 コロナ社
- 2) 谷藤正三：コンクリート舗装の設計 共立出版
- 3) 竹下春見：道路工学 金原出版

図—1 沈下係数 ζ と h/a の関係

III 路床土の剪断抵抗

路床土の剪断抵抗を求める試験はいわゆる剪断試験であるが、C. B. R. 試験も一種の剪断試験と考えてよい。

(1) 粘性土における C. B. R. と一軸圧縮強度との関係

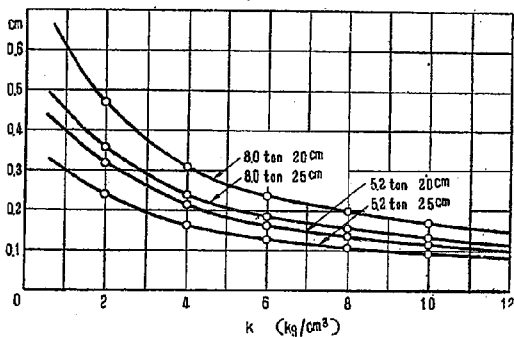
英国の Road Research Laboratory においては舗装全厚を決定する場合に Boussinesq の式より計算した最大剪断応力の値を深さの方向にプロットして、この曲線（図—5 の変形）をそのまま設計曲線として粘性土の場合に利用している。⁴⁾ Road Research Laboratory によれば、この方法は実際に相当よく合うようである。

従つて C. B. R. による設計曲線と Boussinesq の式による設計曲線とより、同じ輪荷重に対して同じ深さの点の C. B. R. と、それに相当する一軸圧縮強度を求めてプロットしたものが図—3 に示す実線の曲線である。

内部摩擦角 (ϕ) の値が 15° 以下の土に対して乱されない試料により C. B. R. と一軸圧縮強度 q_u の値を求めたものは図—3 に示すように、強度の低い土に対しては比較的良好な曲線にのっているが、強度が相当大きい土になると図に示す点線の直線の方がよく合うようである。

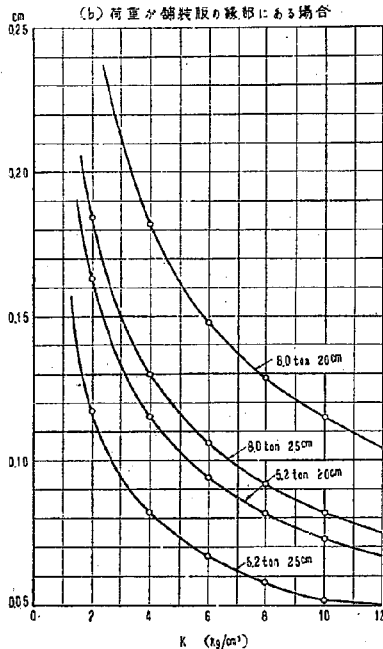
4) H. M. S. O. : Soil Mechanics for Road Engineers

(a) 荷重が舗装版の隅角にある場合



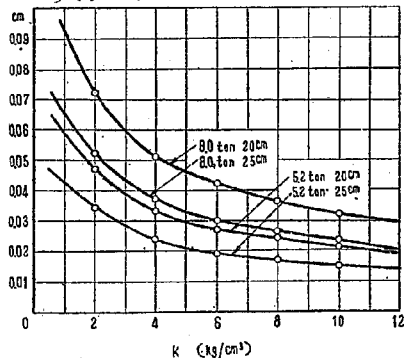
(a)

(b) 荷重が舗装版の縁部にある場合



(b)

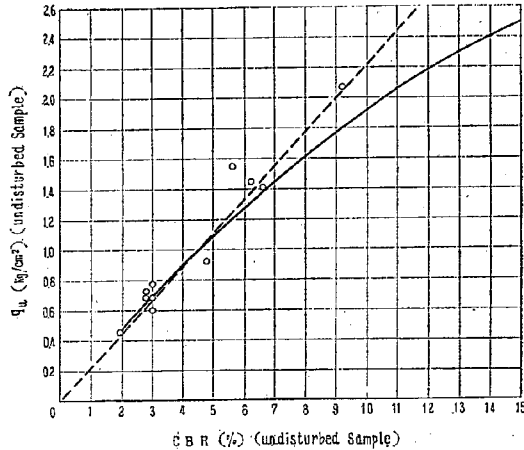
(c) 荷重が舗装版の中央部にある場合



(c)

図-2 K 値とコンクリート舗装の沈下の関係

データの不足のために決定的なことはまだいえないが、粘性土については C. B. R と q_u との間には一定の関係があるようである。



図—3 C. B. R と q_u の関係 (乱されない資料)
C. B. R の試験は自然含水量

(2) 路床土が overstress されないための条件

図—4 に示すように路面に半径 a なる円形面に等分布荷重 q が加わった場合は、上下両層の境界面に生ずる応力は円形面に分布するとし、その半径を a' 、反力の分布を 2 次拋物線として

$$p_r = 2q \left(\frac{a}{a'} \right)^2 \left\{ 1 - \left(\frac{r}{a'} \right)^2 \right\} \quad \text{.....(3)}$$

とすれば、中心下における反力 p は $r=0$ として、

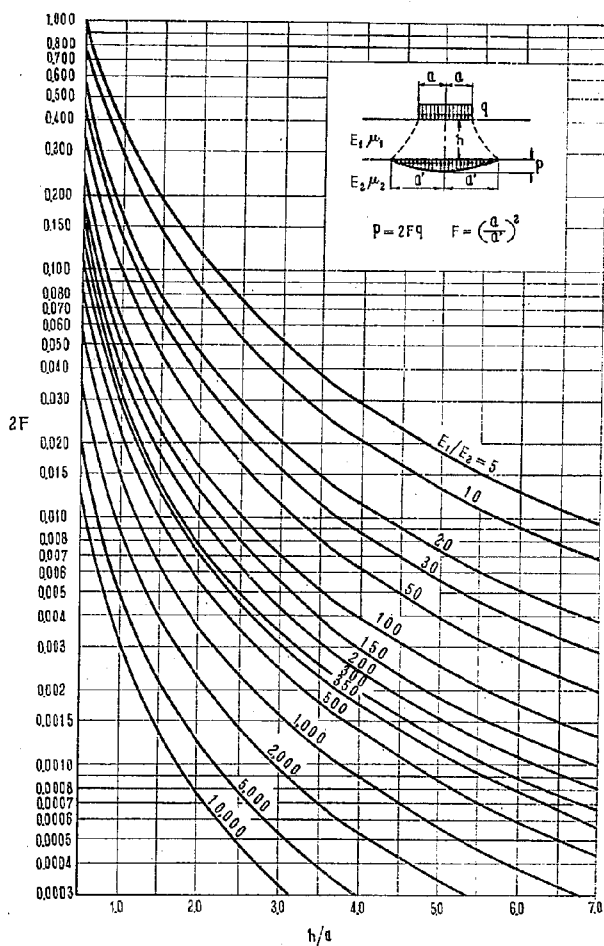
$$p = 2q \left(\frac{a}{a'} \right)^2 = 2F \cdot q \quad \text{.....(4)}$$

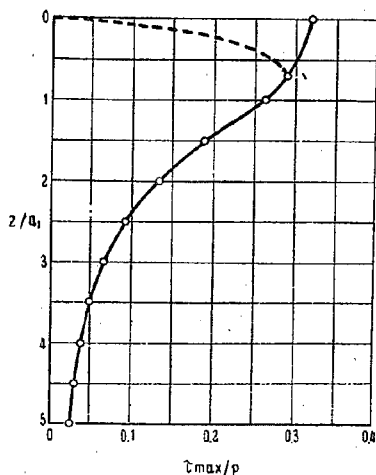
となる。

星塾教授の方法により E_1/E_2 に対して h/a と $2F$ の関係を求めたものが図—4 である。

図—4 より $2F$ の値を求めれば、載荷中心線上において路床土に加わる垂直応力 p を計算することができる。

路床上よりの深さを Z とすれば、路床上面に半径 a_1 なる等分布荷重 p が加わるとして Z/a_1 と路床中に生ずる剪断応力の関係は図—5 に示すようになる。図—5 は Boussinesq の式により計算したもので、 Z/a_1 と $\tau_{\max}/p$ の関係が示されている。任意の点からの乱されない資料で行った剪断抵抗の値は、その点で計算した

図—4 $2F$ と h/a の関係

図-5 $\frac{\tau_{\max}}{p}$ と $\frac{z}{a_1}$ の関係

剪断応力よりも大きくなくてはならない。

図-5 によれば最大剪断応力は路床上面に生じ

$$\frac{\tau_{\max}}{p} = 0.32$$

$$\therefore \tau_{\max} = 0.32p \dots\dots\dots (5)$$

であるので、近似的にこの剪断応力 $\tau_{\max}$ は路床土の上面近くで採集した乱されない試料による試験結果より得られる剪断抵抗よりも小さくなくてはならないと考える。

IV 路床部分の支持力

図-4 のように上下両層の境界面に生ずる応力は、荷重中心線上において

$$p = 2F \cdot q$$

いま、この荷重が境界面上で等分布すると仮定すれば、その半径を a_1 として

$$\pi a_1^2 \cdot q = p \cdot \pi a_1^2$$

$$\therefore a_1 = a \sqrt{\frac{q}{p}} \dots\dots\dots (6)$$

剪断試験の結果より粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を求めれば、路床土の支持力は

$$q_c = cF_c + \gamma_1 h F_A + \gamma_2 a_1 F_a \dots\dots\dots (7)$$

で与えられる。ここに γ_1, γ_2 はそれぞれ路盤または舗装と路床部分の単位容積重量である。 F_c, F_A, F_a はそれぞれ内部摩擦角 (ϕ) に関係する係数であつて、局部的剪断の場合を考えて Terzaghi⁹⁾ により計算すれば図-6 に示すようになる。

支持力に関して路床の安定性をたしかめるには安全率として

$$SF = \frac{q_c}{p} \dots\dots\dots (8)$$

をとればよい。

V 応 用 例

(1) 盛岡市北方分れ附近について

盛岡市北方の分れ附近の道路はいわゆる黒ボク (岩手火山灰) の上につくられており、場所によつて異なるが、路面から 2 m 前後までは大体黒ボクと見られる。黒ボクの莫比重は 2.44 ± 0.1 で、 $LL > 120, PI > 50$ であり道路材料としてはすこぶる安定性にかけている。

昭和 29 年 11 月に測定したデータの中、以下の計算に必要な値を表示すれば表-2 のようである。

5) Terzaghi, Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice

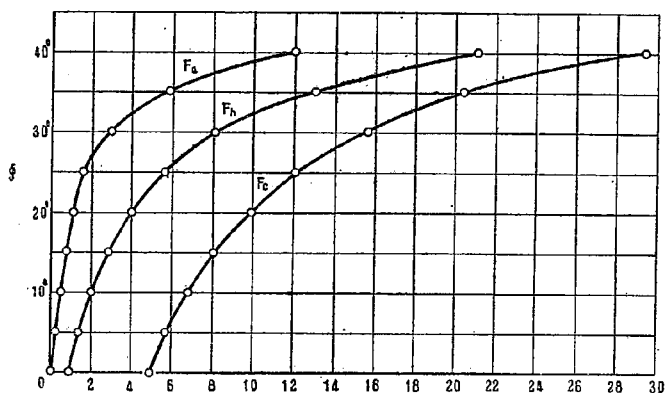
図-5 内部摩擦角 ϕ と支持力係数 F_c , F_h , F_a の関係

表-2 計算に必要なデータ

湿潤重量 (γ) t/m ³	路盤厚 (h) cm	E_2 (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (度)
1.09	30	31.2	0.35	7°

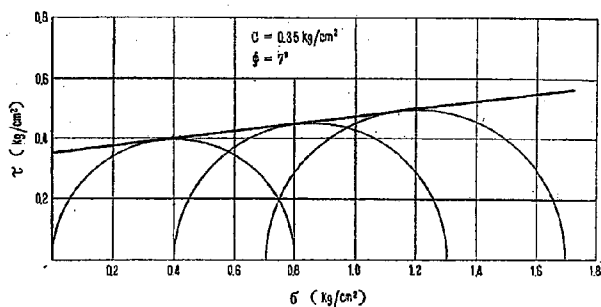


図-7 盛岡市北方分岐附近路床土(黒ボク)三軸圧縮試験結果

路床土の三軸圧縮試験の結果は図-7 に示すとおりである。

路面の沈下に関する安定計算：——

この場合は砂利道であるので、上層の弾性係数を $E_1 = 500$ kg/cm², $h = 30$ cm とし輪荷重 5.2 t の場合を考慮すれば、 $q = 5.5$ kg/cm², $a = 17.3$ cm として、

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{500}{31.2} = 16.0$$

$$\frac{h}{a} = \frac{30}{17.3} = 1.73$$

従つて図-1 より

$$\zeta = 0.27$$

式 (2) より

$$A = \zeta \frac{1.5qa}{E_s} = \frac{0.27 \times 1.5 \times 5.5 \times 17.3}{31.2} = 1.23 \text{ (cm)}$$

従つて許容沈下量を 0.25 cm と 0.5 cm にとれば

$$\begin{cases} SF(0.25) = \frac{0.25}{1.23} = 0.203 \\ SF(0.5) = \frac{0.5}{1.23} = 0.406 \end{cases}$$

E_1 の異なる値に対して計算すれば安全率 SF は図-8 に示すようになる。従つて、いずれにしてもこの道路は沈下に対しては不安定である。

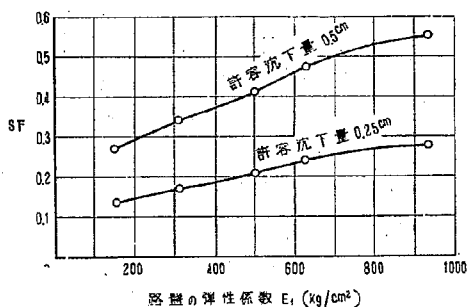


図-8 路面の沈下に対する安全率 (分れ)

路床土の剪断抵抗についての安定計算 : —

前と同じように

$$\frac{E_1}{E_s} = 16, \quad \frac{h}{a} = 1.73$$

とすれば、図-4 より

$$2F = 0.075$$

$$\therefore p = 2Fq = 0.075 \times 5.5 = 0.413$$

故に (5) より

$$\tau_{max} = 0.32p = 0.32 \times 0.413 = 0.132$$

これは輪荷重 5.2t が路床土を破壊させようとする剪断応力である。

路盤の土の単位容積重量を

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 = 0.0018 \text{ kg/cm}^3$$

とすれば、路盤の重量により路床に加わる垂直応力は

$$\gamma h = 0.0018 \times 30 = 0.054 \text{ kg/cm}^2$$

であるから図-7 より

$$\tau = 0.36 \text{ kg/cm}^2$$

であり、これは破壊に対して抵抗する応力になる。従つて安全率は

$$SF = \frac{\text{剪断抵抗}}{\text{破壊させようとする剪断応力}} = \frac{\tau}{\tau_{\max}} = \frac{0.36}{0.132} = 2.73$$

となる。

E_1 の値をかえて、それに応ずる安全率を計算すれば図-9 に示すようになる。

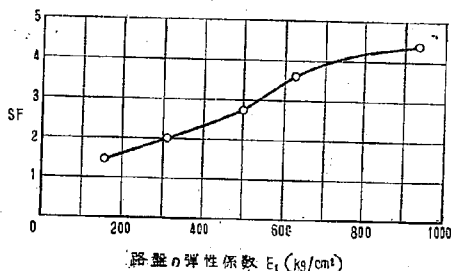


図-9 路床土の剪断抵抗に対する安全率 (分れ)

路床部分の支持力に対する安定計算 : —

前述の計算から $E_1/E_2=16$ に対して $p=0.413 \text{ kg/cm}^2$, 従つて (6) より

$$a_1 = a\sqrt{\frac{q}{p}} = 17.3\sqrt{\frac{5.5}{0.413}} = 63.1 \text{ (cm)}$$

$\phi=7^\circ$ より図-6 を使つて

$$F_o=6.2, \quad F_A=1.6, \quad F_u=0.4$$

従つて (7) より

$$\begin{aligned} q_o &= cF_o + \gamma_1 h F_A + \gamma_2 a_1 F_u \\ &= 0.35 \times 6.2 + 0.0018 \times 30 \times 1.6 + 0.00109 \times 63.1 \times 0.4 \\ &= 2.17 + 0.0864 + 0.0275 \\ &= 2.28 \end{aligned}$$

従つて安全率は

$$SF = \frac{q_o}{p} = \frac{2.28}{0.413} = 5.52$$

である。

E_1 の値をかえて、それに応ずる安全率を計算すれば図-10 に示すようになる。

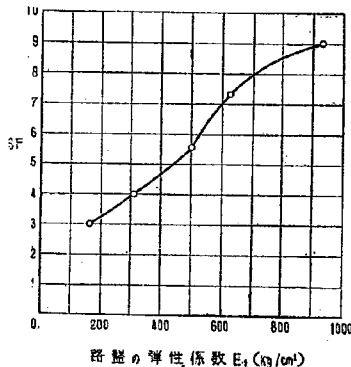


図-10 路床の支持力に対する安全率 (分れ)

以上の計算によると路面沈下に対する安全率が最も低く、路床土の剪断抵抗、支持力の順に安全率が高くなっている。

三軸圧縮試験を行った箇所と同じく乱されない試料につき行った C. B. R. 試験では

$$C. B. R. = 3.5$$

であるので、C. B. R. の設計曲線³⁾を用いれば

$$\text{舗装全厚} = 52 \text{ cm}$$

が必要となる。砂利道の場合は当然 52 cm の路盤厚が必要であり、設計曲線によれば C. B. R. = 20 の路盤を路床上につくれば、その厚さは

$$52 - 18 = 34 \text{ cm}$$

必要で、上層の 18 cm 厚は C. B. R. > 80 が必要になる。

いまの場合に路面の沈下を 0.25 cm 以下にとどめる場合は、計算の結果路床より上の部分の平均の弾性係数は $E_1 = 5,000 \text{ kg/cm}^2$ くらいが必要である。

(2) 箱根国道山中新田附近について

箱根国道山中新田附近においては道路構造は図-11 に示すように変遷している。路盤材料も締め固めの程度もあまり良好とはいえないので、弾性係数を図のように考えて上記と同じ方法により安定度を判定してみる。

路床中から乱されない試料を採集して、三軸圧縮試験を行った結果は図-12 に示すごとくで、路床土の力学的な性質を表示すれば表-3 に示すようになる。

3) 竹下春見：道路工学 金原出版

(a) 砂利道の状態

路盤	$E_1 = 700 \text{ kg/cm}^2$	5
路床	$E_2 = 412 \text{ kg/cm}^2$	20

(b) 旧 舗 装

コンクリート	$E'_1 = 210,000 \text{ kg/cm}^2$	5
路盤	$E'_1 = 700 \text{ kg/cm}^2$	5.6
路床	$E_2 = 412 \text{ kg/cm}^2$	

(c) 新規改良工事

コンクリート	$E'_1 = 210,000 \text{ kg/cm}^2$	25
路盤 (砕石盛り)	$E'_1 = 1,000 \text{ kg/cm}^2$	30
路盤 (砂)	$E'_1 = 700 \text{ kg/cm}^2$	5
路床	$E_2 = 412 \text{ kg/cm}^2$	20

図-11 箱根地区における道路構造

表-3 路床土の性質

単位容積重量 (t/m^3)	C.B.R (%)	E_s (kg/cm^2)	粘着力 c (kg/cm^2)	内部摩擦角 ϕ (度)
1.5	2	41.2	0.25	16.7

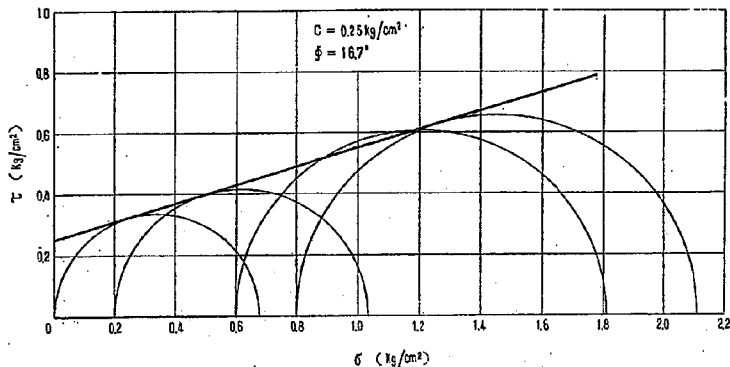
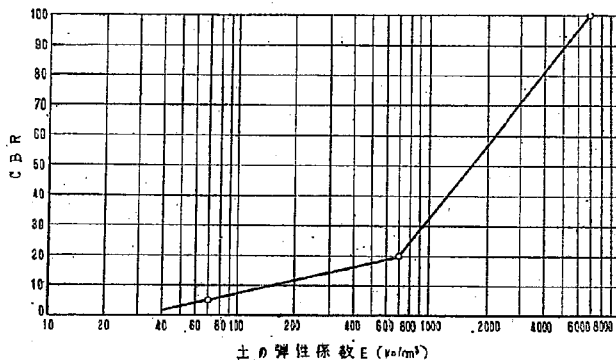


図-12 山中明田附近における路床土の三軸圧縮試験結果

図-13 土の弾性係数 E と C.B.R の関係

弾性係数および上層の厚さを図-11 のようにとれば、計算の結果は、路面の沈下に対しては表-4、路床土の剪断抵抗に対しては表-5、路床部分の支持力に対しては表-6 に示ようになる。

VI 結 び

主として路床土の力学試験の結果より道路の安定性を検討する方法について考察をしたが、この方法で一番問題になるのは路盤の弾性係数をどうとるかということにあると思う。

表一4 路面の沈下に対する安全率 (山中新田)

	E_1 (kg/cm ²)	E_2 (kg/cm ²)	E_1/E_2	h	h/a	c	$A=c \frac{1.5qa}{E_2}$ (cm)	SF
砂利部	700	41.2	17	20	1.16	0.370	1.2800	$\frac{0.195}{0.390}$ (0.25 cm / 0.5 cm)
旧舗装	$\frac{210,000 \times 17 + 700 \times 3}{20} = 178,600$	41.2	4340	20	1.16	0.057	0.2040	0.613
新舗装	$\frac{210,000 \times 25 + 1,000 \times 30 + 700 \times 20}{75} = 70,600$	41.2	1713	75	4.34	0.020	0.0693	1.800

- (注意) 1) SF は砂利道の場合は 0.25~0.5 cm を許容沈下量にとりコンクリート舗装の場合は 0.125 cm を許容沈下量にとる。
 2) E_1 は各層の厚さを重みにとって平均する。
 3) $q=5.5$ kg/cm², $a=17.3$ cm

表一5 路床土の剪断抵抗に対する安全率 (山中新田)

	E_1/E_2	h/a	$2F$	$p=2Fq$	$\tau_{\max}=0.32p$ (kg/cm ²)	τ_z (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	$SF=\frac{\tau}{\tau_{\max}}$
砂利道	17	1.16	0.16000	0.88000	0.282000	$0.0018 \times 20 = 0.036$	0.260	0.922
旧舗装	4340	1.16	0.00430	0.02370	0.007570	$0.0024 \times 17 + 0.0018 \times 3 = 0.0462$	0.264	34.9
新舗装	1713	4.34	0.00053	0.00292	0.000933	$0.0024 \times 25 + 0.0018 \times 50 = 0.15$	0.294	315

表一6 路床部分の支持力に対する安全率 (山中新田)

	p (kg/cm ²)	a_1 (cm)	c (kg/cm ²)	ϕ (度)	$q_c=cF_c+r_1hF_h+r_2a_1F_a$	$SF=\frac{q_c}{p}$
砂利道	0.88000	43.2	0.25	16.7°	$0.25 \times 8.7 + 0.0018 \times 20 \times 3.4 + 0.0013 \times 43.2 \times 0.9 = 2.35$	2.67
旧舗装	0.02370	266	"	"	$0.25 \times 8.7 + 0.00231 \times 20 \times 3.4 + 0.0013 \times 266 \times 0.9 = 2.65$	112
新舗装	0.00292	750	"	"	$0.25 \times 8.7 + 0.002 \times 75 \times 3.4 + 0.0013 \times 750 \times 0.9 = 3.57$	1220

(注意) *) $r_1 = \frac{2.4 \times 17 + 1.8 \times 3}{20} = 2.31 \text{ t/m}^2 = 0.00231 \text{ kg/cm}^2$

**) $r_1 = \frac{2.4 \times 25 + 1.8 \times 50}{75} = 2.0 \text{ t/m}^2 = 0.002 \text{ kg/cm}^2$

路盤の弾性係数を直接測定することは困難な問題であり、例えば間接的に C. B. R. または K ・値との関係などが求まれば都合がよいが、これは将来の問題であるが、暫定的に作製してみたものが図-13 に示す C. B. R と土の弾性係数の関係である。この関係については現在研究中である。

本報告の方法を実際問題に適用してみると、路面の沈下に対する安全率が一番低い。路面の許容沈下量をいくらにとるかが問題であるが、特にコンクリート舗装のような剛性舗装では図-2 に示すように隅角部においては相当の沈下が予想され、沈下のためにヒビワレのおそれも十分あるので、沈下量に対する安全性をまず第一に検討する必要があるように思われる。

本文を作成するに当って図-2 は小川拔官に、図-1 および図-4 は山田拔官に計算していただいた。ここに感謝の意を表するものである。

二次元ならびに三次元土圧計の原理

建設技官 福岡 正 巳

(昭和30年6月)

目 次

I は し が き	(1)
II 二次元土圧計の原理	(1)
III 二次元土圧計の図式解法	(3)
IV 二次元土圧計の理想的な形	(4)
V 三次元土圧計の理想的な形	(7)
VI 三次元土圧計を用いて応力を解くこと	(8)
VII 結 語	(9)

I は し が き

擁壁の壁面につけて土圧をはかる土圧計は最も古い型のものであろう。土塊内の一点の土圧をはかろうとする試みもまたこれに劣らず古いものである。土塊内に液体または気体を入れたゴム袋を挿入し、その圧力を測定したり、土塊内に針金を入れてその引抜抵抗力から土圧の大きさを推定した例がある。

近年土塊内土圧計の研究が進み、円板形の土圧計をもつてある点の一定方向の圧縮応力が比較的正確に測定できるようになってきた。土圧計の受圧面に働く圧縮応力の他に剪断応力をも測定せんとする試みが鉄道技術研究所の針生氏によって行われた。これは従来の一元的な土圧計では不可能であつた。剪断応力の測定を可能ならしめたという点で全く新しい考案であつた。

筆者は土塊内の応力を二次元ならびに三次元的に求める土圧計の基本原理解について研究の結果、一応の成案をえたので、ここに発表する次第である。実際の土圧計の製作は目下計画中であり、その結果は次回の報告に譲りたい。

II 二次元土圧計の原理

土塊内に図-1に示すような基本三角形をとり、OA, OB, AB面に働く応力をそれぞれ $\widehat{xx}$, $\widehat{yx}$; $\widehat{yy}$, $\widehat{xy}$; $\widehat{xy}$, $\widehat{yx}$ とする。 $\widehat{xy}$ はy軸に垂直な面に働くx方向の応力という意味である。x, y軸方向の合力の和は0に等しいという条件から、次の2式をうる。

$$\left. \begin{aligned} l\widehat{xx} + m\widehat{xy} &= \widehat{xv} \\ l\widehat{yx} + m\widehat{yy} &= \widehat{yv} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ただし $\widehat{xy} = \widehat{yx}$

AB面に働く垂直応力を $\widehat{vv}$ とすると、

$$\widehat{vv} = l\widehat{xv} + m\widehat{yv} \dots\dots\dots (2)$$

$$d_{xy} = \begin{vmatrix} l_1^2 & m_1^2 & (\nu\nu_1) \\ l_2^2 & m_2^2 & (\nu\nu_2) \\ l_3^2 & m_3^2 & (\nu\nu_3) \end{vmatrix}$$

$$l_1^2 + m_1^2 = 1, \quad l_2^2 + m_2^2 = 1, \quad l_3^2 + m_3^2 = 1$$

$$l_1 l_2 + m_1 m_2 = \cos \alpha_1, \quad l_2 l_3 + m_2 m_3 = \cos \alpha_2$$

$$l_3 l_1 + m_3 m_1 = \cos \alpha_3, \quad \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 2\pi$$

(5)式によつて任意の方向の応力が求まる。

もし主応力の方向を求めようと思うなら、

$$d_{xy} = 0 \dots\dots\dots (6)$$

とおけばよい。

III 二次元土圧計の図式解法

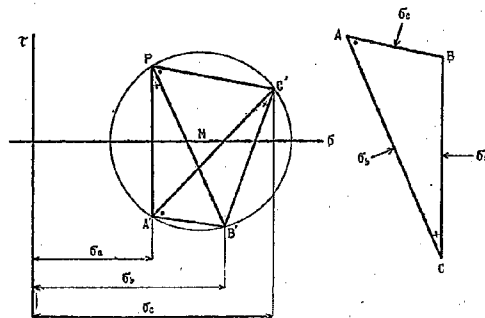


図-3

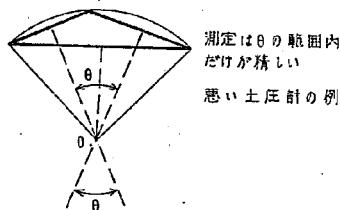
図-3の右の図は二次元土圧計 ABC であり、測定の結果 BC, CA, AB の各々の面に働く土圧がそれぞれ $\sigma_a, \sigma_b, \sigma_c$ となつたとする。この場合に土圧計の位置の応力を図式的に求める方法を説明しよう。 σ_a の働く面 BC に平行に τ 軸を、これと直角方向に σ 軸をとる。単位応力を一定の長さであらわし、 $\sigma_a, \sigma_b, \sigma_c$ に相当する応力を σ 軸上にとる。そして $\sigma_a = \text{const}$, $\sigma_b = \text{const}$, $\sigma_c = \text{const}$ なる三平行線を引く。 $\sigma_a = \text{const}$ なる直線上の一点 P で $\angle A'PB' = \angle ACB$, $\angle B'PC' = \angle BAC$ になるように PB', PC' を引く。B' は直線 PB' と $\sigma_b = \text{const}$ の交点、C' は直線 PC' と $\sigma_c = \text{const}$ の交点である。点 P, B', C' を通る円 M をえがく。この円の中心 M を通るように σ 軸をえらぶ。

そうすると円 M は土圧計のある点のモールの円である。モールの円が描けたということは、すなわちこの点の応力が解けたということと同じである。証明はいかつて簡単である。P をモールの円の極と考える。PA' // BC であるから、点 A' は土圧計の辺 BC に働く応力をあらわすことになる。垂直応力は σ_b となつ

ている。同様に $PB' \parallel AC$, $PC' \parallel AB$ であり、点 B' , C' はそれぞれ土圧計の辺 CA , AB に働く応力をあらわすが、これ等の点から垂直応力がそれぞれ σ_a , σ_c であることがわかる。

IV. 二次元土圧計の理想的な形

二次元土圧計は受圧面が3つあることが必要であるだけで、それ等のなす角度はどのようなものであってもよいようにおもわれる。ところが極端な場合をとつて、たとえば図—4のようなものを造つたとしよう。



図—4

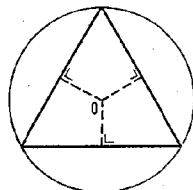
これは θ の範囲内の方向では精しいが、その他の方向では粗雑である。

精度があらゆる方向にわたつて等しい土圧計が最も理想的なものである。正三角形はこの意味からいって最良のものである。O点から三つの面におろした垂線は、互に相等しい角度 120° をなしている。

図—6は $O-x_1y_1z_1$ は三次元的な直角座標である。OABC は土塊内の要素四面体とする。v なる直線は $\triangle ABC$ 面への垂線でその方向係数は (l_1, m_1, n_1) である。二次元の場合と同様にして応力を次のようにあらわす。

$$\begin{pmatrix} \widehat{xx} & \widehat{yx} & \widehat{zx} \\ \widehat{xy} & \widehat{yy} & \widehat{zy} \\ \widehat{xz} & \widehat{yz} & \widehat{zz} \end{pmatrix}$$

$\widehat{yx}$ の意味は x —一定なる平面に働く y 方向むきの応力である。
 $\widehat{yz} = \widehat{zy}$, $\widehat{zx} = \widehat{xz}$, $\widehat{xy} = \widehat{yx}$ であるから、9個の応力の中6個が独立である。



図—5 理想的な二次元土圧計

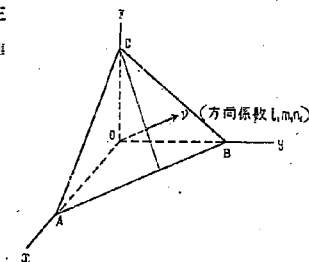
$\triangle ABC$ 面に働く応力の成分を $\widehat{x\nu}$, $\widehat{y\nu}$, $\widehat{z\nu}$ とする。これは ν 方向の面に作用する応力の成分でその方向はそれぞれ x, y, z の方向をむいていることを示す。注意すべきはこれは面 ABC に働く応力の x, y, z 軸方向の分力であつて垂直応力でも剪断応力でもない。

$\widehat{xx}$ は x 軸の正の方向に働くものを正とする。 $\widehat{yx}$ は y 軸の正の方向に働くものを正とする。他の応力の正負の関係もこれ等に従う。釣合の方程式は、

$$\left. \begin{aligned} l\widehat{xx} + m\widehat{xy} + n\widehat{xz} &= \widehat{x\nu} \\ l\widehat{yx} + m\widehat{yy} + n\widehat{yz} &= \widehat{y\nu} \\ l\widehat{zx} + m\widehat{zy} + n\widehat{zz} &= \widehat{z\nu} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ABC 面に働く垂直応力を $\widehat{\nu\nu}$ とすると、

$$\widehat{\nu\nu} = l\widehat{x\nu} + m\widehat{y\nu} + n\widehat{z\nu} \dots\dots\dots (8)$$



図—6

(7), (8)式より

$$\widehat{\nu\nu} = l^2 \widehat{xx} + m^2 \widehat{yy} + n^2 \widehat{zz} + 2(mn \widehat{yz} + nl \widehat{zx} + lm \widehat{xy}) \dots\dots\dots (9)$$

さて、三次元的土圧計の基本形式として6ケの三角形を表面にもつ六面体を考える。図-7は六面体の三次元的土圧計をあらわす。任意の直角座標軸 $O-x, y, z$ をとる。原点 O から各面に下した垂線の方法係数を次のようにする。

$$l_1 m_1 n_1$$

$$l_2 m_2 n_2$$

$$\dots\dots\dots$$

$$l_6 m_6 n_6$$

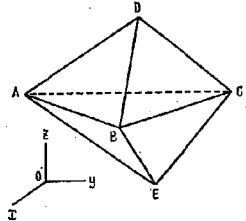


図-7 六面体の三次元的土圧計

また各面に働く垂直応力を $\widehat{\nu\nu}_1, \widehat{\nu\nu}_2, \dots, \widehat{\nu\nu}_6$ とする。

(9)式を各面に適用すれば、

$$\begin{aligned} l_1^2 \widehat{xx} + m_1^2 \widehat{yy} + n_1^2 \widehat{zz} + 2(m_1 n_1 \widehat{yz} + n_1 l_1 \widehat{zx} + l_1 m_1 \widehat{xy}) &= \widehat{\nu\nu}_1 \\ l_2^2 \widehat{xx} + m_2^2 \widehat{yy} + n_2^2 \widehat{zz} + 2(m_2 n_2 \widehat{yz} + n_2 l_2 \widehat{zx} + l_2 m_2 \widehat{xy}) &= \widehat{\nu\nu}_2 \\ \dots\dots\dots \end{aligned} \dots\dots\dots (10)$$

$$l_6^2 \widehat{xx} + m_6^2 \widehat{yy} + n_6^2 \widehat{zz} + 2(m_6 n_6 \widehat{yz} + n_6 l_6 \widehat{zx} + l_6 m_6 \widehat{xy}) = \widehat{\nu\nu}_6$$

$\widehat{xx}, \widehat{yy}, \widehat{zz}, \widehat{yz}, \widehat{zx}, \widehat{xy}$ を未知数としてこの方程式をとけば、

$$\begin{aligned} \widehat{xx} &= \frac{d_{xx}}{d}, \quad \widehat{yy} = \frac{d_{yy}}{d}, \quad \widehat{zz} = \frac{d_{zz}}{d}, \quad \widehat{yz} = \frac{d_{yz}}{d} \\ \widehat{zx} &= \frac{d_{zx}}{d}, \quad \widehat{xy} = \frac{d_{xy}}{d}, \quad \} \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} d &= \begin{vmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 & 2l_1m_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 & 2l_2m_2 \\ \dots\dots\dots \\ l_6^2 & m_6^2 & n_6^2 & 2m_6n_6 & 2n_6l_6 & 2l_6m_6 \end{vmatrix} \\ d_{xx} &= \begin{vmatrix} \widehat{\nu\nu}_1 & m_1^2 & n_1^2 & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 & 2l_1m_1 \\ \widehat{\nu\nu}_2 & m_2^2 & n_2^2 & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 & 2l_2m_2 \\ \dots\dots\dots \\ \widehat{\nu\nu}_6 & m_6^2 & n_6^2 & 2m_6n_6 & 2n_6l_6 & 2l_6m_6 \end{vmatrix} \end{aligned}$$

$$d_{yy} = \begin{vmatrix} l_1^2 & \widehat{\nu\nu_1} & n_1^2 & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 & 2l_1m_1 \\ l_2^2 & \widehat{\nu\nu_2} & n_2^2 & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 & 2l_2m_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ l_6^2 & \widehat{\nu\nu_6} & n_6^2 & 2m_6n_6 & 2n_6l_6 & 2l_6m_6 \end{vmatrix}$$

$$d_{zz} = \begin{vmatrix} l_1^2 & n_1^2 & \widehat{\nu\nu_1} & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 & 2l_1m_1 \\ l_2^2 & n_2^2 & \widehat{\nu\nu_2} & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 & 2l_2m_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ l_6^2 & n_6^2 & \widehat{\nu\nu_6} & 2m_6n_6 & 2n_6l_6 & 2l_6m_6 \end{vmatrix}$$

$$d_{yz} = \begin{vmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & \widehat{\nu\nu_1} & 2n_1l_1 & 2l_1m_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & \widehat{\nu\nu_2} & 2n_2l_2 & 2l_2m_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ l_6^2 & m_6^2 & n_6^2 & \widehat{\nu\nu_6} & 2n_6l_6 & 2l_6m_6 \end{vmatrix}$$

$$d_{zx} = \begin{vmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2m_1n_1 & \widehat{\nu\nu_1} & 2l_1m_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2m_2n_2 & \widehat{\nu\nu_2} & 2l_2m_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ l_6^2 & m_6^2 & n_6^2 & 2m_6n_6 & \widehat{\nu\nu_6} & 2l_6m_6 \end{vmatrix}$$

$$d_{xy} = \begin{vmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 & \widehat{\nu\nu_1} \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 & \widehat{\nu\nu_2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ l_6^2 & m_6^2 & n_6^2 & 2m_6n_6 & 2n_6l_6 & \widehat{\nu\nu_6} \end{vmatrix}$$

$$l_i^2 + m_i^2 + n_i^2 = 1, \quad l_i l_k + m_i m_k + n_i n_k = \cos \alpha_{ik},$$

$$i = 1, 2, \dots, 6; \quad k = 1, 2, \dots, 6 \quad i \neq k$$

主応力の方向を求めるには、剪断応力 $\widehat{yz}$, $\widehat{zx}$, $\widehat{xy}$ を零に等しいとおけばよい。

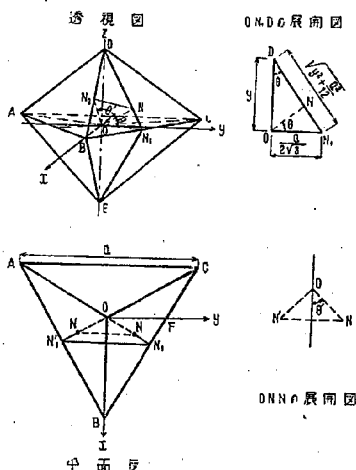


図-8

V 三次元土圧計の理想的な形

二次元土圧計と同様な考え方から、各方向に対して同一の精度を与える三次元土圧計について検討してみる。三角形6ケよりなる六面体には図-7にみられるように、4ケの面が集った頂点 A, B, C と3ケの面が集った頂点 D, E とがある。△ABC を正三角形とし、D, E はこの正三角形の重心を通る軸上の点であるとする。そしてこれ等の点は △ABC 面に対して対称であるとする。以上のようにしてえられた六面体を図-8に示す。

正三角形 ABC の一辺の長さを a , $OD=OE=y$ とする。ただし O は軸 DE と面 ABC との交点である。O から面 BCD ならびに直線 BC への垂線を N, N_1 とする。面 ON_1D の展開図は右上の図に示すようになる。 $\angle ODN_1 = \theta$ とおけば図から

$$\sin \theta = \frac{\frac{a}{2\sqrt{3}}}{\sqrt{y^2 + \frac{a^2}{12}}} = \frac{a}{\sqrt{12y^2 + a^2}} \quad (12)$$

θ は図から明らかなように、O 点からそれぞれ BCD 面、BCE 面におろした垂線のなす角の半分である。次に BCD 面、ABD 面のそれぞれにおろした垂線のなす角の半分 θ' についてしらべる。それには図-8の平面図ならびに ONN' の展開図を参照されたい。

$$\sin \theta' = \frac{(NN')/2}{ON} \quad (13)$$

ON は ON_1D の展開図から

$$ON = \frac{ay}{\sqrt{12y^2 + a^2}} \quad (14)$$

$$NN' = (N_1N'_1) \times \frac{DN}{DN_1}$$

$$= \frac{a}{2} \times \frac{\sqrt{y^2 + \frac{a^2}{12}}}{\sqrt{y^2 + \frac{a^2}{12}}}$$

$$= \frac{a}{2} \times \frac{y^2}{y^2 + \frac{a^2}{12}} \quad (15)$$

従つて

$$\sin \theta' = \frac{3y}{\sqrt{12y^2 + a^2}} \quad (16)$$

$\sin \theta = \sin \theta'$ とおけば (12), (16) とから

$$y = \frac{a}{3} \quad (17)$$

つまり正三角形 ABC を基礎にし、その一辺の長さの $\frac{1}{3}$ の長さに等しい高さを有する正三角錐を 2 つくり、ABC 面で背中合わせにくつつけたような六面体をつくれれば、これが理想的な三次元土圧計のモデルになる。

IV 三次元土圧計を用いて応力を解くこと

前項でもとめた三次元土圧計を用いて応力を解いてみよう。図-8 透視図に示すように O を原点とし、OB, OD をそれぞれ x, y 軸に、これ等と直交する Oy を z 軸にえらぶ。各々の三角形の面に作用する土圧の垂直分力は測定により明らかにされる。そこで各面の方向係数さえわかれば (1) 式により応力は解けるわけである。

さて、ON₁D に相当する展開図をかくと図-9 のようになる。

ON の方向係数を l, m, n とすると、

$$l = \frac{ON}{OB} = \frac{a/\sqrt{21}}{a/\sqrt{3}} = \frac{1}{\sqrt{7}}$$

同様にして

$$m = \frac{ON}{OD} = \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}, \quad n = \frac{ON}{OF} = \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$$

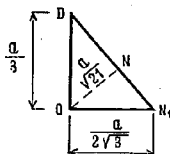


図-8

i	l_i	m_i	n_i
1	$\frac{1}{\sqrt{7}}$	$\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$	$\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$
2	$\frac{1}{\sqrt{7}}$	$-\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$	$\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$
3	$-\frac{2}{\sqrt{7}}$	0	$\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$
4	$\frac{1}{\sqrt{7}}$	$\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$	$-\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$
5	$\frac{1}{\sqrt{7}}$	$-\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$	$-\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$
6	$-\frac{2}{\sqrt{7}}$	0	$-\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$

ACD 面の方向係数も簡単にもとまり、

$$l = -\frac{2}{\sqrt{7}}, \quad m = 0, \quad n = \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{7}}$$

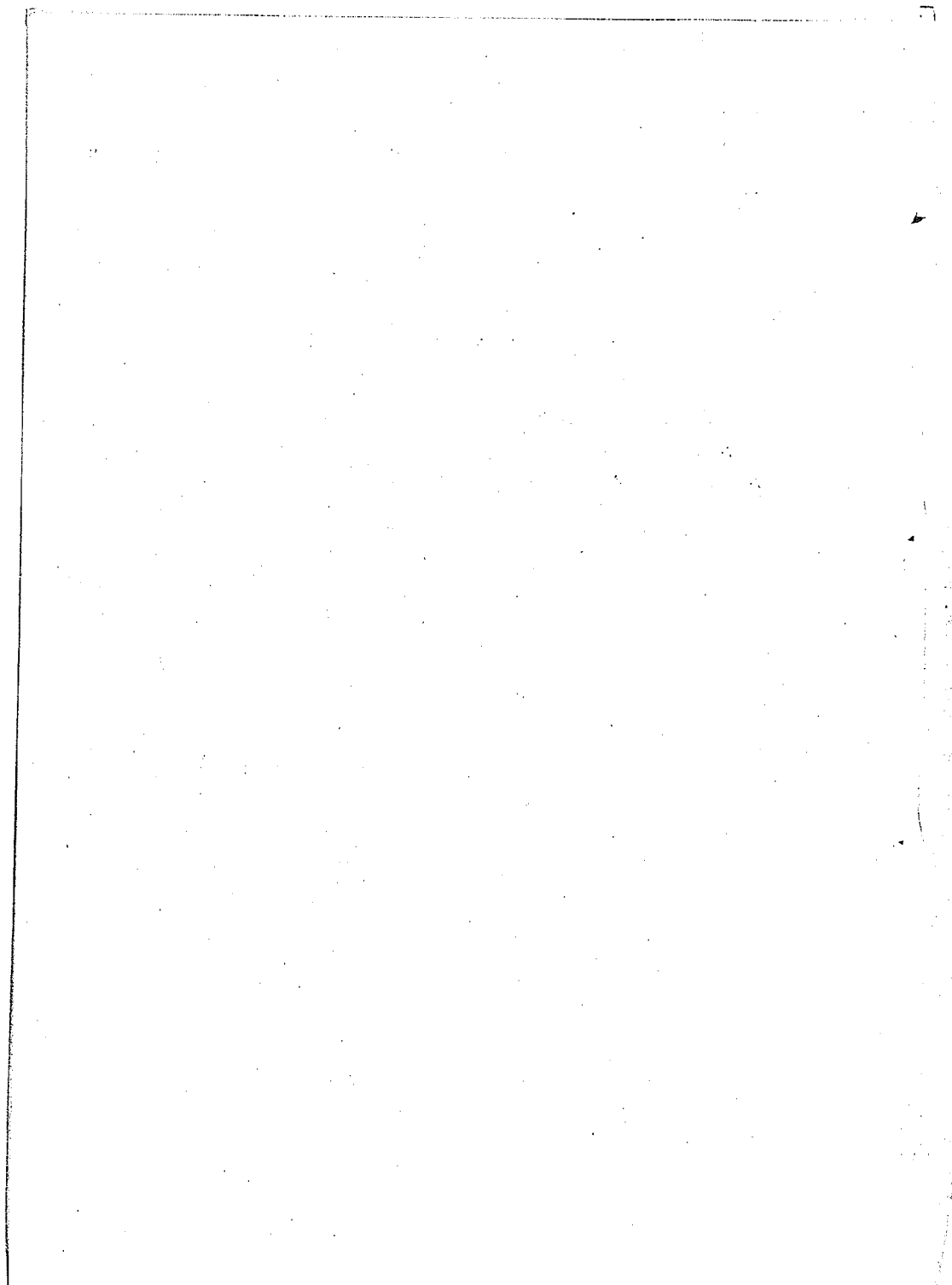
BCD, ABD, ACD, BCE, ABE, ACE をそれぞれ 1, 2, 3, ……6 の面と名付け、各々の面の方向係数を (l_i, m_i, n_i) , ……とすればこれ等の値は前表のようになる。

これ等の値を (11) 式に代入すれば、土圧計を入れた点の応力が解ける。

VII 結 語

以上、二次元ならびに三次元土圧計の原理を説明し、各方向に対して精度の一樣な理想的土圧計のモデルを示し、土圧計の測定結果よりその点の応力を解く方法を略述した。

土圧計の実測結果については後ほど発表の予定である。



路床土のサクションと融解期における 強度の減少について (1)

建設技官 竹 下 春 見

(昭和 30 年 9 月)

目 次

I ま え が き	(1)
II いろいろな土のサクション	(1)
III 深さによるサクションの変化	(2)
IV 融解期における路床土	(4)
V む す び	(7)

I ま え が き

道路構築後に、路床が湿ったり乾いたりすれば、路床土は膨脹または収縮してその強度は変化し、したがって支持力もまた変化する。このために道路の表面が乱されることになる。たとえば路床土が粘性土であれば、含水量が増加したことにより支持力は失われ、また乾季には路床土が乾燥することにより路床の沈下が生じ、路面の不等沈下の原因になったりする。

路床土の含水状態は気象の函数であり、道路のような浅い基礎を問題にする場合は、気候によつて土の性質が変化することに注意しなければならない。とくに冬期ある期間の間、気温が 0°C 以下になれば、地表面以下の土中の水が凍結して氷の層ができ、氷層ができるために道路では路面がもち上ることになる。凍上は凍上量が均一であれば、凍上自体はそれほどおそれる必要はないであろうが、氷の生成に影響をあたえる土およびその他の条件は決して一様ではないので、路面のもち上り方は一様でなく、そのため路面が破壊するようになる。冬の終りから早春になつて解氷が始まると、凍結していた道路は路面および底の方から屈けてくるようになる。この屈けた水は冬期間氷層が生長するにつれて下部から吸い上げた水と、温度勾配ができるために路面以下の深部（高温部）より表面（低温部）へ移動した水であつて、このために土は過飽和の状態になり、支持力が大いに減退することになる。雪どけの水がこれに加わると、ますます土の支持力は失われる。

わが國の東北、北海道地方は毎年凍上融解のためになやまされているが、全国的に雨量が多いために路床土の含水量の変化については大いに注目しなければならない。

本報告は寒地道路に関する調査研究に附随して行つた研究の一部であつて、路床土のサクションの変化と融解期における路床土の強度の減少について論じたものである。

II いろいろな土のサクション

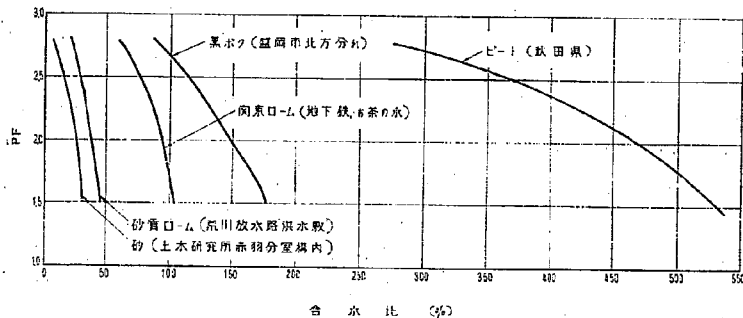
路床の含水量は、道路構築時の条件および道路構築後の状態によつて変化し、時間の経過とともにある一定状態に近似していきこうとする傾向がある。しかし土の含水状態は気象条件により大いに左右されるので、厳密

には定常状態とはならないのが普通である。

表面処理をしていない路床路盤内の水は降雨、蒸発その他の影響を受けて、液体または水蒸気の状態で絶えず上下に移動をしており、平衡状態とはならないのが普通であるが、舗装の下土は降雨および蒸発の影響は余り受けない。しかし舗装の下でも温度勾配があつたり、凍結または融解をするような場合は水は土中を移動して平衡状態とはならない。

土の中で水が移動する状態を考察するためには、サクションという概念を使用するのが便利である。Croncy, Colemanによれば、地下水位より上のところから乱さないでとり出した小さい土の試料の間隙における水圧を試料が外力を受けないときに測定すれば、大気圧より小さい値が得られるが、このときの水圧と大気圧の間の差を土のサクションと定義している。

土のサクションは含水量と関係があり、含水量が減少するにしたがつて土のサクションは大になる。しかし土が異なつていてもサクションが同じであれば、たとえ含水量が異なつていても平衡状態になつていて、水の移動は行われない。すなわち一定のサクションで保持される水は土によつてきまつているわけである。



図一1 いろいろな土のサクションと含水量の関係

土の含水量とサクションの関係につき、いろいろな土について測定した結果は図一1に示すようである。

III 深さによるサクションの変化

図一2は埼玉県泉岡村地内の道路において、ボーリングにより試料を採集して、土質を異にする深さの土について含水量とサクションの関係を遠心分離器とテンションメーターにより作成したものである。

曲線①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥はそれぞれ路面からの深さ 20, 85, 110, 130, 150, 180 cm における土のサクションと含水量の関係を表わしている。曲線上の○印は昭和 30 年 2 月上旬に、×印は同年 7 月下旬に含水量を測定した結果を、相当する深さの曲線上にプロットしたものである。これにより路面からの深さに対するサクションを示したものが図一3である。

地下水面より上の土中の水が平衡状態にあり、上にも下にも移動しないものとすれば、地下水位より 100 cm あがるごとにサクションは 0.1 kg/cm^2 だけ増加するはずである。したがって深さとサクションの関係は、図中の E・線と表わされる。図によれば 2 月下旬においては地表面より 1.5 m 以下の深さでは、ほぼ平衡状態

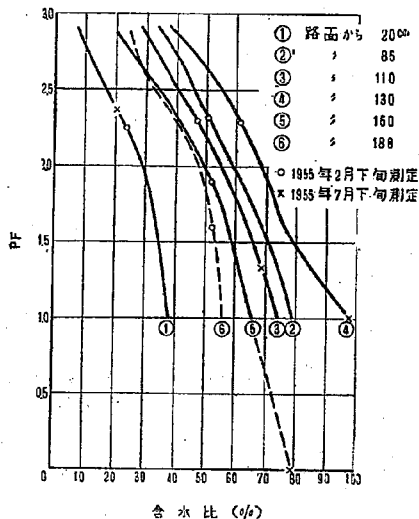


図-2 埼玉県宗岡村地内(志木街道)における深さを異にした場合の含水量とサクションの関係

に近いと考えられるが、1.5mより1.3mの間で急にサクションが大きくなっており、E・線よりも勾配がずっと大きい。これはこの間では水が上向きに流れていることを示している。1.3mより浅い部分ではサクションの勾配は平衡状態のE・線の勾配よりもずっと小さくなっている。これは1.3mより浅い部分では土中の水が下向きに移動しているものと考えられる。

7月下旬の場合は、路面から1m附近より浅い部分ではサクションが急に大きくなっており、水が上方へ移動しているものと思われる。

路面からある深さまでは、土中の水の移動は液相と気相の両方の状態で相関連して生ずるものであるが、7月(夏)には大気温が高いために路面近くでは蒸発により含水量が減少し、相対的にサクションが大となる。7月下旬の測定値は、測定前日に降雨があつたため、表面附近のサクションは普通の場合よりも小さくでている可能性がある。2月下旬の場合は、極寒期に浅い部分へ吸い上げられた水が、この時期には下向きに移動しようとする傾向があることを示している。

なお7月の方が2月にくらべて地下水位が高いのは、この道路の河側は田圃であつて、2月には田に水はなく乾いているが、7月は農業用水の関係で田に水が満された状態にあるためであろう。(道路面は田圃面より50cmくらいしか高くない)。

図-4は岩手県奥中山地区の盛土箇所において、路面から1m×1.2mの試験溝をほりながら、各深さについてテンションメーターによりサクションを測定した結果である。○印は高さ2mの盛土、×印は高さ6mの盛土の場合の測定値である。盛土は施工後約半年を経過しているが、とくに6mの盛土箇所は施工時期が当を失した関係上、含水量の過大な土をまき出したため転圧も行われず、含水量の大きな土をだき込んだ状態にな

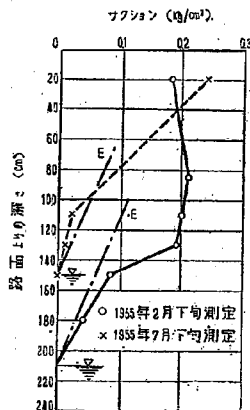
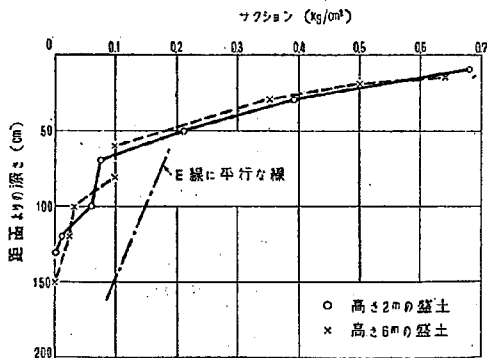


図-3 図-2から求めた深さとサクションの関係

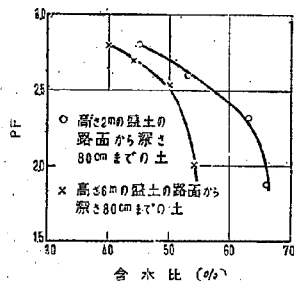
つていたが、8月初旬（施工後半年）の試験においても路面から 150 cm の深さですでにサクションは 0.1 になって、この部分で土は水で飽和しており、だき込んだ水が排水されていないことを示している。



図—4 奥中山地区盛土箇所における路面からの深さとサクションの関係

2 m の盛土箇所は、施工時の条件が 6 m 盛土に比較して良好であつたが、田圃の面から 2 m の高さであるので、路面から 130 cm の深さで土は水で飽和している状態になっている。図よりどちらの盛土も夏期には路面より 70 cm くらいまでの深さまではサクションの勾配が急で、水分の上昇が盛んであることが分る。

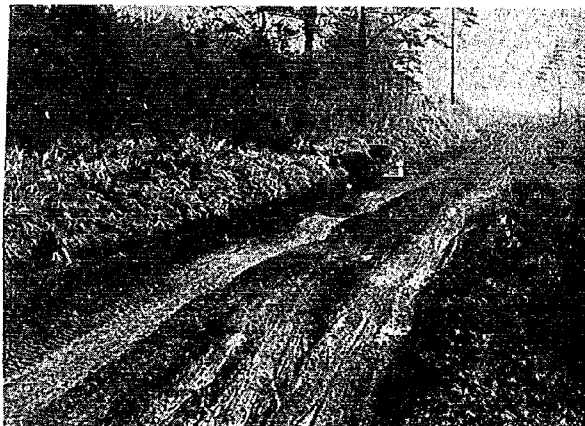
図—5 は両方の盛土について、土質が大体均一と思われる路面から 80 cm の深さまでの土の含水量とサクションの関係を図—4 の関係と測定した含水量を用いて作成したものである。



図—5 奥中山地区盛土箇所の土の含水量とサクションの関係

2 m の盛土箇所は、施工時の条件が 6 m 盛土に比較して良好であつたが、田圃の面

IV 融解期における路床土



写真—1



写真-2

冬期凍結した道路は、春の融解期がくると融解して過飽和水のために土の強度が激減して、砂利道では道路が破壊して交通不能となることが多い。その一例を示したものが写真-1および2である。

写真-1は盛岡市北方分れ附近の国道、同じく写真-2は更に北方の玉山村地内の国道である。分れにおいて路面から約 50 cm 下の路床部分の土につき粒度分析を行った結果は図-6 に示す通りである。図中の曲線 A と B とは、英国において凍上を受けやすい土はこの両曲線の範囲内にあるとしているものである。^{*}

図-6によれば、分れ地区における路床土は A、B 両曲線の中に入っており、凍上を受けやすい土であることがわかる。したがって春の融解期には当然路床の軟化を起すことが予想されるのである。

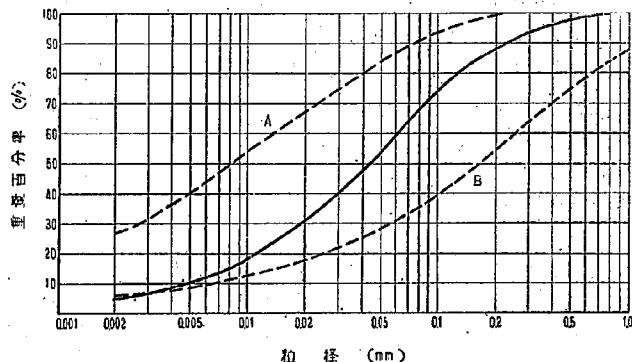


図-6 凍上を受けやすい土の範囲と分れ地区における路床土の粒径加積曲線

* R.R.L. : Soil Mechanics for Road Engineers.

分れの写真一1の箇所につき、昭和30年3月および8月に路面よりの深さに対してサクションを測定した結果が図-7に示してある。なお昭和29年12月の値は東北地建において行つた含水量分布のデータより、含水量とサクションの関係から求めたものである。

図-7によれば路面に近い路床部分は冬期間のサクションが小さくでている。これは実際はもつと大きい管であるが、測定時にテンションメーターを挿入すれば、そのために氷が融解して実際のサクションよりも小さな値がでるし、含水量を求めてサクションと含水量の関係よりサクションを推定するときは、含水量中には氷も水分として入ってくるので、実際の値を示していないものと思われる。

3月には測定点が少なかったが、8月には大規模に試験溝をほり、テンションメーターにより精密にサクションを測定できた。図-7によれば3月には路床の上の方(40 cm 附近)はそれより深い点(70 cm)よりもサクションが小さくでているが、これは40 cm 附近は融解した凍結土のすぐ下であるために、深い部分よりも相対的に含水量が増大してサクションが小になっているのであろう。8月には道路が路面から乾く関係上、路床の浅い部分がサクションが大きくなっている。

図-8は同じ地点における含水量と単純圧縮強度の関係を示したもので、路面からの深さ約50 cm の点において昭和29年11月の試験結果は含水量が99%で単純圧縮強度が0.8 kg/cm²であり、昭和30年3月の試験結果は含水量が114%で単純圧縮強度が0.26 kg/cm²であつた。含水量105%で圧縮強度0.48 kg/cm²の値は11月に同じ地点附近で同じ土質の土につき、若干深い点で採集した試料につき単純圧縮試験を行った結果である。試験はすべて乱さない土について行つた。

図-8によれば、盛岡市北方分れ地区の黒ボク(岩手火山灰)交りのローム質路床土では含水量が融解期に

$$\frac{114-99}{99} = \frac{15}{99} = 0.166 = 16.6 \%$$

約17%増したために圧縮強度は

$$\frac{0.26}{0.8} = 0.325$$

約1/3に減少していることが分る。

図-9は同じ地点において3月の融解期にベイン剪断試験機を使用して測定した値であつて、剪断抵抗は融解の影響のおよんでいる範囲と思われる浅い部分が弱く漸次深くなるにしたがつて増大しているが、1 m を越える深さでは、強度が減少しているのは粘土質が多くなっているためであらう。なお深さ50 cm 附近での測定例より見れば、単純圧縮強度の半分を剪断強度とするとベイン剪断の値よりも若干低い値が得られている。

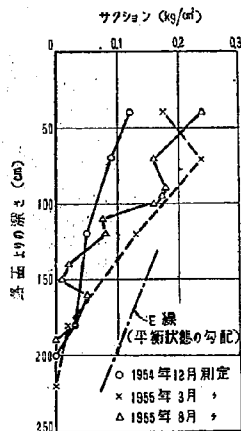


図-7 盛岡市北方分れ地区における深さとサクションの関係

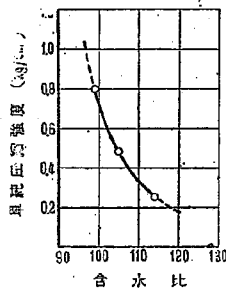


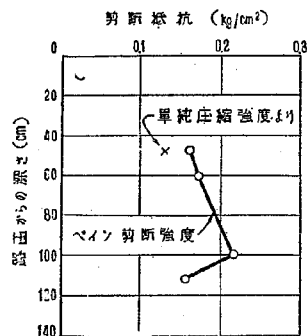
図-8 黒ボク交りのローム路床土の含水量と単純圧縮強度の関係(乱さない土)

V むすび

本報告においては、路床土の含水量を測定することにより、サグションと含水量の関係から、現在の土の中の水が平衡状態にあるかあるいは移動をしているかを判定することを試みた。それにともなつて春の融解期には路床土の強度が減少することがわかつた。

路床土中の間隙水圧は、本報告にのべているサグションとは厳密には異なつてゐるので、Croncy, Coleman^{**} の述べてゐる間隙水圧(負圧)を考えに入れて現象を説明しなければならない。これの補正に関しては目下研究中であるので、後刻報告することにする。

本研究に関する調査、試験にあつては、とくに道路研究室の小田切照男君の協力を得たことを附記して感謝の意を表する。



図—9 分れ地区の融解期におけるベイン剪断試験結果

^{**} D. Croncy, J.D. Coleman : Soil Moisture Suction Properties and their Bearing on the Moisture Distribution in Soils. Proc. 3rd international conf. on S.M. and F.E. (1953).