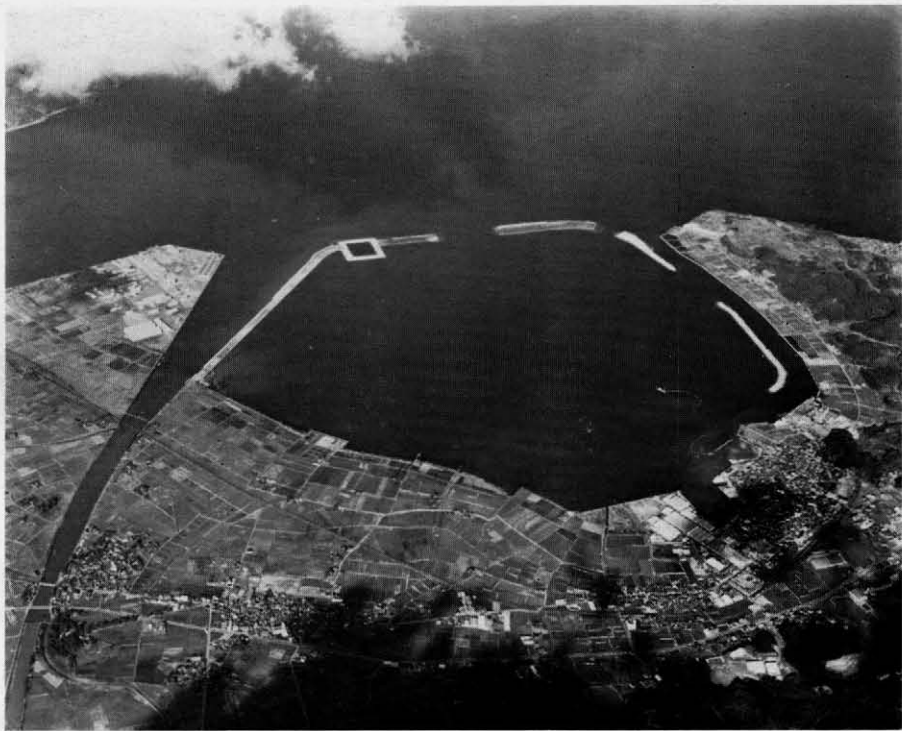


September 1971

農業土木技術研究会

水と土

第 6 号



揖屋地区全景

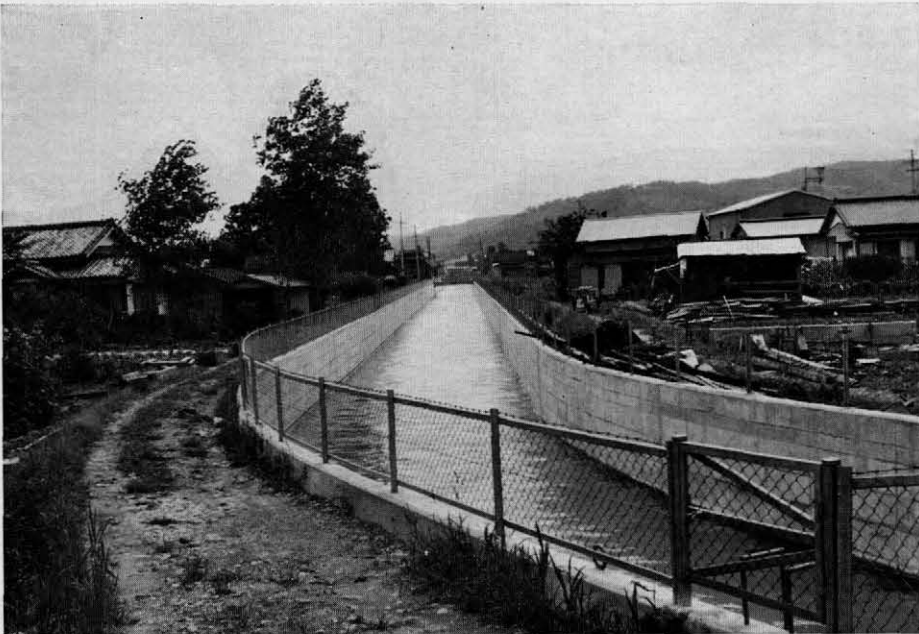


中浦水門より本庄地区を望む（本庄地区の一部）

天龍下流農業水利事業工事写真



新浜名幹線水路開渠を東名高速道路地点より下流を眺む 昭和44年施行, 内巾2.8m, 高1.85m
で壁厚, 底盤厚共に20cm, 流量 $6,274 \text{ m}^3/\text{s}$, 水深1.57m, 勾配 $1/1,500$, 流速 $1,432 \text{ m/s}$



左岸導水路開渠を下流部より上流にむかって 昭和45年度施工, 内巾5.00m, 高2.85m, 壁
厚天巾20cm, 壁底30cm, 底盤厚35cm, 流量 $23,811 \text{ m}^3/\text{s}$, 水深2.45m, 勾配 $1/1,600$,
流速 $1,953 \text{ m/s}$

水

と

土

No. 6

1971

September

目次

グラビヤ

中海干拓事業

天竜下流農業水利事業工事写真

報 文

農業用水の水質問題について

平野昌三……(1)

フルーム型水路にかかる土圧の現場試験

仲野良紀……(11)

頭首工の魚道に関する水理設計について

川合亨……(25)

中海干拓における水理・水質調査

——水質汚濁を中心として——

古屋修……(29)

資 料

HRP, HPPおよびRRP, RPPの管種選定について

藤原福男……(39)

ブチルシートと農業用貯水池

米戸靖彦……(51)

等流水深計算図表

農地局設計課……(59)

講 座

最適化手法の考え方(第3回)

中道宏……(67)
山口保身

フィルダムのアスファルトしゃ水工法(その1)

伊藤勤……(75)

会 告

……(85)

編集後記

……(87)

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内，農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数，図枚数，表枚数，写真枚数
 - ③ 氏名，勤務先，職名
 - ④ 連絡先（TEL）
 - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図，写真，表を含め研究会原稿用紙（300字）65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い（請求次第送付），漢字は当用漢字，仮名づかいは現代仮名づかいを使用，術語は学会編，農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字（3単位ごとに，を入れる）を使用のこと
- 5 写真，図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し，それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し，写真，図，表は別に添付する。（原稿中に入れない）
- 6 原図の大きさは特に制限はないが，B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう，はっきりしていて，まぎらわしいところは注記をされたい。
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き，とくに数式や記号などのうち，大文字と小文字，ローマ字とギリシャ文字，下ツキ，上ツキ，などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと，
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a (エー) と α (アルファ)
 r (アール) と γ (ガンマー) k (ケイ) と κ (カップ)
 w (ダブルユー) と ω (オメガ) x (エックス) と χ (カイ)
1(イチ) と l (エル) g (ジー) と q (キュー)
 E (イー) と ε (イプシロン) v (バイ) と υ (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ，どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し，末尾に文献名，引用ページなどを記載すること
- 11 投稿の採否，掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は，実費を著者が負担する。

農業用水の水質問題について

平 野 昌 三*

はじめに

急速な国民経済の高度成長に伴い、全国的に激しい勢いで都市化、工業化が進展し、それとともに各地で水質汚濁や大気汚染等の公害が激増して、深刻な社会問題となってきた。昨年末、臨時国会（通称“公害国会”）が開催され、国民生活優先の立場から、わが国の公害問題が集中的に審議され、公害対策基本法の改正を始め、多くの公害関係法律が新規に立法されまたは改正された。このように公害対策の飛躍的拡充が図られたことはわが国の公害史上画期的なことである。

農村においても、近年ますます公害が急激に増え、生産基盤としての土地や用水等の環境が悪化し、農家の生産意欲を減退せしめている。公害による農業被害が従来と同様に今後も増大すれば、農業の将来は危機に追い込まれることとなり、被害の抜本的な防止対策の実施が強く求められている。

公害による農業環境の悪化を防止し、農業の発展をはかっていくことは、単に農業だけの問題にとどまらず、生鮮食品の供給源として、また、環境緑地や公害緩衝緑地として保全されることは、今後わが国の高密度社会の健全な発展と充実に大きな役割を果すものと考えらる。

公害に対する社会的関心が高まったこの機会に、わが国の公害による農業被害のうち、もっとも被害の大きい農業用水の汚濁に関する問題についてその概要を紹介し各位の参考に供したい。

1. 全国の被害状況

わが国における水質汚濁による農業被害は、汚水の中に含まれている重金属等が土壌を汚染する場合等は裏作物の麦等に大きな被害を与えているが、それ以外は水利用の関係から、ほとんど大部分は水稻の被害である。

農地局が全国の農地を対象に、農業用水の汚濁による農業被害の状況を昭和44年に調査した結果によると、全国の被害農家戸数は約34万戸、被害地区数は約1,500地区、被害面積は約18万8千haである。

農地局は、昭和33年、昭和40年にも同様な全国の被害調査を実施しているが、昭和40年と昭和44年の調査結果とを比較すると、この4か年間に、被害地区数は約70%増、被害面積は約50%増と急激に増加している。

地域別に昭和44年の調査結果をみると、東海が最も被害規模が大きく、全被害農家の32%にあたる約11万2千戸がこの地域であり、被害面積は約5万4千haで、全被害面積の29%である。次に、被害規模が大きい地域は関東で、全被害農家の28%にあたる約9万5千戸、被害面積は約4万6千haで、全被害面積の24%である。次は近畿で、全被害農家の15%にあたる約5万2千戸、被害面積は約2万1千haで、全被害面積の11%である。このように首都圏、中部圏、近畿圏の大都市周辺の都市化の著しい地域において被害が大きく発生している。後述するように、これら3地域の近年における水質汚濁による農業被害の面積の増加は著しく、昭和40年から昭和44年の4か年間に増加した被害面積は、関東約2万ha、東海約1万4千ha、近畿約1万haであり、いずれも都市汚水や工場排水による被害の拡大によることが主な理由である。本年4月に総理府統計局から発表された昭和45年10月の国勢調査の結果と前回行なわれた昭和40年の国勢調査の結果と比較すると、この5年間における人口の増加は、全国計で約545万人で、地域別では関東約347万人、東海67万人、近畿162万人増加し、その他の地域はおおむね減少している。この人口の地域的動向と水質汚濁による農業被害の増加がよく一致した傾向を示している。

汚濁源別に昭和44年の調査結果をみると、工場排水による被害が最も大きく、全被害農家の45%の約15万7千戸、また、全被害面積の40%の約7万6千haである。工場の種類別にみると、繊維染色工業、パルプ・紙製造業、蚕糸業等の水を多量に使用する用水型の産業である繊維質工業関係が約3万7千haで、工場排水による全被害面積の約50%を占めている。

都市汚水による被害は工場排水による被害に次いで被害規模が大きく、全被害農家の1/3にあたる約11万1千戸は都市汚水によるものであり、被害面積は全被害面積の約30%にあたる約6万haである。

昭和40年と昭和44年の調査結果を比較すると、工場排水による被害面積は10%増程度で全体の増加率の50%より小さい。しかし、都市汚水による被害はこの4か年間に約3倍に激増しており、この都市汚水による農業被害の激増傾向は下水道等の整備が現在のよう状況であれば、人口の都市集中と市街化地域の拡大によって今後ますます顕著になるものと考えらる。

* 農林省農地局資源課

第1表 地域別・汚濁源類型別地区数および地区面積

(昭和44年4月現在)

(面積単位:ha)
(構成比単位:%)

地域名	鉦山		鉦温泉		工場		都市汚水		その他の人為汚濁		人為汚濁計		
	地区数	面積	地区数	面積	地区数	面積	地区数	面積	地区数	面積	地区数	面積	
北海道	11	6,072	—	—	5	286	12	4,785	2	229	30	11,372	
東北	94	9,158	2	65	31	2,419	35	2,864	11	697	173	15,203	
関東	9	6,624	1	7	135	13,235	234	19,222	27	6,592	406	45,680	
北陸	7	562	1	600	38	3,614	27	7,603	4	3,738	77	16,117	
東海	1	7	—	—	237	45,710	51	7,037	13	996	302	53,750	
近畿	16	1,145	1	13	90	6,546	109	12,166	32	1,461	248	21,331	
中・四国	14	1,527	1	5	37	2,846	47	3,983	19	367	118	8,728	
九州	48	5,510	2	90	34	1,766	55	1,947	12	263	151	9,576	
全国計	実数	200	30,605	8	780	607	76,422	570	59,607	120	14,343	1,505	181,757
	構成比	14	16	0	0	39	41	37	32	8	8	98	97

地域名	自然汚濁		合計				
	地区数	面積	実数		構成比		
			地区数	面積	地区数	面積	
北海道	3	700	33	12,072	2	6	
東北	7	5,109	180	20,312	12	11	
関東	9	339	415	46,016	27	24	
北陸	—	—	77	16,117	5	9	
東海	—	—	302	53,750	20	29	
近畿	1	11	249	21,342	16	11	
中・四国	—	—	118	8,728	8	5	
九州	11	240	162	9,816	10	5	
全国計	実数	31	6,396	1,536	188,153	100	100
	構成比	2	3	100	100		

注:農林省農地局調査

各地域における汚濁源別の被害面積を、44年の調査結果と40年の調査結果と比較すると次のとおりである。

北海道においては、40年の74%に被害面積が大巾に減少している。これは工場排水による被害が10,602haから286haに激減したためである。しかし、都市汚水による被害が780haから4,785ha、鉦山排水による被害が4,349haから6,072haに増加している。

東北は、40年の150%と著しく被害面積が増加している。これは自然汚濁による被害が1,244haから5,109haに、工場排水による被害が1,627haから2,419haになったためである。

関東は、40年の176%に激増したが、これは主として都市汚水による被害が多く、5,269haから19,222haに増加したことによるものである。

北陸は、40年の被害面積の約3倍に激増している。この著しい変化は、都市汚水による被害が453haから7,603ha、工場排水による被害が1,777haから3,614haに増加したことが主な原因である。しかし、鉦山排水による被害は3,076haから562haに大幅に減少している。

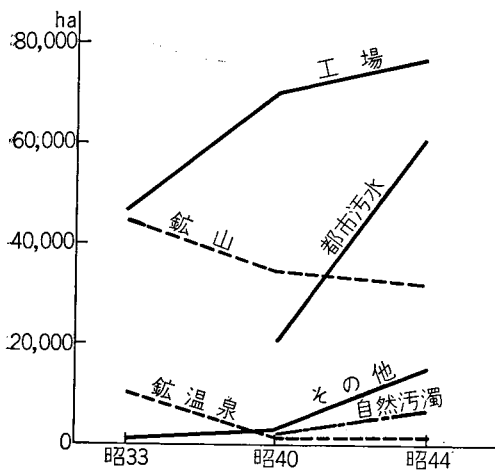
東海は、被害規模が最も大きい地域であるが、被害の増加率も40年の137%と相当大きい。汚濁源別にみると、工場排水による被害が33,107haから45,710haと激増し、さらに、都市汚水による被害も5,980haから7,037haに増加している。

近畿は、40年の191%に被害面積が激増している。これは都市汚水による被害が3,513haから12,166haに激増し、鉦山排水による被害も757haから1,145haに増加したためである。

中国四国は、40年の143%に被害面積が増加している。都市汚水による被害が577haから3,983haに激増しているが、鉦山排水による被害は2,041haから1,527haに減少している。

九州は、40年の106%と被害面積は殆んど増加していない。これは工場排水による被害が821haから1,766ha、都市汚水による被害が405haから1,947haに増加したが、鉦山排水による被害が炭鉦の閉山等の影響によって、7,496haから5,510haに減少したため、この地域の全被害面積は余り増加していない。

次に、水域別に被害状況をみると、昭和33年の調査結果では被害面積1,000ha以上の水域は、石狩川(29,016ha)、堤川(2,393ha)、北上川(2,319ha)、集物川(4,711



第1図 水質汚濁による濁源類型別の農業被害面積の推移

注：昭和33年においては、自然汚濁被害は鉱山・温泉被害に、都市汚水被害は工場被害に含まれている。

ha), 米代川 (1,339ha), 利根川 (7,089ha), 夷隅川 (1,631ha), 沼川 (1,809ha), 信濃川下流 (2,294ha), 神通川 (3,313ha), 梯川 (2,524ha), 長良川 (2,006ha), 木曾川 (15,301ha), 日光川 (1,367ha), 庄内川 (1,732ha), 矢作川 (1,186ha), 仁淀川 (1,044ha), 遠賀川 (2,797ha) の18水域であるが、約10年後の昭和44年においては35水域と倍に増加している。

昭和44年において被害面積が1,000ha以上の水域について、被害面積と主な汚濁源を示すと次のとおりである。

石狩川甲	1,388ha	(都市汚水)
石狩川乙	6,612	(鉱山)
石狩川丙	3,597	(都市汚水)
北上川 (A)	1,685	(鉱山)
迫川	1,658	(鉱山)
米代川	2,600	(鉱山)
最上川	5,258	(鉱山)
阿武隈川	2,508	(工場)
霞ヶ浦	1,267	(工場)
鬼怒川	3,864	(工場)
渡良瀬川	8,166	(鉱山)
利根川	3,060	(都市汚水)
荒川丙	1,801	(都市汚水)
江戸川	1,398	(都市汚水)
夷隅川	1,500	(工場)
沼川	1,405	(工場)
信濃川上流	2,588	(都市汚水)
信濃川下流	6,208	(都市汚水)
関川及び河口海域	4,571	(都市汚水)

九頭竜川	1,429ha	(工場)
木曾川三川河口海域	3,328	(工場)
木曾川	18,162	(工場)
日光川	2,547	(工場)
矢作川	15,652	(都市汚水)
庄内川	6,016	(工場)
宇治川	1,084	(都市汚水)
淀川	4,244	(都市汚水)
大和川河口海域	3,699	(都市汚水)
大和川上流	1,183	(工場)
加古川	2,552	(工場)
揖保川河口海域	1,104	(工場)
旭川・吉井川河口海域	1,224	(工場)
新居浜・西条地先海域	1,598	(都市汚水)
遠賀川	3,960	(鉱山)
松浦川	1,403	(工場)

なお、上記水域区分は、昭和44年の調査は経済企画庁の調査基本計画（昭和40年告示）に従っているが、昭和33年の調査は、石狩川は水域区分をしておらず、渡良瀬川を利根川に含めているなど昭和44年の調査と水域区分が幾分異っている。

昭和33年と昭和44年の水域別の調査結果を比較すると、昭和33年においては鉱山排水による被害が多い水域の割合が多いのに対して、昭和44年においては、鉱山排水による被害水域が減少し、都市汚水と工場排水による被害を大きく受けている水域が増加している。

次に、被害の発生している様相を昭和44年の調査結果からみると、農業用水中の有害成分によって直接作物に被害がでているものが全被害面積の38%にあたる約7万1千haで最も多く、次いで有害成分が作物に直接被害をあたえるとともに、土壤中に有害成分が蓄積または堆積することによって作物に被害がでているものが全被害面積の22%にあたる約4万haとなっている。

これを汚濁源別にみると、工場排水および都市汚水による被害は作物に有害成分が直接被害を与えている割合が多く、鉱山排水による被害は有害成分が土壤中に蓄積または堆積することによって作物に被害を与えている割合が多い。

昭和33年以来昭和44年まで農地局が行ってきた農業用水の汚濁による全国の被害調査は、作物の減収被害の概況把握を主目的とした調査であるため、土壌等の化学分析は実施していないので、最近各地で問題となっているカドミウムの汚染による被害は、これらの調査に含まれていないが、農用地のカドミウム汚染は全国各地で深刻な社会問題となっているので、農地局は各地域の汚染状況に関する調査を別途行っており、その調査結果を、本年4月と6月に公表した。このことについては新聞等でたびたび報道されているので省略する。

第2表 都市汚水によつて被害が発生している主な水域名

(昭和44年4月現在)

水 域 名	水質汚濁による被害面積			水 域 名	水質汚濁による被害面積		
	水域全体 A ha	うち都市汚水 によるものB ha	B/A×100 %		水域全体 A ha	うち都市汚水 によるものB ha	B/A×100 %
石狩川(甲)	1,388	1,318	95.0	木曾川	18,162	1,213	6.7
石狩川(丙)	3,597	3,467	96.4	矢作川	15,652	3,380	21.6
渡良瀬川	8,166	2,199	26.9	宇治川	1,084	1,049	96.8
利根川	3,060	2,112	69.0	淀川	4,244	4,054	95.5
荒川(丙)	1,801	1,721	95.6	大和川河口海域	3,699	3,649	98.6
江戸川	1,398	1,308	93.6	大和川上流	1,183	541	45.7
多摩川	1,009	980	97.1	神崎川	728	563	77.3
鶴見川河口海域	685	599	87.4	武庫川	776	670	86.3
信濃川上流	2,588	1,745	67.4	芦田川河口海域	743	622	83.7
信濃川下流	6,208	4,394	70.8	那賀川河口海域	617	617	100.0
信濃川および 関川河口海域	4,571	835	18.3	新居浜・西条 地先海域	1,598	690	43.2
長良川	959	794	82.8	大分川	822	822	100.0

注：1. 農林省農地局調査
2. 都市汚水による被害面積 500ha 以上の水域を示す

2. 農業用水の水質と農業被害

次に、農業用水中の有害成分と被害の関係について述べる。

わが国の経済活動が盛んとなり、工業の発展、都市の拡大に伴って生活環境の悪化が著しくなり、各地において公害問題が深刻な社会問題となってきた。公害防止施策を総合的かつ適切に講じて公共用水域の水質を人の健康と生活のために望ましい環境にするため、公害対策基本法の規定に基づいて、昭和45年4月に水質汚濁に係る環境基準の基本方針が閣議決定されている。この基本方針には、水域の類型別の条件とすべき項目と基準値等が定められており、農業用水として望ましい最低の基準も示されている。この基準には、農業用利水点において、河川では水素イオン濃度（PH）6.0以上7.5以下、生物化学的酸素要求量（BOD）8 P P m以下、浮遊物質（SS）100 P P m以下溶存酸素（DO）5 P P m以上となっており、湖沼（天然湖沼および貯水量1,000m³以上の人工湖）ではPH6.0以上7.5以下、化学的酸素要求量（COD）5 P P m以下、SS15 P P m以下、DO5 P P m以上となっている。これらの項目のほか、人の健康に係る環境基準として、カドミウム（Cd）0.01 P P m以下、砒素（As）0.05 P P m以下等の項目が示されている。

農林省においても、上記環境基準の閣議決定に先立って、農業用水が汚濁して各地で問題となっている現状に対処するため、省内に研究会を設け、昭和44年春から約1か年間、汚濁物質別に、水稻に被害を与えない限界濃

度について検討し、学識経験者の意見もとり入れて、昭和45年3月に“農業（水稻）用水基準”を決定した。

第3表 農業（水稻）用水基準

項 目	基 準 値
(1) PH（水素イオン 度）	6.0～7.5
(2) COD（化学的酸素要求量）	6 P P m以下
(3) SS（無機浮遊物質）	100 P P m以下
(4) DO（溶存酸素）	5 P P m以上
(5) T-N（全窒素濃度）	1 P P m以下
(6) 電気伝導度（塩類濃度）	0.3 m U/cm以下
(7) 重 金 属 類	
As（砒素）	0.05 P P m以下
Zn（亜鉛）	0.5 P P m以下
Cu（銅）	0.02 P P m以下

この農業用水基準にとり入れられている項目は、水素イオン濃度（PH）、化学的酸素要求量（COD）、無機浮遊物（SS）、溶存酸素（DO）、全窒素（T-N）、電気伝導度（塩類濃度）、銅（Cu）、亜鉛（Zn）、砒素（As）である。

農業用水基準は次のような基本的考え方によって決定されている。

- ① 河川の水質によって生育が左右されやすく、農業用水への依存度が高い水稻を当面の対象作物とする。
- ② 汚濁物質の項目別に、被害（減収）が発生しないための限界濃度を基準数値とする。
- ③ 数値は、農業用水の取水口での基準値を示すことと

する。

- ④ 対象汚濁物質は、水稻の生育収量に直接被害を与えるものとする。
- ⑤ 対象汚濁物質中には、作物の必須養分も含まれているが、それらの物質は農業用水中の濃度を人為的に制御することが不可能であるので、農業用水中への流入は不用とする。
- ⑥ 重金類の基準値は、水耕液または土壌溶液中の限界濃度により定めた。したがって土壌への蓄積等の問題については、現地の事情を考慮することとする。
- ⑦ 農作物の品質保持がとくに問題となる場合には、別途検討することとする。

以上のような基本的考え方にしたがって決めた基準値であるので、次のことについて留意する必要がある。農業用水中の汚濁物質の濃度に対する作物の感受性は、作物の種類・生育時期・栽培法・環境条件等によって異なり、汚濁物質相互の相乗作用等によっても変わってくる。したがって、これら現地の諸条件を考慮する必要がある。また、現地の土壌の程類により吸着度や溶出割合の相違、汚濁物質の蓄積の状態等によって被害の様相が異なるので、これらの点も留意する必要がある。

設定項目は、水稻被害と汚濁物質との関係、汚濁水中の関連物質の動態、現場における簡易測定可否等を考慮して、重金類については個別物質別に、窒素含有物・有機物・塩類等についてはCOD・T-N・電気伝導度等の総合的指標によって定めている。

次に、農業用水基準に定められた各項目について、その基準値が決められた理由等を述べると、

① PH

福岡県農試等の成績を参考にして、農林省の構造改善土地分級法のPH6.0~7.5を基準値としている。

酸性の水が灌漑されると、土壌に吸着している塩基類が水素イオンと置換するため、土壌中の塩基性物質、とくに石灰や苦土が欠乏する。そのため作物の生育が不良になる。このように塩基が流亡するので土壌の老朽化が促進し、次第に、土壌が酸性反応を呈するようになり、ばん土質土壌ではアルミニウムが活性化するなど、作物の養分吸収が阻害される。また、土壌中の水溶性の磷酸が不溶性となり、作物は磷酸吸収が害されるため磷酸欠乏となる。さらに、土壌中に水素イオンが多くなると、作物の細胞液の濃度が変化して生育が害される。このように、直接間接に作物は生育が害される。

そのほか、酸性の水によって灌漑施設のコンクリートや金属部分が腐食する。

自然汚濁の酸性湧水のほか、硫黄鉱山・金属鉱山・炭鉱の坑内水や廃石堆石場の滲透水、機工場排水等が主な汚濁原因である。

次に、アルカリ性が強い場合には、作物は養分吸収が

阻害され、鉄欠乏による茎葉の黄化現象を呈し、土壌は粘土の分散を起して物理性が悪化する。

石灰石採取鉱山排水、メッキ工場、染色工場等がアルカリ性の強い汚汚源である。

② COD

愛知県農試の調査成績および農技研の灌漑水質調査集計結果等からCOD6PPm以下の基準値となっている。

これは有機物等の還元物質が多くなり、用水中のCODの濃度が高くなると、土壌の還元が促進される等によって根の活力が低下し、根腐れが発生する。

また、パルプ工場排水等に含まれている有機物は、分解によって土壌を還元状態とするほか、土壌の表面に膜状に沈着し、透水性や通気性を低下させるためさらに還元状態になるのを促進する。

主な汚汚源としては、都市污水・パルプ工場・食品工場等がある。

③ SS

山土・砂・陶土が用水と共に流入して、圃場に堆積することによる被害発生に関する福岡県農試および愛知県農試の成績等から、これら無機浮遊物の堆積による被害が発しない限界濃度としてSS100PPm以下の基準値となっている。

農業用水中に無機質の微粒懸濁物が多くなると、これが圃場の表面に沈積し、土壌の透水性や通気性が低下するため、下層の土壌を還元状態にして根の伸長を阻害する。また、微粒子の過度の流入により土壌の物理性が悪化するため、土壌が緊密固結して根の生育を害し、耕起等の農作業も困難にする。さらに、水門や水路にこれらの土砂等が堆積すると用水の通水に障害をあたえる。

主な汚汚源としては、砂利採取場・砂砂や陶土の窯業材料精製工場・洗炭工場等がある。

④ DO

愛知県の本曹川水域および矢作川水域における現地調査の結果等に基づいてDO5PPm以上の基準値となっている。

都市污水のような有機物の多い污水が流入し、農業用水中の溶存酸素が減少すると、根の生育が害され、新根の発生が悪くなり、根の呼吸と養分の吹収が悪化するため玄米の収量が減少する。

DOを減少させる主な汚汚源は都市污水である。

⑤ T-N

農技研の灌漑水質調査集計結果を参考にして、愛知県農試および東京都農試の成績等からT-N1PPm以下の基準値となっている。

窒素の過剰は、過繁茂・倒伏等による減収のみならず、登熟不良による米の品質低下を生ずる。

主な汚汚源は、尿尿処理場・下水処理場・一般家庭下

水・水産加工等の食品工場・化学薬品工場等である。

なお、窒素による被害は各地において発生して問題となっている項目である。愛知県矢作川水域においても工場から排出される高濃度の窒素を含有している汚水によって農業被害が発生していたため、昭和44年に同水域の水質基準が審議された際に、農業側から規制項目にT-Nをとり入れるよう強い要望が出されたが、汚水中の窒素を除去する有効な処理技術がない等の理由から規制項目にとり入れられなかった。その後、他の水域の水質基準の審議の際にも問題となっているが、水質規制の項目にとり入れられていない。

⑥ 電気伝導度（塩類濃度）

東海近畿農試および福岡県農試等の成績を参考に、現場における測定法も考慮して0.3mv/cm以下の基準値となっている。

塩類濃度が高くなると、根の吸水に障害が生じ、作物の代謝が阻害されるため減収する。収穫した米も胴白米が多くなる等品質が低下している。さらに、塩基が土壤膠質物に吸着している陽イオンと置換すると、土壤粒子の固結、凝縮を生じて土壤の透水性が低下するため還元状態となる。

主な汚濁源は、染色工場、炭鉱、天然ガス採掘工場等である。

⑦ 重金属類（Cu・Zn・As）

銅は春日井氏および農耕技研等の成績から0.02 P P m以下、亜鉛は春日井氏および群馬県農試等の成績から0.5 P P m以下、砒素は春日井氏および石塚氏等の成績から0.05 P P m以下の基準値となっている。

これらの重金属類が農業用水とともに圃場に流入すると、その大部分は土壤中に蓄積される、土壤中に蓄積されたこれら重金属類の濃度が高くなると、作物は根の伸長が阻害され、葉が黄変・青枯れ等の異状を呈し、生育が害される。土壤中に蓄積された銅や亜鉛は、酸性水の流入や乾田化して土壤が酸性状態となると、急激に土壤から溶出するため害作用が甚しくなる。一般に銅等の被害は水稻よりも裏作物に著しく発生する。また、砒素は土壤が酸化状態のときよりも、還元状態となって亜砒酸が生ずると害作用が甚しくなる。

重金属類の主な汚濁源は、金属鉱山・製錬所・メッキ工場等である。

前述の昭和45年4月に政府が定めた水質汚濁に係る環境基準のうち農業用水に関する基準には、農林省で作成した農業用水基準がおおむねとり入れられている。ただ、T-N・電気伝導度・銅および亜鉛は、汚水の経済的な処理技術の開発が遅れていること、問題が地域的であること等の理由から環境基準の項目にとり入れられていない。

また、環境基準の河川の基準項目にBODがあるが、

BODは昭和16年から昭和38年までの間、北海道の石狩川において上流のパルプ工場の排水による汚濁によって農業被害が生じ、地元民との紛争が続いた際に問題となった項目である。この水域における農業被害の発生原因の大部分は、排水中の汚濁物質が直接作物に害を与えるというよりも、排水中に溶解している糖類等の有機物を栄養源として発生する「みずわた」が水田に流入して、水稻にからみ、その生育を物理的に阻害したり、農業用施設に付着して機能を低下させることによるものである。昭和38年に同水域に設定された水質基準は、『みずわた』の発生を抑制する目的で、BODが規制項目に入っている。

3. 都市近郊における農業用水の汚濁

農業用水の汚濁による被害が、近年加速度的に増大し、とくに都市汚水による被害がこの4か年間に被害面積で3倍にも拡大していることは先にも述べたが、これら都市近郊における農業用水の水質の悪化の進み具合も相当甚しいことが推定される。

大阪府農林センターは、農業に使用されている主要河川の水質汚濁の状況について調査を行っており、その結果は第4表のとおりである。この表から見られるよう

第4表 大阪府の水田に流入する窒素及び無機成分量の変化

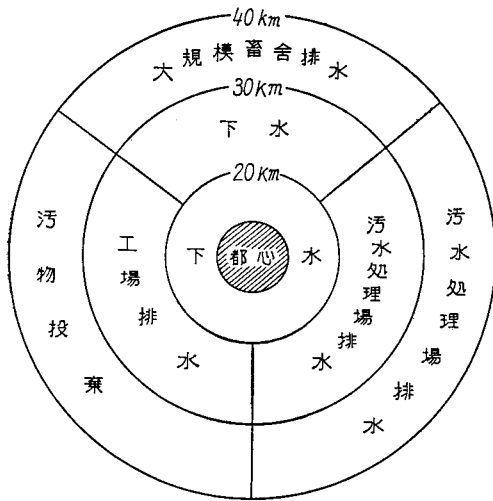
(10アール当たり)

項目	昭和28年 ~36年 31個所平均	昭和41年度	昭和42年度
アンモニア態窒素	0.18 ^{kg}	3.9 ^{kg}	12.8 ^{kg}
燐酸	0.06	0.7	1.6
カリ	4.4	9.4	19.4
石灰	31.8	40.9	64.8
苦土	7.2	10.7	19.3
珪酸	22.9	28.5	31.9
硫酸	25.1	32.6	72.6
塩素	18.2	53.8	86.3

注：大阪府農林技術センター（昭45.5）：土壤肥料研究10年の歩み

に、大阪府の諸河川も約10年前はおおむね清流であったが、昭和40年代になると急激に汚濁し、“死の河”との表現が適切になってきた。とくに、窒素については、昭和28年~36年の平均に対して昭和42年は約70倍の激増を示している。この傾向は、関東や東海等都市化の激しい地域でも同様であると考えられる。

次に、東京都農試の調査によれば、都内の全水田の約40%が汚水の影響を受けており、これを汚濁源別にみると、都市下水63%、工場排水15%、汚水処理場排水11%、汚水の投棄7%、畜舎排水4%となっている。さら



注：東京都農試研究報告No. 4 (1967)

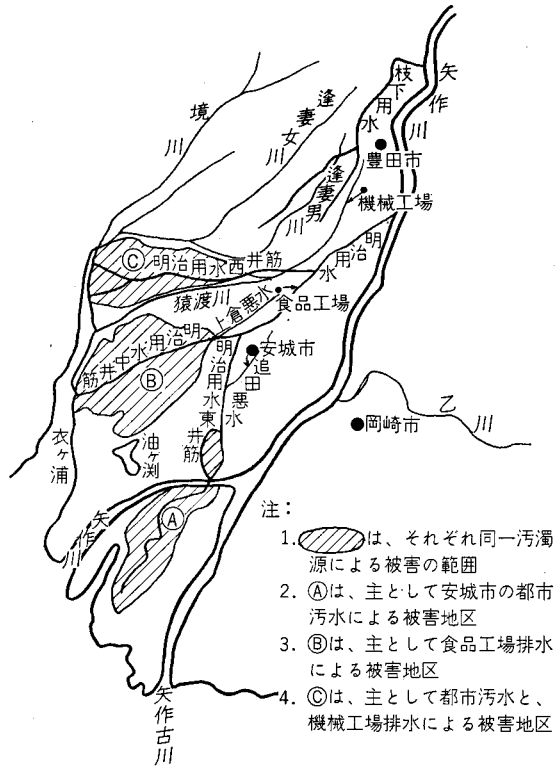
第2図 都心からの距離と汚濁源の関係

汚濁源と都心からの距離との関係をみると、既成都市を中心として同心円的に郊外へ拡大しており、都心から20kmまでは一般家庭などの下水による影響が強く、20kmから30kmでは下水のほか污水处理場や工場排水の影響を受けており、さらに30kmから40kmになると下水道等の汚物処理の社会施設の不備と住民の公害防止意識の欠如から汚物の投棄の影響が強くなるとともに、大都市近郊に集中している養豚、酪農、養鶏などの大規模な畜舎の排水による影響も強くあらわれている。

この東京都農試の調査でも、汚水の影響は都心からの同心円として示されており、河川の流末に発展した都市周辺における農業被害の発生状況をよく示しているが、最近においては内陸部の都市化および工業化が進んでおり、このような地域における水質汚濁の被害の発生状況は都市を中心としたものでなく、都市や工場のような汚濁源を頂点として、地形勾配の低い下流域の扇状部に広く影響範囲が拡大している。

東海是全国で最も水質汚濁による被害面積が大きく、とくに愛知県の矢作川水域は被害面積約1万6千haで木曾川水域に次いで全国2番目の被害面積を有する水域である。同水域においては内陸部に都市や工場が発達し、それらの汚濁源からの排水によって同水域に広く被害が発生しているが、汚水の影響が扇状に下流域に広く生じている事例を模式的に示すと第3図のように、都市下水、食品工場・機械工場からの排水の影響が、下流の農業地帯に広く出ており、これら被害地域の多くは地形的に地下水位の高いいわゆる低平地であり、都市や工業地帯に属しない純農村地域に被害が生じているのである。

このように、我が国の主要な米作地帯である河川の下



第3図 矢作川水域の被害発生状況の事例

流の低平地では、上流域や背後地域の都市化が進行するにしたがい、集水域の広範囲から排出される汚水が集積して流入するため農業用水は年とともに汚濁の度を加え、広い地域に被害が発生している。これら被害の発生している地域は、おおむね地下水位が高く地盤も軟弱な処が多く、今後市街地や工業地帯となることも少なく、将来とも農業地域として維持される地域と考えられる。このような地域は、汚濁源が集水域に広く散在していることが多いため、被害地域に流入する汚水を排除して農業用水の水質を良好な状態に保持することは極めて困難である。しかるに、これらの地域においては、他に清浄な水源を求めても不可能であることが多い。今後このような低平地における農業用水の水質保全が重要な問題となってくるものと考えられる。

平野部における主な汚濁源の排水水質を矢作川水域についてみると第5表のとおりである。これらの汚濁源の排水は、塩類（電気伝導度）・T-N・CODの濃度が高くなっており、農業に被害をもたらすこれらの成分が高濃度で排出されることは問題である。殊に、T-Nは有効な排水処理技術がない等の理由から水質汚濁防止関係の法律や条例による水質規制の項目となっていないことはすでに述べたとおりである。

大規模の工場等の汚濁に対しても、排水処理について何ら規制のない（窒素等の汚濁成分について）廃水からこれらの汚濁成分を除去することに工場や下水処理場等

第5表 矢作川水域における業種別工業廃水および都市汚水の水質

区 分		pH	蒸 発 残 渣	電 気 伝 導 度	S O ₄	T-N	C O D
			P P m	P P m	P P m	P P m	P P m
自動車工業および関連工業	最高	10.5	1,685	650	328	*	59
	最低	2.8	153	70	8	*	2
	平均	7.4	569	263	42	*	20
金属表面処理工業	最高	10.0	3,280	2,400	414	*	136
	最低	2.5	168	100	7	*	0.2
	平均	6.7	593	506	70	*	14
化学繊維工業	最高	8.0	29,964	2,200	31,321	235	970
	最低	2.9	164	60	5	22	1
	平均	6.1	4,938	687	3,606	106	186
繊維染色工業	最高	11.1	998	440	99	18	2,700
	最低	6.8	447	210	41	6	60
	平均	8.6	715	331	63	10	774
製薬工業	最高	7.9	4,881	5,000	2,844	196	1,474
	最低	1.7	584	300	40	29	8
	平均	4.5	1,544	1,792	919	111	316
陶業および硅砂工業	最高	7.4	20,066	340	19	*	25
	最低	6.3	1,680	101	9	*	8
	平均	6.9	5,499	183	15	*	7
食品工業	最高	7.2	6,983	2,000	32	555	2,220
	最低	4.1	252	100	2	23	2
	平均	5.9	1,945	515	13	175	401
都市汚水および団地汚水	最高	7.6	24,785	4,500	521	642	1,999
	最低	6.8	153	90	3	10	4
	平均	7.1	3,543	810	129	151	78

注：1. 愛知県農試（昭和38年度）：矢作川水域水質汚濁調査成績

2. *印は測定していない

の汚濁源側において、鋭意努力する公害防止の誠意がなければ、事態は悪いまま放置され、それによる被害は少しも軽減されない。従来、廃水処理技術の開発は、どちらかといえば汚濁源側において行なっていたため、企業収益に寄与することが期待されないこのような技術開発は余り進展しなかったように思われる。今後は、環境庁等の公的機関において廃水処理技術の開発が大に行なわれるよう期待される。

都市汚水の主要汚濁成分の窒素が汚濁源から排出された後に流水中における変化を調査した東海近畿農試の報告によると、団地汚水が河川に排出された後、下流に2.5 kmまで追跡調査した結果では、下流に向かって次第にpH・NO₃-N・無機Nの割合が上昇し、他方NH₄-N・T-N・CODが低下する傾向がみられ、わずかながら自浄作用が行なわれていると考えられる結果を得ている。

次に、汚濁水が圃場に灌漑された場合における汚濁物質の影響については、金属鉱山排水等の重金属汚染は渡良瀬川の鉱害地等で農技研や群馬県農試等によって詳細に調査されている。渡良瀬川流域においては圃場に流入した銅が水口に多く沈積しており、次第に水尻にかけて銅の集積は減少し、作物の収量も水口から水尻にかけて同心円状に増大している事実も知られている。

高濃度の窒素を含有している都市汚水によって汚染されている用水が流入している圃場における汚水の影響も、水口部において著しく、過繁茂・倒伏等の窒素過剰の状態を示している。東海農政局掛川水質官が奈良県曾

我川水域において、水口部と水尻部で収穫した水稲について比較調査した結果によると、水口部は青米が多く、玄米の検査等級も水尻部より下であった。

第6表 水質汚濁による被害田における水口部と水尻部の比較

調 査 項 目	位 置		
	水 口	水 尻	
精 粳 重	56.9 ^g	58.5 ^g	
玄 米	正 常 米	31.4	43.8
	青 米	13.0	—
重 米	屑 米	3.5	3.9
	千 粒 重 (青米を含む)	25.6	25.2
検 査 等 級	3 等	2 等	

注：1. 調査圃場は奈良県曾我川水域

2. 調査株は、水口部および水尻部から任意に採取した各1株

都市汚水により汚染されたNH₄-N100 P P m以上の用水によって10年以上灌漑され、NH₄-N2 P P m以上の用水によって5年以上灌漑されていたと考えられる2か所の水田について農事試験場が調査した結果でも同様な傾向を示しており、水稲の窒素吸収は両圃場とも水口>中央>水尻であり、土壌中の窒素含量も水口が高くなっている。

4. 水質汚濁の防止対策

わが国の農業用水の汚濁によって発生している農業被害の面積は、昭和44年の調査結果によると約18万8千haであるが、そのうち自然汚濁による被害は約六千haで、被害の大部分は人為汚濁、すなわち公害によるものである。

自然汚濁による農業被害に対して、農業側は自己防衛のための汚水の地下注入、取水源の変更、灌漑施設の新設改修、容土等の事業を実施しており、国は施設については65%、農地については50%の事業費補助を行なっている。

人為汚濁による被害に対しては、工場・鉱山等の事業場が汚濁原因の場合には事業者、都市汚水が汚濁原因の場合には地方公共団体がそれぞれ被害防止について責任をもつ事柄であろうと考える。

公共用水域の環境保全のため、公害対策基本法に基づいて行政目標として望ましい環境基準を、国が昭和45年9月以降78水域に定め、この目標達成のため、下水道等の公共施設の整備、汚濁源の水質規制、河川の浄化用水の導入等総合的な公害防止施策の推進を図ってきたが、昨年末の臨時国会において公害対策基本法が一部改正され、今後は河川等の環境基準の決定は都道府県が主として行なうこととなった。

環境基準を達成するため、工場・鉱山等の汚濁源に対して排水水質の規制も行なわれることになっているが、この汚濁源に対する規制は、今まで昭和33年に制定された公共用水域の水質の保全に関する法律（通称水質保本法）に基づいて、個別水域毎に汚濁源の種類別に排水水質の基準を定めて規制を行なっており、昭和37年4月以降昭和46年4月末までに76水域に水質基準が設定されている。これらの水域には、石狩川・渡良瀬川・矢作川・木曾川・信濃川等農業にとって重要な水域が多く含まれ

ており、これらの水域については、農業用水の水質保全についても審議され、各水質基準が策定されている。

工場等の汚濁源の水質規制は、従来、国が規制対象水域を個別に指定して、汚濁源から排出される汚水に対して許容される水質を定めてきたが、昨年末の臨時国会において法律が全文改正されて、水質汚濁防止法と法律の名称も改められ、国は全国一律の排水基準を設け、必要があれば、都道府県知事が個別水域毎に、国が定めた一律基準よりきびしい排水基準を設けることができることとなった。さらに、知事は汚濁源の施設の改善命令や、排水停止を命令することができる等権限が強化された。

以上述べたように汚濁源に対する排水水質の規制に関する法律が整備されてきたが、個人住宅や住居者の少いアパートの排水、排水量の少い一般工場、養豚場等は通常の場合は水質規制の対象外の汚濁源である。これらの汚濁源からの排水も、下水道網が全国に完備されれば余り問題とする必要がないのであるが、今後早急に下水道が整備される見込みもないので、農業被害が大幅に減少すると考えることは困難であり、自衛上農業側としても被害軽減対策が必要である。

多種多様の排水が混合した都市汚水のような汚濁原因者を特定することが困難な、汚水による被害防止のため、昭和45年度から農業用水の取水源の変更・灌漑施設の新設改修・被害農地に対する容土等を事業内容とする水質障害対策事業を行なうこととなり、国は事業費に対して施設については55%、農地復旧については40%の補助を行なうこととしたが、都道府県も30%以上負担することとなった。昭和45年度と昭和46年度の事業実施地区の概要は第7表のとおりである。

一方、金属鉱山や製錬所等の特定汚濁源による被害地域に対しても、各地で発生しているカドミウムによる水・土壌・農作物等の汚染が、人の健康に係る重大な問題を含んでいるため、昨年末の臨時国会において公害対策

第7表 水質障害対策事業実施地区概要

採択年度	地方農政局	県名	地区名	所在地	総事業費	受益面積	水質汚濁の状況				
							COD	SS	DO	T-N	
45	東海	茨城	田谷川	堰下	館市	282	643	6.8	—	—	4.5
				中蒲原郡	亀田郷	970	1,261	—	130	4.5	3.0
				西尾市	将監	560	437	7.7	204	2.8	4.5
				安城市	追田	474	492	7.0	—	—	1.5
				4地区		2,286	2,833				
46	東海	愛知	光堂川	一宮市	稲沢市	700	427	3.4~6.7	73~113	5.0~8.1	1.0~2.3
				幡豆郡	吉良町	800	801	5.8~7.4	144~188	2.3~5.7	1.5~3.1
				西尾市		950	1,362	3.3~20.8	19.5~123	0.1~7.5	1.2~9.0
				岡山市		645	948	1.6~7.5	10~88	1.0~8.6	0.9~4.3
				4地区		3,095	3,538				

基本法が改正される際に、水質汚濁・大気汚染等の典型公害に土壤汚染を追加したほか、農用地の土壤汚染防止等に関する法律（通称土壤汚染防止法）が制定され、土壤汚染防止対策として、灌漑排水施設の設置、客土、地目変更等の事業を行なうこととなった。

このような事情に対応するため、特定原因者による土壤汚染や水質汚濁等の被害防止のため、昭和46年度から新たに公害防止特別土地改良事業が実施されることとなった。水質汚濁に関する事業に対しては、原因者の事業活動が公害の原因となった程度に応じて、昨年末の臨時国会において制定された公害防止事業費事業者負担法に基づく事業者負担がなされた残りの事業費に対して、国が施設については3分の2、農用地については55%補助することとなった。

おわりに

水質汚濁により農業が受けている被害面積は、わが国の全耕地の3%に達しており、今後も昭和40年以降の如き著しい増加を続けるならば、わが国の農業の将来にとって極めて重大な影響を及ぼす問題となるものと考えている。

公害防止に対する国民の関心も高まり、関係法律も整備されたので、今後は、昭和40年代前半の如き加速度的な水質汚濁による被害の拡大傾向も低下することであろう。

しかし、近年飛躍的に激増している都市汚水による被害については、汚水の排出源の都市地域における下水道の整備が大幅におくれており、昭和45年度末においてわずか22.8%であり、また、昭和46年度より発足する下水道整備5か年計画においても最終年度の昭和50年度末においてすら下水道整備の見通しはわずかに38%にすぎない。

また、有効な汚水の処理技術がない等の理由から、現在汚濁源の排水に対して水質規制がなされていない窒素等の汚濁物質があることは問題である。

このような実情であるため、今後水質汚濁による農業被害が大幅に減少することを期待することは困難である。被害者の農業側においても被害防止のため、水源転換等の対策を強力に推進するとともに、用水中の有害成分の除去について検討する等、なお一層積極的に対処する必要があると考える次第である。

故齊藤美代司遺稿集「黄金の船」購読のお願い

第2次世界大戦の末期から、内地引揚げまでの満洲農地開発公団の一理事としての苦難にみちた体験を物語風に綴ったもので、ソ連の参戦に始まり約一年の半捕虜的生活から、最後に帰還船により博多に上陸するまでの貴重な体験記は、日本人であるわれわれに深い共感を呼びおこすものである。あえて一読をお励めする次第である。

(田村徳一郎)

体裁 A5判オフセット印刷316頁

頒価 1口 ¥1,000 (送料本会負担)

購読申込先 (〒105) 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館

全国農業土木技術連盟内
故齊藤美代司遺稿刊行会

フルーム型水路にかかる土圧の現場試験

仲 野 良 紀*

目 次

1. 測定の目的……………(11)	る内側への傾き
2. 測定方法……………(11)	5. 考 察……………(17)
2.1 特に動的土圧の測定について	5.1 静的土圧について
2.2 特に壁の変位について	5.2 動的土圧について
3. 埋め戻しに用いた土について……………(13)	5.3 静的, 動的土圧によって側壁鉄筋中に
4. 測定結果と解析方法について……………(13)	発生した応力について
4.1 静的土圧について	5.4 側壁の変位量に関する検討
4.2 動的土圧について	5.5 設計基準との比較
4.3 鉄筋に発生した静的応力について	6. 結 論……………(22)
4.4 鉄筋に発生した動的応力について	7. あとがき……………(23)
4.5 水路側壁の静土圧および動土圧によ	

1. 測定の目的

現在のところ小～中規模のフルーム型水路については農地局で定めた設計基準¹⁾があるが、この基準の設計の基礎となっている土圧については弾性論に基づくフレリッヒ (Froehlich) 公式またはブーシネスク (Boussinesq) 公式を用いて垂直荷重を求めた後、塑性論に基づくランキンの土圧係数を乗じて側方土圧を計算するという方法をとっている。

このため、純弾性体でも、純塑性体でもない土の土圧を果して正しく表わしているかどうか、あるいはそのようにして求めた土圧が安全側なのか、危険側なのか必ずしも明らかでなく、またこれまでのところ信頼し得る実験的裏付けもほとんどなかった (スパングラがかなり以前に静的点荷重による土圧分布を測定したことがあるが²⁾、壁体の移動量を測定していないなど幾つかの欠点があった)。特に水路側方を走行する自動車などによる動的土圧の算出方法については、これまでのところ頼り得る一般的理論もなく、参考にし得る実測例も皆無であるためきわめて不満足な仮定のもとに計算が行なわれていた。(上述の設計基準ではブーシネスク公式で動土圧を求めることが定められているが、水路壁高1.25mまでの水路にしか適用されないため、これ以上の大型水路では依然としてたとえば $q = \frac{\text{自動車重量} \times \text{衝撃率}}{\text{自動車長} \times \text{自動車巾}}$ なる等分布荷重に換算するというような方法がとられている。これによれば自動車による土圧は側壁からの距離に関係なく一定であり、後述のように著しく事実と異なる)したがって設計と実測値がどの程度違うか (又は一致す

るか) 現場測定によりチェックすることは、今後の設計、施工の合理化と安全のため重要であるし、大型水路の設計基準作成のためにも必要である。

以上のような理由と目的により土圧と応力の現場測定が行なわれた。なお現場測定を行なった場所は農林省関東農政局天竜下流農業水利事業所社山幹線その5工事7号開渠である。

2. 測定方法

ワイヤーストレインゲージ (電気抵抗線歪計) を用い

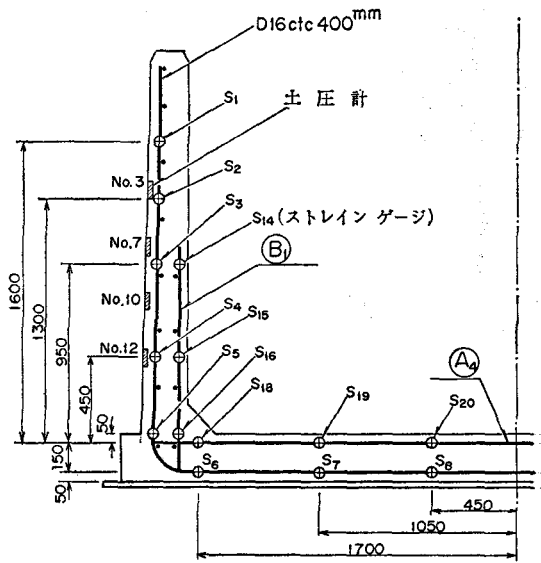


図1 ストレインゲージ, 土圧計の配置とその番号 (横断面図)

* 農林省農業土木試験場造構部

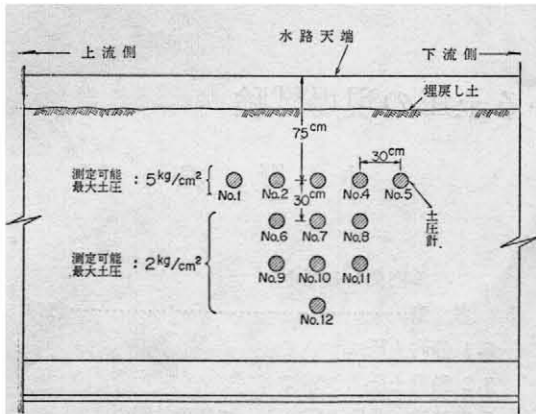


図2 水路側壁の土圧計配置図(側面図)

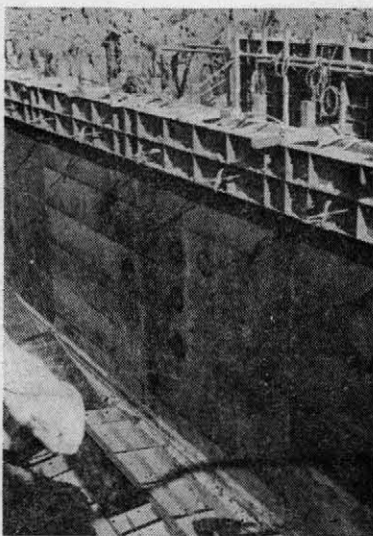


写真1 水路側壁にとりつけた土圧計

た。すなわちワイヤーストレインゲージ(以下単にスト
レインゲージと呼ぶ)をダイヤフラムに貼付した土圧計
を図1, 2, に示す位置にセットし(本体の大部分はコ
ンクリート中に埋設され, ダイヤフラムの受圧面がコ
ンクリート面と完全に一致するようにした。写真1参照)
静的, 動的土圧(自動車が水路側壁近くを通路とする
ときの動的土圧)を測定した。

また, ストレインゲージを鉄筋に直接貼付して(その
際, 図3に示すように鉄筋の突起部はグラインダーで削
り取った上, 貼付する部分の周辺はサンダー, サンドペ
ーパーなどで十分に研磨した。なお防湿処理は, マイク
ロクリスタルワックス, アラルダイト, ハマタイト, ハ
イボンテープなどにより入念に行なった), 鉄筋のヒズ
ミ(したがって応力)を静的, 動的に測定した。

鉄筋に貼付したストレインゲージの位置については図
1参照。

防湿処理後, ハイボンテープ, ビニールテープ(防護

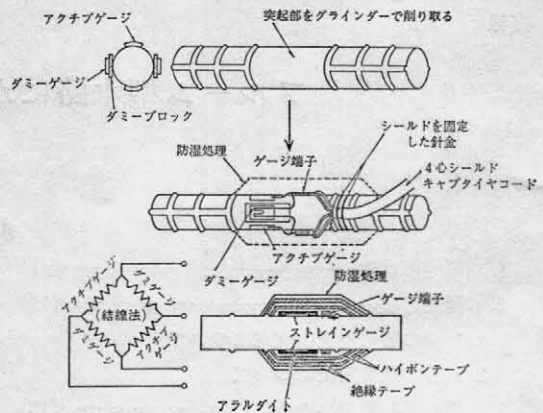


図3 異形鉄筋へのストレインゲージの貼付方法及び防湿処理法および4ゲージ法による結線法

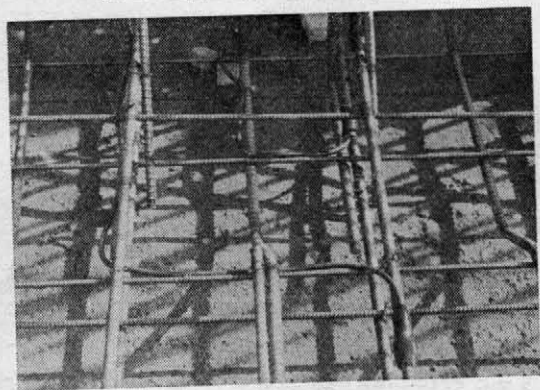


写真2 鉄筋にとりつけたストレインゲージ

用)を巻いて完成したストレインゲージについては写真
2参照。

なお, 動的ヒズミの測定には, 電磁オシログラフを
使用した。(写真3参照)

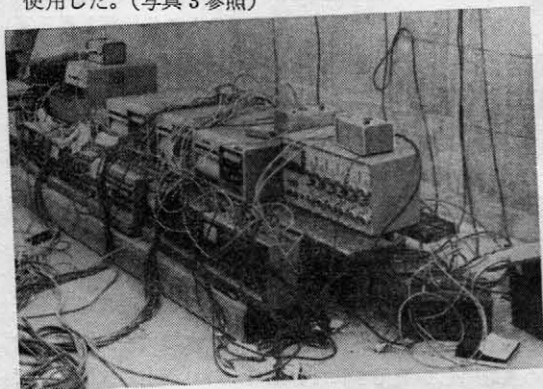


写真3 現場測定時の電磁オシログラフ

また, 静的ヒズミの測定には, ストレインメーターを
使用した。

2.1 特に動的土圧の測定について

動的土圧の測定は土を積んだダンプトラック(いすず

TD-50A-D, 後輪総荷重量(車輪四コ)=10,860kg
 前輪総荷重量(車輪二コ)=4,980kg。いずれもトラック
 スケールにて測定を(下流側から上流側に向けて)側
 壁からの距離を下記のようにとって, 時速約10km/secで
 走行させて行なった。

- 第1回テスト……ダンプトラックの水路側の前車輪の
 中心の水路側壁からの距離=約0.39m
 第2回テスト…… ” =約0.25m
 第3回テスト…… ” =約1.14m
 また25トンクラムシェル(写真4)を水路側壁から
 1.1mのところを走行させて動的土圧を測定してみた。

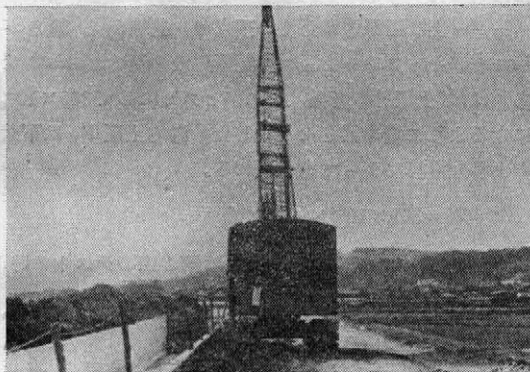


写真4 テストに用いたクラムシェル

2.2 特に壁の変位について

インパーテブ式スケールを用いて土を埋め戻す前後
 における水路両側壁間の距離(天端から0.76mの位置)
 の変化を測定した。また動的土圧による動的変位は差動
 変圧器型変位計で電磁オッシロを用いて測定した。

3. 埋め戻しに用いた土について

図4に示したような粗粒土で, 転圧埋戻しに適した土
 である(一の宮川により運搬堆積された土)。

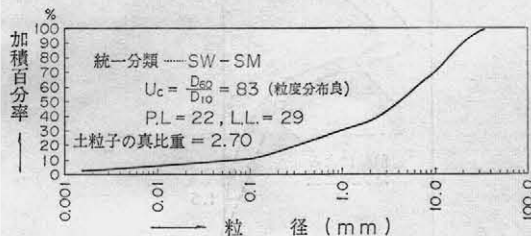


図4 水路側壁の埋め戻しに用いた土の粒度分布

4. 測定結果と解析方法について

4.1 静的土圧について

土を埋め戻す前のストレインメーターによる土圧計の
 読み(ヒズミ ϵ_1 として読まれる) = R_1

土を埋め戻した後のストレインメーターによる土圧計

の読み(ヒズミ ϵ_2 として読まれる) = R_2

土圧計の校正係数 = f とする時,
 静的土圧 P_s は下記のような計算によって求められる。

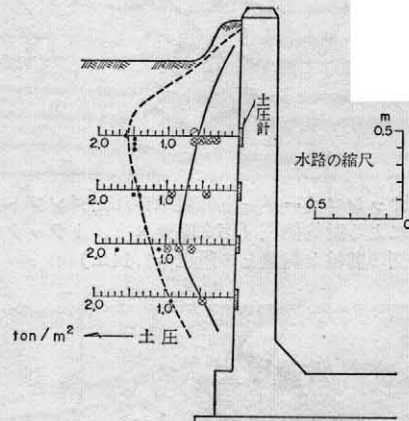
$$P_s = (R_2 - R_1) \times f \text{ kg/cm}^2$$

たとえば土圧計 No.1 の場合

$R_1 = +110 \times 10^{-6}$, R_2 (土がダンプトラックで十分締
 め固められた後) = $+180 \times 10^{-6}$, $f = 0.00215 \times 10^6$,

$\therefore P_s = (180 - 110) \times 10^{-6} \times 0.00215 \times 10^6 = 1.6 \text{ ton/m}^2$
 となる。

結果はまとめて図5に示した。



- : 埋戻し直後(埋戻しはタンバーによる)
- - -○- - - : ダンプ、クラムシェルなどの工事中機械により十分転圧された後の静的土圧の分布。

図5 静的土圧の分布

4.2 動的土圧について

動的土圧は“動的土圧” → 土圧計 → 増中器(共和電
 業製DPM-8E) → ビジグラフ(三栄測器製FR-

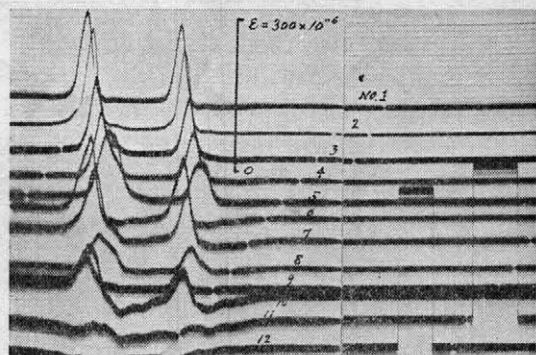


写真5 オッシロペーパー上に記録されたダンプトラック
 による動的土圧(第1回テストの場合。第2回テ
 ストの結果もほぼ同じ。トラックの水路側の前輪と
 側壁との離間距離 $X = 0.39\text{m}$)
 土圧計No.1~5)においてはヒズミ $\epsilon = 300 \times 10^{-6}$ は土
 圧にして約6.3ton/m²に相当する。
 No.6~12)においては土圧にして約2.7ton/m²
 に相当する。

102形) という経路をたどってオシロペーパー上に記録された。その記録の一部を写真5~7に示す(写真5において僅かながらマイナスの土圧が出ているのは、静土

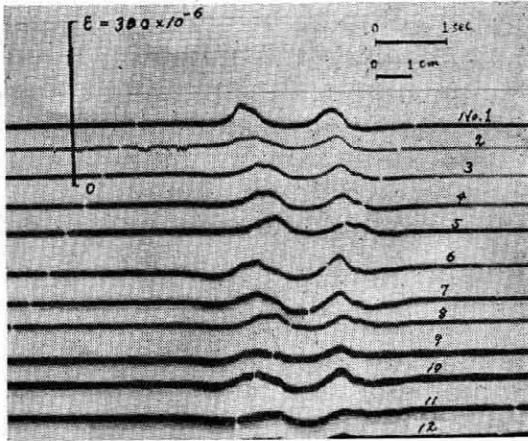


写真6 オシロペーパー上に記録されたダンプトラックによる動的側圧(第3回テスト。トラックの水路側の前輪と側壁との距離=1.14m)

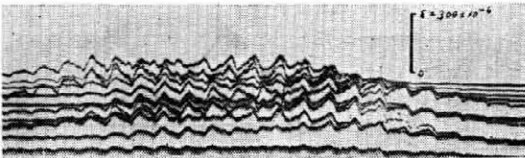


写真7 オシロペーパー上に記録されたクラムシェルによる動的土圧(水路側のキャタピラーと水路側壁との距離=1.1m)

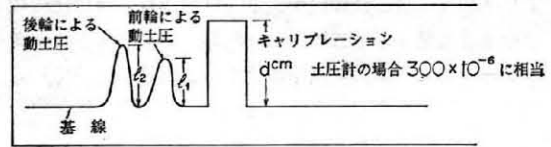


図6 オシロペーパー上に記録された動的土圧に関する説明図

圧がすでにかかった状態で土圧計の零バランスをとったため、動土圧によって側壁が振動して一時的に土から離れるとき土圧計のダイヤフラムが多少元に戻ったためと思われる)。図6はその説明である。すなわち、オシロペーパー上に記録された波の頂点の、基線から高さが l_2 cm で、キャリブレーションの矩形の波の高さが d cm であれば、(土圧計の場合、これがヒズミにして 300×10^{-6} になるように増巾器をセットした) 動的土圧 P_d は下記のような計算によって求められる。

$$P_d = 300 \times 10^{-6} \times \frac{l_2}{d} \times f$$

たとえば、ダンプトラックによる第1回のテストの時、土圧計No.1の後輪による土圧 P_d は $l_2 = 3.1$ cm, $d = 5$ cm, f (校正係数) = 0.00215×10^6 であるから

$$P_d = 300 \times 10^{-6} \times \frac{3.1}{5} \times 0.00215 \times 10^6$$

$$= 0.40 \text{ kg/cm}^2 = 4.0 \text{ ton/m}^2$$

と求められる。

結果はまとめて(垂直、水平方向の土圧分布図として) 図7~図10に示す。

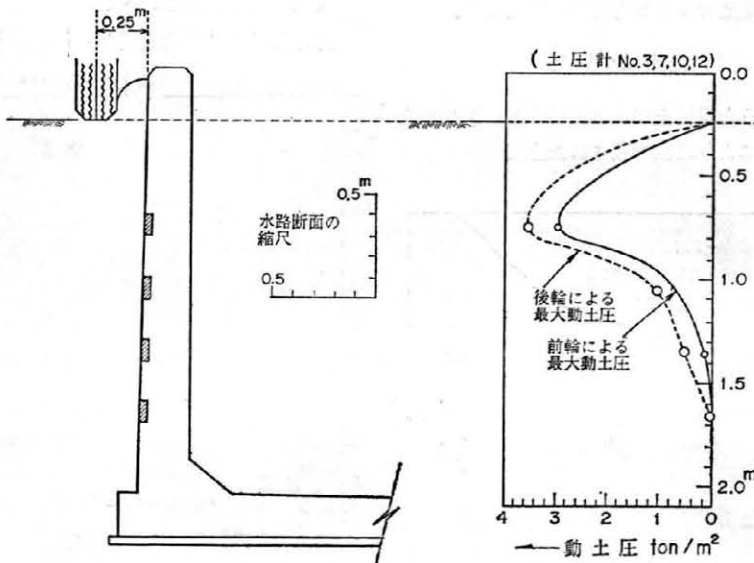


図7 動的土圧(側圧)の垂直方向の分布

第2回テスト

ダンプトラックによる動的側圧の分布(走行速度=10km/hr.)

(側壁外端から前輪のタイヤ中心までの距離=0.25m)

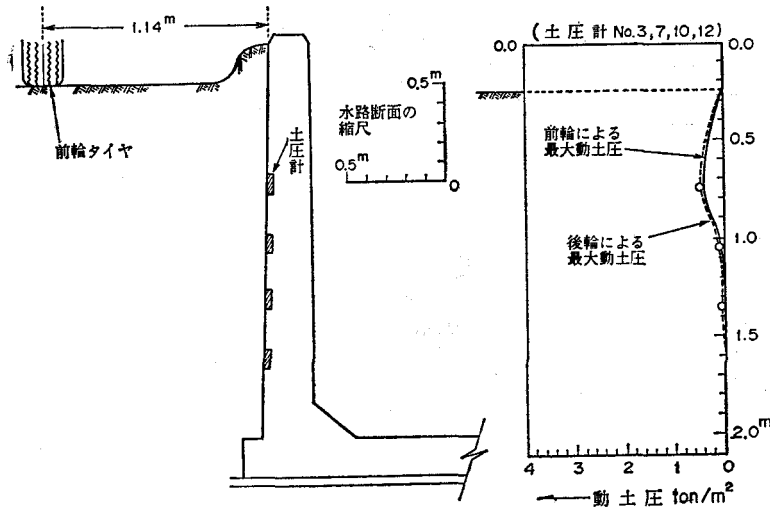


図8 動的土圧(側圧)の垂直方向の分布
 第3回テスト
 ダンプトラックによる動的側圧の分布
 (側壁外端から前輪のタイヤ中心までの距離: 約1.14m)

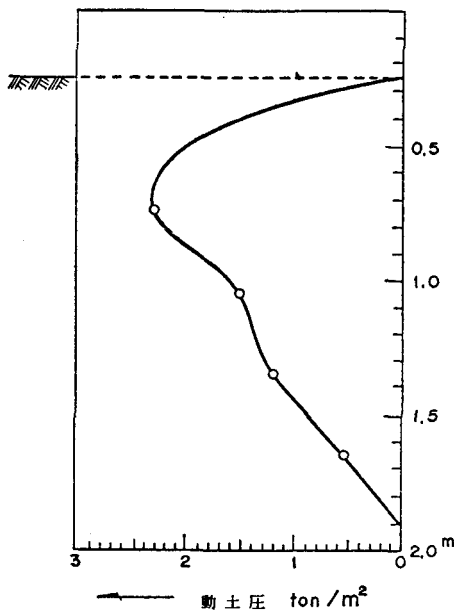


図9 クラムシエルによる動土圧(平均値)の分布
 (キャタピラとの離間距離 X = 1.1m)

4.3 鉄筋に発生した静的応力について

土を埋め戻す前のストレインゲージによるストレインゲージ(結線は四ゲージ法による。ダミーゲージは図3に示すように鉄片に貼付して「浮かせてあり」、鉄筋本体とは離れている)の読み = r_1

土を埋め戻した後のストレインゲージによるストレインゲージの読み = r_2

鉄の弾性係数を E とする時、鉄筋に発生する応力 σ_s は

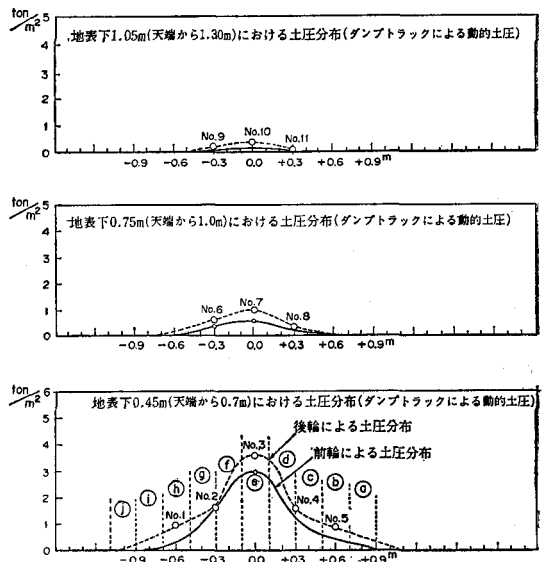


図10 動的土圧(側圧)の水平方向の分布
 第2回テスト時におけるダンプトラックによる動的側圧の、水路側壁における分布

下記のように求められる。

$$\sigma_s = \frac{E}{2} \cdot (r_1 - r_2)$$

このようにして求められた応力の分布状態は図11~12にまとめて示した。(これらの図には4.4で記す動的応力の測定値も示してある。)

4.4 鉄筋に発生した動的応力について

鉄筋に発生した動的ヒズミ ϵ は動的土圧の場合とほぼ同じ径路をたどってオシロペーパー上に記録される。

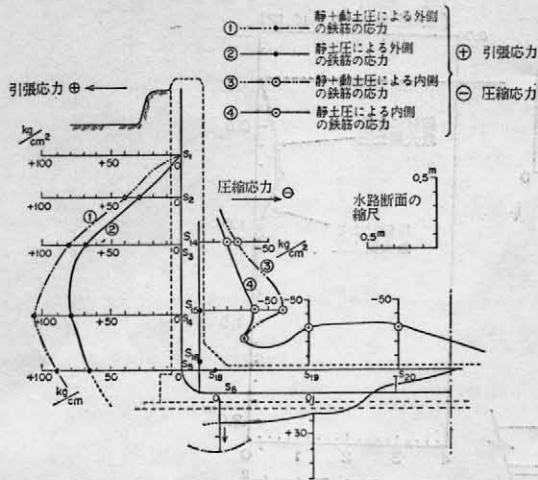


図11 (第1回テスト時における動的土圧)+(静的土圧)による鉄筋応力(工事用機械により土が十分締め固められた後)

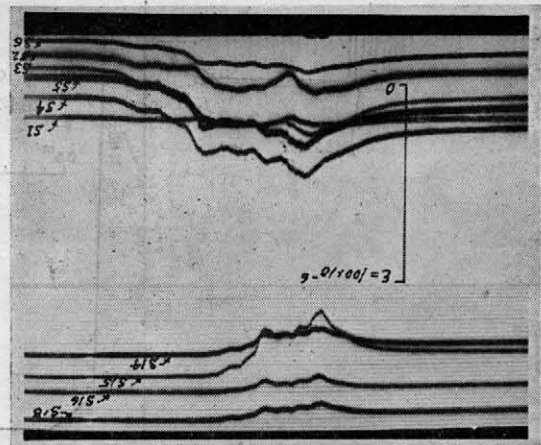


写真8 オッシロペーパー上に記録されたダンブトラック(第2回テスト)による動的側圧による鉄筋の動的ヒズミ(上は側壁内側鉄筋の動的圧縮ヒズミ。下は側壁外側鉄筋の動的引張りヒズミ)

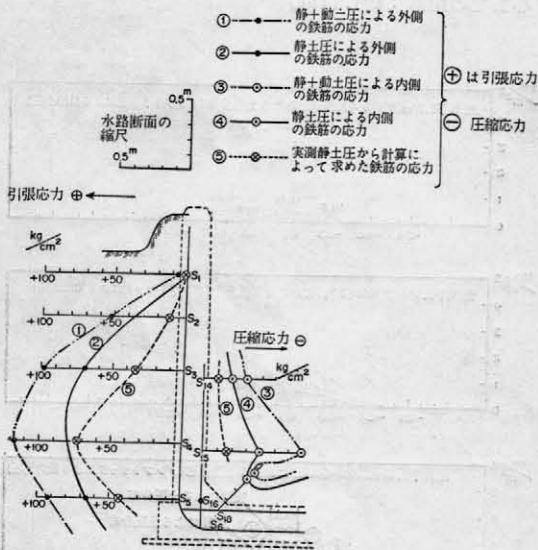


図12 (第2回テスト時における動的土圧)+(静的土圧)による鉄筋応力

その記録の一部を写真8に示す。鉄筋の最大動ヒズミ ϵ_{max} は、波の頂点の基線からの高さ l_s をオッシロペーパー上で読みとることにより下記のように計算される。(ヒズミ 100×10^{-6} がオッシロペーパー上で dcm になるように増巾器をセットした。)

$$\epsilon_{max} = 100 \times 10^{-6} \times \frac{l_s}{d}$$

鉄筋の動的応力 σ_{max} は下記のようにして求められる。

$$\sigma_{max} = E \cdot \frac{\epsilon_{max}}{2} \quad (\text{但し } E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$$

結果は図13にまとめて示した。

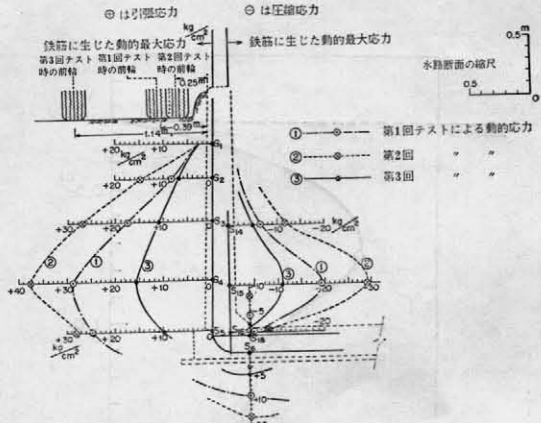


図13 第1回、第2回及び第3回テストによる鉄筋の動的応力

4.5 水路側壁の静土圧、および動土圧による内側への傾き

図14に示したように天端から76cmの点(左右とも)のコンクリート中にシンチュー製の頭のあるビスを埋め込んでおき、土を埋め戻す前と後の两点間の距離をインバーテープ式スケール(坂田電機製)で測定した。

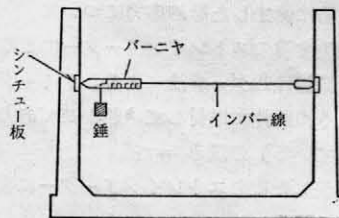


図14 水路内巾の距離の測定法

その結果によると、土を埋め戻した後、約3mm内側に傾いたことがわかった。また動土圧による動的変位を差動変圧器式変位計（坂田電機製）でオッシロにより測定したところ、たとえば、第2回テストの場合、約0.2mm内側に傾いたことが分った（天端から76cmのところ）。

5. 考察

5.1 静的土圧について

図5から分るように、土を埋め戻した直後（タンパーでつき固めただけ）と、ダンプトラック、クラムシェルなどがたびたび通過して十分転圧された後では土圧分布が異なり、後者の場合の方が、当然のことながら水路上部にかかる側方土圧が大きくなっている。またいずれの場合も土圧強度はクーロンやランキン土圧論で示されているような三角形分布とはならず、むしろ（テルツァギベックらの示しているように）梯形分布に近い。

しかし土圧の合力は $\phi=10^\circ$ ないし $\phi=20^\circ$ と仮定してクーロンの土圧合力を求める式

$$P_c = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{から求めた値とほぼ等しい。}$$

5.2 動的土圧について

図7、8からわかるようにトラックの動的土圧（側圧）は地表面からせいぜい1.5m位にまでしかかからないが側壁上方にかかる土圧強度は水路側壁から車輪までの距離が30cm程度のところをダンプトラック（総重量15.5トン）が通るときには最大値で3~5 ton/m²に達することがわかった。しかし側壁から車輪までの距離が1m位になると図8、写真6からもわかるように側壁に対する動的土圧の影響は極めて小さくなり、土圧強度は最大値でも0.5 ton/m²程度でほとんど問題にならなくなる

（ただし25tonのクラムシェルの場合は1m程度離れても水路上部には2.5 ton/m²位の土圧はかかる）。このように動的土圧は車輪の側壁からの距離によって異なるものであり従来の考え方（集中荷重Pが壁に与える主働土圧全値 E_p は、地表面にある集中荷重Pの、側壁からの距離に比例して変化しない）は実際と異なることが分った。

さらに、古典法では動的土圧は側壁天端から下端まで一様に分布すると仮定するが、これも図7~9でわかるように、実際とは著しく異なる。この動的土圧分布形は下記に例示するように、むしろプーシネスクの式で求めた側圧の分布形と形の上では似ている。ただし側圧係数 $K = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ またはポアソン比 μ のとりかたによって、プーシネスクの式による土圧強度の理論計算値は図15に示すように、相当異なり、理論計算のみから動的土圧の側壁への分布を正しく求めることは実際上ほ

んど不可能である。

5.1の考察で記したように $\phi=10^\circ$ ないし 20° と仮定すると、静的土圧の合力が古典式で計算したものとほぼ等しくなったが、この場合には $\phi=20^\circ$ とすると $K=0.49$ となり、図15からもわかる通り、実測値よりかなり過大な土圧分布となってしまう。

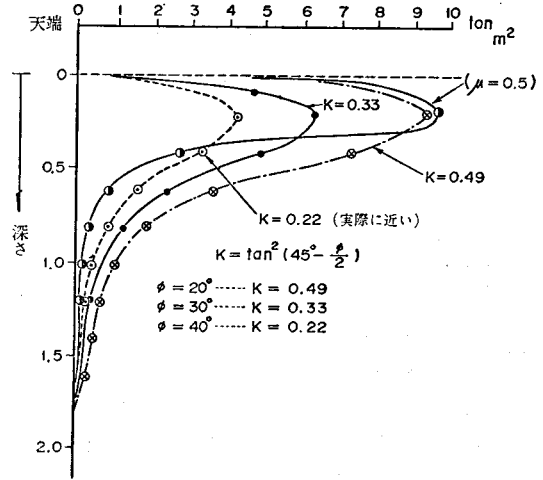


図15 プーシネスク式によって求めた点荷重による土圧分布

(参考) 集中荷重Pによる側圧の計算（プーシネスクによる）

(a) プーシネスクの垂直応力の式から深度毎に垂直応力を求め、それに側圧係数を乗じて側圧を求める場合：

図16のように、集中荷重Pの作用点の側壁からの距離をx、側圧を求めようとしている点の、地表面からの深さをyとする時、深さyの点の、壁の直近傍の垂直応力はプーシネスクの式により、

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{y^3}{l^5} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{y^3}{(x^2+y^2)\sqrt{x^2+y^2}} \dots (1)$$

となる。

トラックの側壁側の車輪の側壁からの距離 $x=25$ cm、 $P=5,430$ kg ≈ 5.4 ton（テストに用いたダンプトラックの後輪総荷重量 $=10,860$ kg ≈ 10.9 tonであるからその半分をPとする）として種々のyについて σ_y を計算し、これに種々の側圧係数Kを乗じて側圧分布図を求めたのが、図15である。

(b) プーシネスクの、水平応力の式から深度毎に水平応力を求める場合：

地表面からの深さyの時の、その点に作用する水平応力はプーシネスクの式より

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{-P}{2\pi} \left\{ \frac{1-2\mu}{l(l+y)} - \frac{3yx^2}{l^5} \right\} \\ &= \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{2\mu-1}{\sqrt{x^2+y^2}(\sqrt{x^2+y^2}+y)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{3yx^2}{(x^2+y^2)\sqrt{x^2+y^2}} \right\} \end{aligned}$$

となる。

(a)の場合と同じ仮定で、かつ $\mu=0.5$ （土を非圧縮性と考えた場合）とした場合の種々の深さyにおける σ_x を計算した結果を示したのが前述の図15の $\mu=0.5$ の場合である。

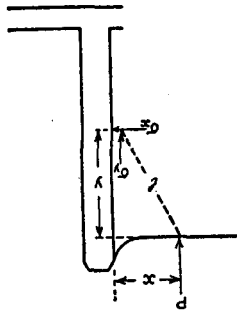


図16 式(1)中の文字の説明

5.3 静的土圧及び動的土圧によって側壁鉄筋コンクリート中に発生した応力について

5.3.1 側壁コンクリート断面の中立軸の計算

普通鉄筋コンクリートの断面や応力の計算式では引張側のコンクリートの応力は無視しているが、実際にはクラックが入らない限りコンクリートにも引張応力は発生しているのだから(事実、この現場測定においても、コンクリート表面に直接貼付したストレインゲージはコンクリートに引張ヒズミが発生したことを示している)厳密な応力計算には、この引張応力を考慮に入れる必要がある。したがって中立軸の位置を求める式は(普通の教科書にある式はそのまま使えないから)下記のようにして求める必要がある。

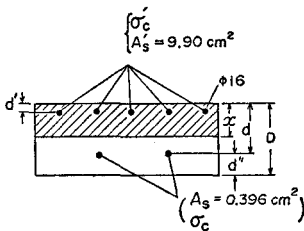


図17 式(3)の記号の説明

すなわち、図17を参照して、

引張応力の合力……

$$\dots T = \sigma_s' \cdot A_s' + \frac{\sigma_c' \cdot x}{2} \cdot b = \frac{n(x-d')}{x} \cdot \sigma_c' \cdot A_s' + \frac{\sigma_c' \cdot x}{2} \cdot b$$

圧縮応力の合力……

$$\dots C = \sigma_s \cdot A_s + \frac{\sigma_c \cdot (D-x)}{2} \cdot b = \frac{n(d-x)}{x} \cdot A_s \cdot \sigma_c' + \frac{(D-x)^2 \cdot b}{2 \cdot x} \cdot \sigma_c'$$

曲げモーメントのみが作用するのであるから

$$T = C, \quad \sigma_c = \frac{D-x}{x} \cdot \sigma_c' \quad \text{と} \quad \text{おいて、}$$

$$\frac{n(x-d')}{x} \cdot \sigma_c' \cdot A_s' + \frac{\sigma_c' \cdot x}{2} \cdot b$$

$$= \frac{n(d-x)}{x} \cdot A_s \cdot \sigma_c' + \frac{\sigma_c' (D-x)^2}{2} \cdot b$$

これから x を求めると

$$x = \frac{D^2 \cdot b + 2n(d' \cdot A' + d \cdot A_s)}{2 \cdot D \cdot b + 2n(A_s' + A_s)}$$

(但し S₁ S₂ の断面では複鉄筋ではないから A_s=0)

.....(3)

この式を用いて、点 S₁, S₂, S₃, S₄, S₅ における中立軸の x を求めると (S₁~S₅ の位置については図1参照) S₁ における断面で...x=10.1, S₂ で x=10.6, S₃ で x=11.3, S₄ で x=11.8, S₅ で x=19.7cm となる。

5.3.2 鉄筋に発生する応力の計算

(1) 応力計算式の誘導

5.3.1 に述べたように、一般に用いられている式は引張側のコンクリートの応力を無視して導かれているので厳密な計算には使えない。そこで5.3.1の場合と同様、下記のように引張側のコンクリートの応力も考慮に入れて、応力の計算式を新たに導かねばならない。

中立軸に対する内力のモーメントは

(引張側) (圧縮側)

$$\text{コンクリートに対して} \dots \frac{\sigma_c \cdot b \cdot x^2}{3} \quad \frac{\sigma_c \cdot b (D-x)^2}{3}$$

$$\text{鉄筋に対して} \dots \sigma_s' \cdot A_s' (x-d')$$

$$\sigma_s \cdot A_s (d-x)$$

(ただし点 S₁, S₂ においては圧縮側に鉄筋が入っていないから A_s=0)

であるから、外力による曲げモーメントを M とすると

き

$$M = \frac{\sigma_c' \cdot b \cdot x^2}{3} + \frac{\sigma_c \cdot b (D-x)^2}{3} + \sigma_s' \cdot A_s' (x-d') + \sigma_s \cdot A_s (d-x)$$

$$\text{ここで } \sigma_c' = \frac{x}{n(x-d')} \sigma_s', \quad \sigma_c = \frac{D-x}{n(x-d')} \sigma_s'$$

$$\sigma_s = \frac{d-x}{x-d'} \sigma_s'$$

これらを代入すると、

$$M = \left\{ \frac{bx^3 + (D-x)^3 \cdot b}{3n(x-d')} + A_s' (x-d') + \frac{(d-x)^2 \cdot A_s}{x-d'} \right\} \sigma_s' \dots (4)$$

(2) 実測された静的土圧による曲げモーメントと鉄筋応力の計算

図18を参照すれば容易にわかるように、たとえば点 S₁ に対する、静土圧による曲げモーメントの値 M₁ は、

$$M = \sum_{i=1}^4 P_i l_{i1} = 0.375 \times 0.01 \text{ ton-meter} / 0.1 \text{ m} = 0.038 \text{ ton-meter/m となる。}$$

同様にして

点 S₂ に対して M₂=0.214, S₃ に対して M₃=0.581, S₄ に対し M₄=1.38, S₅ に対し M₅=2.09ton-meter/m.

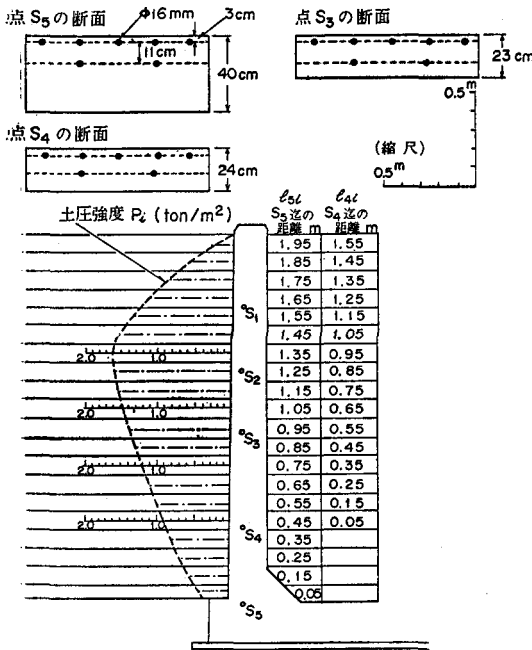


図18 静的土圧による曲げモーメントの計算（天端まで土があるとした時、および土圧合力の計算）

となる。(4)式のMに、これらの値を代入して、かつ $b=100\text{cm}$, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{300000} = 7$

(現場測定を行なった時点におけるコンクリートの弾性係数 $E_c = 3 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ であることは現場でコンクリートを打設する際作ったコンクリート供試体にストレインゲージを貼付して、実験室で確認した)

D, x ((3)式により求められる), A_s' , A_s , d , d' などの値をそれぞれ代入することにより, $S_1 \sim S_5$ の点における鉄筋の応力 $\sigma_{s1}' \sim \sigma_{s5}'$ が求められる。

これらの値は図12にプロットしてある。これからわかるように、鉄筋に実際に発生した応力と大差はない。

(3) 実測された動的土圧による曲げモーメントと動的鉄筋応力の計算

水路側壁に作用する動的土圧の垂直分布は図7~9の通りであり、水平分布は図10に示す通りである。これを分り易く模式的に示せば図19のようになる。

これから、動的土圧による点 S_k に対する曲げモーメントは、

$$M_{Dk} = \int_{y_0}^{h_k} \int_{-z_0}^{+z_0} \sigma_x (h_k - y) dy \cdot dz$$

$$= \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \sigma_{xij} (h_k - y_{ij}) \Delta y \cdot \Delta z$$

図10に例示したように水平方向の土圧分布図を $\Delta z = 0.2\text{m}$ 間隔に②~①にわけ、その各々について、垂直土圧分布を求めた（この分布図では垂直方向には $\Delta y = 0.1\text{m}$ ごとに圧力強度を求めた）。

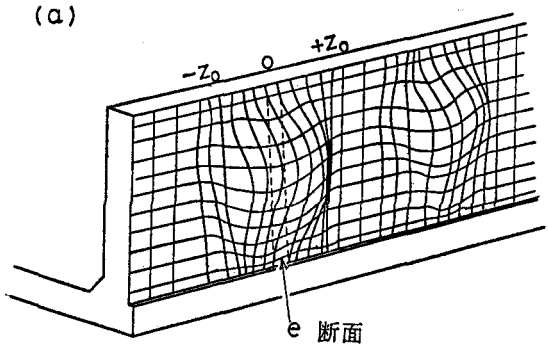


図19 トラックの車輪による動的土圧の分布図
(a)は模式図(b)は式中の記号の説明図)

したがって

$$M_{bk} = 0.02 \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \sigma_{xij} (h_k - y_{ij}) \text{ となる。}$$

(ここでは σ_{xij} は前輪及び後輪による水平土圧強度の和)

このようにして、点 S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 に対する動土圧による曲げモーメントは（例えば第2回目のテストについて）結局下記のようになる。

点 S_1 に対して $M_{D1} = 0.04$, S_2 に対して $M_{D2} = 0.36$, S_3 に対して $M_{D3} = 1.1$, S_4 に対して $M_{D4} = 2.5$, S_5 に対して $M_{D5} = 3.63\text{ton-meter}$ 。

これだけの曲げモーメントが水路のースパン全長(8.8m)にかかったものと考えれば、水路の長手方向の単位長(1m)当りの曲げモーメントは図20の曲げモーメント分布図の①のようになる。

また、後輪のみによる曲げモーメントが水路の長手方向2.0m(図10からもわかるように動的土圧の水平方向の分布範囲は約2mである)にかかったものと考えれば、点 S_1 に対する（後輪のみの）動土圧による曲げモーメントは $M_{D1} = 0.02$, S_2 に対して $M_{D2} = 0.23$, S_3 に対して $M_{D3} = 0.67$, S_4 に対して $M_{D4} = 1.5$, S_5 に対して $M_{D5} = 2.2\text{ton-meter/m}$ であるから、1m当りの曲げモーメントはこれらの値を2で割って求められる（図20の曲げモーメント分布図の②）。

鉄筋の応力 σ_s' と土圧による曲げモーメント M との関係式より、鉄筋応力 σ_s' は、

$$\sigma_s' = \frac{M}{\frac{bx^3 + (D-x)^3 \cdot b}{3n(x-d')} + A_s' \cdot (x-d') + \frac{(d-x)^2}{x-d'} \cdot A_s}$$

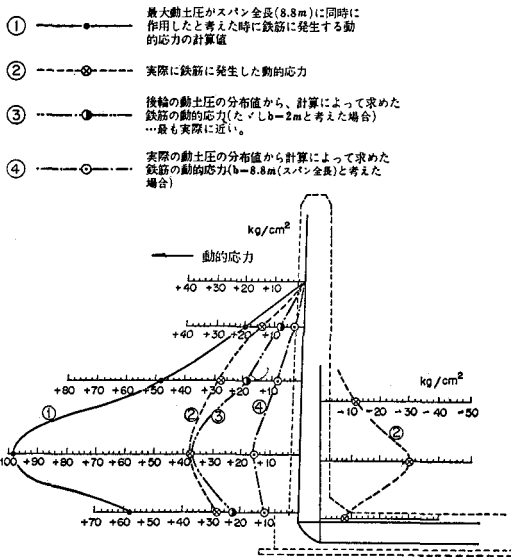


図20 静的土圧および動的土圧による曲げモーメントの分布図
(第2回テスト時のデータを用いた)

として求められる。

② $b=8.8\text{m}$ と考える場合 (すなわち、スパン長 8.8m に前輪及び後輪による土圧がかかったと考えた時)

鉄筋の応力 (引張側) は図21の応力分布曲線④のようになる。

③ $b=2.0\text{m}$ と考える場合 (すなわち水路の長手方向 2.0m に後輪のみによる動土圧がかかったと考えた時)

この場合は後輪のみによる実際の最大動土圧の分布図から点 $S_1 \sim S_5$ に対して求めた曲げモーメントを用いる必要がある。(なぜならテストに用いたダンプトラックの前輪と後輪の間隔は 4.35m あり、巾 $b=2\text{m}$ と考える場合図10の土圧の水分分布図からもわかるように、前輪と後輪の土圧分布は互にオーバーラップしないからである)

この場合の鉄筋応力 (引張側) は図21の応力分布曲線③に示すようになる。

図21からもわかるように後輪のみによる動土圧が巾 2m にかかったと考えて解析した場合が最も実際に近い。いずれにしる動土圧によって鉄筋に発生する最大応力はせいぜい 40kg/cm^2 程度に過ぎず、静土圧によって発生する応力も図12からもわかるようにせいぜい 80kg/cm^2 程度であるから、両者を合わせても 120kg/cm^2 を越えることはなく、鉄筋の許容応力が $\sigma_{sa}=1800\text{kg/cm}^2$ であることを考えると極めて安全側にあることがわかった。

5.4 側壁の変位量に関する検討

5.4.1 静的土圧による変位量について

まず最初に水路の側壁は底版によって下端を固定された片持梁と考える。構造力学のモールの定理によれば、

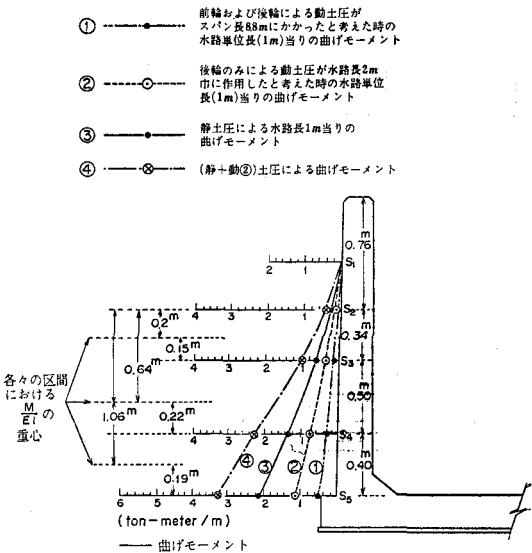


図21 第2回テスト時鉄筋に発生した動的応力の
実測値と計算値

「片持梁においては、その固定、自由両端を逆にした片持梁に荷重 q の代わりに荷重 $\frac{M}{EI}$ を載荷して、これに対する曲げモーメントを求めると、これが、その荷重状態に対する撓み y を与える」のであるから図20の③の曲げモーメント図から、 $\frac{M}{EI}$ の天端から 76cm の点 (ほぼ S_2 の位置) に対する曲げモーメントを求めると下記のようになる。

$$\frac{M}{EI} = \frac{1}{EI} \left(\frac{2.09+1.38}{2} \times 0.4 \times 1.06 + \frac{1.38+0.58}{2} \times 0.5 \times 0.64 + \frac{0.58+0.21}{2} \times 0.34 \times 0.2 = \frac{1.1}{EI} \right)$$

ここで E は鉄筋コンクリートの弾性係数で下記のようにして求められる。

$$E = \frac{(A_s + A'_s)E_s + E_c(A - (A_s + A'_s))}{A} = 3.1 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

I は側壁 (長さ 1m) の断面二次モーメントであり、下記のようにして求められる。

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA'_s(x-d)^2 + nA_s(d-x)^2 + \frac{b(d-x)^3}{3} = \frac{100 \times 11.3^3}{3} + 7 \times 9.90 \times 8.3^2 + 7 \times 3.96 \times 11^2 + \frac{100 \times 11^3}{3} = 1.006 \text{ cm}^4 = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

したがって静的土圧による変位量 Δ_1 は

$$\Delta_1 = \frac{M}{EI} = \frac{1.1}{3.1 \times 10^6 \times 1.0 \times 10^{-3}} = \frac{1.1}{3.1 \times 1.0} \times 10^{-3} \text{ m} = \frac{1.1}{3.1 \times 1.0} \text{ mm} = 0.4 \text{ mm}$$

両側壁が内側へ傾くわけであるから、結局天端から 76

cmのところの両側壁間の距離は $0.4 \times 2 = 98\text{mm}$ 減少することになる。

以上の計算は図22②のように両側壁がその下端で完全に固定された片持梁と考えて行なわれたのであるが、実際の水路の側壁下端は完全に固定されている訳ではなく図22の①のように側方土圧による曲げモーメントによって底版も撓み、それによって側壁もその下端において回転するものと考えねばならない。

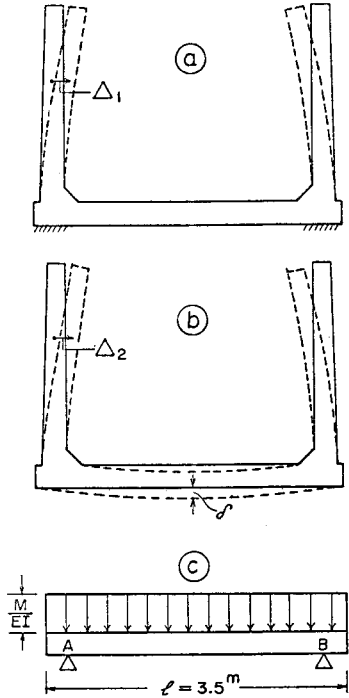


図22 水路の変形に関する説明図

そこで次に、この回転による側壁の傾き量を計算する。厳密に言えば、底版の撓み量に応じて $P = K \cdot \delta$ (但し $K =$ 地盤の反力係数, $\delta =$ 変形量) なる反力が底版の底に作用し、したがって弾性地盤上の版として、底版両端の傾き角を計算せねばならない訳であるが δ は極めてわずかであって P による曲げモーメントの影響はほとんど無視し得るものと思われるので図22③のように単純梁と考えてその両端における傾き角を求める。

モールの定理によりA点およびB点の撓み角は $\frac{M}{EI}$ を仮定荷重と考えた時の、それぞれの点におけるせん断力であるから(ただし M は静的(又は動的)土圧による側壁下端に対する曲げモーメントで静的土圧による M は図20より 2.1ton-meter/mである)

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1.46 \times 10^5 \text{cm}^4 \quad (h = \text{底版の厚さ} \approx 26\text{cm})$$

$$Q = \frac{S}{EI} = \frac{\frac{1}{2}(2.1 \times 10^5 \times 3.5 \times 10^2)}{31 \times 10^5 \times 1.46 \times 10^5}$$

$$= 0.82 \times 10^{-3} \text{radian}$$

したがって天端から 76cm の点、すなわち水路底から約 $1.4\text{m} = 140\text{cm}$ の高さの点の底盤の撓みによる水路内側への傾き量 Δ_2 は

$$\Delta_2 = 140 \times 0.82 \times 10^{-3} = 1.15 \times 10^{-1} \text{cm} = 0.12\text{cm} = 1.2\text{mm}$$

両側ではこの倍の 2.4mm となる。

結局天端から 76cm の点の両側壁の水路内側への総傾き量(すなわち水路内巾の減少量)は、

$$2(\Delta_1 + \Delta_2) = 0.8 + 2.4 = 3.2\text{mm} \text{ となる。}$$

実測値は前述したように 3mm であるから良く合っている。このことは逆に土圧の実測値や、それによる曲げモーメントの計算値がほぼ正しい値を示していた事を示す証処でもありと考えられよう(すなわち側壁の変形量の測定値が土圧測定値をダブルチェックする役を果たした訳である)。

5.4.2 動的土圧による変位量について

動的変位計は図23に示したように、底版上に置いた支持台に固定した。したがって底版が動的土圧によって撓む場合はそれにつれて支持台も一緒に傾くため、底版の撓みによる側壁の傾き…上記(a)の場合の変形量 Δ_2 に相当する分…を記録することはできず、側壁下端が固定された片持梁としての変形量…上記(a)の場合の変形量 Δ_1 に相当する…しか記録することができないはずである。したがって、この後者の場合についてだけ動的土圧による変形量を求めてみる。

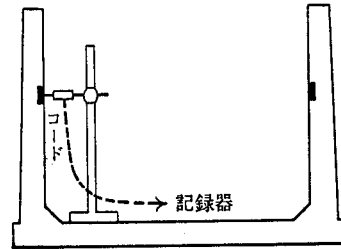


図23 動的変位計の設置方法

図20の②の曲げモーメント図からの(a)の場合と同様にして

$$\Delta_1 = \frac{M}{EI} = \frac{0.573}{3.1 \times 1.0} = 0.18\text{mm} \approx 0.2\text{mm}$$

となり、実測値ときわめて良く一致している(実測値については4.5を参照)。いずれにしても、静的、動的両土圧による側壁の傾きはせいぜい 3mm 以内であると考えて良い。

5.5 設計基準との比較

最近改訂された水路工の設計基準³⁾の考え方によって曲げモーメント M と車輪離間距離 X との関係の求めると図24に示すようになる。実測土圧から曲げモーメントを求めた結果も同図に示してあるが、両者を比較すると

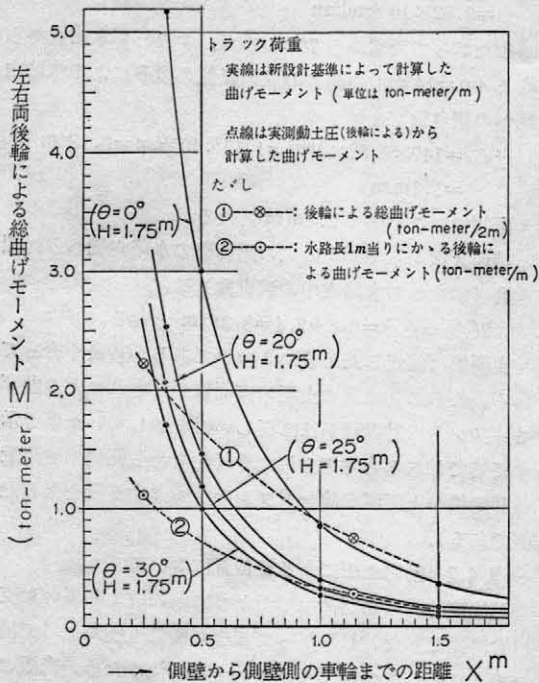


図24 設計基準との比較

(水路単位長当りの曲げモーメントで比較するのであるから実測値については同図の曲線②について考える)。離間距離 X が小さい時には後者(実測値)の方が前者より小さく、 X が大きくなると両者は次第に一致してくる。

X が大きくなると実測値と、ブーシネスク式から求めた値とがほぼ一致すると云う点はスパングラの試験結果と同じであるが、 X が小さい時にはブーシネスク式から求めた値より実測値の方が小さくなると云う点は同氏の試験結果とは全く反対である²⁾。スパングラの試験結果によれば、土圧の実測値は、ポアソン比 $\mu=0.5$ としてブーシネスクの式から理論的に求めた値より2~3倍も大きい。同氏がどのような土圧計を用い、どのような剛性の壁で測定を行なったか明らかでなく、かつ発表されている実測データのバラツキも著しく大きいので、その結論の普遍妥当性についていささか疑問があるが、チエボタリオフが指摘しているように、同氏が実験に用いた壁が非常に剛で、水路側壁のように撓性をもっておらず、土圧の作用時に全く撓まなかったせいかも知れない。

いずれにしてもこの実験結果によれば、車輪離間距離 X が小さいところでは新設計基準の考え方によって求めた曲げモーメントより小さい(この実験はゲージの貼付から測定まで総て筆者が直接行なったもので測定結果については十分自信を持っている)。

この理由としては前述したこと(側壁の撓性)のほか次のようなことが考えられよう。

①ブーシネスク式によって求めた場合も、実側土圧の

場合と同様図19(a)(b)に示すように山形に分布するのであるが、設計基準では簡単のためその山の最大値が側壁に一樣に分布すると考えているため理論土圧が過大(安全側)に求められているため。

②車輪の接触部周辺の土は粘塑性流動をするが、車輪離間距離 X が小さいとその影響が顕著に表われ、弾性論で求めた場合より土圧が小さくなる。また X が大きくなると側壁に伝わる荷重が小さくなり、側壁近くの土が弾性的挙動を示す結果、弾性解に近づくため。

なお、図24に示した曲げモーメント M と X との関係を示す曲線①は後輪の土圧による総曲げモーメントであるが、これを1m当りに直すと曲線②のようになる。前述したように鉄筋応力を求めるときに用いる曲げモーメント M はこの②の値を用いれば良いのである。したがって設計基準に示された曲げモーメントによって設計すれば十分安全側となる訳である。

6. 結論

- ①新設計基準の考え方によって求められる動的土圧による曲げモーメントは十分安全側である。
- ②動的土圧の分布はブーシネスクの式から求めた分布形に形の上では似ている。
- ③設計の際の動土圧としては側壁側の後輪による動土圧(これは X が小さいときには水路の長手方向2m位の中に分布する)のみを考えればよい。
- ④土圧による側壁の傾きは、ここに例示した程度の大きさの水路では通常片方で1.5mm、両方で3mm程度である。

したがって両側壁の傾きによる水路内巾の縮少量が、たとえば1cm(片側で5mm)に近くなれば明らかに異常な土圧が作用しているか、施工の不良(種々の場合が考えられるが、たとえばレイタンスを十分取っていないための、側壁下端の立ち上り部分とインパートとの接合不良)のためと考えねばならず原因の究明と対策の立案を急ぐ必要がある。

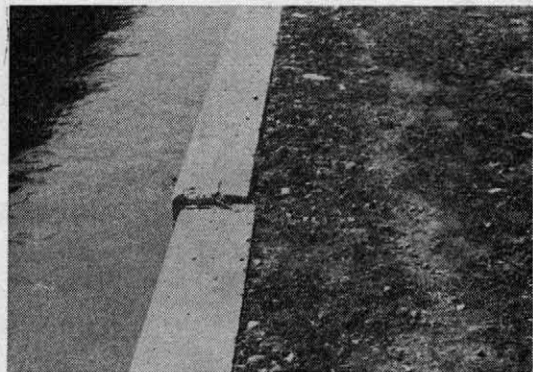


写真9 或る農業水利事業の幹線水路に発生した側壁の異常変形

(写真9に例示したようにこのような事例はそれ程稀ではない)。

7. あとがき

以上(読者の方々に測定法に興味を持っていただくためもあり多少詳しく書き過ぎて冗長になったきらいがあるが)フルーム型水路の側壁に加わる土圧の現場測定結果について報告した。典型的な埋め戻し用土について行なったので、結論についてはかなり一般性があると思われるが、きわめて粘土的な土については、この種の現場試験を再度やってみる必要がある。

最近はかんがい用水路も上水道、工業用水との共用が多いが今後もそのような例はむしろ増加する傾向にあるのではないと思われる。そのような場合、水路側壁の倒壊のような事故が生じて一時的にでも通水不能となるようなことがあるとその影響するところは非常に大きなものとなり、社会的問題にもなりかねないので、特に幹線水路においては十分安全な設計施工をするべきである。しかし一方農民負担もあり、でき得る限り経済的なものにする社会的責任があるから今後ともこのような測定例をはじめとして現場施工例、破壊例(これについて

は公表に抵抗があろうが)などについてもでき得る限り発表して技術の進歩発展を計って行く必要がある。

なお圃場整備に伴う小構造物についても、その合理化、基準化のためこの種の調査、研究は大切ではあるまいか(この種の問題もいわゆる農地工学の重要な一分野であろう)。最後に現場測定を行うに当ってお世話になった元関東農政局設計官末吉英夫氏(現、近畿農政局開墾建設課長)、関東農政局天竜下流農業水利事業所渡辺顕弘所長、池田一朗、中島淳一郎両課長、本郷隆雄技官、佐藤工業袋井作業所工事主任内田二郎氏、東京農工大学生渡辺範文氏(現五洋建設)および當場造構第四研究室の萱野技官(特に計器取り付け治具の製作に関し)などの人々に深い感謝の意を表したい。

参 考 文 献

- (1) 農林省農地局:鉄筋コンクリートフルーム標準設計(1970年10月)
- (2) 石井靖丸訳:チェボタリオフの土質工学(上巻) P.304~305
- (3) 坂根勇,貝通丸明:水路の応力計算法,農業土木学会誌37巻11号(1970年) P.26

新刊紹介

「農業土木に生きた八十年誌」

牧 隆 泰 著

この記録は他人の人々からみると興味はないが、自分にとっては一生涯の自伝であり歴史でもあり、一生を捧げた農業土木関係の仕事の沿革史の一端を示すものであり、筆者の性格とその運命とがよくわかる。

この記録はこれを多年間継続の日記帳から取ったので、年月とか記録中の人名などが正確であるのみならず、自分自身ありのままの個性と行為とをさらけだした偽らざる告白書でもある。そもそも本稿はこれを生前に活字にして、知人に見て貰うことは考えなかったが、わが娘に先立たれて以後感ずるところあり、これを多くの方々に見て貰い、わが拙なきそして長い人生劇の記事が何かの御参考に供し得ることあらば、筆者生涯の幸甚であると思ったことにあった。

(序文より引用)

購入御希望の方は、下記へ直接(1口 1,000円)御申込下さい。

申込先 東京都港区新橋5丁目34の4 農業土木会館内
農業土木学会 古西龍次宛

TEL. 436-3418

頭首工の魚道に関する水理設計について

川 合 亨*

目 次

- | | |
|------------------------------|---------------------------|
| 1. まえがき.....(25) | 4. 魚道各部の水理構造(提案).....(27) |
| 2. 魚の習性と魚道として望ましい条件.....(25) | 5. あとがき.....(27) |
| 3. 魚道の水理学的検討.....(26) | |

1. まえがき

近年、資源の開発とともに自然保護が非常に強く呼ばれるようになった。人類が水と植物が豊富で、かつ動物の住めるような環境から発達してきたことを思えば、頭首工の付属施設とはいえ、魚道の構造についても十分配慮することが望ましい。

魚道の水理的な構造設計には、まず魚の習性を知らねばならない。この魚の習性は、その成長過程においてもそれぞれ変化するので、あらゆる場合に適用するということが困難であろう。

さらに、1つの魚道をもってすべての魚に適合するような設計も、難しいものと思われる。

また、魚の量的な問題に対する規模は、現在のところあまりわかっていないようである。ただ、河川幅に対する魚道幅の割合である幅員率として表現しているのがみられる¹⁾。

しかし、実際の河川幅は、起り得る最大の洪水を対象にして決められるもので、常時の河川水量が必ずしも河川全幅を流れるものではないから、単純な幅員率で表現することに無理があると思われる。むしろ、河川の平水量、ダムの落差、魚道が設置される地点における魚の大きさ(遊泳力)および魚の「適性な密度」等が考慮されねばならないと思われる。このような問題は、人工的に作られた魚道について詳しい調査をする以外にないわけであり、この調査を道じて、当該河川のある地点における魚類のうち、最も重要性のある魚について、魚道を設計することになる。

日本の諸河川においては、一般にアユ、マスおよび、サケ等が魚道の対象となるようである。また、近年は水資源開発のための河口堰の建設にともなって、シラスウナギの魚道も問題となっている。アユは5~6月頃河口から上流へそ上し、9月下旬頃から下流に下って10~11月頃河口付近の砂場に産卵するといわれている。サケは10月~12月に産卵のため河川をそ上する。また、シラスウナギのそ上は3月から5月頃であり、月夜の満潮の流れに乗って水表面を移動するもので、その遊泳力はせい

ぜい流速 20cm/s が限度と考えられている。なお、日中は水底深くもぐっているということである。

頭首工の築造は、一般に河川の上流部に位置(チュウ積扇状地)する 경우가多く、魚類の対象はおもにアユではないだろうか。サケは10~12月にそ上するもので非かんがい期にあたり、農業取水のみの場合は特別高いセキを設けない限り、あまり問題とならないであろう。

この報文は、日本の特産であるアユの魚道について、その水理設計を述べた。

2. 魚の習性と魚道として望ましい条件

アユの習性については、まず、稲葉の著書²⁾から引用する。

①流れがセキを全幅越流するときは、魚道の位置を兩岸に設ける。ただし、ミオ筋が片側のみの場合は片岸のみでよい。

②魚の登り口は、河川本来の流れに直角方向がよい。

③登り口はなるべくセキに接近した位置とする。

(Fig.1)

④水量があまり少ないと効果はない。現在のところ量的に示されていない。

⑤単独の落差を 30cm 以下とすることが望ましい。

⑥流速は 2 m/s 以下とする。

⑦一般にこう配は1/10~1/16程度である。

⑧魚道のマスとマスの間の隔壁にはノッチ(notch)を付けた方がよい。

また小山³⁾らは、実験から

⑨体長 6~8 cm のそ上稚アユの選好流速は40~60 cm/sである。

⑩100m程度の水路ならば、選好流速でほとんどいつきにのぼりきる能力をもっている。

⑪アユの活動期は早朝から5時間くらいらしい。

⑫陰影忌避の性質をもっている。

⑬赤色光線は、アユの駆逐に絶大な効果がある。

⑭出水口、入水口、あるいは魚道全体に黄色光線(波長475mμ程度)を投射するよう配慮した方がよい。

⑮隔壁には潜孔があった方がよい。

⑯底面は平滑より浅い横溝、浅い段丘あるいは玉石を

* 農業土木試験場、水理部

配置する方がよい。

- ⑭ プール内に水制柱がない方がよい。
 - ⑮ 水位を調節する装置があることが望ましい。
- さらに、球磨川堰魚道水理模型実験報告書⁴⁾によれば、
- ⑯ そ上期の稚アユ（体長10cm）の泳力限界は170cm/s程度
 - ⑰ 稚アユの跳躍高度は60~70cmであるとされている。
 - ⑱ 魚道にとって適当な流量は1m幅当り $q=0.125\sim 0.25\text{m}^3/\text{s}$ 程度のものである。

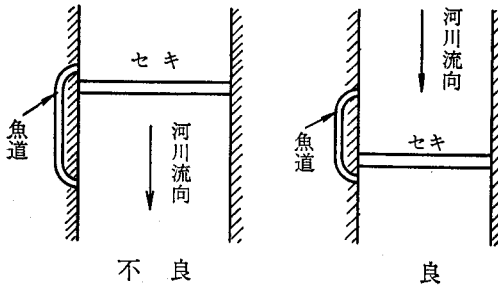


Fig. 1 魚の登り口説明図

3. 魚道の水理学的検討

ここでは、前項で述べた魚の習性と具備すべき条件についてそれぞれ水理学的に検討してみる。

(1) アユの選好流速 0.6m/s のときの水路こう配 I は Manning 式を変形した次式より

$$I = \left(\frac{nv}{h^2/3} \right)^2 \dots\dots\dots (1)$$

- ここに、 n ：粗度係数、 0.02 と仮定する。
- v ：流速、 0.6m/s
- h ：水深、単位幅流量 $q=0.25\text{m}^3/\text{s}$ 、 $v=0.6\text{m/s}$ のとき約 0.42m となる。

この結果は、 $I=1/2180$ となる。このような緩こう配の魚道は実用的でない。一般に魚道形式は階段状は作られ、単区間で所要の高さまで魚をそ上させることが考えられている。そのこう配は $1/10\sim 1/16$ の範囲であり、水理学的には一種の段落流（落差工）に相当しよう。

段落流の場合に、隔壁上において限界流が生ずるようにすれば、流れの性質が比較的単純化され、流量の計量が容易となり、かつ水面動揺も少なくてよい。

(2) 単位幅当り流量 $q=0.25\text{m}^3/\text{s}$ なるときの限界水深 h_c 、限界流速 v_c および越流水深 h は、つぎのように求められる。すなわち、 h_c および v_c は次式あるいは、Fig. 2 より求められる。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (2)$$

$$v_c = \sqrt{gh_c} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 g ：重力の加速度である。
計算結果は、 $h_c=0.18\text{m}$ 、 $v_c=1.35\text{m/s}$ となる。

また、 h は水槽内の速度水頭を無視したとき、 $h=1.5h_c=0.27\text{m}$ である。

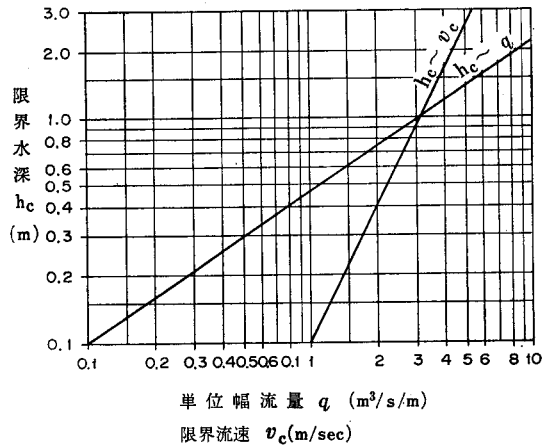


Fig. 2 限界水深 h_c と単位幅流量 q および限界流速 v_c の関係

(3) アユの遊泳限界速度を $v_c=1.70\text{m/s}$ としたときの限界水深 h_c と越流水深 h は(3)式あるいは Fig. 2 より $h_c=0.27\text{m}$ 、前項と同様水槽内の速度水頭を無視して $h=1.5\cdot h_c=0.405\text{m}$ と算定される。

以上の概算から、水槽内の水深を 1.0m 、越流水深 0.30m と仮定して水理諸量を求める。

(4) 越流水深 0.3m 、水槽内の水深 1.0m のときの流量 q 、限界水深 v_c 、水槽内の平均流速 v_m および水槽内の速度水頭 h_a は、つぎの通りである。

$$\text{流量 } q = 0.29\text{m}^3/\text{s}, v_c = 1.4\text{m/s}, v_m = \frac{q}{h} = 0.29\text{m/s}$$

$$\text{および } h_a = v_m^2/2g = 0.004\text{m}$$

(5) 越流水深 0.3m 、水槽内の水深 1.0m であるときの減勢効果は石野⁵⁾の実験によれば、Fig. 3 のように示され、水槽の長さが 3.0m あれば充分であり、水路底面の粗度を大きくすればさらに安全となる。

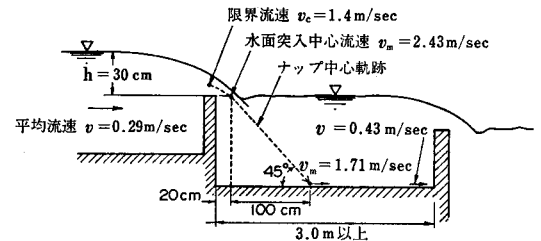


Fig. 3 水槽内の流線と減勢

(6) 潜孔流速について
この場合は完全潜りオリフィスとなるから、次式から速度 v_0 が求められる。

$$v_0 = C_v \sqrt{2g(H+h_a)} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 C_v ：流速係数であって普通 $0.95\sim 0.99$ の範囲

にある。

H：上・下流の水位差，この場合は0.3m。

h_a ：接近速度水頭，この場合は無視する。

計算結果は，2.30～2.4m/s となる。

このときの流量Qは，

$$Q = C_a a v_0 \dots\dots\dots(5)$$

ここに C_a ：断面収縮係数で，薄刃オリフィスでは普通0.61～0.72の範囲にある。

a ：オリフィスの断面積，ここでは0.2×0.2 mとする。

概算値は $Q = 0.6 \times 0.2 \times 0.2 \times 2.30 = 0.055 \text{ m}^3/\text{s}$ である。以上の計算によれば，潜孔それ自身からのウナギの上は，無理であろうと思われる。

4. 魚道各部の水利構造（提案）

(1) 一般構造 (Fig.4)

- ①単一落差を0.30mとする。
- ②ノッチ部分の越流水深を0.30mとする。
- ③ノッチ部分を除く他の部分の越流水深を0.20mとする。
- ④ノッチ部分の幅は，魚道全幅の約1/3とする。

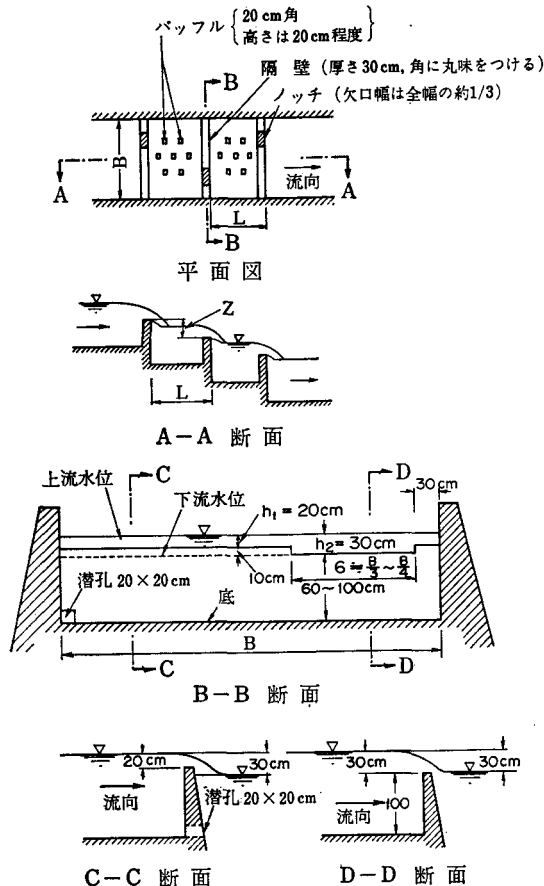


Fig.4 魚道の一般水利構造

- ⑤水槽の深さは，0.6～1.0mとする。1.0m以上にする必要はない。
- ⑥水槽の長さ（流水方向）は3.0m以上とする。
- ⑦隔壁に潜孔を設ける。これは水槽管理上の水吐けとして考える。
- ⑧水槽底面に凹凸をつける。
- ⑨魚道側壁面粗度は大きい方がよい。これはウナギが壁面を登って隔壁を越え，上流へその上しやすいうようにするため。
- ⑩魚道に蓋をしてはならない。蓋をする場合は黄色光線（波長 475m μ 程度）を投射するように配慮する。

(2) 魚道の登り口構造 (Fig.5)

魚道の登り口においては，魚を呼び寄せるために，呼び水装置を設けた方がよい。Fig.5に示したタイプは，福井県の足羽川合口頭首工および松ヶ鼻頭首工にみられる。魚を呼び寄せる手段としては，水量と音と光線（色）であるから，Fig.5のように必ずしも噴流式にしなくても，以上の3条件を満たすよう工夫すればよい。

なお，魚道末端の水槽は下流水位が最低のときでも，0.3m以上の落差ができないようにする。

(3) 魚道上流側の水位調節装置 (Fig.6)

頭首工上流側の水位変動の可能性がある場合には，水位調節装置を設けねばならない。Fig.6は，揖斐川の西平発電所および矢作川の細川頭首工にみられる例である。

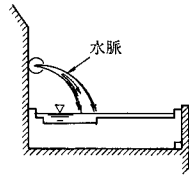
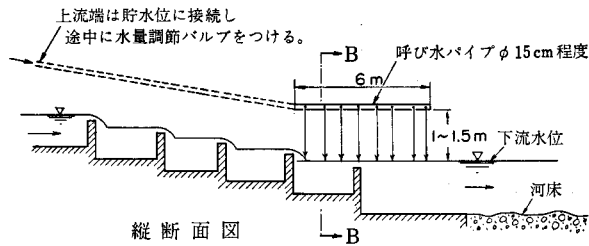
この調節の形式（ノッチ，越流水深，水槽の長さ，および潜孔等）はすべて魚道の一般構造に準ずる。

また，調節扉の数は水位差30cmまでは1枚，60cmのとき2枚，90cmのとき3枚ということになる。

5. あとがき

この報文によって魚道水利構造の考え方の一端を明らかにした積りであるが，まだまだ不備な点も多い。もう少し補足しよう。魚道一般構造の⑨で述べた側壁面の粗度は，筆者が細川頭首工（この築造地点は矢作川の支流巴川であって，標高EL, 25.00m，河川こう配1/1000，河床の平均粒径約3.5mmである）について観察したところ，ウナギ（体長10～15cm位で黒色）は魚道底面に潜孔が設けられてあるにも拘らず，上流水槽にそ上する場合，垂直の側壁を登って隔壁を越えてゆくことがみられた。しかし，側壁は滑らかなコンクリートの垂直面であるため，非常に難儀しているようであった。

また，アユが秋になって河川を下るとき，かんがい用水路の取入口へ迷い込む場合が多いということである。これを避けるためには，かんがい用取入口の内壁全体を赤色で塗装すると同時に，魚道の入口に黄色の塗装か，黄色光線をあてる方がよいであろう。



- 噴射孔径は一般家庭で使用されている水道の蛇口程度。孔径には概ね2-30mmの突起が付く。
- 噴射孔の間隔は50cm程度
- パイプおよび魚の登り口壁面の塗装は黄色とする。

B-B 断面

Fig.5 魚道下流部の構造設計例

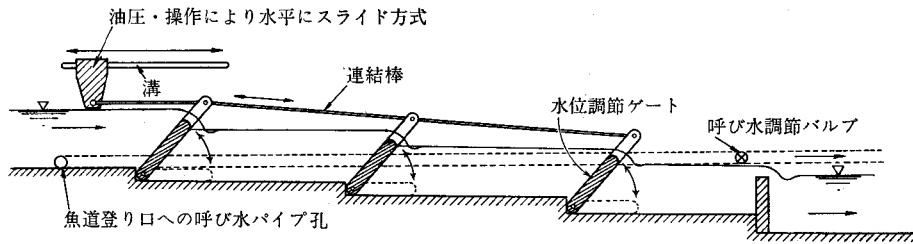


Fig.6 魚道の水位調節部構造例

つぎに、魚道について最も重要であるが、確定し難い問題に幅の決定がある。小山¹⁾らは既設35のダムについて幅員率を調べ、最も多かったのは4%であるといっている。これを魚道幅の実寸法で表現すると、3~4mの範囲のものが最も多く、いでつ5~6mとなっている。最小は2.0mであって最大は13mである。

この魚道幅の適性な値は“まえがき”でも述べたように、河川の平水流量、ダムの高さ、魚道が設置される地点の魚の種類と大きさ(遊泳力)および当該地点の河川における魚の適性な密度等を十分考慮されねばならないであろう。

さらに、魚道の高さと通過速度等についても、今後十分調査した方が望ましいと思われる。

参考文献

- 1) 小山長雄ほか(1967)：木曾三川河口資源調査報告，第4号上 P. P. 145~161，木曾三川河口資源調査団別冊。
- 2) 小泉清明，小山長雄ほか(1967)：木曾三川河口資源調査報告，第3号 (2. 魚道と堰の放水管理 P. P. 1~58, 3. アユに対する取入口対策 P. P. 1~28)，木曾三川河口資源調査団
- 3) 稲葉伝三郎(1963)：淡水増殖学，恒星社，厚生閣刊行。
- 4) 建設技術研究所(1970. 10)：球磨川堰魚道水理模型実験報告書。
- 5) 石野捷治，井筒勝彦(1967)：中小落差工の水理現象に関する実験的研究，(1)完全落下の場合，農士試第5号。

中海干拓における水理・水質調査

—水質汚濁を中心として—

古 屋 修*

I まえがき

中海は島根、鳥取両県にまたがる我国第8位の広さを有する塩水湖で、一級河川斐伊川の末端に位置し、上流は大橋川により宍道湖と結ばれ、下流は境水道によって日本海と通じている。中海干拓事業は約2,800haの干拓地造成と合わせて中海、宍道湖を淡水化して干拓地および沿岸即耕地(約4,800ha)の農業用水確保を目的とするものである。

中海はその周辺に松江市、安来市、米子市、境港市などの都邑を有し、中海新産業都市の指定を受けて山陰地方開発の拠点とされている地域でもある。従って干拓事業によって淡水湖となる中海、宍道湖は単に農業用水のみならず、上工水としての多目的な利用も検討されており、淡水化についての地元関係者の関心は強い。現在、中海の一部、特に米子湾、揖屋湾の一部は、周辺都市から排出される都市下水等によってかなり汚濁されており、しかも将来の都市の発展、人口増加が見込まれることから、干拓淡水化後の水質に関する多岐にわたる調査が要求されている。本報告は中海干拓事業に関連する水質の問題、特に汚濁に関する問題を中心にして、これまでに行われた調査の要点を述べるものである。

II 水質汚濁の因子について

一般に水質汚濁の相は、その水域の水理・気象因子、汚濁源因子および生物環境因子の三者に支配される¹⁾。中海の場合、干拓淡水化が汚濁に何らかの関係を持つとするならば、第一に考えられなければならないのは水理・気象因子の変化についてであろう。汚濁源因子については、干拓事業とは無関係な都市下水とか産業廃水に起因する要素であるが、将来の水質変化と干拓事業との関連を問われた場合の基本データとして継続的にチェックしておく必要がある。また、淡水化によって現在の汽水性生物が淡水性生物へと移行する生物相の変換は、生物環境因子の変化として考えられなければならない。

本報告では、水理・気象因子に関する中海全般の問題として干拓淡水化前後の湖流の状況、淡水化過程等についての水理模型実験結果および水質の現況について述べた後、水理・気象、汚濁源、生物環境の諸因子を含む総

合的な問題として米子湾の汚濁の問題をとりあげて考察を行うこととする。

III 水理模型実験について

1 水理模型実験の概要

水理模型実験の目的は次の三点である。

- (1) 干拓淡水化による湖流の変化状況の究明
- (2) 洪水時水位上昇の計算値のチェック
- (3) 淡水化過程の究明

このうち(1)については干拓後の洪水時湖流の弓浜半島に及ぼす影響という治水面からの検討と、水質汚濁に深い関係を有する平常時の流れの変化状況を究明するものである。(2)については、計画洪水時における計算水位と実験結果とを対比して、計画洪水位の妥当性を確認するもので、これについては計算値、実験値がほとんど一致する結果を得ている。また、(3)は淡水化の見通しを得るためのものである。

実験施設は、中海干拓事務所に設置され、宍道湖、大橋川、中海、境水道、美保湾を包含する東西43km、南北20kmの範囲のもので、その縮尺は水平方向1/400 垂直方向1/50である。

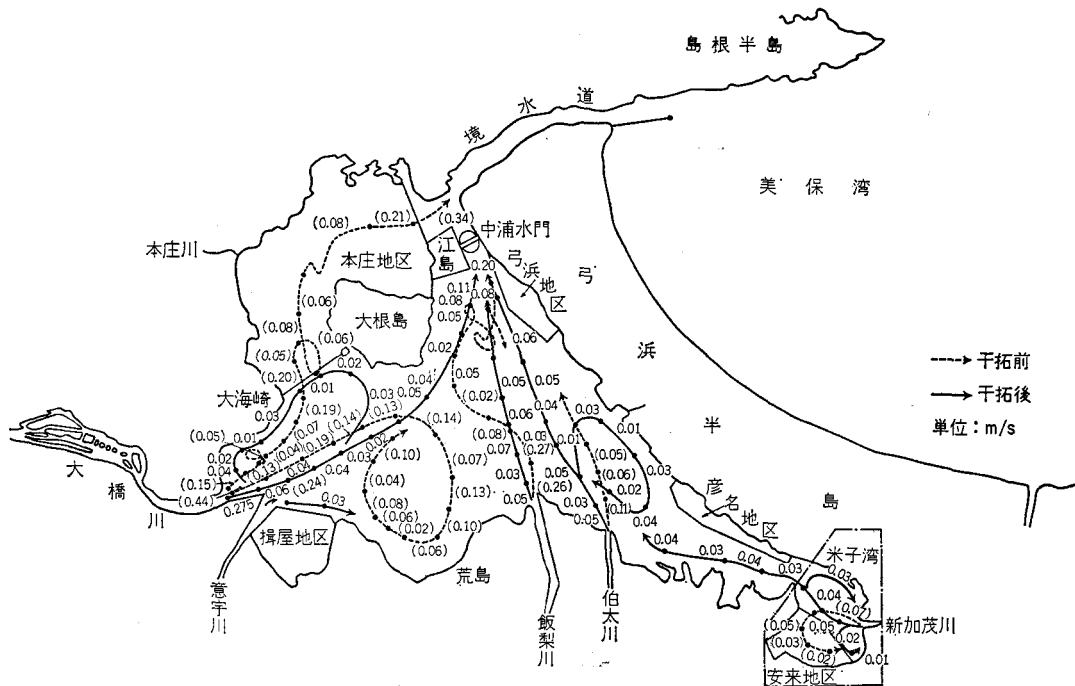
湖流の実験は、日本海潮汐を与え、干拓前後の平常時および洪水時における中海内の流向、流速、流れのパターンについて行った。淡水化過程の実験は、模型内に食塩を投入して所定の塩分濃度を有する状態を作り出し、平常時の流量および日本海潮汐を与え中浦水門ゲートを操作しながら塩分濃度の経日的変化を測定した。

2 干拓前後の湖流の状況

実験結果によると干拓前平常時の流れは、大橋川から本庄沖を通る境水道への流れと中海内の環流が主で、弓浜半島沖の流れは外海へ容易には出ない、干拓後平常時の流れは、大橋川から弓浜半島中央部を指向する線上で中浦水門ゲート閉鎖の影響を受けて一時的に速度をゆるめるが、その後はスムーズに中浦水門へ吸い込まれる。しかし新たに大海崎沖に環流が発生する傾向がある。

洪水時における干拓前の流れは、本庄沖および大根島と江島の間にある馬渡水道へ分流し、弓浜半島への直接の影響はない。また伯太川、米子湾からの洪水は崎津沖で不明瞭になり、外海へ出ることはまれである。干拓後の洪水流による弓浜半島への直接の影響は、いずれの河

*農地局建設部防災課



図一 干拓前後平常時流向流速比較図(浮子による)

川ともなく、むしろ伯太川からの反転流の消滅、米子湾からの洪水流の中海への流出がよくなったこと等かかって現在より良好な流れが期待される。

3 淡水化過程

実験結果から穴道湖の-6m層には大橋川河床面-4~-5mがネックとなって塩分躍層が形成され、躍層以下の深層塩分は長期にわたって残存するものと考えられる。中海内には、中浦水門敷高と同標高の-7m層に躍層が発生し、これより上層は淡水化が進行するが、これ以下の深層においては長期にわたり塩水が残留する。

この実験はあくまでも定性的なもので、実験結果を基に解析し、淡水化の可能性を追求することを目的とするものである。京大、南教授は、この実験結果より淡水化方程式を立て、下層塩水層から上層淡水層への混入速度、湖底土から淡水層への混入速度、河川流入量等の各条件を与えて解析した結果、中浦水門のゲート操作さえ完全に行われるならば、Cl⁻濃度100~200ppmの淡水が得られることを示した。²⁾

4 水理・気象因子の変化と汚濁との関係

干拓淡水化後の水理・気象因子の変化としては、湖流の変化と塩水から淡水への変化があるが、平常時の流速については、干拓後はやや小さくなる程度で、中海の南部主湖盆部での大勢には大きな変化はもたらさないものと考えられる。また、最も汚濁の懸念されている米子湾においても流れの悪化する傾向はみられない。これらのことは、汚濁物質の輸送能力に対して不利にはならない

ことを意味するものである。

淡水化後は、現在生じているような塩分躍層は消滅し、水温躍層だけが形成されることになるが、この水温躍層は塩分躍層に比較して不安定であり、鉛直方向の混合作用が現況よりも活発化するものと考えられる。

以上のことから湖自体の持つ自浄作用という点からは干拓後においても不利にはならないことが予想されるのである。

IV 中海水質の現況

1 中海全域の水質調査

中海全域にわたる水質調査は淡水化過程ならびに汚濁状況の把握を目的として昭和40年3月より開始され、現在に至っている。調査は図-2に示すように干拓後水面として残される区域において毎月1回定期的に採水し、分析は島根大学農芸化学工学研究室に委託している。分析項目は表-1に示すが、このうち代表的な項目についてまとめた結果を以下に記す。

2 塩素イオン濃度 (Cl⁻)

中海の塩素イオン濃度の平均値は表層で約8,000ppm、中層で約10,000ppm、下層で11,000~15,000ppmまた外海では約18,000ppmである。季節的な変化としては、冬季の濃度が最も低く、春季から夏季にかけて高くなる。このような濃度変化は、主として潮位と関係していて、日本海の潮位は夏季に高く、冬季は最低となることから濃度の季節的变化がうなずける。変化の幅は表層では

水質調査地点

地点番号	地 点	平均水深(m)		
		上	中	下
		(表面より 1.0m下)	(水深の 中央)	(底面より 1.0m上)
No. 1	穴道湖出口	1.0	2.0	3.0
No. 3	大橋川出口	1.0	2.0	3.0
No. 4	中海中央部	1.0	3.3	5.7
No. 5	米子湾入口	1.0	2.3	3.7
No. 6	弓浜半島中央部	1.0	3.7	6.5
No. 8	境水道入口	1.0	3.5	6.0
No. 10	境水道出口	1.0	3.7	6.5
No. 11	米子港防波堤沖	1.0	2.1	3.2
No. 12	彦名沖	1.0	3.3	5.7
No. 13	飛行場沖	1.0	3.9	6.9
No. 15	荒島沖	1.0	3.0	5.0

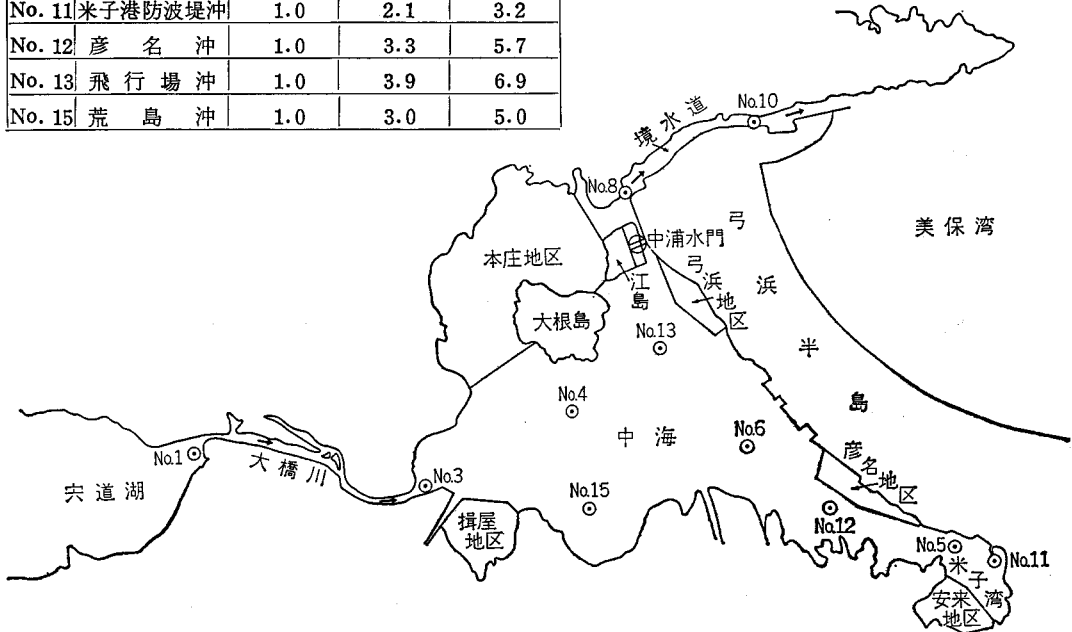


図-2 水質調査採水位置図

表-1 水質分析項目

分析項目	分析 方法	意 義
1. 透 明 度	光電比色計による透過率の測定(蒸留水の透過率を100%としたときの検水の透過率)	水の濁度の測定、主として工事中の濁りの程度の判定に用いる。
2. P H	ガラス電極法	水のPH値は通常は大体一定している場合が多いから、もしこれに急激な変化が現われたらば汚染などの徴候として調べてみる必要がある。
3. 塩 素 量(c l 量)	クロム酸銀法	淡水化の指標に用いる。
4. 溶 存 酸 素(D O)	ナトリウムアザイド法(ウィングラー変法)	汚濁の指標。溶存酸素は生物の呼吸。有機物の酸化により消費されるから有機物による汚濁のいちじるしい水域ほど低い値をとる。
5. 化学的酸素要求量(C O D)	過マンガン酸カリ法	汚濁指標、試水の被酸化物質、主として有機物によって消費される酸素の量である。
6. ヨウ素消費量	チオ硫酸ナトリウム滴定法	汚濁指標、試水の硫化物含量の指標とされる場合が多い

分析項目	分析方法	意義
7. 硫酸根	塩化バリウム法	淡水化指標, し尿, 化学的肥料, 鉱山排水, 硫黄泉, 工場廃水の混入により増加することがあるので汚濁指標となりうるが中海の場合はこの意義はうすい。
8. アンモニア態窒素	直接比色法	汚濁指標, 窒素を含む有機物の分解に際して生ずるためバクテリア活動の一つの指標となる。分解初期の生成物。
9. 亜硝酸態窒素	GR法	汚濁指標, 上記分解の中間生成物。NH ₃ '-Nが酸化されてNO ₂ '-N ₁ になる。
10. 生菌数(一般細菌数)		汚濁指標, し尿による汚染程度の検知。
11. 大腸菌群数		汚濁指標, この菌の存在はし尿による直接汚染を意味する。
12. 生物化学的酸素要求量(BOD ₅)	この項目は揖屋湾, 米子湾等特に汚濁の進んでいる地点のみ適宜行う。	汚濁指標, BODが大であればその水中には腐敗性物質が多く含まれていることを意味する。

10,000 P P mにも及び場合もあるが, 中層, 下層と移るに従って変化幅が小さくなっている。

3 溶存酸素(DO)

一般的に上中下層の順にDO値は低下し, 冬季は高く夏季は低い。湖流の流速が0.3~0.4m/secと比較的速い箇所においては上下層の較差小さいが, 0.1m/sec以下の流速の小さい箇所においては較差が大きい。局所的にみると, 米子湾では夏季~秋季の上層と下層の平均値の較差は4~6 P P mにも及び, 特に夏季下層は3 P P m以下となり, 酸素不足を生じている。中海中央部下層においても一時的に酸素不足が生ずることがあるが, 米子湾のように顕著な不足を生ずることはない。このように, 中海では局所的, 季節的に酸素不足を生ずることがあるが, 全域平均的には5 P P m以上を維持している。

4 COD

季節的な変化としては, 夏が高く, 冬は低い値を示しており, 層別には上層が高く下層は低い。全域にわたって5 P P mを越えることはほとんどなく, 年間平均値は約2 P P m程度である。局所的には米子湾の値が高く, 他の箇所と比較して汚濁程度が高いことを示している。

5 その他

(1) BODについては, 昭和43年1月12日に中海全域と境水道26点の表層(水面下0.5m)を採水し分析した結果0.55~3.92 P P m(平均1.41 P P m)であった。

(2) PHは8程度であり, 年間を通じて大きな変化はない。

(3) 大腸菌数は中海中央部, 境水道等は100cc中1,000個を越えることは希で, 年間の平均値としては500個以下であるが, 米子湾は他の箇所よりもはるかに多く2,000個を越えることがしばしばみられ, 市街地からの汚水流入の多いことを示している。

V 米子湾汚濁調査

これまでに何回か触れたように, 中海内の最も汚濁が進行している水域として米子湾が挙げられる。米子湾は中海の中でも最も奥まった所に位置し, 潮汐によるフラッシュのききにくい場所であり, 更に米子市中心部からの汚濁水が集中して流入していることから湾内の汚濁が著しく, それ故に干拓淡水化と汚濁との関係が懸念されているところでもある。以下に米子湾の干拓前における諸条件および干拓淡水化と汚濁との関係について調査した結果を述べることにする。

1 水理調査

湾内の水理条件を把握するために湾内9点において同時観測を行い, この結果と模型実験結果とによって干拓淡水化後の状況を推定することとした。

(1) 流向, 流速

湾口から新加茂川にかけての水域の流れは直線的で, 表面付近の平均流速は0.06~0.1m/secである。湾奥部には環流的な流れがある。このことは, 模型実験結果からも確かめられており, 実験によると湾奥部の左まわりの環流と湾口へ向けての直線的な流れが見られ, このときの流速は0.02~0.07m/secであった。干拓後の湾内の流れは, 干拓後の残水域における現況の流れおよび模型実験結果とから推定すると, 環流は形成されず, 直線的に湾外へ出るものと考えられる。(図-1参照)

干拓前平常時の湾内の流れに影響を及ぼす要素は, 潮汐と風であり, 湾周辺河川からの流入水の影響はあまりないものと考えられる。潮汐と流れとの関係は, 湾口において, 上げ潮時に上層流は湾外へ向う順流となり, 下げ潮時には逆流となることが明らかで, 一方, 下層は密度流が生じて上層の流れと対向している。

干拓淡水化後は, 中浦水門地点の内外水位差条件に従

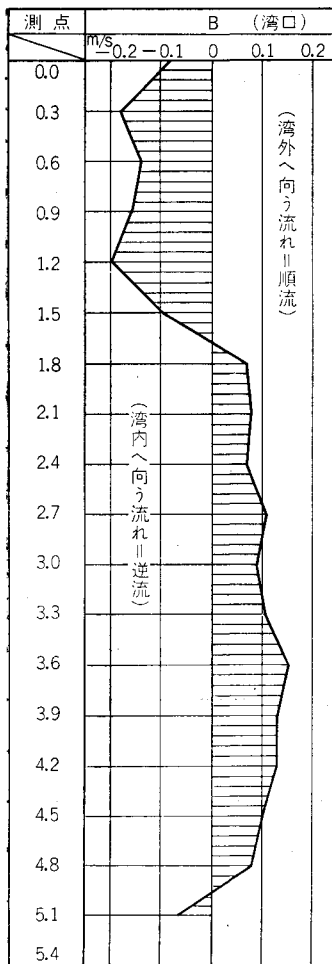


図-3 米子湾流速鉛直分布図(下げ潮時)

ってゲートの開閉を行うことになるので、これによってタイダルな流れが発生し、湾内汚水のフラッシュ能力が失われることはないものと考えられる。

(2) 塩分および水温分布

躍層の変化の状態は、場所または季節によって異なる。場所的な差異としては、水深3m内外の湾奥部においては、風の影響が下層にまで及び、躍層が形成され難いが、湾口から米子港にかけては躍層の形成がみられる。季節的には、夏季において水温躍層の発達が著しく、表面より2~3mの層に躍層が生じ、風によっても攪乱されない安定した層を形成して、その温度差は6°C以上に及ぶことがある。この躍層位置は塩分躍層ともほぼ一致していて、この点が表面からの酸素供給の限界と考えられる。一方、冬季は表面の水温が下がり、下層の水温は湖底からの熱放出によって上層より温度が高くなるので、夏季の水温分布が逆転した形となり、躍層の形成はみられない。

この理由としては、水温分布の逆転によって不安定な

成層状態となり、夏季に比較すると、風などによって鉛直方向の混合が起りやすくなるためと考えられる。このような水温分布の逆転は、9月下旬から10月上旬にかけて起り、3月頃までこの状態が続き、6~8月にかけては夏型の水温分布となる。

IV-3に述べたDO分布の季節的变化は、上述の水温および塩分分布に密接な関係がある。すなわち夏季には安定した躍層が形成されるので、躍層より上部の鉛直混合は行われるが、下層の濃塩分層においては混合作用が抑制されるため、躍層位置が酸素供給の限界となる。ところが、冬季には全層的に混合されるので下層に対しても酸素が供給される。

このことは、汚濁物質の分解にとって重要な役割を果たすバクテリアの活動とも密接に関係している。干拓淡水化後の塩水層は、中浦水門シル高-6.8m以下に押し下げられ、これを境界とする上層淡水、下層塩水の明瞭な二層の出現が模型実験によって確かめられているが、米子湾の水深は-3~5mで中浦水門シル高よりも浅いので、全層にわたって淡水化されることとなるため、鉛直方向の混合が活発となるであろう。このことから、淡水化後は鉛直方向混合作用が現況より深まり、下層に対する酸素供給量が増し、全層的に汚濁物質の好気的な分解が促進されることと考えられる。

(3) 水平および鉛直拡散係数

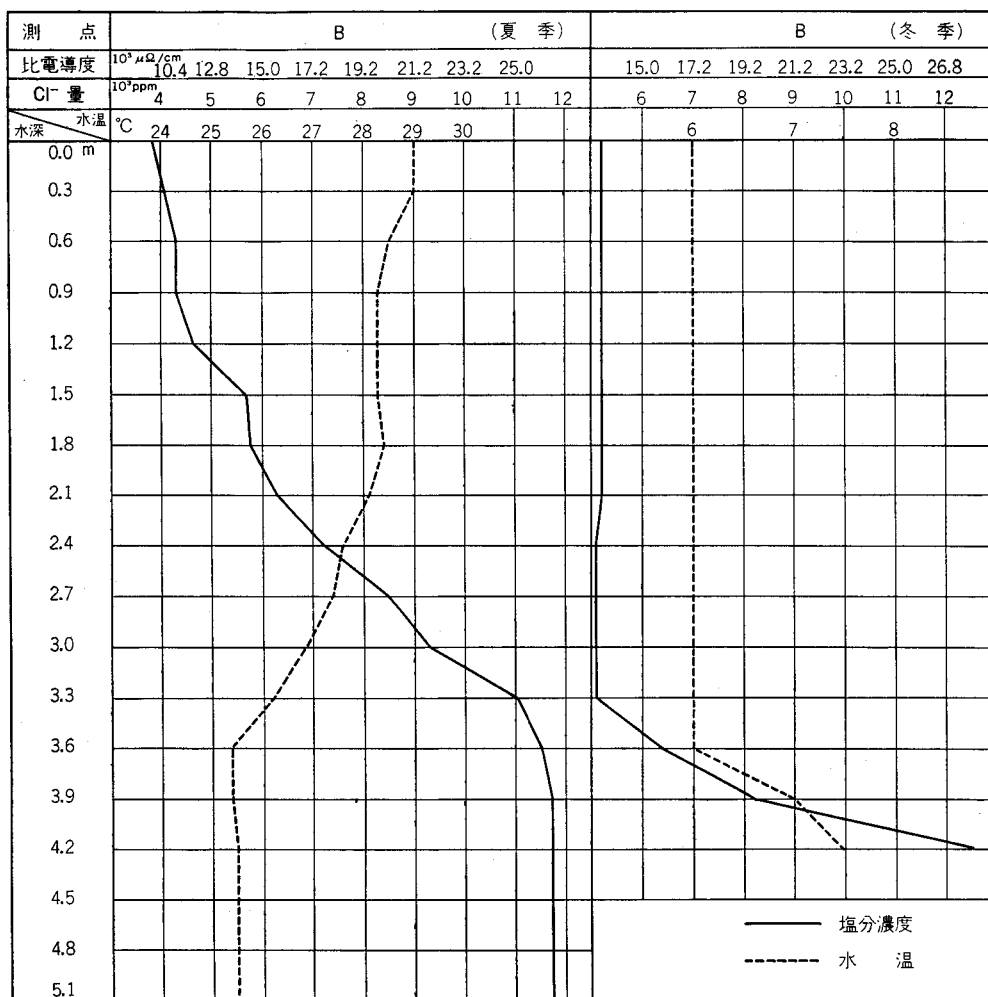
水平方向の拡散係数は表-2に示すように新加茂川河口では、流出水の影響を受けて湾中央部の3~4倍の拡散となっている。湾中央部においては、風の影響をかな

表-2 水平拡散係数実測結果

場所	D_x	D_y	備考
新加茂川河口	$2.75 \times 10^4 \text{cm}^2/\text{s}$	$0.6 \times 10^4 \text{cm}^2/\text{s}$	$D_x = dx^2/dt$: 流れの方向の拡散係数 $D_y = dy^2/dt$: 流れに直角方向の拡散係数
沖	1.3×10^4	0.35×10^4	
湾中央	0.85×10^4	0.15×10^4	

注) 実測時風速3.0~3.7m/s (East)

り受けている。全般的には $10^4 \text{cm}^2/\text{sec}$ のオーダーで、流向に直角方向の拡散係数は流向方向の1/4~1/6である。鉛直方向の拡散係数は、流向、流速分布を用いて、 $H(v_1 - v_2)$ (ここに H : 水深, v_1 : 表面流速, v_2 : 底面流速) によって計算し、平均すると $0.7 \times 10^3 \sim 5.8 \times 10^3 \text{cm}^2/\text{sec}$ の範囲にある。湾口~米子湾入口にかけては、 $3.1 \times 10^3 \sim 5.8 \times 10^3 \text{cm}^2/\text{sec}$ で湾中央や新加茂川河口付近よりも大きい。湾中央では $0.7 \times 10^3 \text{cm}^2/\text{sec}$ と最も小さい。干拓淡水化後の水平拡散は、流向、流速等の水理条件にさして変化しないとすれば、現況とほぼ同程度のオーダーの値となる。しかし、鉛直拡散は、鉛直方向流



図一4 米子湾塩分濃度・水温鉛直分布図

速分布に關係するため、現況の二層流が消滅した後の状況を予測することは困難である。

2 流入河川調査

米子湾の汚濁源因子は、その大部分が米子市の都市下水に起因するもので、工場廃水は少い。現在、都市下水の大部分は無処理のまま河川を通じて湾内に流入している。湾内に流入する汚濁水排水路は、主なもので10本あるが、その中でも米子港に流入する旧加茂川は、流域面積1.5km²で米子市街地2.7km²の41%に相当し、しかも市街地中心部からの排水が集中しているので、湾に対する全BOD負荷量平均値1.6ton/日の約80%はこの川から供給されていることになる。

本章一1で述べたように、干拓淡水化を水理因子からみた場合、汚濁度に対して大きな変化はもたらさないと考えられるので、汚濁源因子の将来の人口増加に対応した、し尿または下水処理に対する公共投資がなされないとすれば、湾内汚濁状況は更に進行していくことになる。

このことは、干拓淡水化とは別個の問題であるが、今後注目していかなければならない問題であろう。

3 生物環境因子について

現況の米子湾のプランクトン量は非常に大きく、植物性プランクトンの指標としてのクロロフィル量が8.7~11.1mg/m³と普通海域(0.1~1.0mg/m³程度)よりはるかに高く、また他の中海水域と比較しても3~5倍となっている。夏季には、著しい赤潮現象がみられるが、この現象は、*Nitzschia closterium*, *Rizosolenia minima*等のけい藻類に属するナンノプランクトンの大增殖によることが明らかにされている³⁾。このようにプランクトンが多いことは、N, Pなどの栄養塩類が多いことを示しており、このことから、米子湾は他の中海水域よりも富栄養化現象が進んでいると云える。

淡水化と微生物活動との関係については、島根大学、松本教授の中海およびその周辺の淡水および海水を使った実験によると、海水成分の濃度によって水圏内の微生物

物活動に認めうる差違は招かないものと判断される⁹⁾。また山口大学の中西教授の研究によると、塩水と淡水の混合水の自浄作用が最も大きく、続いて河川水、海水の順であったが、しかしながらその差は大きくないとされている⁹⁾。これらの実験、研究等の結果から、淡水化前後の微生物による自浄作用の差違はないものと考えられる。

4 湾内の汚濁状況

現況の米子湾内、特に米子港内、旧加茂川河口付近においてはBOD 5~9 P P mの値が測定されているが、中海の他の水域における値は、大きくても3 P P m程度であるから、米子湾は確かに有機物汚濁を受けているということが云える。湾内BOD分布状況についてみると、旧加茂川を中心に同心円状に広がっており、またD O分布はBOD分布と形は異なるが、湾外へ向って値が大きくなっていく状況を示している、微生物活動による汚

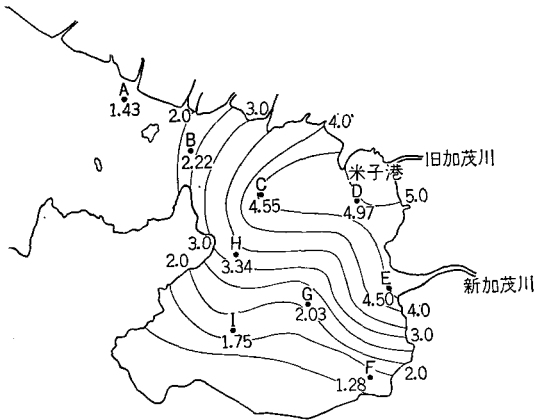


図-5 米子湾BOD等値線図(水深0.5m, 測定日S44.8.5) 単位: P P m

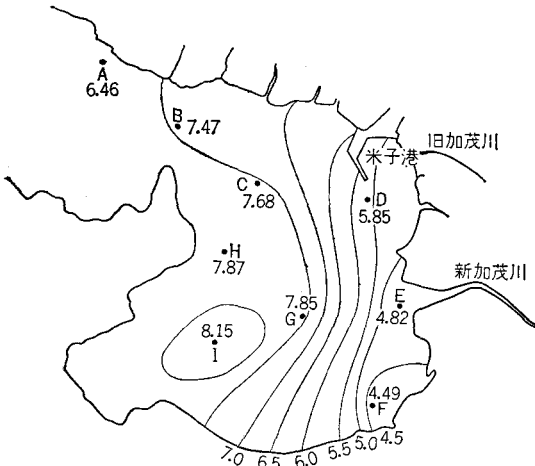


図-6 米子湾溶存酸素等値線図(水深0.5m 測定月日 44.8.5) 単位: P P m

濁物質の分解とそれに伴う酸素消費の状況を端的に示している。

湾内BOD平均値は、冬季1.9 P P mに対して夏季は2.7 P P mと約1.4倍になっている。流入河川かのBOD負荷量は年間を通じてほぼ一定であるので、このような夏冬の値の相違は、躍層形成状態、混合作用、生物活動等の差違によるものと考えられる。

5 干拓後の湾内汚濁程度の推定

汚濁程度を溶存酸素不足量として表わすものとし、干拓後の米子湾を河川のようにみなして、Streeter-Phelpsの式⁹⁾により計算を行った。



図-7 米子湾溶存酸素不足量計算平面図

縮尺 1:25,000

測点間隔 200m

$$D = \frac{L_0}{f-1} \cdot 10^{-kt} \left\{ 1 - 10^{-(f-1)kt} \left[1 - (f-1) \frac{D_0}{L_0} \right] \right\} \quad \dots\dots\dots(1)$$

- ここに D: 溶存酸素不足量 (P P m)
- L₀: 最終BOD (P P m)
- f: r/k 自浄係数
- r: 再曝気係数 (10を底とする。1/day)
- k: 脱酸素係数 (10を底とする。1/day)
- t: 時間 (day)

■湾内流入河川の流量、BODは44年8月の実測値を採用し、承水路出口から湾口まで3.4kmの流下時間は模型実験結果から約2.2日とした。rはO'connor-Dobinsの式⁷⁾(非等方性乱流の場合)より計算し、0.21 1/dayを得た。

$$r = \frac{10.48 \times 10^4 D_L 1/2 I 1/4}{H^5/4} \quad \dots\dots\dots(2)$$

- ここに D_L: 酸素の水中への分子拡散係数 (m²/sec)
- I: ころ配
- H: 水深 (m)

表-3 再曝気係数計算表

区 間	I	II	III	備 考
項 目				
測 点 (No.)	0~6	6~10	10~17	
平均水深 H(m)	2.43	3.39	4.24	
平均流速 V(m/s)	0.005	0.02	0.015	
平均底勾配 I	1×10^{-3}	2.5×10^{-3}	0.7×10^{-3}	
Chezy の流速係数 C(ft ^{1/2} /s)	0.185	0.395	0.496	$C = V/\sqrt{HI}$
乱流の分類	非等方性乱流	同 左	同 左	C < 17……非等方性 C > 17……等方性
再曝気係数計算式	$r = \frac{10.48 \times 10^4 D_L^{1/2} I^{1/4}}{H^{5/4}}$	同 左	同 左	
再曝気係数 r (1/day)	0.282	0.234	0.128	D _L は 20°C の値 $2.12 \times 10^9 \text{ m}^2/\text{s}$
平均再曝気係数 r (1/day)		0.21		距離による加重平均

k は 0.15 を採用し、従って f=1.4 として計算した。旧加茂川からの BOD_{30.2 P P m} は米子港内で拡散して流心に向うと考えられる。このときの流心における濃度は、連続的な放流による拡散と考えると、次式⁹⁾により計算した。

$$C = \frac{q e^{-\frac{xv_x}{2D_x}}}{2\pi d \sqrt{D_x D_y}} K_0 \left\{ \frac{v_x}{2} \sqrt{\frac{1}{D_x} \left(\frac{x^2}{D_x} + \frac{y^2}{D_y} \right)} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

- ここに C : 汚濁物質濃度 (P P m)
 q : 汚濁物質放流速度 (μg/sec) 20.84 μg/sec
 (Q = 0.69 m³/sec
 BOD = 30.2 P P m)
 d : 混合深さ (cm) 220cm
 v_x : x 方向の流速 (cm/sec) 0.5cm/sec
 D_x : x 方向の拡散係数 (流れる方向)
 10⁴ cm²/sec
 D_y : y 方向の拡散係数 (x に鉛直水平方向)
 D_x/6
 x : 旧加茂川河口から流心までの距離
 4 × 10⁴ cm
 y : x/4

K₀(X) : Bessel 関数の K 表示
 X = 1.08 において K₀(X) = 0.37

上記の各データにより計算すると、C = 3.8 P P m を得た。

(1)式による溶存酸素不足量の計算結果は表-4 に示すように湾口附近が最も大きく、約 2 P P m となるが、飽和度 100% の値を 7.5 P P m とすると、溶存酸素量は 5.5 P P m となり、現況の米子湾附近の値とほぼ同じである。

以上述べてきたように、干拓淡水化後の水理条件は悪化せず、また、淡水化により微生物活動に変化はないものと推定されるので、湾内に排出される汚濁物量に変化がないものとする、干拓淡水化によって米子湾の水質汚濁が促進されることはないものと考えられる。

VI あとがき

中海の中では、米子湾の他に揖屋湾沿岸の一部も、かまぼこ製造廃水によって汚濁しているが、これに関しては、米子湾ほど広範なものではなく、しかも汚水排出源が限定されていて、汚水処理に関する問題なので本報告ではとり上げなかった。

中海の水質は、まだあまり汚濁されていない。米子湾とか揖屋湾の一部は汚濁しているが、幸いにしてそれほど進行していない状態である。干拓事業を契機として地域住民の水質汚濁に対する関心が高まってきているが、現在の水質を将来とも維持していくためには、自浄能力がオーバーロードにならないように注意していかなければならないと考える。

最後に、中海干拓事務所の山下所長始め調査設計課の皆様ならびに調査にあたって御指導を賜った京大の南教授、島根大の伊達教授、山口大の中西教授に深く感謝する次第である。

引用文献

- 1) 合田 健 : 中海干拓に際し水質汚濁の将来に関する中間所見 (昭和43年3月, 未発表)
- 2) 南 勲 : 宍道湖-中海淡水化水理模型実験結果の解析的考察(2)-淡水化過程について (昭和44年5月 未発表)

$$k=0.15, f=\frac{0.21}{0.15}=1.4$$

$$D=2.5L_a \times 10^{-0.15t} \left[1 - 10^{-0.06t} \left\{ 1 - \frac{D_0}{2.5L_a} \right\} \right]$$

表一4 米子湾溶存酸素不足量計算表

湖点	距離	区間 流下時間	流下 時間	0.15t	10 ^{-0.15t}	流入 BOD	前断面 BOD	後断面 BOD	2.5L ₀	2.5L ₀ × 10 ^{-0.15t}	0.06t	10 ^{-0.06t}	前断面 酸素 不足量	1 - $\frac{D_0}{2.5L_0}$	1 - 10 ^{-0.06t} (1 - $\frac{1}{2.5L_0}$)	溶存酸素 不足量
No.	ℓ	t	Σt	0.15 × ②		L _i	L ₀	④ × ⑥	1.5 × ⑥	④ × ⑧	0.06 × ②		D ₀	1 - $\frac{⑫}{⑧}$	1 - ⑪ × ⑬	D
	m	day	day			P P m	P P m	P P m					P P m			P P m
	①	②	Σ②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑨ × ⑭
0	0	0	0			2.0		2.0								
1	200	0.231	0.231	0.035	0.923	0	2.0	1.846	5.000	4.615	0.014	0.969	0	1.000	0.031	0.143
2	400	0.231	0.462	0.035	0.923	0	1.846	1.704	4.615	4.260	0.014	0.969	0.143	0.969	0.061	0.260
3	600	0.231	0.693	0.035	0.923	0	1.704	1.573	4.260	3.933	0.014	0.969	0.260	0.939	0.090	0.354
4	800	0.231	0.924	0.035	0.923	0	1.573	1.452	3.933	3.630	0.014	0.969	0.354	0.910	0.118	0.428
5	1.000	0.231	1.155	0.035	0.923	0	1.452	1.340	3.630	3.350	0.014	0.969	0.428	0.882	0.145	0.486
5+127	1.127	0.147	1.302	0.022	0.951	3.0	1.340	4.274	3.350	3.186	0.009	0.980	0.486	0.855	0.162	0.516
6	1.200	0.085	1.387	0.013	0.971	0	4.274	4.150	10.685	10.375	0.005	0.989	0.516	0.952	0.058	0.602
7	1.400	0.058	1.445	0.009	0.980	0	4.150	4.067	10.375	10.168	0.003	0.994	0.602	0.942	0.064	0.651
8	1.600	0.058	1.503	0.009	0.980	0	4.067	3.986	10.168	9.965	0.003	0.994	0.651	0.936	0.070	0.698
9	1.800	0.058	1.561	0.009	0.980	0	3.986	3.906	9.965	9.765	0.003	0.994	0.698	0.920	0.086	0.840
10	2.000	0.058	1.619	0.009	0.980	0	3.906	3.828	9.765	9.570	0.003	0.994	0.840	0.914	0.091	0.871
10+38	2.038	0.015	1.634	0.002	0.996	3.8	3.828	7.613	9.570	9.532	0.001	0.998	0.871	0.909	0.093	0.886
11	2.200	0.063	1.697	0.009	0.980	0	7.613	7.461	19.033	18.652	0.004	0.991	0.886	0.953	0.056	1.045
12	2.400	0.077	1.774	0.012	0.973	0	7.461	7.260	18.653	18.150	0.005	0.989	1.045	0.944	0.066	1.198
13	2.600	0.077	1.851	0.012	0.973	0	7.260	7.064	18.150	17.660	0.005	0.989	1.198	0.934	0.076	1.342
14	2.800	0.077	1.928	0.012	0.973	0	7.064	6.873	17.660	17.183	0.005	0.989	1.342	0.924	0.086	1.478
15	3.000	0.077	2.005	0.012	0.973	0	6.873	6.687	17.183	16.718	0.005	0.989	1.478	0.914	0.096	1.605
15+92	3.092	0.035	2.040	0.005	0.989	3.0	6.687	9.613	16.718	16.534	0.002	0.996	1.605	0.904	0.100	1.653
16	3.200	0.042	2.082	0.006	0.987	0	9.613	9.488	24.033	23.721	0.003	0.994	1.653	0.931	0.075	1.779
17	3.400	0.077	2.159	0.012	0.973	0	9.488	9.232	23.720	23.080	0.005	0.989	1.779	0.925	0.085	1.962

- 3) 秋山 優, 伊賀哲郎: 米子湾水質汚濁調査報告書
(昭和45年3月 未発表)
- 4) 松本宗人: 中海の水質汚濁に対する淡水化の影響
について(昭和42年9月 未発表)
- 5) 中西 弘, 浦 勝, 松尾 信: 河海の自浄作用
に関する研究(1)—自浄作用におよぼす
塩分および光の影響—(昭和44年1月

第5回衛生工学研究討論会)

- 6) 土木学会: 水理公式集 P429
- 7) " " P431
- 8) 岩井重久, 井上頼輝: 海域の汚濁物質受容限界に
ついて(昭和44年1月 第4回衛生工
学討論会論文集)

土地改良事業および災害復旧事業等で施工される水路の

設計積算業務の合理化を可能にする!

『鉄筋コンクリートフリーム標準設計』

農林省農地局制定〔昭和45年10月7日付45農地D第945号(設)農地局長通達〕

全国農業土木技術連盟発行

A3判 オフセット印刷 86頁・表紙ビニール張
バインダー綴
頒価 3,000円(送料無料)

目次

1. 概要
2. 適用上の留意事項
3. 適用除外
4. 設計条件
5. 適用方法
6. 適用例
7. 水理計算図表

附図表

標準設計諸元一覧表 ($\sigma_{ca}=70\text{kg/cm}^2$)
標準設計諸元一覧表 ($\sigma_{ca}=60\text{kg/cm}^2$)
標準設計記載例図面
水理計算図表
標準設計図面

3. 載荷重の大きさと計画水路内幅の値を知れば, 表
により該当する図面を選定することができる。
4. 自動車荷重, 盛土荷重等の載荷重の計算が簡単で
ある。
5. 材料の数量計算が簡単である。

概要

1. 対象水路: 現場施工の長方形鉄筋コンクリート水
路
2. 対象範囲: 水路壁高……50cm~125cm (5cm間隔)
水路内幅……水路壁高の2倍
3. 図化枚数: 66枚
4. 設計条件: 鉄筋の許容引張応力度 (SD30)
 $\sigma_{sa}=1800\text{kg/cm}^2$
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
 $\sigma_{sa}=70\text{kg/cm}^2$ (60kg/cm²の場合も適用
可能)
土砂(地下水位より上)の単位重量
1.8t/m³(1.6t/m³の場合も適用可能)

特長

1. 煩雑な曲げモーメント計算, 鉄筋量の計算, およ
び製図が下要である。
2. 66枚の図面で約 1,400ケースを網羅している。

申込先 全国農業土木技術連盟

〒105 東京都港区新橋5-34-4 農業土木会館内
電話 03(434)5407
振替口座東京 54171

HRP, HPPおよびRRP, RPPの管種選定について

藤 原 福 男*

1. まえがき

従来農業用水路では、一般に台形またはフルームタイプが採用されていたが、現今に於ては、農業の機械化などに伴ない管水路の設計がクローズアップされるに至った。特に水利用の面から、その必要性が認められたファームポンドの設置、これに伴なうファームポンド水頭の有効利用などを考慮すれば、自ら管水路の必要性が生じてくるものと思う。

この管種選定は、愛知、豊川用水事業での体験により今回整備一貫させる目的で作成したものである。なおここでいうHRP, HPPおよびRRP, RPPとは、地中に埋設する管水路に使用するノープレストレスング・プレストレスングによる遠心力鉄筋コンクリート管およびロール転圧鉄筋コンクリート管をいう。

2. 管の布設コウ配

管の最大布設コウ配は、管体と支持面との滑りを考慮して下記を標準とする。なお、最小コウ配は 1:200 程度とし、水平配管は極力さける。

2.1 砂基礎の場合

$$\tan\theta = 0.26795 \text{未満} \quad \theta = 15^\circ \quad (S \cdot F \approx 2.0)$$

2.2 コンクリート基礎の場合

$$\tan\theta = 0.26795 \sim 0.36397 \text{未満}$$

$$\theta = 15^\circ \sim 20^\circ \quad (S \cdot F \approx 1.5)$$

ただし θ : 管体の傾斜角

SF : 滑りに対する安全率

(注) θ が $20^\circ \sim 26^\circ$ の範囲にある場合はコンクリート基礎とし、基礎と基盤の接触面は階段状に仕上げる。また θ が 26° 以上の場合は鉄筋コンクリート基礎とし、管体と基礎をターンバックルなどで結束する。この場合も接触面は階段状とする。

3. 管の掘削断面

掘削断面は(図1)参照

3.1 $n=0.0$ は原則として、

$D \leq 1,000\text{mm}$ に使用する。

3.2 $n=0.3$ は原則として、

$D \geq 1,100\text{mm}$ で岩の場合に使用する。

3.3 $n=0.5$ は原則として、

$D \geq 1,100\text{mm}$ で普通土砂の場合に使用する。

ただし、矢板を使用する場合は、 $n=0.0$ とする。なお、土質の状態によっては、 $D \leq 1,000\text{mm}$ でも $n=0.5$ を使用する場合がある。

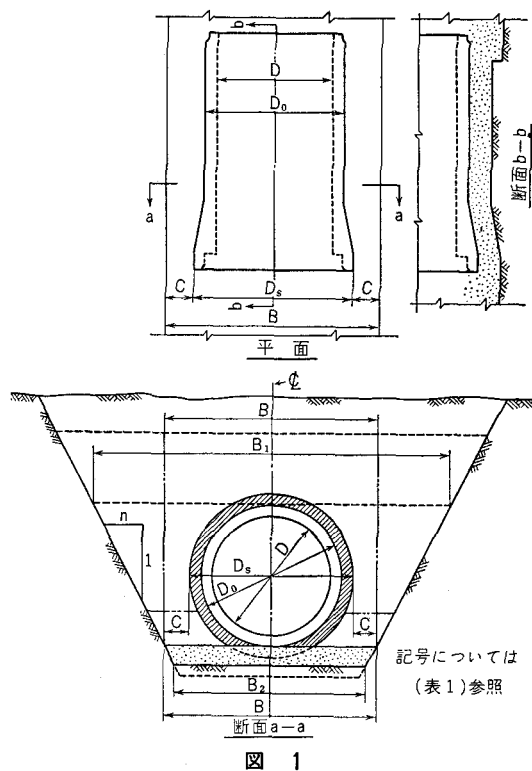


図 1

4. 管の基礎

管の基礎は、埋設地点の地形・管の傾斜角・管種および活荷重の有無により、砂・コンクリート基礎に分類する。(図2)(表2)参照。

5. 設計荷重

設計荷重は外圧荷重と内圧荷重に分類する。

5.1 外圧荷重

外圧荷重 = (埋戻土による土圧荷重) + (輪荷重) + (管自重) + (管内水重)

5.1.1 埋戻土による土圧荷重

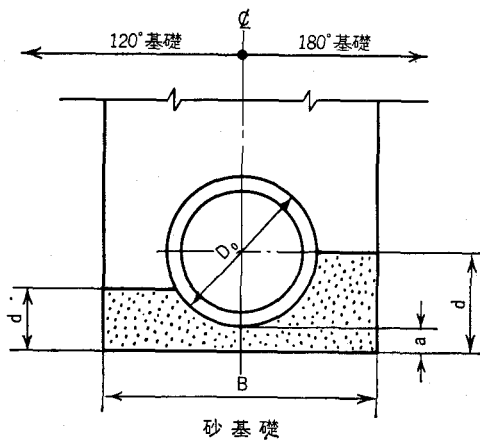
埋設管に加わる埋戻土による土圧荷重は、鉛直土圧と

* 水資源開発公社中部支社

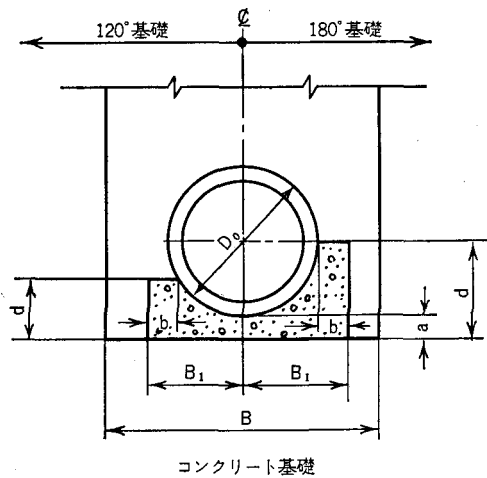
表1 管の掘削断面寸法

(単位mm)

管内径(D)	B	B ₁		B ₂		C
		n=0.5	n=0.3	n=0.5	n=0.3	
250	900	1,200	1,100	800	800	267
300	900	1,300	1,100	800	800	238
350	1,000	1,400	1,200	900	900	259
400	1,000	1,500	1,300	900	900	228
450	1,100	1,600	1,400	1,000	1,000	247
500	1,200	1,800	1,600	1,100	1,100	264
600	1,300	2,000	1,700	1,200	1,200	248
700	1,400	2,200	1,900	1,300	1,300	232
800	1,600	2,500	2,200	1,500	1,500	266
900	1,700	2,800	2,300	1,600	1,600	248
1,000	1,800	3,000	2,500	1,700	1,700	234
1,100	2,500	3,800	3,300	2,300	2,400	521
1,200	2,600	4,000	3,400	2,400	2,500	507
1,350	2,800	4,400	3,700	2,600	2,700	516
1,500	3,000	4,700	4,000	2,800	2,900	523
1,650	3,100	5,000	4,200	2,800	2,900	482
1,800	3,300	5,400	4,500	3,000	3,100	493
2,000	3,500	5,800	4,900	3,200	3,300	477
2,200	3,800	6,300	5,300	3,500	3,600	517
2,400	3,900	6,700	5,600	3,600	3,700	481
2,600	3,900	6,900	5,700	3,600	3,700	490
2,800	4,100	7,300	6,000	3,800	3,900	480
3,000	4,400	7,800	6,500	4,100	4,200	520



布設コウ配 $\tan \theta = 0.26795$ 未満で、管が外圧条件を満足する場合に使用する。



一般に管の布設コウ配 $\tan \theta = 0.26795 \sim 0.36397$ の範囲および管が砂基礎で、外圧条件を満足しない場合、その他とくに必要な場合に使用する。

図 2

表2 管径別基礎寸法

(単位mm)

管内径	基礎条件		コンクリート基礎		コンクリート 120°基礎		コンクリート 180°基礎	
	土砂基盤		土砂または岩基盤		B ₁	d	B ₁	d
	記号	a	a	a				
250	100	200	100	100	470	180	510	250
300	100	200	100	100	520	190	560	280
350	150	300	100	100	560	210	610	310
400	150	300	100	100	610	220	670	340
450	150	300	150	100	660	280	730	410
500	150	300	150	100	740	300	830	460
600	150	300	150	100	840	330	930	520
700	150	300	150	100	930	360	1,030	570
800	150	300	150	100	1,020	390	1,150	620
900	150	300	200	150	1,220	470	1,350	730
1,000	150	300	200	150	1,320	490	1,470	790
1,100	200	300	200	150	1,420	520	1,580	840
1,200	200	300	250	150	1,520	600	1,700	950
1,350	200	300	250	200	1,760	640	1,970	1,030
1,500	200	300	250	200	1,910	680	2,130	1,120
1,650	300	300	300	200	2,050	780	2,300	1,250
1,800	300	300	300	250	2,300	820	2,570	1,340
2,000	300	300	350	250	2,490	920	2,790	1,500
2,200	300	300	400	300	2,800	1,030	3,120	1,660
2,400	300	300	400	300	3,000	10,90	3,350	1,780
2,600	300	300	450	350	3,300	1,200	3,680	1,940
2,800	300	300	500	350	3,500	1,300	3,910	2,110
3,000	300	300	500	350	3,700	1,360	4,140	2,220

水平土圧に分類する。

(1) 鉛直土圧

鉛直土圧はマーストン公式の溝型および突出型を適用し、管種の選定にはいずれか小さい方を使用する。

溝型公式

$$W = Cd \cdot w \cdot \frac{B^2}{D_0}$$

突出型公式

$$W = C_c \cdot w \cdot D_0$$

ただし

W : 埋戻土によって管に加わる鉛直土圧 (kg/m²)

D₀ : 管の外径 (m)

w : 埋戻土の単位重量 (kg/m³)

B : 管頂における溝幅 (m) (表1) 参照

C_d : 溝型の場合の土圧係数

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu' \cdot \frac{H}{B}}}{2K\mu'}$$

C_c : 突出型の場合の土圧係数

H ≤ H_e の場合

$$C_c = \frac{e^{2K\mu \cdot \frac{H}{D_0}} - 1}{2K \cdot \mu}$$

H > H_e の場合

$$C_c = \frac{e^{2K\mu \cdot \frac{H_e}{D_0}} - 1}{2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_0} - \frac{H_e}{D_0} \right) \cdot e^{2K\mu \cdot \frac{H_e}{D_0}}$$

H : 埋設深さ (m)

H_e : 等沈下面より管上端までの深さ (m)

e : 自然対数の底 (2.718)

μ : 土の内部摩擦係数

μ' : 地山と埋戻土の摩擦係数 (μ = μ' と仮定する)

K : ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$2K \cdot \mu' = 2K \cdot \mu$$

H_e は次式による。

$$e^{2K\mu \cdot \frac{H_c}{D_0}} - 2K\mu \cdot \frac{H_c}{D_0} = 2K\mu(\gamma s d \cdot P) + 1$$

P : 突出比

γsd : 沈下比

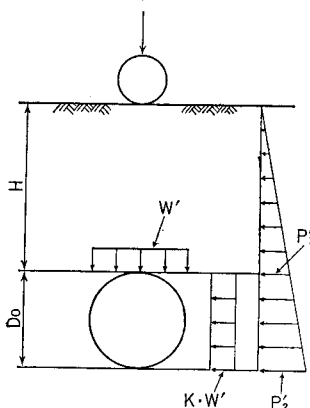


図 3

$$P_1 = K \cdot W \cdot H$$

$$P_2 = K \cdot W \cdot (H + D_0)$$

ただし

K : ランキン土圧係数

W : 埋戻土の単位重量 (kg/m³)

H : 埋設深さ (m)

D₀ : 管の外径 (m)

W' : 輪荷重による荷重強度 (kg/m²)

(2) 水平土圧

水平土圧は管側面に台形に分布するものとする。(図

3) 参照

5.1.2 輪荷重

(1) 埋設管に加わる輪荷重は表3による。

表 3

荷 重	総 重 量	前 輪 荷 重	後 輪 荷 重
D-11	10.8(t)	—	5.4(t)
T-14	14.0	1.4	5.6
T-20	20.0	2.0	8.0

(注) D-11についてはD50A-15のブルドーザー荷重とする。

(2) 輪荷重の状態は図4, 5による。

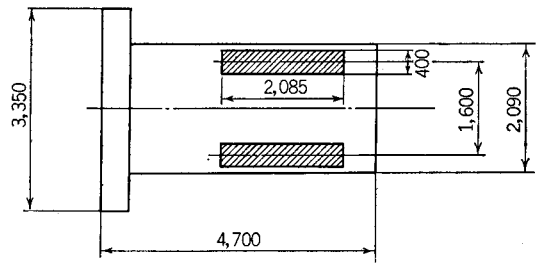


図 4 D-11の場合

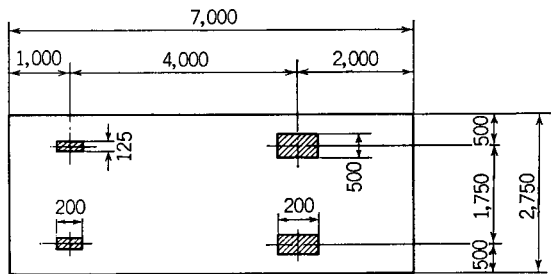


図 5 T-14, T-20の場合

(3) 荷重分布は45°の放射範囲に等分布する。

(4) 衝撃荷重の衝撃係数は、埋設深3m未満では0.3とし、埋設深3m以上では考えない。ただし、管の埋設深は最小60cmとするがやむを得ず60cm以下の場合は0.4とする。

(5) 荷重の適用区分は、道路の現況 °あるいは計画の幅員および施工時の使用機械などによって次のとおりとする。

- 道路幅員 3.5m以上……………T.20
- 3.5~3.0m ……………T.14
- 3.0m未満……………D.11

その他埋戻に重機を使用するもの…………… .11

(6) 管に作用する荷重強度

T荷重による場合の輪荷重強度は次式による。

$$W' = \frac{2P(1+i)}{a \cdot b}$$

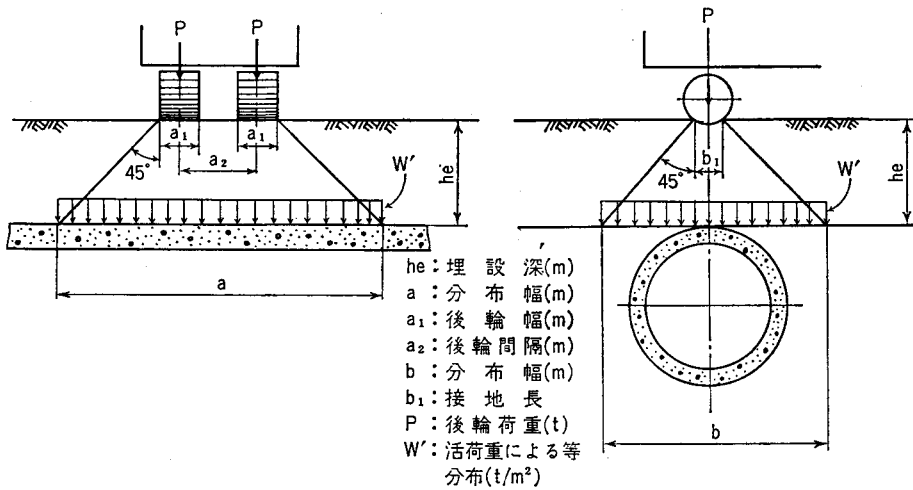


図 6

表 4

(単位: m)

荷重の種類	a_1	a_2	a	b_1	b
D-11	0.400	1.600	$2he+2.00$	2.085	$2he+2.085$
T-14, T-20	0.500	1.750	$2he+2.25$	0.200	$2he+0.200$

5.1.3 管自重による荷重

管の1m当たりの重量は(表5)のとおりであるが、

この値はHRP, HPP, RRP, RPPの管種のうちその最大値を示す。

表 5

呼び径 D (mm)	管厚 t (mm)	管長1m当 たり重量 W_e (kg/m)	呼び径 D (mm)	管厚 t (mm)	管長1m当 たり重量 W_a (kg/m)
250	28	60	1,200	98	1,005
300	30	76	1,350	107	1,226
350	32	94	1,500	116	1,471
400	35	117	1,650	125	1,737
450	38	148	1,800	135	2,036
500	62	268	2,000	145	2,416
600	64	333	2,200	160	2,956
700	66	401	2,400	175	3,469
800	72	499	2,600	190	4,079
900	79	615	2,800	205	4,733
1,000	85	732	3,000	220	5,433
1,100	91	858			

(注 単位重量2,450kg/m)

5.1.4 管内水重による荷重

管内水重は $1,000\text{kg/m}^3$ とする。

5.2 内圧荷重

内圧荷重は静水圧または動水圧に水衝圧を加えた圧力で表わし、次の二種類に分類する。

オープンタイプの場合

$$\text{内圧荷重} = (\text{動水圧}) + (\text{水衝圧})$$

クローズドタイプの場合

$$\text{内圧荷重} = (\text{静水圧}) + (\text{水衝圧})$$

5.2.1 静水圧

静水圧とは、管内流速が0で、その管に起りうる最大水頭線から管体中心線までの高さによる圧力をいう。ただし、これには水衝圧は含まない。(図7) 参照

5.2.2 動水圧

計画流量時の動水コウ配線から管体中心線までの高さによる圧力をいう。(図7) 参照

5.2.3 水衝圧

水衝圧は、送水機構により、クローズドタイプ・オープンタイプ・ポンプ圧送タイプの三種類に分類する。

(1) クローズドタイプの場合

静水圧が 3kg/cm^2 未満の場合は静水圧の100%、静水圧が 3kg/cm^2 以上の場合は静水圧の40%あるいは 3.5kg/cm^2 のうちいずれか大きい方の値とする。(図8) 参照

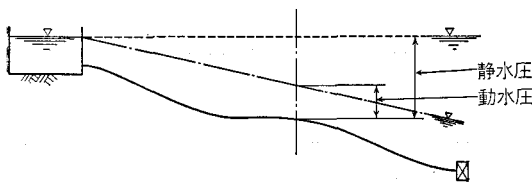
(2) オープンタイプの場合

動水圧の20%以内とする。(図8) 参照

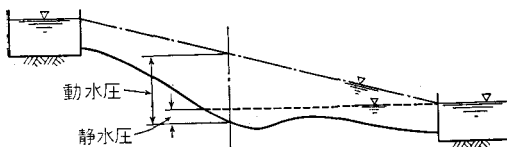
(3) ポンプ圧送タイプの場合

その都度決める。

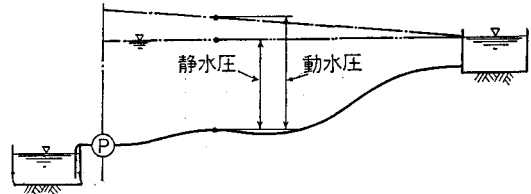
① クローズドタイプの場合



② オープンタイプの場合



③ ポンプ加圧オープンタイプの場合



④ ポンプ加圧クローズドタイプの場合

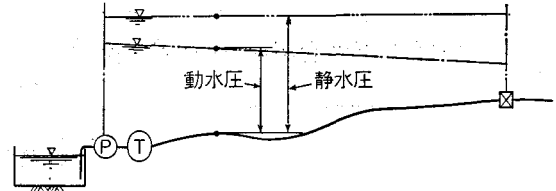
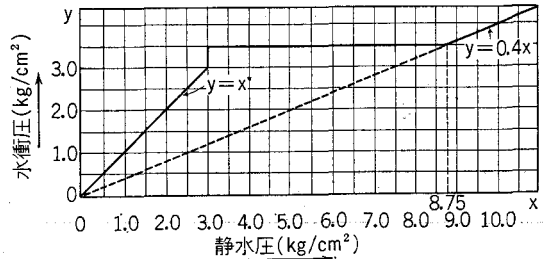


図 7

① クローズドタイプの水衝圧



② オープンタイプの水衝圧

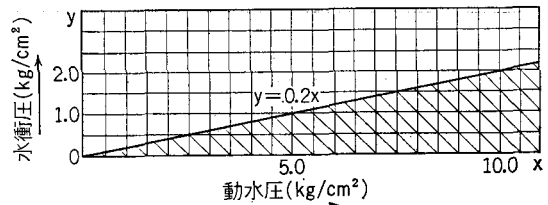


図 8

6. 試験荷重

試験荷重は次の三種類に分類し、それぞれの安全率を δ, γ で表わす。

6.1 破壊圧

$$\text{破壊圧} \geq \delta \times (\text{強度試験圧})$$

6.2 強度試験圧

$$\text{強度試験圧} = \gamma \times (\text{設計試験圧})$$

6.3 設計試験圧

$$\text{設計試験圧} = \text{設計内圧(水密試験圧)}$$

または設計外圧

ただし $\delta=1.1, \gamma=1.5$ とする。

なお破壊圧とは初期クラックが生じたときの圧力をいう。

7. 管種、管級の選定

管種、管級選定の諸計算式は次のとおりである。なお、諸条件を与えて計算し図化したのが参考図表(1, 2, 3)である。

7.1 管体に生ずる最大曲げモーメントの計算式 (表) 6 参照

表6 最大曲げモーメントの計算式

載荷条件	中心 支唇角	最大曲げモーメント		備考
		砂基礎(A)	コンクリート基礎(B)	
自重	0°	+0.239 ・ $W_d \cdot R$	—	試験荷重に使用
	90°	+0.102 "	—	
	120°	+0.083 "	+0.053 ・ $W_d \cdot R$	
	180°	+0.070 "	+0.017 "	
満水重量	0°	+0.750 ・ $W_0 \cdot R_3$	—	試験荷重に使用
	90°	+0.321 "	+0.260 ・ $W_0 \cdot R^3$	
	120°	+0.260 "	+0.166 "	
	180°	+0.220 "	+0.055 "	
等分布荷重	0°	+0.587 ・ $W \cdot R^2$	—	
	90°	+0.314 "	+0.303 ・ $W \cdot R^2$	
	120°	+0.275 "	+0.229 "	
	180°	+0.250 "	+0.107 "	
線荷重	0°	+0.318P・R		試験荷重に使用
水平荷重		$-(0.146 \cdot C + 0.104)$ $P_1 \cdot R^2$		(図3.10) 参照

(A) : 土基礎にも使用

記号の説明

W_d : 管長1m当たりの管体重量 (kg/m) (表5) 参照

W_0 : 管内水単量 (位重1.000kg/cm²)

W : 管の単位面積上に働く鉛直荷重強度(kg/m²)

C : 係数 : $\frac{P_2}{P_1}$

P_1 : 管頂部における水平土圧強度 (kg/m²)

P_2 : 管底部における水平土圧強度 (kg/m²)

R : 管の平均半径 (m)

7.2 外圧荷重による線荷重Pの算定

7.2.1 外圧荷重の条件と支承の条件により管体に生ずる最大曲げモーメント(M)を(表6)から算出し、この(M)と等しい最大曲げモーメント(M_T)が生ずる線支承による線荷重 Pkg/mを算出する。すなわち

$$M = M_T = 0.318 P \cdot R$$

$$P = \frac{M}{0.318 R}$$

ただし、 R : 管の平均半径 (m)

P : 外圧荷重による線荷重 (kg/m)

7.2.2 外圧荷重の組合わせ

外圧荷重の組合わせは、原則として次のとおりとする。

$$\Sigma P = P_1 + P_2 + P_3 + (-P_4)$$

ただし、コンクリート180°基礎については $P_4=0$ とする。

記号の説明

P_1 : 自重による線荷重 (kg/m)

P_2 : 管内水重による線荷重 (kg/m)

P_3 : 鉛直等分布荷重による線荷重 (kg/m) (輪荷重を含む)

P_4 : 水平荷重による線荷重 (kg/m) (輪荷重を含む)

なお、土圧荷重と輪荷重の組合わせは次のとおりとする。

$W+T.0$, $W+D.11$, $W+T.14$, $W+T.20$, の4種とする。

ただし、 W : 鉛直等分布土圧荷重 (kg/m²)

T : 輪荷重

D : ブルドーザー荷重

7.3 管体の抵抗曲げモーメントによる線荷重Pの算定

7.3.1 HRP, RRPの場合

記号の説明

t : 管厚 (cm)

x : 中立軸の位置 (圧縮側からの) (cm)

M_r : ヒビワレ抵抗モーメント (kg-cm)

$$m : \frac{E_{ct}}{E_{cc}} = \frac{\text{コンクリートの引張ヤング係数}}{\text{コンクリートの圧縮ヤング係数}} = 0.5$$

$$n : \frac{E_s}{E_{cc}} = \frac{\text{鉄筋のヤング係数}}{\text{コンクリートの圧縮ヤング係数}} = 10$$

$$n' : \frac{E_s}{E_{ct}} = \frac{\text{鉄筋のヤング係数}}{\text{コンクリートの引張ヤング係数}} = 20$$

$$P : \frac{A_s}{100t} = \frac{A'_s}{100t}$$

$A_s \cdot A'_s$: 内側, 外側の鉄筋断面積 (cm²)

σ_{bt} : 外圧のみが作用する時取り得るコンクリートの曲げ引張強さ (kg/cm²) (表7) 参照

σ_t : $\frac{\alpha \cdot \sigma_{bt}}{1.5}$: 内圧のみが作用する時取り得るコンクリートの引張強さ (kg/m²)

α : 0.6

W : 管長1m当たりの自重 (kg/m) (表5) 参照

R_1 : 管内半径 (cm)

- R : 管の平均半径 (m)
 P_c : 内圧荷重が0のときヒビワレを発生させる外圧荷重 (kg/m)
 H_c : 外圧荷重が0のときヒビワレを発生させる内圧荷重 (kg/cm²)
 M₀ : 内圧荷重が0のときヒビワレを発生させる曲げモーメント (kg-cm)
 Mr : 管のヒビワレ抵抗モーメント (kg-cm)

(1) M₀ の算定

管径1,000mm以下の管

$$x = \frac{t}{1-m} \{ \sqrt{(m+nP)^2 + (1-m)(1.2nP+m)} - (m+nP) \} \text{ (cm)}$$

$$M_0 = Mr = \frac{100\sigma_{bt}}{m(t-x)} \left\{ \frac{x^3}{3} + m \frac{(t-x)^3}{3} + nPt(0.6t-x)^2 \right\} \text{ (kg-cm)}$$

管径1,100mm以上の管

$$x = \frac{t}{1-m} \{ \sqrt{(m+2nP)^2 + (1-m)(m+2nP)} - (m+2nP) \} \text{ (cm)}$$

$$M_0 = Mr = \frac{100\sigma_{bt}}{m(t-x)} \left\{ \frac{x^3}{3} + m \frac{(t-x)^3}{3} + nPt \{ (x-0.25t)^2 + (0.75t-x)^2 \} \right\} \text{ (kg-cm)}$$

(2) P_c の算定

$$P_c = \frac{M_0 - 0.239 \cdot W \cdot R}{0.318 R} \text{ (kg/m)}$$

(3) H_c の算定

管径1,000mm以下の管

$$H_c = \frac{t \{ 1 + (n'-1)P \} \sigma_t}{R_1} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

管径1,100mm以上の管

$$H_c = \frac{t \{ 1 + 2(n'-1)P \} \sigma_t}{R_1} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

鉄筋位置は管径1,000mm以下で単鉄筋の場合、管外周より0.6tのところとし、管径1,100mm以上で複鉄筋の場合、管内外周よりそれぞれ0.25tのところとする。なお、複鉄筋の内外らせん鉄筋断面積は等しいものとする。

(4) 外圧荷重・内圧荷重の関係式

前記(1), (2), (3), の計算式に $\sigma_{bt} \cdot H_c$ の条件を代入し、管径ごとに各々の H_c に対応する P を計算して次式によりこれを図化したものが (参考図表 2) である。

関係式

$$\left(\frac{P_H}{P_c} \right)^{1.5} + \frac{H_P}{H_c} = 1, \quad \left(\frac{M_H}{M_0} \right)^{1.5} + \frac{H_P}{H_c} = 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{bt} \cdot H}{\sigma_{bt}} \right)^{1.5} + \frac{\sigma_t \cdot P}{\sigma_t} = 1$$

上式から

$$H_P = H_c \left(1 - \left[\frac{P_H}{P_c} \right]^{1.5} \right)$$

$$H_c = 1.0, P_c = 1.0 \text{ とすれば } H_P = 1 - P_H^{1.5}$$

から (表 8) の係数が得られる。

ただし、P_H : 内圧荷重がHのときヒビワレを発生させる外圧荷重 (kg/m)

H_P : 外圧荷重がPのときヒビワレを発生させる内圧荷重 (kg/cm²)

H_c : 外圧荷重が0のときヒビワレを発生させる内圧荷重 (kg/cm²)

表 7

水頭(kg/cm ²)	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0以上
種別						
σ _{bt} (kg/cm ²)	50	52	54	56	58	60

表 8

P _H (kg/m)	0/10	1/10	2/10	3/10	4/10	5/10	6/10	7/10	8/10	9/10	10/10
H _P (kg/cm ²)	1.0000	0.9684	0.9106	0.8358	0.7471	0.6466	0.5353	0.4144	0.2846	0.1464	0.0000

7.3.2 H_PP, R_PP の場合

記号の説明

t_c : コアコンクリートの厚さ (m)

t_g : カバーコートの厚さ 2.0cm

$$\sigma_{ce} : \frac{P_P \cdot \sigma_{PO}}{1+n \cdot P_P} : \text{有効プレストレス (kg/cm}^2\text{)}$$

K : 係数0.35 (実験値)

σ_{bt} : 外圧のみが作用する時とり得るコンクリートの曲げ引張強さ 60kg/cm²

W : 管長1m当たりの自重 (kg/m)

$$R : \text{管の平均半径} : \frac{D+t_c+0.6t_g}{2}$$

$$A_P : \text{PC鋼線断面積} : \frac{50 \cdot D \cdot H_0}{\sigma_{PO}} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$n : \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{PC鋼線のヤング係数}}{\text{コンクリートの圧縮ヤング係数}} = 5$$

σ_t : 内圧荷重のみが作用する時とり得るコンクリートの引張強さ (24kg/cm²)

D : 管の内径 (cm)

M₀ : 内圧荷重が0のときヒビワレを発生させる曲げモーメント (kg-cm)

P_c : 内圧荷重が0のときヒビワレを発生させる外圧荷重 (kg/m)

H_c : 外圧荷重が0のときヒビワレを発生させる内圧荷重 (kg/cm²)

$$P_P = \frac{A_P}{100t_c}$$

H₀ : 導入内圧 (kg/cm²)

(1) M₀ の算定

$$M_0 = \frac{100(t_c + 0.6t_g)^2}{6} \{ \sigma_{ce}(1+K) + \sigma_{bt} \}$$

(2) P_c の算定

$$P_c = \frac{\frac{M_0}{100} - 0.239 \cdot WR}{0.318 \cdot R}$$

(3) H_c の算定

$$H_c = \frac{A_P(\sigma_{PO} + n\sigma_t) + 100t_c \cdot \sigma_t}{50 \cdot D}$$

(4) 外圧荷重・内圧荷重の関係式

H_RP, R_RP に同じ

8. 管種選定参考図表

8.1 使用条件

- ① 埋戻土の単位重量(w) … 1,800kg/m³
- ② 土の内部摩擦係数(μ) … 0.5774
- ③ 地山と埋戻土の摩擦係数(μ') … 0.5774
- ④ ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0.333$$

$$\phi = 30^\circ$$

- ⑤ 突出比 (P) …………… 1.0
- ⑤ 沈下比 (γ_{sd}) …………… 0.7

$$\textcircled{7} \frac{\text{等沈下面から管上端までの深さ(m)}}{\text{管の外径(m)}} = \frac{H_c}{D_0} = 1.7$$

⑧ 埋設深は0.6~9.0mの範囲とする。

⑨ δ : 1.1, γ : 1.5 とする。

8.2 使用法

① ある地点における管径, 埋設深が決れば(参考図表1)の縦軸に埋設深をとり縦軸に垂線をひき使用する管径の曲線との交点から横軸に垂線をおろす。この点の数値が求める線支承線荷重に換算した外圧荷重 (P) kg/m である。(参考図表1-6) 参照

② この (P) kg/m が判れば, 使用する管径に対する(参考図表2~3)の縦軸に (P) をとり, この縦軸に対して垂線をひき管級の曲線との交点から横軸に垂線をおろす。この点の数値がその管級で使用出来る設計内圧である。(参考図表2-13, 3-8) 参照

この図表の点線は強度試験圧・実線は設計試験圧を示す。

8.3 参考図表の一覧

8.3.1 H_RP, R_RP, H_PP, R_PP の外圧荷重による線荷重 (P) の参考図表一覧

8.3.2 H_RP, R_RP の抵抗力による線荷重 (P) の参考図表一覧

表9 参考図表1の一覧

荷重条件 基礎の種類		W+T.0	W+D.11	W+T.14	W+T.20
		土基礎	90°	1-1	1-2
礎基礎	120°	1-5	1-6	1-7	1-8
	180°	1-9	1-10	1-11	1-12
コンクリート 基礎	120°	1-13	1-14	1-15	1-16
	180°	1-17	1-18	1-19	1-20

表10 参考図表2の一覧

(単位: kg/cm)

管内径	記号	強度試験圧の範囲							設計圧の範囲						
		0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
250	2-1	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
300	2-2	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
350	2-3	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
400	2-4	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
450	2-5	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
500	2-6	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
600	2-7	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
700	2-8	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
800	2-9	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	4.00
900	2-10	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	—	0.33	0.66	1.33	2.00	2.66	3.33	—
1.000	2-11	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
1.100	2-12	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—

管内径	記号	強度試験圧の範囲							設計圧の範囲						
1,200	2-13	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
1,350	2-14	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
1,500	2-15	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
1,650	2-16	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
1,800	2-17	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
2,000	2-18	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
2,200	2-19	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
2,400	2-20	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
2,600	2-21	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
2,800	2-22	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—
3,000	2-23	0.5	1.0	2.0	3.0	—	—	—	0.33	0.66	1.33	2.00	—	—	—

8.3.3 H P P, R P P の抵抗力による線荷重(P)の参考図表一覧表

表11 参考図表 3 の 一 覧

(単位: kg/cm)

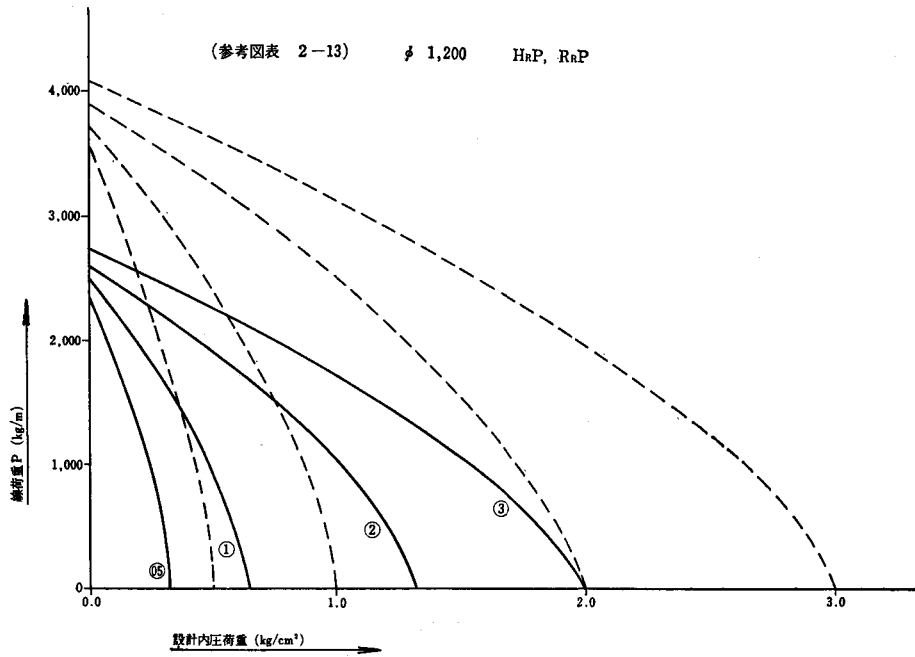
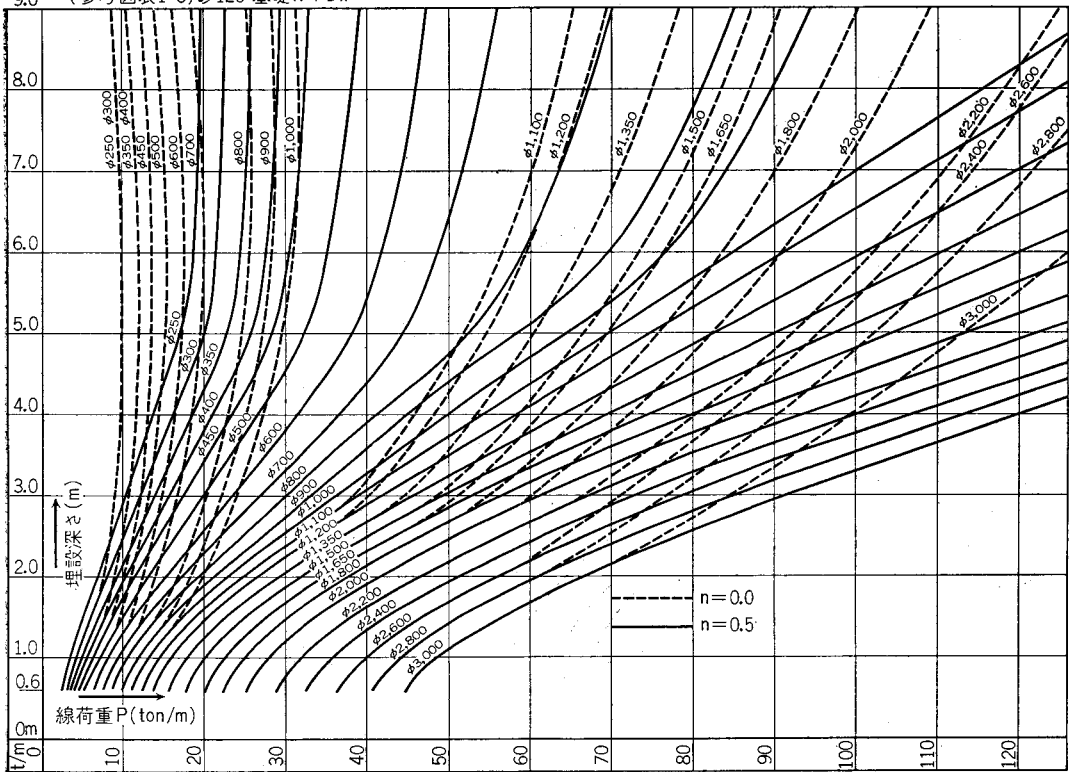
管内径	記号	強度試験圧の範囲						設計圧の範囲				
500	3-1	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
600	3-2	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
700	3-3	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
800	3-4	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
900	3-5	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
1,000	3-6	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
1,100	3-7	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
1,200	3-8	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	15.32	
1,350	3-9	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	1.532	
1,500	3-10	9.0	11.0	15.0	19.0	23.0	6.00	7.33	10.00	12.66	1.532	
1,650	3-11	9.0	11.0	15.0	19.0	—	6.00	7.33	10.00	12.66	—	
1,800	3-12	9.0	11.0	15.0	19.0	—	6.00	7.33	10.00	12.66	—	
2,000	3-13	9.0	11.0	15.0	—	—	6.00	7.33	10.00	—	—	
2,200	3-14	9.0	11.0	15.0	—	—	6.00	7.33	10.00	—	—	
2,400	3-15	9.0	11.0	15.0	—	—	6.00	7.33	10.00	—	—	
2,600	3-16	9.0	11.0	15.0	—	—	6.00	7.33	10.00	—	—	
2,800	3-17	9.0	11.0	—	—	—	6.00	7.33	—	—	—	
3,000	3-18	9.0	11.0	—	—	—	6.00	7.33	—	—	—	

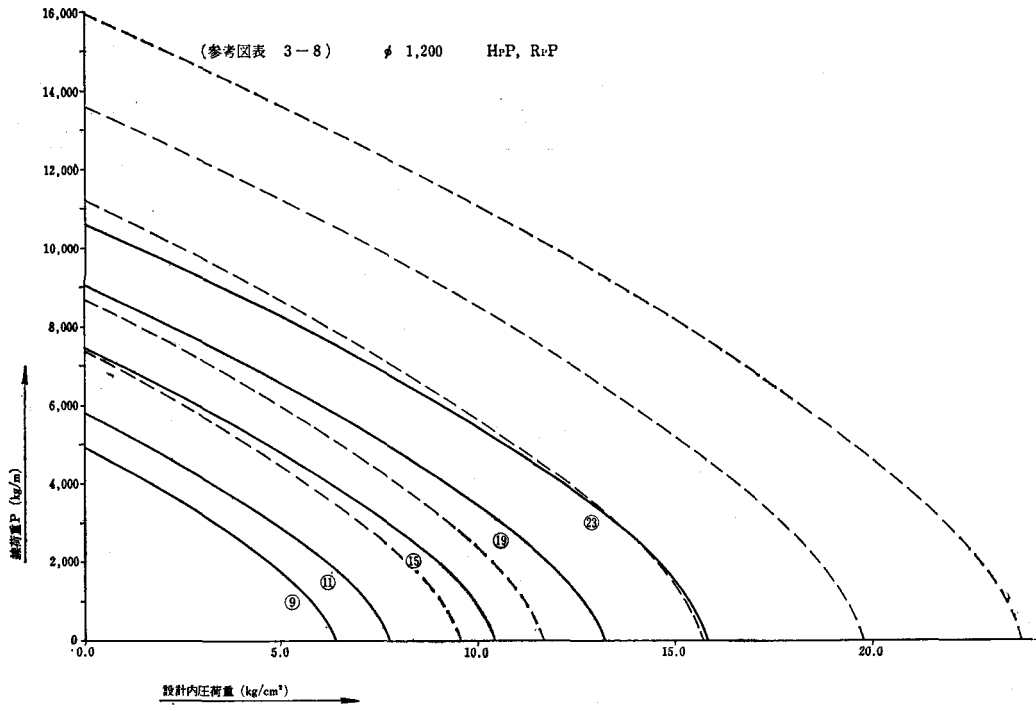
9. むすび

したものであります。

ここに紹介しました参考図表は、砂120°基礎、ブルドーザー荷重を考慮した管径1,200mmの場合であって一覧表に示すようにごく一部のものであります。また石棉セメント管・硬質塩化ビニール管についても一貫した考えのもとに作成しましたが、他の機会に紹介し諸先生方の御批判御指導の程お願いいたします。なお参考文献は、Soil Engineering, AWWA. そして各メーカーの御協力により作成したものであります。また荷重の組合わせなどにつきましては、電子計算機をフルーに活用し図化

9.0 (参考図表1-6)砂120°基礎W+DII





四則演算

コンピュータとかプログラマーという言葉が、日常茶飯事になってきた今日、技術者の誰でもが簡単なプログラム等容易に書く時代になってきた。

プログラム入門で、まず教えられるのは“四則演算”，即ち、加減乗除である。ここで+・-・×・÷等の符号や、加減乗除の優先順位等の約束事の重要性をあらためて認識させられるのである。小学校で教えているように加減乗除はこの順序でむづかしさが増していくのであるが、コンピューターは全く正直にこのことを承知しており、むづかしさの順序を時間という物差しで、我々にその代価を要求してくる。そのためコンピューターを利用する場合でも、乗除算はなるべく少なく書いたプログラムの方が、スマートなプログラムといっても過言ではあるまい。

工事設計書のプログラム化が計画され、近い将来、あの煩雑な簡素化が期待できるのは誠に嬉しいことである。この積算業務で一寸気のつかないことがある。工事設計書の業務で単価を講成する場合、大概、1m³当り〇〇円という工事単価を決めるのであるが、その基

礎は基本量である歩掛りにより組み立てているのは誰でも承知していることである。

この工事単価を決める手順として例えば、トンネル工事の掘削単価を決める場合、二つの手順がある。その一は、1サイクル(あるいは1日)当りの労務、資材、機械使用時間を算定し、この各量を1サイクルの掘削量で除して、掘削1m³当りの歩掛りを算出、この歩掛りに各労務、資材等の単価を乗じて1m³当りの単価を決める方法であり、その二は、その一と同様に1サイクル当りの労務、資材、機械使用時間を決め、この量に各労務、資材等の単価を乗じ、合計の費用を計算し、それを1サイクルの掘削量で除して、1m³当りの単価を算定する手順である。

この場合、その二の手順では、1m³当りの歩掛りを求めるということはしていないが、除算は総和に対する1回で済んでいるスマートさがある。このことはチェックの手間とか、違算の機会の減少という意味で重要である。もつとも1m³当りの標準歩掛りが決まっている場合は別である。

積算業務等でも、手計算を行なう場合にかぎらず四則演算の使い方は考えて使うべきだと思えるがいかがだろうか。(内藤)

ブチルシートと農業用貯水池

米 戸 靖 彦*

1. はじめに

我国の農業は米作中心に発達してきたために、農業用貯水池は水田灌漑を目的とするものが殆どである。しかし、近年の農業技術の進歩、灌漑、土地改良の発達などによる米の生産高の急増と国民の食生活の変化などに伴って米作中心農業からの変換がさげばれている。したがって、従来あまり水利に恵まれなかった土地に、畑地、果樹園、草地に対する灌漑用貯水池の建造が必要となって来るものと思われる。

ところが、畑地、果樹園などは本来水のたまりにくい所に立地し、水の高効率利用が肝要となる。すなわち、新しいライニング技術によって、透水性地盤上に貯水池や水路を建造することが必要となってきている。

ここに紹介するブチルシートは、合成ゴムの一つであるブチルゴムを原料として作られる薄いシートで、灌漑用貯水池や水路のライニング材として23年間に亘る研究開発の結果生れた新しい貯水池用ライニング材である。ブチルシートが日本万国博覧会人工湖の防水材として採用されたことは多くの人々の知ることであるが、その理由は下記の如きすぐれた性能をブチルシートが持っているからである。

- (1) 長期間の耐久性を有している。40年の耐久性が予測されている。
- (2) 不等沈下に抵抗できる強度と柔軟性がある。
- (3) 透水係数は零として設計可能な程の完全防水材である。
- (4) 簡単に施工できるので、工期が短い。
- (5) 農業など化学薬品に侵されない。
- (6) 数多くの施工実績がある。

2. ブチルシートの性能

先にも述べたように、ブチルシートが土木用ライニング材として開発されてから今日まで四半世紀に近い23年の歳月を要し、その間に数多くの実験開発が重ねられてきた結果、ブチルシートの性能を判定するための実験室試験、実用試験資料は数多く用意されている。

全ての工業材料は実験室で性能を推定すると同時に、実用試験をもって最終判定を下すのが望ましいのである

が、貯水池などのライニング材のような土木材料は数十年以上もしくは半永久的に使用されるので、実用試験結果を持つことは殆んど不可能に近い。したがって、必要最小期間の実用試験と実験室試験をもって判断する以外にないのが実状である。以下、必要最小期間、ただし5年間以上行われたブチルシートの実用試験結果と、さらに実験室試験結果について報告し、農業用貯池にブチルシートを使用する場合の性能判定資料として参考に供したい。

(1) 水路ライニング材としてのブチルシート

1948年、故ローリッチェン博士(土質工学、米国農林省技官、ユタ州立大学試験場勤務)の指導の下に、ユタ州リッチモンドにガラス繊維補強ブチルシートによる水路が建設され、ブチルシートの長期耐久性に関する実験が開始された。このブチルシートは太陽熱、風雨、凍結永解のくり返しなど苛酷な自然環境下で9年間使用されたが、殆んど劣化は認められなかった。

第1表は8年後に水路から試料を採取し、ブチルシートの物理特性の変化を初期の夫れと比較したものである。

第1表 8年間の暴露水路実験結果

試 料	引張強さ (kg/cm ²)	耐水圧強度 (kg/cm ²)
初期の物性 (1948年)	105	8.8
8年間水路防水材として使用後		
北面スロープ	126	12.0
南面スロープ	132	5.5
水路底面	112	8.4

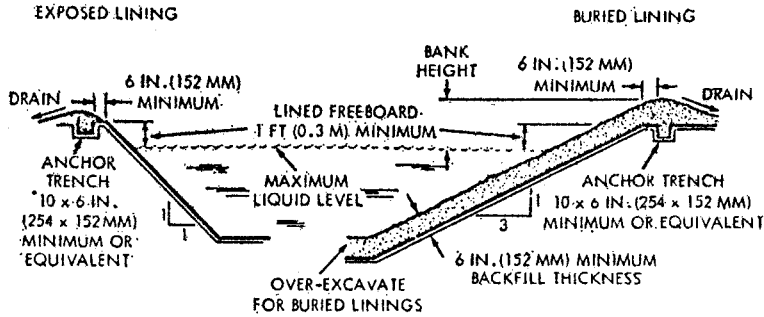
8年間使用後の物理特性が初期のそれよりすぐれている理由として、使用中に加硫がさらに促進したと考えられる。いづれにしろ、この実験ではブチルシートは気象条件、大気中のオゾン、土中のバクテリアなどによって劣化することなく、しかも接着特性もすぐれていることが確認された。¹⁾しかし、シートの上を家畜類が歩行した際、シートを破損させることがあるので、動物の歩行を防止する柵の設置、またはシート上に土を埋戻すことが必要となる場合がある。

一方、米国開拓局もブチルシートを取り上げ、1961年

* エッソスタンダード石油(株)化学品部合成ゴム課

にニューメキシコ州とオクラホマ州で二つの水路を0.75%厚さのプチルシートで建設した。ここでは、第1回に示す露出工法と埋戻し工法の二つが採用されたが、その殆んどは埋戻し工法であった。オクラホマ州のアトラス水路の一部では1.5%厚さのプチルシートでもって露出工法が試験された。両水路は1963年²⁾と1966年に米国開拓局によって詳細に検査されたが、プチルシートは全く

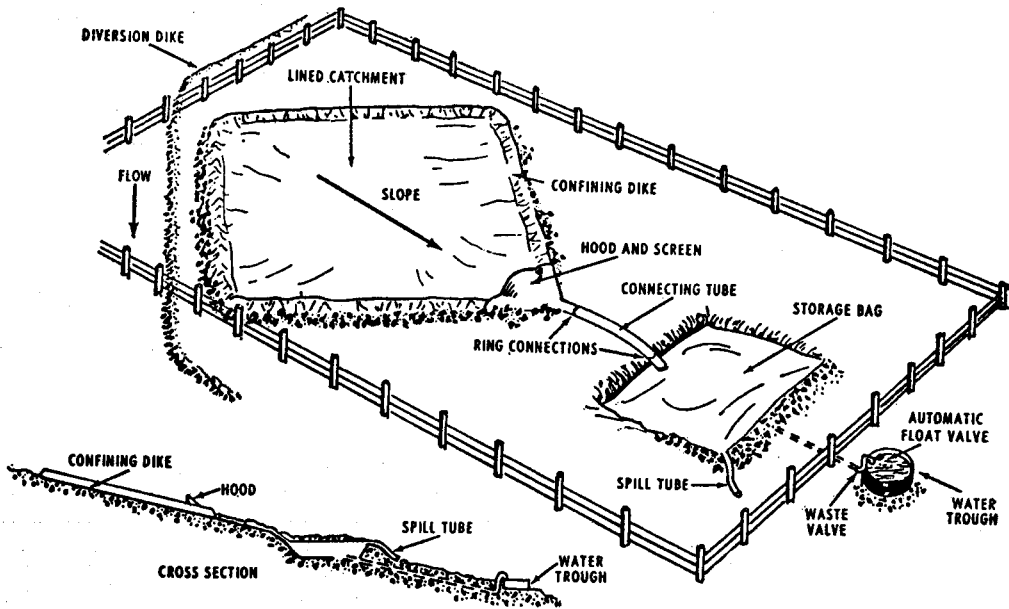
破損されることなく、正常であったと報告されている。このような実験結果から、故ローリッチェン博士³⁾は次の様に述べている。プチルシートは耐候性にすぐれているので、貯水池のライニング材として使用する場合には露出工法で充分であるが、水路の場合には、動物などによる機械的破損を防止するために、埋戻し工法が一般的に推奨できる。



第1図 露出ライニング工法と埋戻し工法

(2) レインキャッチメントによるプチルシートの耐久性実験
レインキャッチメントは降雨水を果樹園などの灌漑用

水、または家畜用飲料水として有効に利用する目的で考案されたシステムで、詳細は第2図に示めされている。



第2図 レインキャッチメントの詳細図

このシステムのスロープ部および貯水袋は補強材を使用しないプチルシートで敷設され、1958年に実験が開始された。プチルシートの耐久性とこのシステムの有効性を確認するための実験は現在も続行されているが、1966年に測定されたプチルシートの物理特性の変化を第2表に示している。

物性測定用試料は8年間暴露使用された部分と土中に埋められていた部分から採取された。両部分のプチルシートは引張強さでは変化が見られないのに、伸び特性はやや大きく減少している。これに伴い、モジュラスの増大が派生しているが、他の実験結果と合せて考察すると、この程度のモジュラス増大はオゾン亀裂発生増大、

第2表 レインキャッチメントによるブチルシートの耐乗性実験結果

	引張強さ(kg/cm ²)	伸 び (%)	硬度(ショア-A)	100% モジュラス (kg/cm ²)
初期の物性(1958年)	94	450	58	18
8年間使用後 露出部分 (1966年) 土中に埋められていた部分	109 98	260 280	67 64	46 34

すなわちブチルシートの劣化には大きく影響しないとローリッチェン氏は述べていた。事実筆者が1970年春ユタ州立大学訪問時に観察したところ、ブチルシートのオゾン劣化は認められず、動物による破損以外殆んど正常であった。

3. ブチルシートライニングの貯水池

上記のような長期間にわたる現場実験と、防水性、草生に対する抵抗性、基盤上の岩石の大小に対する抵抗性、耐水圧性などを知るための室内実験をおこなった結果、ブチルシートは農業土木用のみならず、一般土木用ライニング材として非常にすぐれた性能をもっていることが確認された。¹⁾ その結果、ブチルシートは世界各国で灌漑用貯水池、工業用貯水池、水路などのライニング材として使用され、数多くの実績が積み重ねられてきた。第3表²⁾は世界各国におけるブチルシートの実施例の一部を列挙したものであるが、さらに理解を深めるために、農業用貯水池の数例について以下紹介する。

写真1.は1965年に完成した英国ワーウィックシャー州の農業用貯水池で、約280エーカーの畑地および果樹園の灌漑用水が貯水されている。

この貯水池には約7,000平方メートルのブチルシートが使用されたが、現場ではわずか14枚の広巾シートを接着するという簡単な工法でライニング作業をおこなった。すなわち、底面には4枚のシートを、また斜面部では10枚のシートを貼り合わせることでライニング作業は終わったのである。

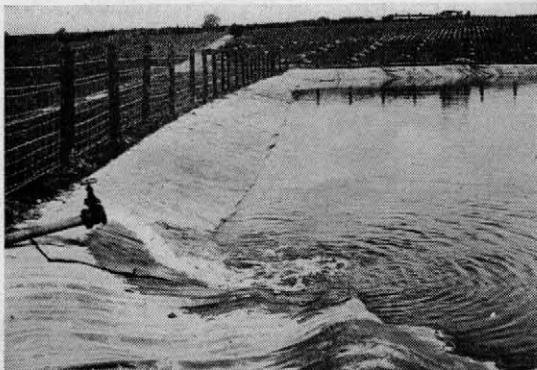


写真1 英国、ワーウィックシャー州の農業用貯水池

写真2.は北部イタリアに作られた小規模な飲料水用貯水池であり、ここでも工場で接着加工された広巾シートが用いられた。写真で明らかな如く、この貯水池の基盤は余り平滑でなく、素掘りの池敷に出た岩石を取り除く程度で、ブチルシートの施工をおこなっている。したがって、このような小規模貯水池では、大規模貯水池にブチルシートをライニングするとき要求される程平滑で堅固な基盤は必要としないと思われる。

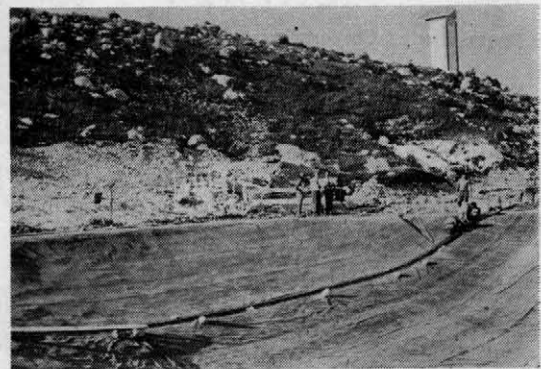


写真2 北部イタリアの飲料水用貯水池

写真3.はさらに小規模な貯水池に一枚の広巾シートを用いて、ライニング作業を行った例である。この貯水池は或る果樹園(山口県)の灌漑用水を確保するために建造され、水深約2メートル、使用ブチルシート面積は約150平方メートルと非常に小規模なファームpondである。このようなファームpondは、ブチルシートを購入

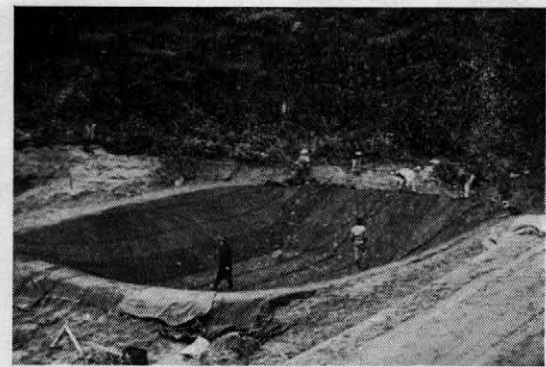


写真3 山口県防府市の果樹園のファームpond
1970年完成

第3表 世界各国に於けるブチルシート実施工例

施 工 例	事 業 程 別	施工面積 (m ²)	シート厚 (ミリ)	施工 年月	備 考
Clinton, Iowa	水道用貯水池	2,800	1.5	1963	コンクリート構造物
Sorano 灌漑事務所 (カルフォルニア)	"	1,100	—	—	アスファルト構造物
Shaw 貯水池 (カルフォルニア)	"	10,000	0.75	—	土 堰 堤
Wood's Valley Center 貯水池 (カルフォルニア)	"	10,000	1.5	1963	"
Olinda 貯水池 (ハワイ)	"	6,500	1.5	1963	老朽コンクリート貯水池の補修
Martin 貯水池 (アリゾナ)	"	15,300	1.5	1964	"
Instituto de Costaricansi de Electricidad (コスタリカ)	水力発電所 貯 水 池	61,000 —	0.75 —	— —	新 設 —
Mobil Oil 社 (テキサス)	工業用貯水池	32,000	2.25	1959	老朽アスファルト塩水貯水池
Mobil Oil 社 (テキサス)	"	25,000	2.25	1959	"
Cities Service Oil 社 (カンサス)	"	21,000	1.5	1962	土堰堤塩水貯水池
Martin 社 (コロラド)	"	1,500	2.25	1962	11メートル深のコンクリート池
Wyandotte 化学会社 (ミシガン)	"	14,000	1.5	1964	塩化カルシウム貯蔵用土堰堤 (クレイ使用)
Phelps Dodge Corporation (アリゾナ)	"	2,300	1.5	1962	コンクリート貯水池
Dead Sea Works Project (イスラエル)	"	21,000	0.8	1964	—
Continental Oil 社 (オクラホマ)	"	15,100	1.6	1965	塩 水 貯 水 池
El Paso National Gas 社 (アイダホ)	"	42,100	0.6	1965	—
World Council of Churches (ギリシャ)	"	7,000	0.8	1963	—
National Council of Churches (ギリシャ)	"	8,000	0.8	1965	—
Roxborough Filter Conversion (フィラデルフィヤ)	"	28,300	1.6	1965	ナイロン入りシート使用
Water & Light Utilities 社 (オクラホマ)	"	1,000	0.8	1965	—
Potable Water 貯水池 (ペンシルバニア)	"	1,000	1.6	1965	—
Colorado 貯水池	"	1,000	1.6, 0.8	1966	コンクリート貯水池の補修
Greenwood Utilitiee (ミシガン)	"	1,000	1.6	1965	—
Stainslaus State College (カルフォルニア)	"	10,200	1.6	1964	—
Riegal Paper 社 (ニュージャージー)	"	9,700	0.8	1966	—
Columbia Basin Project (ワシントン)	農業調整池	30,000	0.75	1963	—
St. Arnault 貯水池 (フランス)	農業用貯水池	3,000	0.75	1968	—
Correze Eath Dum (フランス)	農業用貯水池	3,000	0.75	1968	—
St. Niklaas 貯水池 (ベルギー)	"	2,000	2.0	1968	—
Amoco Plant 貯水池 (ベルギー)	工業廃水処理池	3,700	1.5	1968	—
Ore Washing 貯水池 (フランス)	鉱山廃水処理池	6,000	1.0	1968	—
Faversham 貯水池 (イギリス)	農業用貯水池	17,000	0.75, 1.0	1968	—
Reaux 貯水池 (フランス)	農業用貯水池	7,000	0.75	1968	—

し施工は農家自体で出来る長所を有している。

一方、写真4.は45万平方メートルのブチルシートが用いられた超大型の農業灌漑用貯水池である。クアラプー貯水池(ハワイ州モロカイ島)は42ヘクタールの面積と

15メートルの水深を有し、530万方メートルの貯水が可能である。貯水池の三方は18.3メートルの土堤が築かれ、残り一方は火山岩層から成る円錐丘によって構成されている。土堤の内側斜面勾配は3.25:1で、外側は

2.25 : 1 である。使用されたナイロン補強プチルシートは、厚さ0.75ミリメートル、幅4.1メートル、長さ183メートルで、ロール状に巻き、現場施工に供せられた。このプチルシートは20年間の品質保証がなされ、40年以上の寿命が推定されている。⁵⁾

この貯水池は1969年に完成し、6,900ヘクタールのパイナップル畑と550ヘクタールの野菜畑を澆灌する水を貯水することができる。完成後約1年8ヶ月を経過した今日、特に取り上げねばならない大事故は発生していないことを筆者は確認している。

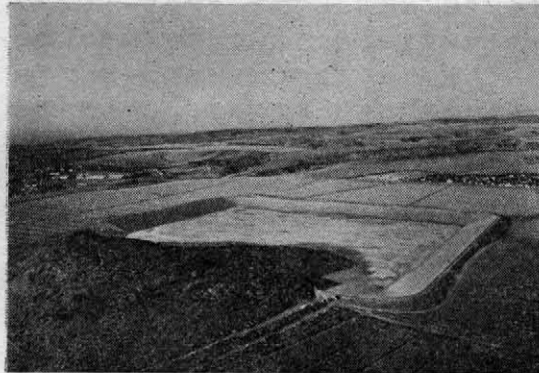


写真4 世界最大のプチルシートライニング貯水池
(クアラプー、ハワイ)

4. プチルシートと他のライニング工法との比較

農業用貯水池は床締法、コンクリート、アスファルトコンクリートなど従来の工法で建造されてきたのであるが、最近の化学製品の発達に伴って数多くの新しいライ

ニング材が使用され始めて来ているのが現状である。そこで、ここではプチルシートライニング工法と従来の工法、さらには新しい材料であるポリエチレンシートや塩化ビニールシートとの比較を試みたい。

最も一般的に使用されている鉄筋コンクリートやアスファルトコンクリート法と比較すると、貯水池の立地条件によってはプチルシートライニング工法の方が、性能、施工性、価格の点ですぐれている。特にアスファルトコンクリート法の場合、基盤調整や展圧に大型機械を必要とし、地利上採用不可能なときもある。また、これらの工法は基盤の不等沈下などに追従することができないので、プチルシートライニング法は地盤沈下の起り易い貯水池には有利である。

プラスチックフィルム工法とは、ポリエチレンシートや塩化ビニールシート、EVAシートなどを使用する工法であるが、露出工法が採用できないという最大の欠点をもっている。埋戻し工法をもって施工されるため、施工時の破損が多く、しかも補修が困難である。また、塩化ビニールの場合、混合されている可塑剤が溶出し、柔軟性が失われることがあるが、この溶出現象が土質によって異り、耐久性に的一性が保証できないことが報告されている。⁶⁾

アスファルト系被覆として、アスファルトパネルライニング法があるが、基盤調整に多額の費用を要し、耐用年数について未解明な点がある。

プチルシートライニング工法の他のライニング材による工法を価格、性能、施工面から比較し、一覧表にまとめたのが第4表である。

第4表 各種防水工法とプチルシート工法

特 性	プチルシート工法	プラスチック・フィルム工法	コンクリート舗装	アスファルト舗装	ベントナイト工と床締工
耐 候 性	優	劣	優	優	露出できない
耐 熱・耐 寒 性	優 -40°C +100°C	劣	優—建設中凍結させないこと		優
施 工 性	簡単で確実	簡単、しかし傷を付け易いため困難	基礎、その他建設機械が各種必要		簡単、しかし長期間必要
補 修 の 難 易 性	容 易	保護層があるため困難	困 難	困 難	容 易
基 盤 の 変 動 影 響	受 け ない	平滑・強固な基盤が必要	受 け る	強固な基礎が必要	受 け る
耐 用 年 数(年)	25 ~ 40	5 ~ 7 保護層のある場合は15年	50	20	不 明
価 格 (¥/㎡) (施工費を含む)	1,800~2,500	40~300	2,000~3,000	2,000 前後	100 以下

5. プチルシートライニングの設計の考え方

海老名ら⁶⁾はプチルシートを含むシート状ライニング

材を用いて貯水池を防水する場合の設計上考慮すべき事項を次のように列挙している。

(1) 不透水性

- (e) 耐久性
- (f) 波圧、水圧に対する安全性
- (g) 揚圧力に対する安全性
- (h) 斜面勾配に対する安全性
- (i) 不等沈下ならびに維持管理時の作業荷重に対する安全性
- (j) 植物によるライニング材の損傷に対する安全性
さらに筆者は次の二事項を追加する必要があると考える。
- (k) 風によってシート上に生じる負圧に対する安全性
- (l) 人畜の歩行によるライニング材の損傷と施工の安全性

ブチルシートは完全不透水性、ガス不透過性材料であるから、地下水、残留空気、発生ガスはシートに対し揚圧力として働き、水中に没したシートであってもふくらみ、破損することがある。したがって、揚圧力を発生せしめないよう基礎地盤での処理、排気管の設置などが肝要である。貯水池は或る期間貯水せずライニング材が暴露されることがある。この場合シート上に負圧が生じ、シートが浮上した事故が外国であった。特に、大規模な貯水池で、強い風が発生する気象条件下である場合には、サンドバックをシート上に設置することがのぞましい。

人畜の歩行は柵などの設置で防止する以外に特に対策はないが、貯水池に転落した場合の人命を守るためのチェーンなどの命綱、ゴムボートの設置は励行したい。

このように、ブチルシートライニング工法を採用するときの設計上考慮すべき事項についてのみ下述する。

(1) ブチルシートの基礎地盤

ローリッチェン博士はブチルシートライニング材を用いる水利構造物の基礎地盤は平滑で、しかも強固でなければならず、ライニング材が損傷を受けないように、木根や岩片は取り除くか、砂もしくはクレイでクッション層を設けることが望ましいとしている。しかし、軟弱で不陸が多い基盤上にブチルシートを敷設したニューメキシコ州の水路の場合のような悪条件下で5年間使用した結果から判断すると、ブチルシートは必ずしも高価な基礎地盤を必要としないとも云える。したがって、水深が小さなファームポンドの如き貯水池では、不陸を整形し、簡単な転圧を行う程度の基盤で十分であると考えられる。

基礎地盤の除草対策について、海老名ら⁶⁾はプロマシールとダウボンの等量混合物を水溶液として、10g/m²散布すれば撥水性効果も大きく、またクロレートソーダの大量散布もブチルシートには効果があるとしている。しかし、これらの除草剤は人畜に有毒であり、他の植物にも影響するので、取り扱いには十分注意する必要がある。

(2) 安定斜面勾配

海老名ら⁶⁾が述べているように、ブチルシートが斜面に沿って滑動しない角度は、ブチルシートと基盤との摩擦係数を0.5としたとき26°34'以下で、2割勾配以上である。したがって、ブチルシートを露出使用する場合は2割勾配以上がのぞましいといえる。しかし、シート末端は第1図に示されているように斜面肩部まで固定されるのが通常であるから、安定斜面勾配は2割以下でも問題は生じないのが通常である。

(3) 揚圧力対策

地下水、残留または土中の空気、種々の発生ガスはライニング層に揚圧力として働き、コンクリートやアスファルトコンクリートのように重くて厚く、強固なものであっても破損させることがしばしばある。一方、ブチルシートは柔軟性があり、比重が小さく、しかもガス透過性が極めて小さいため、わずかな揚圧力によって変形するが、防水性がそこなわれることは殆んどない。したがって、ブチルシートの場合の揚圧力対策はこのような変形を止めるのが目的となる。

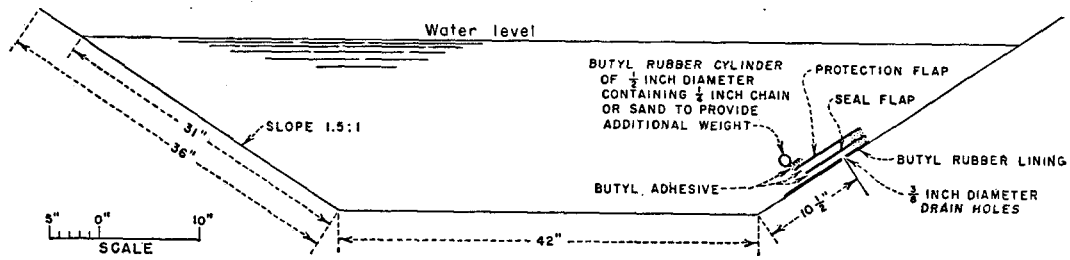
地表水は土中の不透水層に対し水圧として働き、この圧力は不透水層の深さが増すと増大する。この水圧を軽減するため、有孔排水管を敷設し、土中に浸透した水はライニング層の裏側を通り土提の脚部に設けた排水管を通して流出するよう設計する。

さらにシートの裏側に溜った空気や発生ガスが排水できるように排気管を斜面部に敷設し、排気管は連結することがのぞましい。排気管は25~30mmφの塩ビパイプに数多く小さな穴をあけたものが推奨でき、斜面部に10mに1本の割合で敷設する。また排気用フラップバルブを斜面肩部に設置する方法もあり、簡単である。

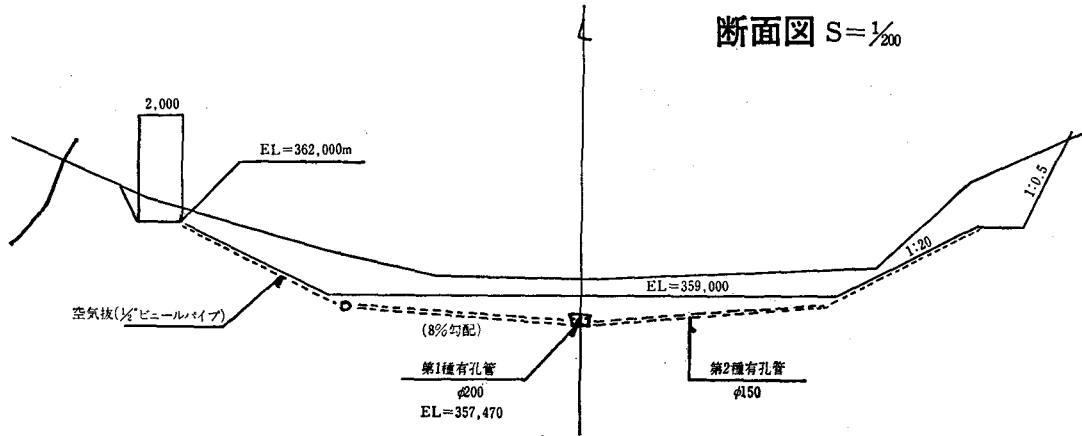
米国内務省開拓局はブチルシートが防水した水路の背面水圧を軽減させるためのフラップバルブを開発しているが、斜面部に地山から浸透して来た水圧や急激に上昇した地下水圧を低減させるのに有効であると思われる。したがって、排水管および排気管もしくは排気フラップバルブと共に、この排水フラップバルブの使用を推奨する。第3図は排水フラップバルブの概略図である。また、第4図は排水管と排水管を設置した天狗塚貯水池の断面図である。

6. あとがき

ブチルシートの製造および施工技術が我国に導入されたのは1961年で、建築用屋根防水シートとして市販が開始され、現在では月間40万平方メートルものブチルシートが屋根防水材として使用されている。一方、海外では土木用ライニング材と建築屋根防水材とが殆んど同量づつ使用されている事実から考えると、この報告書にある農業用貯水池や工業用貯水池の分野でその使用が急激に増加するのではないかと予測されている。このような状



第3図 フラップバルブの概略図



第4図 天狗塚貯水池

況下に於て、この一文が農業面で、また我国のブチルシート業界に役立つことを願っている。

参考文献

- 1) Lauritzen, C. W. :「Butyl-For The Collection, Storage and Conveyance of Water」 Utah Agricultural Experimental Station Bulletin 465, March 1967
- 2) Bureau of Reclamation, USDI, :「Linings for irrigation canals」 First edition, 1963
- 3) Lauritzen, C. W. :「Plastics in the development and management of water supplies」 Atti II

Congresso Internazionale 議事録

- 4) 米戸靖彦 :「ブチルシートの産業廃水処理池への応用と施工」, その2, ラバーインダストリー, Vol. 7. No.4, 1971
- 5) Chuck, R. T. :「World's Largest Butyl Rubber Lined Reservoir at Kualapuu Hawaii」, 1970,
- 6) 海老名, 竹内, 岩崎, 菊岡 :「舗装材料の貯水池への応用に関する研究」, 農業土木試験場技報, C (造構) 第8号, 昭和45年3月
- 7) 海老名, 岩崎, 竹内 :「アスファルト舗装, その他薄層舗装工事に用いる除草剤について」 農業土木学会誌, 第36巻第6号, 昭43.9

等流水深計算図表

農地局 設計課

まえがき

等流水深計算図表は以前から各種のものが発表されているが、農業在木分野では中原通夫氏による計算図表が最も普及している。農地局設計課では、昭和45年度に、鉄筋コンクリートフリーム型水路の標準設計を発表した。引続いて落差工、余水吐工等の標準化を進めているが、その作業過程で、等流水深を即読出来る図表の作成を試みた。この図表によれば、流量～水深～勾配～水路幅の関係と即読出来るので、field work に便利だと考えたからである。

適用範囲

- (1) 水路の形状………フリーム型（長方形）
- (2) 底コウ配……… $\frac{1}{500} \sim \frac{1}{2500}$ ($\frac{1}{100}$ 刻み)
- (3) 粗度係数(N)………0.012～0.017 (0.001刻み)
- (4) 流量(Q)………0.0～12.0m³/sec (0.5刻み)
- (5) 水路幅(B)………0.5～3.0m (0.1m刻み)
- (6) 水深(H)………0.0～3.0m (0.1m刻み)

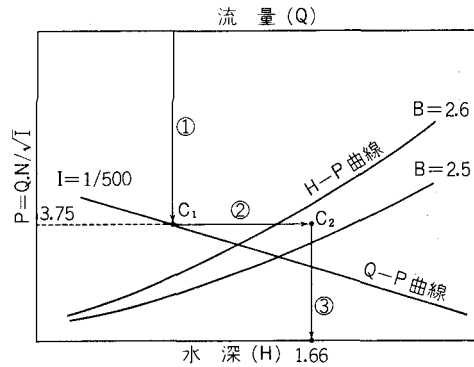
使用例

流量8.0 (m³/sec), 底コウ配1/500, 水路幅2.55mの

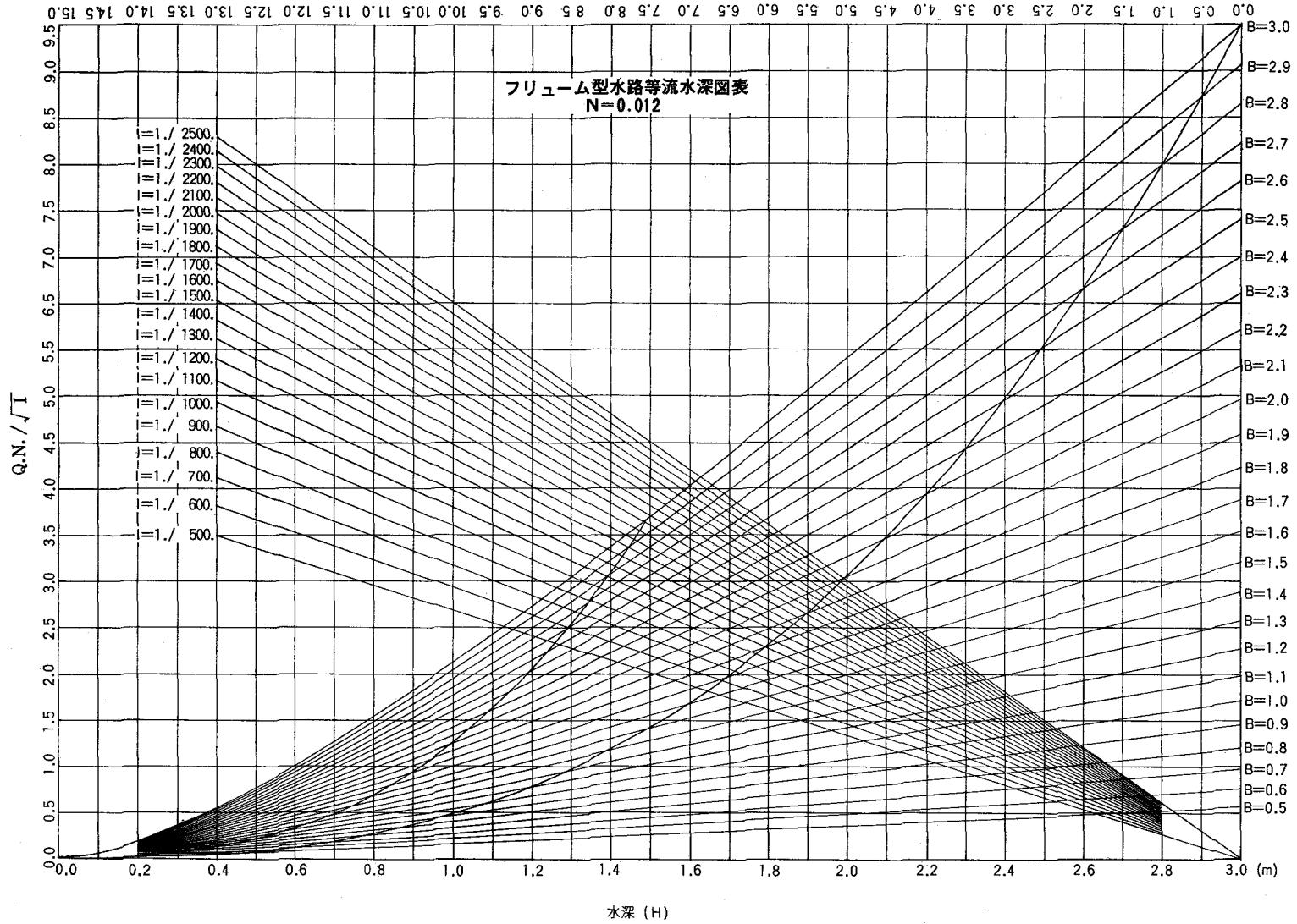
長方形水路における等流水深を求めよ。

解法

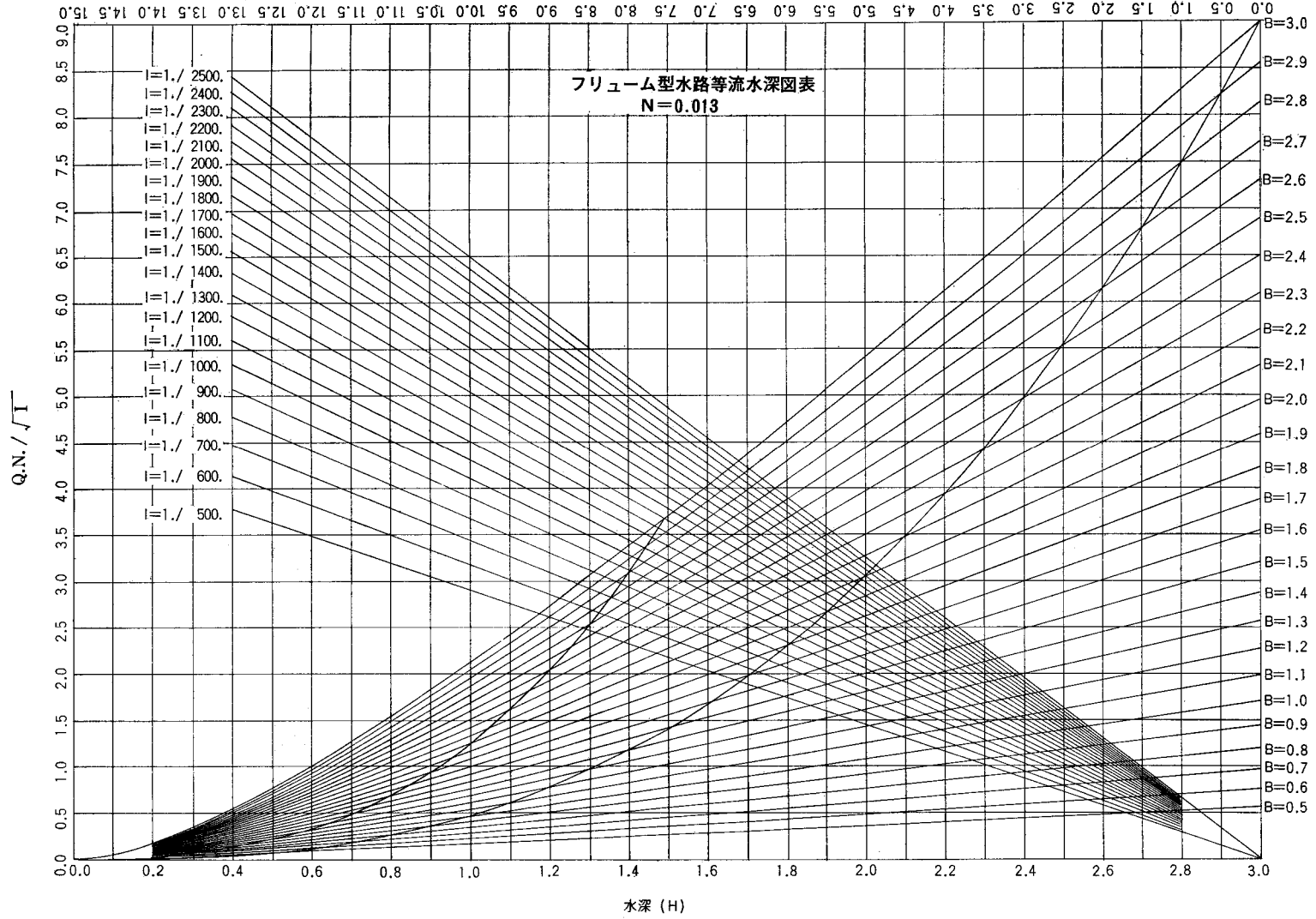
- ① 流量軸8.0を通り垂線をひき、Q-P曲線のうち $I=1/500$ との交点 C_1 を求める。
- ② 交点 C_1 を通り水深軸に平行に線を引き、H-P曲線のうち、 $B=2.55$ の場合の曲線との交点 C_2 を求める。この場合、 $B=2.5$ と $B=2.6$ の両曲線から内挿により $B=2.55$ を求める。
- ③ 交点 C_2 を通り垂線を引いて水深軸上の点1.66を求める。これが求める水深である。



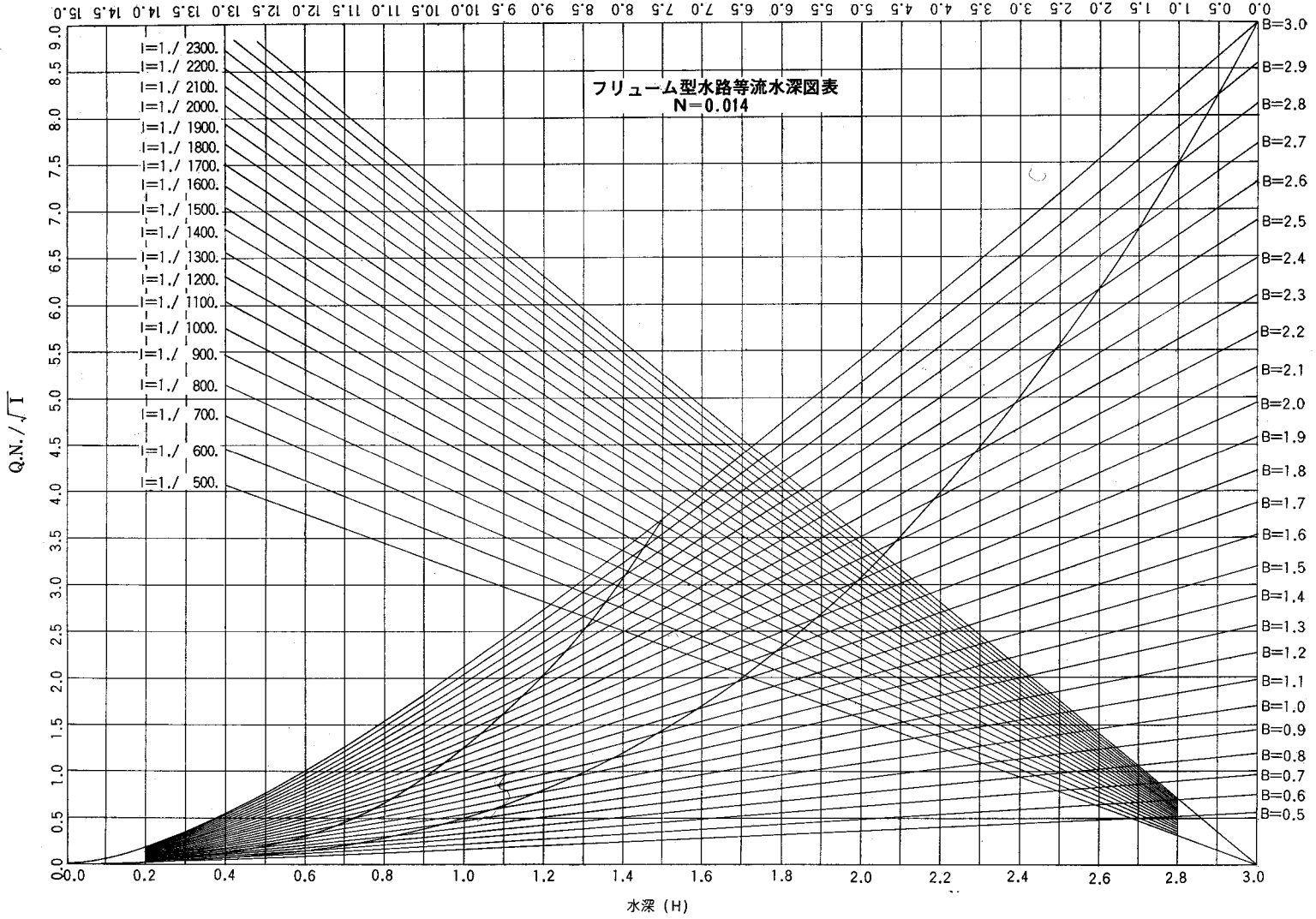
流量 (Q) m³/sec



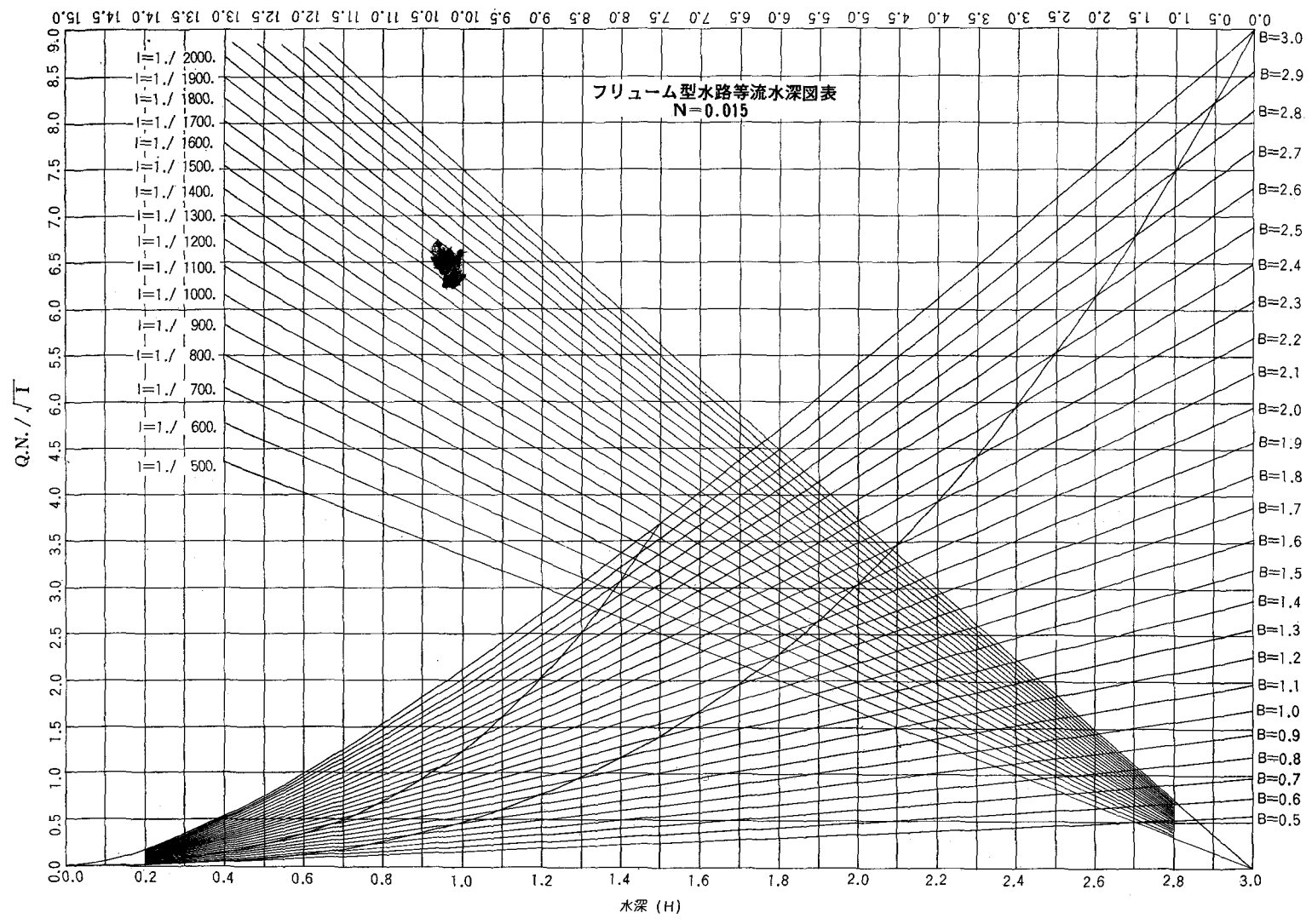
流量 (Q)



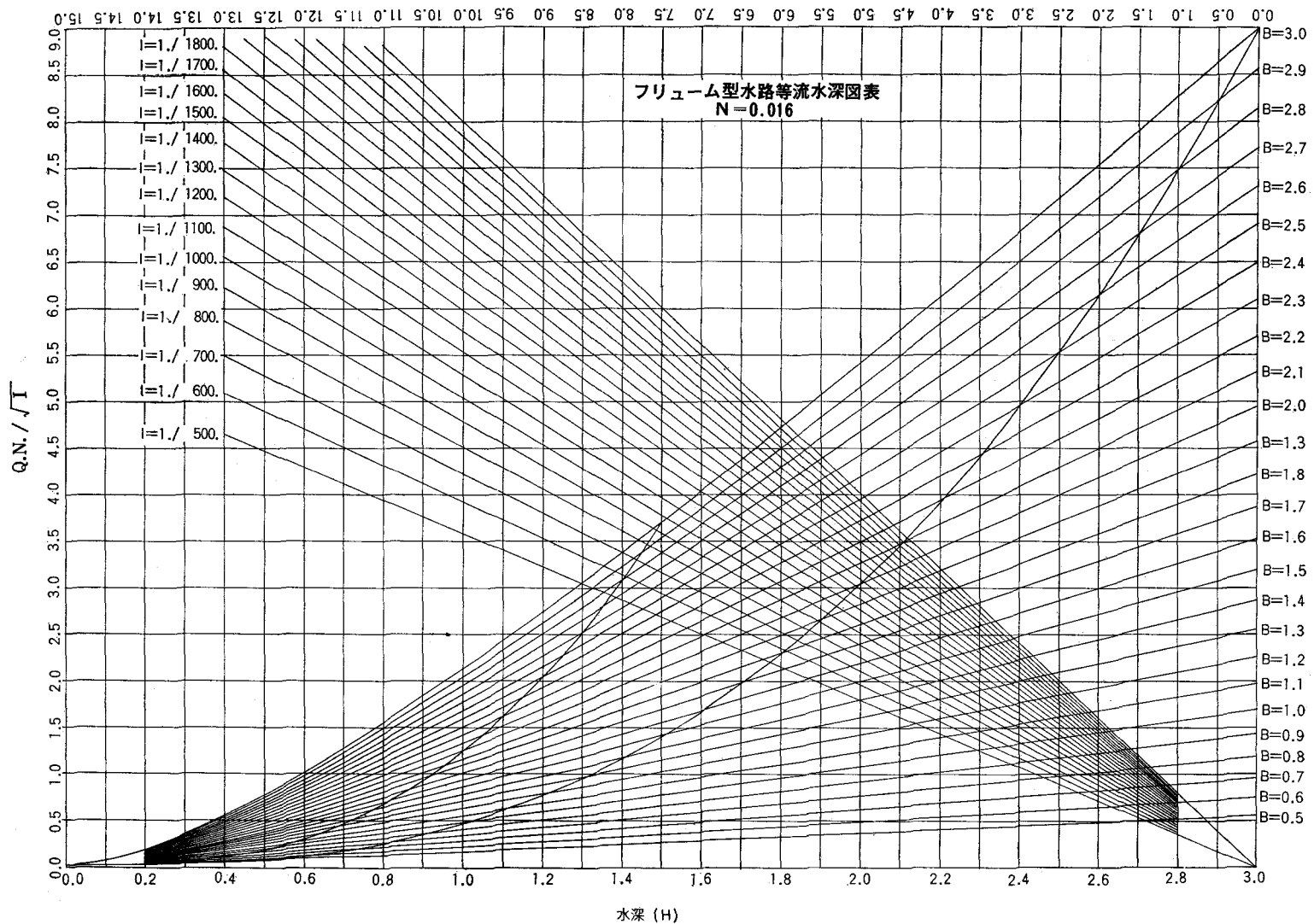
(c) 流量

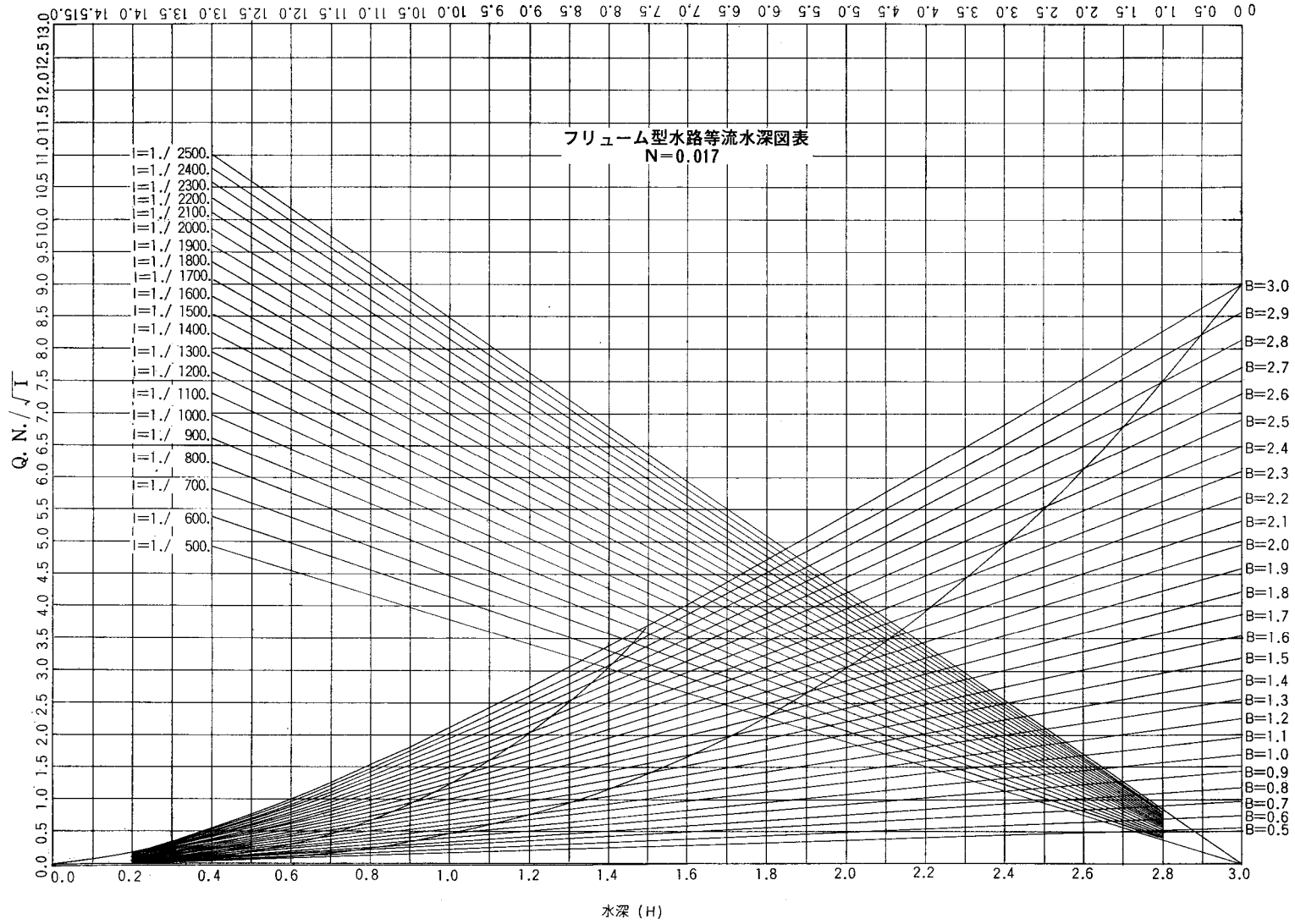


流量 (Q)



フリューム型水路等流水深図表
N=0.016





最適化手法の考え方

第 3 回

中 道 宏* 山 口 保 身*

目 次

2.4.3 シミュレーションによる水源計画 ……67

2.4.4 データの模擬発生 …… 70

2.4.3 シミュレーションによる水源計画

(1) 水計算

土地改良事業の計画書をまとめる場合、必ず通過しなければならぬ関門の一つに水計算がある。近頃は電子計算機が手頃に使えるようになり比較的簡単に行なえるようになったが、それでも多くの積み上げ計算が必要で結構煩雑なものである。特に貯水池を含む場合その出し入れ計算が面倒であり、貯水池の数が多くなればますます複雑なものとなる。

水計算は水理学の基礎方程式である連続方程式、運動方程式のうち、連続方程式のみを考慮して行なうものである。すなわち、一定時間（一般に半旬）内においては必要水量、河川流量、などは一様とみなしており、例えば貯水池から放流された水が河川、頭首工、幹支線水路を経て受益地に至る時間などは考慮されていない。したがって、事業完了後において用水が末端までなかなか届かなかったり、末端で水を使わないのに用水が流れていたりすることが生じる。大規模事業地区において水計算どおりに水管理が行なえない一つの理由である。

貯水池を含む水計算の目的の一つは、ある基準年において用水不足を生じない最小の貯水池容量（ここではこれを最適貯水池容量としよう）を決定することである。貯水池はかんがい中に回復したり、無効放流を生じたりするので、簡単には最適貯水池容量を知ることができない。貯水池が一つの場合にはいくつかの貯水池容量について、手計算または電子計算機でD O ループを使って水計算を行ない、最適貯水池容量を比較的簡単に求めることができる。

(2) 二つの貯水池を含む場合⁴⁹⁾

図20に示すように流域特性の異なる二つの支流にそれぞれ第1、第2貯水池を築造して（第1貯水池と第2貯水池とは分水トンネルで連結されており×点の残水は分水トンネルの容量内で第2貯水池に導水される）、受益

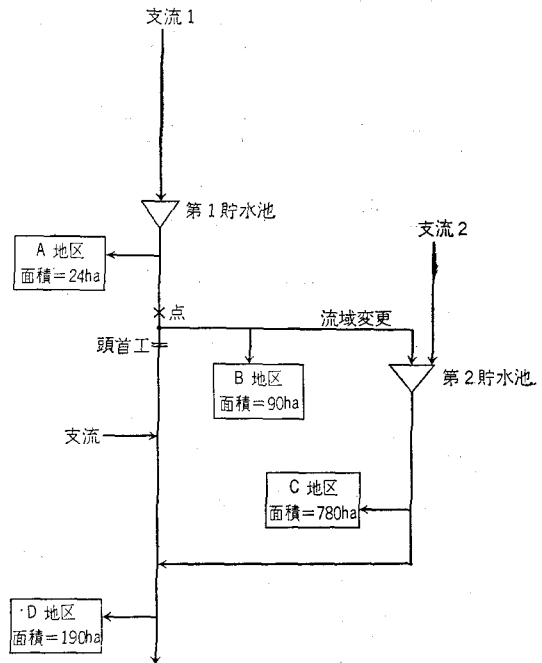


図20 二つの貯水池をもつ用水系統図

地A、B、C、D地区の用水不足を補う場合を考えてみよう。これは土地改良事業でしばしば出会う問題の一つであろう。第1貯水池と第2貯水池の貯水容量～ダム建設費の関係はもちろん一様でないので、この場合の最適貯水池容量とは受益地A、B、C、Dの4地区に用水不足を生じないで、第1貯水池の建設費と第2貯水池の建設費の和を最小にするものとしよう。これを標式化すると

$$\begin{aligned}
 & C = \text{Min} \{ (\text{第1貯水池の建設費}) \\
 & \quad + (\text{第2貯水池の建設費}) \} \\
 & \text{subject to} \\
 & \quad \{ \text{受益地 A, B, C, D 地区に用水不足を生} \\
 & \quad \quad \text{じない} \} \dots(53)
 \end{aligned}$$

となり簡単に定式化して表わすことができない。したがって、まず(53)式の拘束条件を満足する第1、第2貯水池

* 農地局建設部設計課

注) 図、表、式、参考文献の番号は第2回に連続している。

の容量を求めてみよう。これはすでに2.2 サンプルング法で説明したように、第1、第2貯水池をX、Y軸にと

って適当な格子網を組み、各格子点について用水不足状況を調べて用水不足の図を作るか(図21)、X軸(第2貯

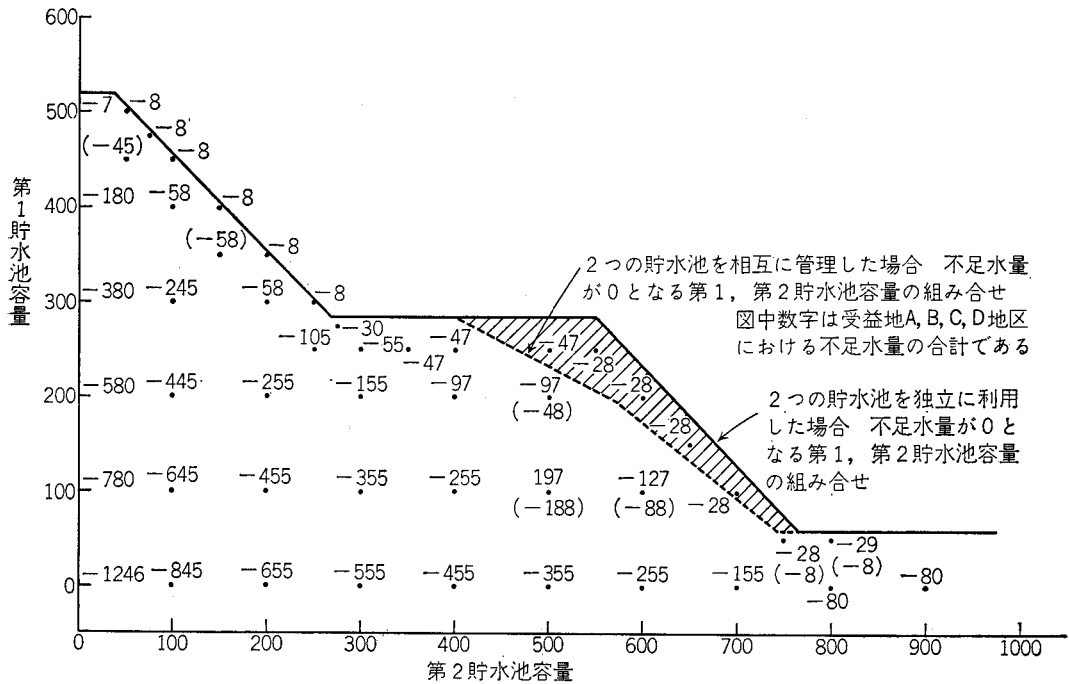


図21 貯水池容量の組合せと用水不足量 (単位は 10^4m^3)

水池容量)の値を固定して試算により用水不足0なるY(第1貯水池容量)を求め、次にXを順次変化させて同様の作業を行ない水不足量0の曲線を求める(図21の実

線)方法がある。参考までに第1、第2貯水池の時期別貯水量変化の1例を図22に示す。

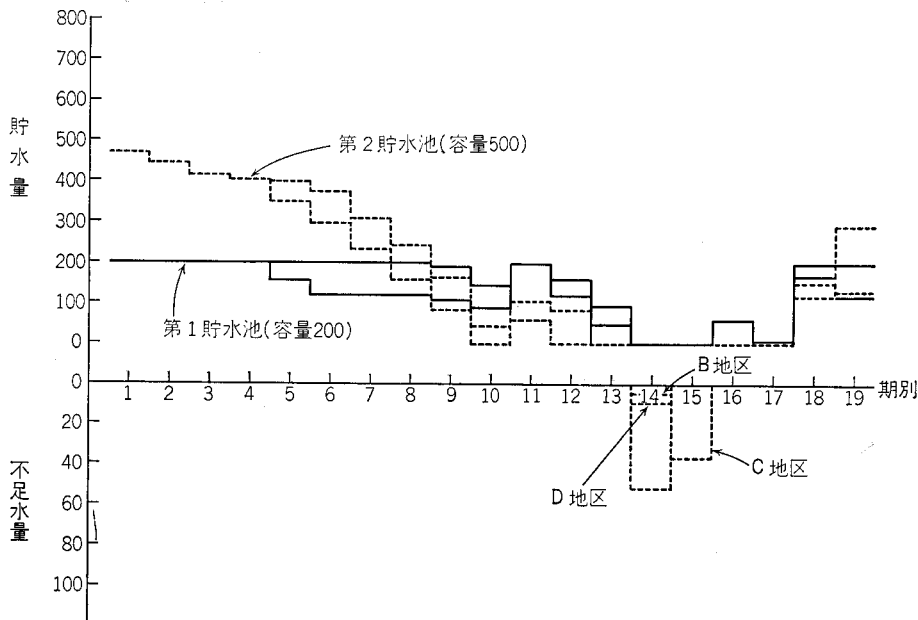


図22 時期別貯水量と不足水量 (単位 10^4m^3)

このようにして(5)式の拘束条件を満足する2つの貯水池容量の組合せを図21の実線として得る。最適貯水池容量は、この実線上で(5)式の目的関数を最小にする2つの貯水池容量を捜すことにより与えられる。

この問題では2つの貯水池を相互に管理することを考えていない。いま、第1支流と第2支流の流況が異なり、第1貯水池への流入量が多く期待されるとすると、第1貯水池はA地区の用水量を確保する限りにおいては、貯まりの悪い第2貯水池に水を送っておく方がよいように思われる。しかし、余り送りすぎて第1貯水池で余水を生じないのに第2貯水池で余水を、生じては無駄になる。1例として第1貯水池の6割以上の貯水は、第2貯水池の8割まで移動させるという管理規定を設けて、同様のシミュレーションを行なうと図21の点線を得る。図21の斜線部分がこの管理規定を設定することにより節約できる容量を示している。

(3) 最適貯水池計画

(5)式はもちろん最適化問題であるが、(5)式の拘束条件もまた一つの最適化問題である。このように問題の設定の仕方、そのときの考慮すべき条件(システム環境)により最適化問題は異なってくる。

貯水池問題の場合

(a)無制限に大きな貯水池を作ることはできないので、貯水池計画の対象年または期間が必要である。これをある年だけに限定する基準年方式にするか、最近10ケ年にするか、利用可能な限りの水文データを使い計画するか、さらに水文データを模擬発生させて将来起るであろう水文条件を対象にするか、

(b)貯水池群の管理方式を固定化するか、または管理方式も併せて検討するか、

(c)対象年期間において絶対に用水不足を生じさせないものにするか、または経済性などを検討して少々用水不足を生じても経済的な規模を決定するか。言い換えるとある対象についてダム建設費を最小にすることを目標とするか、(貯水池建設による見返り)-(貯水池建設費)を最大にするか、

のような条件が考えられる。

これらの組合せの各々について特有な最適化問題を生じており、世界各国でいろいろ研究が進められているが、いまのところ統一的な解法は考えられていないようである。

開発が試みられている手法としては

(a)貯水池への流入量を到着率、貯水量を行列、貯水池からの流出量を離脱率と考え、待ち行列(Queuing Theory)を応用する確率的手法、

(b)線形、非線形、動的計画法、

(c)貯水池の時期別の残量、または時期別の不足量およびその発生期間を範囲(range)また連(run)とみなす

確率過程、

などがある。

(4) 複雑な水資源計画——ハーヴァード・モデル⁵⁰⁾

図23はアメリカ合衆国ハーヴァード大学水資源プログラム(1955~1960)がモデル水系としてとりあげたもので、この水系の水資源を多目的開発(かんがい、水力発電、こう水防除)した場合、最大の利益をもたらすための貯水池A、B、C、Dおよび発電所B、Gの最適規模、最適操作方法を検討した。

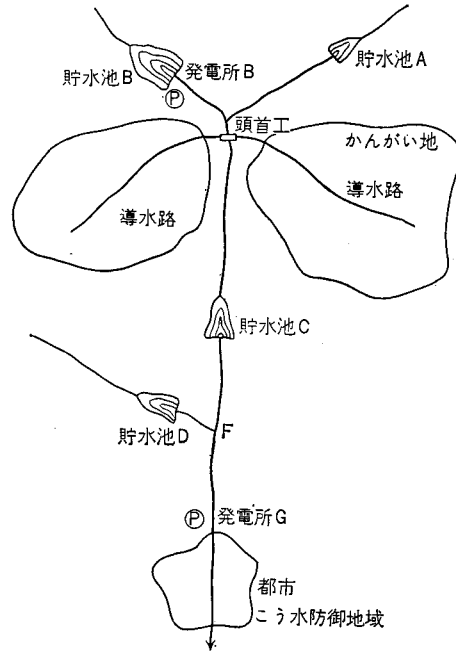


図23 ハーヴァード大学水資源プログラムのモデル水系⁵⁰⁾

このときの手順はつぎのとおりである。

(a)かんがいについては、年間水量と収益の関係；かんがい不足率と損失の関係；年間取水量と施設費・管理費の関係；発電については、常時・ピーク時別の粗収益額；不足を生じ目標とする発電ができない場合の損害額；発電容量と施設費・管理費の関係；こう水防御については、こう水流量と被害額の関係；および各ダムの建設費・管理費の関係；をまず検討する。

(b)各施設の大略の操作要領を決める。

(c)流量記録を作成する(約500年)

(d)各施設規模の初期値を入れ、シミュレーションを行ない、このときの収益額を知る。もちろん、この過程で各貯水池・各目的・時に対応していかんが貯水・放水を割当てるか検討する。

(e)最適な施設規模を得るために、前項の初期値をサンプリング法または傾斜法で修正していく。

2.4.4 データの模擬発生 (Data Generation)

(1) なぜデータの模擬が必要か

土地改良事業計画はいろいろなデータ、例えば河川流量データを基礎としている。河川の流れは古くから続いており、さらに将来も続くことが想定されるが、計画にたずさわる技術者が利用できる河川流量データはその一部の記録にすぎず、この記録が日々、年々変化する河川流量を真に代表していると確信することはできない。極端な例ではあるが、1～2年間だけ実測された河川流量で貯水池計画を樹てることは危険であろう。過去から将来にわたって存在する河川流量データは、統計的には母集団 (population) とよばれるが、その実体を直接的には知ることができないので、母集団の代表値として観測、記録された河川流量データを用いている。これを標本 (sample) とよび、直接知ることができない母集団の特性を標本の特性から推定することが、統計学の主要な課題である。平均値、分散、相関係数などのパラメータについては標本と母集団との関係は詳しく分っているが、データ発生のパターンについては偶発成分が大きな影響をもっているため、限られた標本で母集団を代表させることはできない。

したがって、河川流量などのように発生のパターンが定まらないデータを基礎とする計画においては、できる

だけ長期間のデータを用いてシステムの様態を検討する必要がある。しかし、計画時に十分長い記録があることはまれであり、ここにデータを模擬発生させる必要が生じる。

データの模擬発生といっても、何年何月何日の河川流量は何 m^3/s というような予想をするわけではなく、発生することが妥当と思われる流量を想定することである。模擬発生したデータの平均値や分散は既存のデータのそれと等しいことはいうまでもない。

(2) どのくらいデータがあれば十分か

計画作成に必要なデータの長さはどのくらいであろうか。また、長期間のデータをもとに計画した場合と短期間のデータをもとに計画を樹立した場合とでは事業からの見返り (事業効果) が異なるのであろうか。このことに関して興味ある報文²⁾があるので紹介しよう。

これは、ある水系において平均流量の50%に相当する水量をつねに取水するために貯水池を築造する場合において、計画樹立に用いるデータの長さや事業からの見返りとの関係を調べたものである。まず、500年間の月流量を発生させ、500年のデータを使って貯水池容量を決定した場合、500年のデータを各100年に分割してそれぞれについて貯水池容量を決定した場合、同様に50年、25年、10年に分割した場合について検討し表5を得た。

表5 貯水池計画におけるデータの長さや見返りの関係の例²⁾

データの長さ (年)	検討した 計画案の数	最適貯水池容量 (10^3 acre-feet)		年平均 見返り額 (\$ 10^6)	年平均見返 り額の差 (\$ 10^6)	データの 長さの差 (年)	データを1年追加 することによりも たらされる年平均 見返り額の増加分 (\$)
		最 小	最 大				
10	50	76.5	202.0	15.25			
25	20	94.4	191.4	17.94	2.69	15	179,000
50	10	97.5	182.8	18.64	.70	25	28,000
100	5	109.0	171.5	19.61	.97	50	19,000
500	1		130.9	20.60	.99	400	2,500

これから、長い期間のデータを使った計画案の方がより大きな見返りをもたらすが、データを長くすることによりもたらされる見返りの増加 (すなわちデータ1単位当りの価値) は低減することが分る。

一方、計画樹立に用いるデータが長ければ作業量も多くなるので、経済的観点から計画に用いるデータの長さも決定できそうである。しかし、この関係は各事業計画により異なることが予想されるので、できるだけ長いデータを用いることが望ましいというほかはないようである。

(3) データの模擬発生の準備

データを模擬発生させるといっても、無から有を生み出すわけではない。まず、できる限りデータを集め、これを統計的・確率過程的に処理しなければならない。すなわち、計画の基礎となるデータはどのような現象であるか検討し、標本から母集団の分布、平均値、分散、相関係数などのパラメーターやデータ発生の従属性などを推定しなければならない。

計画の基礎となるデータは、その現象をモデル化して図24に示すように分類できる。

(a) 確定モデルとは現象が偶発的でなく、発生するデータは確定している。したがって、データの模擬発生の対

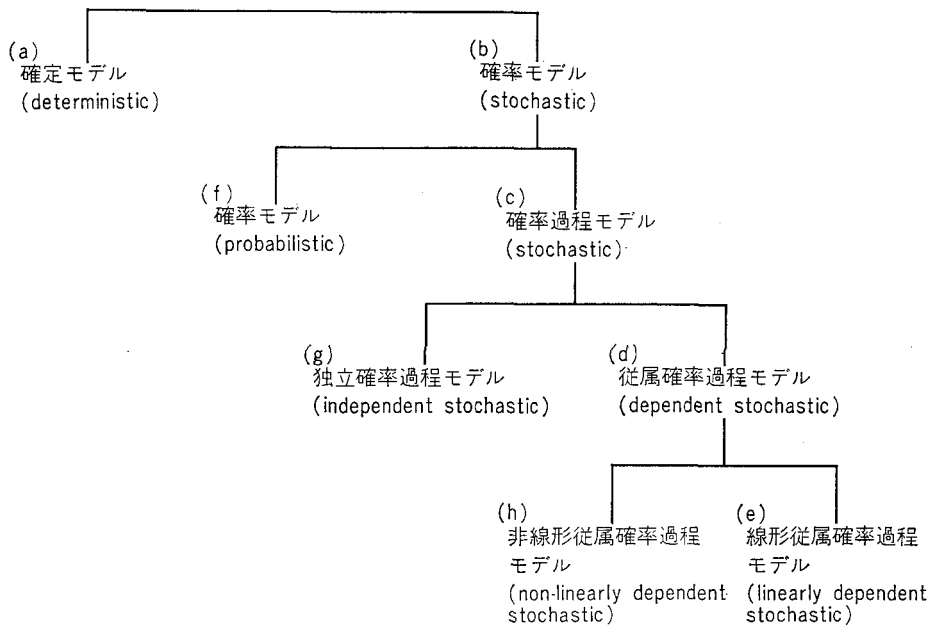


図24 計画樹立の基礎となるデータのモデル化

象とはならない。ある周期で発生する潮汐は確定現象である。

(b)確率モデルとは現象が偶発的要素を含むもので、その現象を一連の順序をもつ系列 (process) とみなすかどうかにより確率過程モデルと確率モデルに分けられる。この偶発的要素をモンテ・カルロ法により乱数を発生させ、データを模擬発生させるわけである。

(c)確率過程モデルのうち、時間について一連の順序をもつものを時系列 (time series) モデルとよぶが、これがデータの模擬発生のための中心的課題である。

確率過程モデルは、一連の順序をもつ系列における各現象 (単数) がそれぞれその前に発生した現象 (単数または複数) に独立であるか否かにより、独立確率過程モデルと従属確率モデルに分類される。

(d)従属確率過程モデルは一般にマルコフ (Markov) モデルとよばれるもので、このうち従属性を各現象の1次結合として定式化できるものを線形従属確率過程モデルとよんでいる。

これらのモデルのうち、データの模擬発生の対象として開発されているものは、(f)確率モデル (g)独立確率過程モデルも同様に取り扱われることができる) と (e)線形従属確率過程モデルである。

(4)乱数の発生——モンテ・カルロ (Monte—Carlo) 法
データの模擬発生には現象の偶発性を表わす要素として乱数が必要である。完全な乱数を作り出すことは困難であるので、一般にはつぎの条件を満たす乱数 (正確には擬似乱数) を使用している。すなわち、

(a)乱数間の自己相関 (後述) が非常に弱い。

(b)分布がほぼ一様分布である。

(c)定常過程である。

乱数はデータの模擬発生ばかりでなく、広くいろいろな分野で使われている。例えば公務員試験の五者択一問題の正解番号は乱数である。

モンテ・カルロ法とは乱数を利用しているいろいろな問題を解く手法で、本来確率的な問題に利用されていたが、現在では難解な確定的な問題 (例えば積分を求める) にも応用されている。また、乱数を発生させてシミュレーションを実行する手法がモンテ・カルロ法シミュレーションである。

乱数は印刷された乱数表から得ることもできるが、つぎのような方法で発生させることができる。

(a)物理的な発生装置を利用する方法

例えば真空管雑音、サイコロの目、ルーレットの番号などを連続して記録して乱数を得ることができる。この方法による乱数は完全乱数ではあるが、乱数の取り出し、再現が不便である。

(b)算術式による方法

乱数を算術式を用いて発生させるいろいろな方法が考えられているが、一般にはつぎのように表わすことができる。

$$\xi_{i+1} = f(\xi_i, \xi_{i-1}, \dots)$$

ここに、 ξ_{i+1} , ξ_i , ξ_{i-1} , ……は乱数である。

算術式による乱数は厳格には擬似乱数であるが、電子計算機場に容易に発生させることができるので便利であ

る。

乱数は独立で一様分布をする。一方、模擬発生させようとするデータは、前項で述べたように一様分布でなく、また独立とは限らない。ここで、乱数からいろいろな現象のデータを発生させる方法が理解されねばならない。これには初歩的な確率統計の知識*)を必要とするが、それほど難しいことではない。

乱数からデータを模擬発生させる方法には、

- (a) 確率分布による方法、
- (b) 期待値、分散などのパラメータによる方法、
- (c) 線形従属確率過程による方法、

などがある。これらを個々に説明しよう。

(5) 確率分布によるデータの模擬発生

模擬発生させようとする確率変数 X が独立で、かつその確率分布関数が既知の場合には、一様分布する確率変数(乱数) ξ の無作為に抽出された ξ_i から、図25に示すように $P(X \leq X_i) = P(\xi \leq \xi_i)$ なる X_i を選ぶことができる。

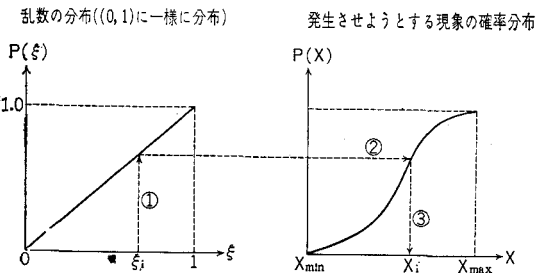


図25 確率分布が知られている現象のデータの模擬発生

(6) 期待値・分散などのパラメーターによるデータの模擬発生

(a) $(0, 1)$ に一様分布する2組の乱数 ξ_1, ξ_2 から期待値0、分散1の標準正規分布する2組の確率変数 X_1, X_2 は

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= (-2 \ln \xi_1)^{\frac{1}{2}} \cos 2\pi \xi_2 \\ \varepsilon_2 &= (-2 \ln \xi_1)^{\frac{1}{2}} \sin 2\pi \xi_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (54)$$

で与えられることが知られている。

(b) $(0, 1)$ に一様分布する多数の乱数 $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \dots$ から期待値0、分散1の標準正規分布する確率変数 X_1, X_2, X_3, \dots は、つぎのようにして発生させることができる。まず、

$$Z_1 = \sum_{i=1}^n \xi_i, Z_2 = \sum_{i=n+1}^{2n} \xi_i, \dots, Z_j = \sum_{i=(j-1)n+1}^{jn} \xi_i, \dots\dots\dots (55)$$

*) 確率変数、確率分布関数、確率密度関数、期待値、分散、相関係数、中心極定理、独立と従属の意味を理解しておく。

とおくと、 Z_j は中心極定理から期待値 $\frac{n}{2}$ 、分散 $\frac{n}{12}$ の正規分布をする。これを

$$Y_j = \frac{Z_j - \frac{n}{2}}{\sqrt{\frac{n}{12}}} \dots\dots\dots (56)$$

と標準正規化すると

$$X_j = \sigma_x Y_j + \mu_x \dots\dots\dots (57)$$

は期待値 μ_x 、分散 σ_x^2 の正規分布する確率変数 X_j を得ることができる。

(c) 期待値 μ_x 、分散 σ_x^2 の標準正規分布する確率変数 X_j から、期待値 μ_z 、分散 σ_z^2 の対数正規分布する確率変数 L_j は

$$L_j = e^{X_j} \dots\dots\dots (58)$$

の変換により発生させることができる。ここで μ_x, σ_x と μ_z, σ_z の関係は

$$\left. \begin{aligned} \mu_x &= \ln \frac{\mu_z^3}{(\sigma_z^2 + \mu_z^2)^{\frac{1}{2}}}, \sigma_x = \ln \left(1 + \frac{\sigma_z^2}{\mu_z^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (59)$$

または

$$\mu_z = e^{\mu_x + \frac{1}{2}\sigma_x^2}, \sigma_z = (e^{\sigma_x^2} - 1)$$

で与えられる。

(d) この他、ガンマ分布、指数分布、カイ2乗分布する確率変数を発生させる方法も開発されているが、ここでは省略する。

(7) 線形従属確率過程によるデータの模擬発生

(a) まず確率過程(stochastic process)とはどういうものか簡単に説明しよう。例えば年総流出量を実測し、第1年間に X_1 、第2年目に X_2 、 \dots 、第 n 年目に X_n 、を得たとすると、 X_1, X_2, \dots, X_n のように時間をパラメーターとして並べた一つの系列は確率過程(時系列)と呼ばれ、 $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ 相互の関係を検討するのが、確率過程*)の主要な課題の一つとなっている。 $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ 相互の関係を測る基準として、一つの系列を k 単位時間をづらして相関係数を求めた自己相関関数 (autocorrelation) が考えられている。

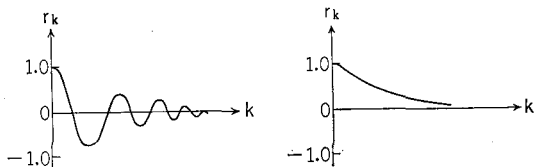


図26 コレログラムの1例

$$r_k = \frac{\text{Cov}(X_i, X_{i+k})}{(\text{Var} X_i \cdot \text{Var} X_{i+k})^{\frac{1}{2}}}$$

*) ここでは定常性、エルゴード性が仮定されているものとする。

$$= \frac{\frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} X_i X_{i+k} - \frac{1}{(N-k)^2} \left(\sum_{i=1}^{N-k} X_i \right) \left(\sum_{i=1}^{N-k} X_{i+k} \right)}{\left\{ \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} X_i^2 - \frac{1}{(N-k)^2} \left(\sum_{i=1}^{N-k} X_i \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \cdot \left\{ \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} X_{i+k}^2 - \frac{1}{(N-k)^2} \left(\sum_{i=1}^{N-k} X_{i+k} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}}}$$

(k=1, 2, …) ……………(60)

自己相関関数 r_k は時間のづれである k の関数として表わされ、これをグラフ化したものが図26に示すコレログラムである。 r_k は+1と-1の間を変動する。 r_k が+1に近い場合には X_i と X_{i+k} ($i=1, 2, \dots, (n-k)$) には高い相関があり、0に近い場合には相関が低い。すなわち、コレログラムと r_k の有意性の検定から、 X_i の自己相関のパターンがどのようなものであるか知ることができる。土地改良事業計画の基礎データである降水量や河川流量には、この自己相関関数が有意であることが少なくない。

(b) 自己相関関数 r_1, r_2, \dots, r_m が有意である場合にはつぎのようにモデル化することができる。

$$X_i = a_1 X_{i-1} + a_2 X_{i-2} + \dots + a_m X_{i-m} + \varepsilon_i \\ = \sum_{j=1}^m a_j X_{i-j} + \varepsilon_i \dots\dots\dots(61)$$

ここに、

a_1, a_2, \dots, a_m ; 係数
 ε_i ; 独立変数

すなわち、 X_i は i 時より1単位時間のづれた X_{i-1} 、2単位時間のづれた X_{i-2} 、 \dots 、 m 単位時間のづれた X_{i-m} と独立変数 ε_i から構成されており、これを m 次従属または m 次マルコフ過程とよんでいる。

(c) つぎに(61)式の a_j ($j=1, 2, \dots, m$) を知らねばならない。これには最小2乗法による方法と自己相関関数を使う方法がある。後者の場合

$$r_k = a_1 r_{k-1} + a_2 r_{k-2} + \dots + a_m r_{k-m} \dots\dots\dots(62)$$

$$r_k = r_{-k} \dots\dots\dots(63)$$

の関係式を使い a_j の値を知ることができる。

(d) 線形1次従属モデルの一般式は

$$X_i = a_1 X_{i-1} + \varepsilon_i \dots\dots\dots(64)$$

で表わされる。このとき、 a_1 は(62)式から

$$r_1 = a_1 r_0 = a_1 \quad (\because r_0 = 1) \quad a_1 = r_1 \\ r_2 = a_1 r_1 = r_1^2 \\ r_3 = a_1 r_2 = r_1^3 \\ \vdots \\ r_k = a_1 r_{k-1} = r_1^k$$

となる。図26は r_1 が負の場合と正の場合のコレログラムを示したものである。

(e) 線形2次従属モデルの一般式は

$$X_i = a_1 X_{i-1} + a_2 X_{i-2} + \varepsilon_i \dots\dots\dots(65)$$

で表わされるから

$$r_2 = a_1 r_1 + a_2 r_0 = a_1 r_1 + a_2 \\ r_1 = a_1 r_0 + a_2 r_{-1} = a_1 + a_2 r_1$$

を連立して解いて

$$a_1 = \frac{r_1 - r_1 r_2}{1 - r_1^2}, \quad a_2 = \frac{r_2 - r_1^2}{1 - r_1^2}$$

を得る。

(f) つぎに線形1次従属正規モデルのデータの模擬発生を考えてみよう。(64)式の ε_i の期待値を0、分散を1とすると、

$$EX = r_1 EX + E\varepsilon, \quad EX = 0$$

$$\text{Var}X = r_1^2 \text{Var}X + \text{Var}\varepsilon, \quad \text{Var}X = \frac{1}{1 - r_1^2}$$

となるから、これは $(0, 1)$ に一様分布する乱数から、期待値0、分散 $\frac{1}{1 - r_1^2}$ の正規分布を得たことを意味する。したがって、期待値0、分散1の線形1次従属標準正規分布する確率変数 X_i を得るためには

$$X_i = r_1 X_{i-1} + \sqrt{1 - r_1^2} \varepsilon_i \dots\dots\dots(66)$$

とモデル化すればよい。

(8) データの模擬発生のみとめ

(a) ここでは河川流量などの水文データの模擬発生を想定して説明したが、水文以外の分野でも有用な手法であることはいうまでもない。例えば野菜の安定供給のため主産地を形成し、輸送網・貯蔵施設を整備する計画において、野菜の時期別・生産地別・品種別生産量および消費地の同じく需要量を模擬発生してシミュレーションを行ない、最適な生産・輸送・貯蔵計画を作成することができる。

(b) ここで説明した方法以外にもいろいろなデータの模擬発生方法があることはいうまでもない。いずれの方法においても模擬発生しようとするデータの特性をまず明らかにしなければならない。

(c) データの模擬発生といっても、無から有を生み出すわけではない。また、模擬発生したデータよりも実測されたデータの方が価値があるのは当然であるから、データの観測・収集の必要性はいうまでもない。

参考文献

- 49) 白石英彦, 中道宏, 岩崎和巳, 水利計画の数理モデルによるシミュレーションについて, 昭和46年度農業土木学会講演会応用水理研究部会シンポジウム
- 50) Maass, A 他, Design of Water-Resource Systems, pp.620, Harvard Univ. Press, 1962.
- 51) Dawdy, D.R., H.E.Kubik, & E.R.Close, Value of Streamflow Data for Project Design—A Pilot Study, Water Resources Research, Vol.6, No.4, pp.1045—1050, Aug., 1970.

フィルダムのアスファルトしゃ水工法

(その 1)

伊 藤 勤*

まえがき

発展を続けるフィルダム技術の1つに、アスファルトしゃ水工法がある。1930年代に、ヨーロッパにおいて研究開発が始められ、今日西ドイツでは完成した技術として、フィルダム建設の主流を占める工法となり、さらにヨーロッパ各国あるいはアメリカなどで、これによるフィルダムが次第に数多く建設されるようになった。

ダムのアスファルトしゃ水工法は、加熱アスファルト混合物（以下アスコンと略称する）を用いて、フィルダムのしゃ水壁をつくる工法で、ダムの上流面しゃ水壁と

して、“アスファルトフェイシング”があり、またダムの内部に薄い壁を設ける形式の“アスファルト コア”がある。いずれも、水密性、安定性、強度、耐久性などしゃ水壁材料として必要な性質をもつアスファルト混合物を、専用機械によって舗設する工法である。図-1にアスファルト フェイシングとコアの両者をもつ Bigge ダムを示す。

本文では、フィルダムのアスファルトしゃ水工法について、主としてその材料および施工に関することを紹介する。

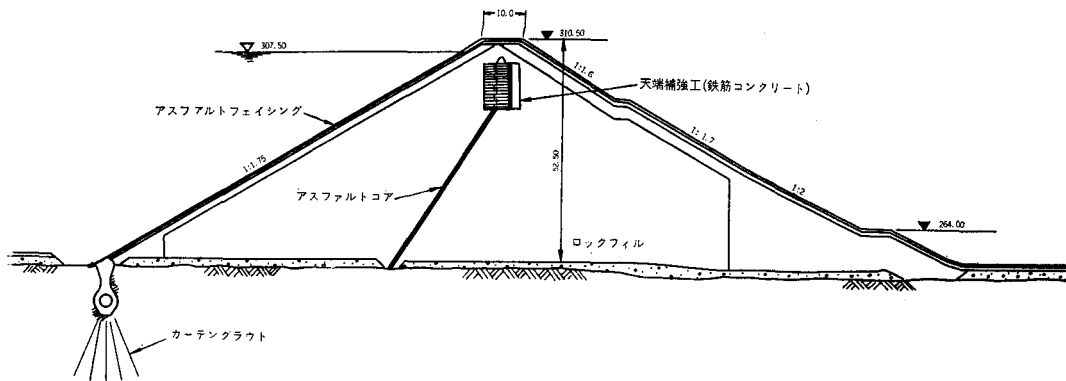


図-1 Bigge ダム (西ドイツ)

1. アスファルト フェイシング

1-1 概 要

ロックフィルダムの上流面に、アスファルトしゃ水壁を設ける方法は、1934年にドイツの Amecker ダムにおいて最初に用いられた。当時既にアスコンは道路や水理構造物にかなり使用されていたが、ダムのような重要な構造物に使用されるまでには、なお多くの問題点を有しており、その後約20年の歳月を経て、1952年に西ドイツの Genkel ダムが、本格的なアスファルト フェイシングのダムとして出現するまでに、アスコンの実験研究、舗設機械の研究などが広範囲に実施され、それが今日のアスファルト フェイシング技術の基本になっている。

ロックフィル ダムのしゃ水材料として、土質材料が

得られない場合に、その代替材料としてアスコンが考えられたことは当然であるが、今日では、ダム地点の近くにしゃ水用土質材料が得られる場合でも、アスコンをしゃ水材として用いる方法が有利になることが多いと考えられるようになった。

アスファルト フェイシング型ダムの特徴は次の諸点である。

- a. ダムの上流面でしゃ水するので、ダム本体のせん断破壊に対する抵抗性が高くなる。つまり、ダム本体の盛立て材料はほとんど自然乾燥状態になっていて、貯水の作用をうけない。
- b. したがって、ダム本体材料の選択範囲が広がる。
- c. 貯水圧をダム全体で支持するので、ダム基礎に作用する荷重強度が小さくなる。

* 大成建設株式会社土木部技術室技師

- d. 貯水位を低下させれば、フェイシングの点検修理が容易に実施できる。
- e. フェイシングの内部に排水層を設けることによって、常時フェイシングの機能を監視することができる。
- f. 基礎のカーテングラウチングをダムの上流側と並行して施工できる。
- g. 貯水の波浪に対して、堤体が保護されている。

アスファルト フェイシングのダムは、構造上大きく分けて、次の3要素から成っている。すなわち、水圧を支持する“ダム本体”，ダム本体上流面のしゃ水壁“フェイシング”，およびフェイシングを河床の岩盤に取付けるための“カットオフ”の3要素である。

これらの要素がすべて注意して設計、および施工されて、はじめてこのダムの築造は成功する。以下それぞれの要素について検討を加える。

1-2 ダム本体

ダム本体の盛立て材料は、完全に貯水から隔絶され、気象の影響も少ないので、通常のロックフィルダム材料からみれば、かなり不良な材料も使用される。

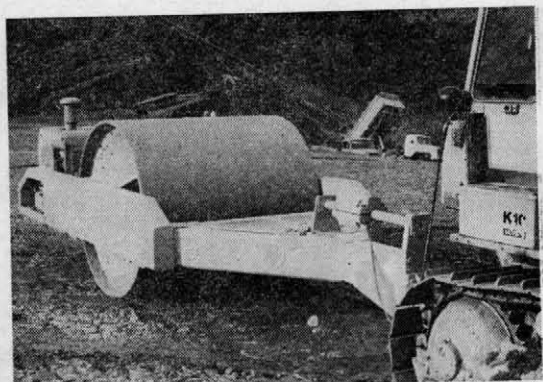
ダムののりこ配は、基本的には盛立て材料の内部摩擦角に基づいて決められる。実例として、緩いもので1:2.5、急なもので1:1.5というダムがある。フェイシング材料を適当に選定すれば、それ自体が斜面で安定するのに、1:1.5というこ配は決して急に過ぎるということはない。しかし、フェイシングの施工を考えると、このような急こ配は全く具合がわるい。施工はかなり機械化されているが、人力による部分もかなり大きく、その面からこ配の制限が生ずる。施工中に馴れた作業員が、命綱の助けを借りずに、斜面のアスコンの上を歩けるこ配は、1:1.7が限界であると思われる。実際このこ配で施工されたダムの現場でも、転落事故があり、安全作業について特に注意を払う必要がある。ダム材料が良質であるからといって、このこ配より急にすることは、ダムの体積がそれ程大きく減らないのに、施工性が急に悪くなるので得策ではない。

盛立て材料として、河床堆積物などの採取、運搬の容易なものが得られればダムのコストは安くなる。このような材料がない場合、原石山から発破によって採取した岩石を使用する。最近では岩石採取の技術が進み、原石山から採取した材料を盛立て材料に使用する場合が多くなってきた。これらは河床堆積れきなどに比べ値段は高いが、内部摩擦角が大きいので、ダムののり面こ配を急にすることができ、したがって採取費の増加分を相殺できることも多い。

盛立ての方法は、普通のフィルダムと同様に層状にまき出すが、締固め方法は、ダムの将来の沈下量をでき

るだけ小さくするように特に注意を払わなければならない。

締固め効果をよくするため、まき出しリフト高を1.5m以下にし、10t級の振動ローラ（写真—1）を用いる必要がある。この場合、盛立て材料の最大粒径は80cm以下が適当である。



写真—1 一軸被牽引式振動ローラ自重10.5 t
(西ドイツ, ABG社, SAW180)

西ドイツで最近築造されたダム、たとえば43mのGenkel, 58mのHenne, 46.5mのWahnbachmダムなどで測定を行なった結果、上記のような締固め方法は極めて有効で、ダムはその頂部まで盛立てを完了したとき、その沈下がほとんど終了していることが明らかになっている。ダム完成後引き続き行なっている測定の結果によると、15年経て、その頂部の沈下量は1~2cmに過ぎない。

転圧締固めの費用は、ダム工事費に対して僅かな金額であるが、その重要性は極めて大きい。アスファルトフェイシングのダムを成功させる第一の条件は、ダム本体の十分な締固めにあるといえる。

フェイシングの背面には、比較的粗い材料のゾーンを設ける。これはダムの下流面あるいは両岸の斜面から堤体内部に浸透した雨水や地下水が、フェイシングの背面にたまり、貯水池水位の低下時に、これがフェイシングに背圧を与えることを防ぐためである。この排水性に富むゾーンはまた、フェイシングの凍害を防ぐ効果もある。このゾーンの水をダムの下流側に排除するために、ダムの底部に材料の層を配置する。

1-3 カットオフ

アスファルトフェイシングと、ダムの基礎岩盤とを連結する構造物が、この形式のダムのカットオフである。

図—2は、1952年から1967年までの間に完成したダムのうちから、カットオフの断面形状について検討するのに都合のよいものを選んでこれを示したものである。

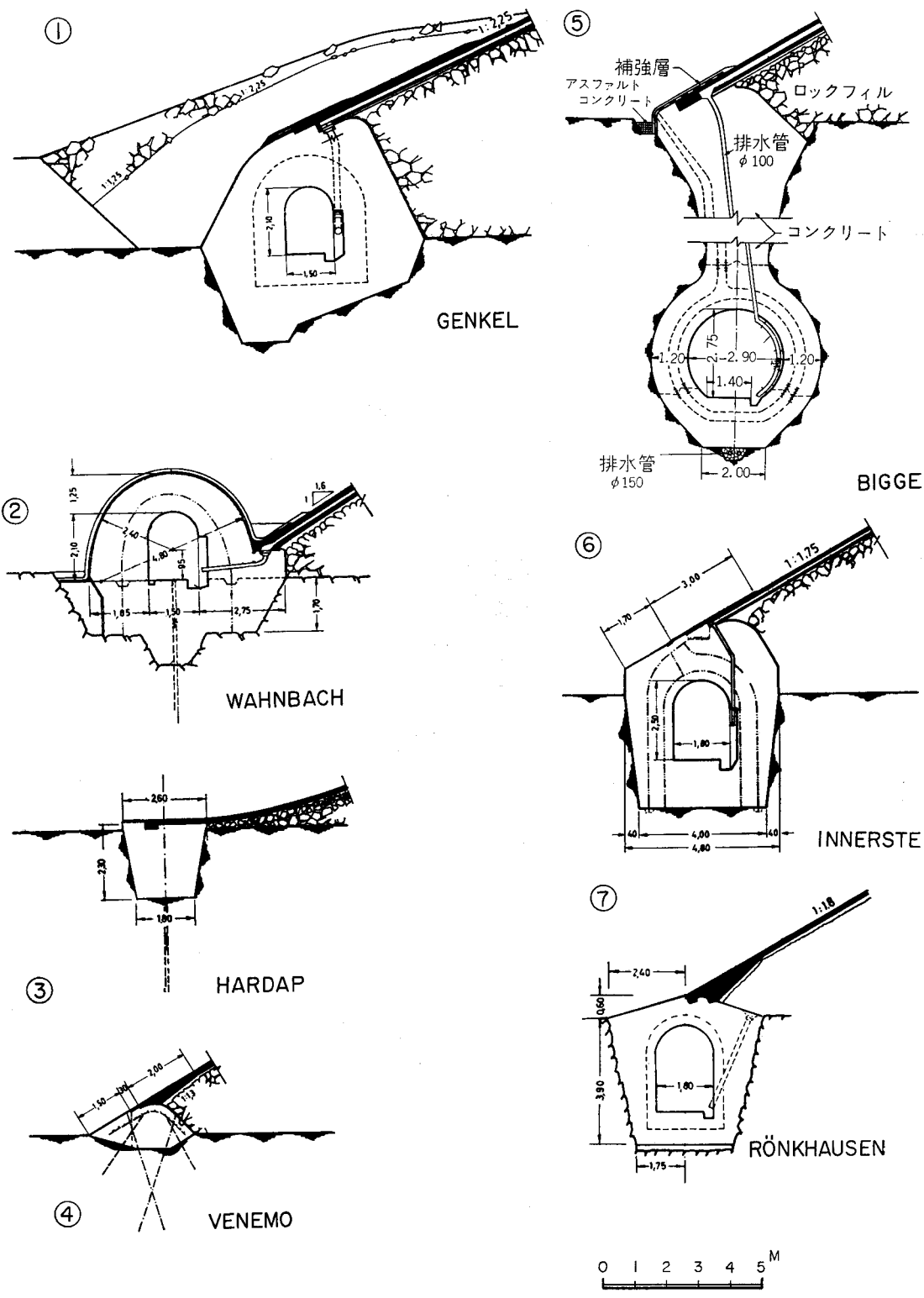


図-2 カットオフの構造例

カットオフには多くの場合、通廊が設けてある。図から明らかのように、通廊を設けたカットオフは、そののないものに比べ断面がかなり大きくなる。m当りのコンクリート量で、おおよそ前者が後者の5倍程度になっている。また、通廊周辺には、コンクリートのひび割れ発生を防ぐために、相当量の鉄筋を配して補強しなければならない。したがって、カットオフの工事費だけについてみると、通廊のないものは格段に安くなる。しかし、通廊を設けることによって、ダム上流端における基礎のカーテングラウチングをダム本体の盛立てと並行して実施できる。また、ダム完成後にカーテングラウチングの追加施工も可能である。さらにもっとも重要な点は、後述するように、フェイスング排水層からの漏水量を監視することができる。

カットオフの断面形状を決める場合に注意すべき点は、まず、フェイスングの施工との関連性である。図一2の Wahnbach ダムでは、水圧荷重に対するカットオフコンクリートの構造上の強さを考え過ぎて、かえってフェイスングのカットオフとの取合部の施工を極めてやりにくくしてしまっている。図の形式では、フェイスングの舗設および転圧を人力に頼らなければならない。Henne ダムも同じ形式でつくられたが、いまではこのような形式を採用することはなくなった。

Hardap ダム(南西アフリカ)のように、ダム本体のり尻から離してカットオフを設ける場合は、カットオフ工事と本体盛立てとを並行して施工できる利点がある。しかし、ダム地点兩岸の谷の傾斜が急な場合は、フェイスング面およびカットオフ頂面の形が複雑により、いずれも施工が困難になる。Hardap ダムでは、カットオフ部の地質が局部的に不良であったため、場所によってはカットオフの深さが10mになり、このようなダム本体と離してカットオフを設けていなかったら、工期は1年延びたであろうといわれている。

カットオフ背面の形状は、緩い傾斜で基盤に取付け、この上にあるロックフィル部の沈下をできるだけ小さくするようにする。

カットオフ中心線の位置を決める場合は、地質調査を十分に行なって、基礎岩盤の高さをかなり正確に知った上で計画しなければならない。掘削してから、岩盤が予想外に深いところがあると、中心線の位置の変更を必要とし、無駄な出費を招くことになる。また、工程を大幅に狂わすことになる。

カットオフの安定計算と、通廊補強筋の計算を有限要素方法によって行なってみたが、計算結果によると、カットオフには、水圧によってこれを下流側に転倒されるような力が作用している。したがって、安定なカットオフをつくるためには、岩盤を深く掘って、カットオフを埋込むように計画することが大切であると思われる。

カットオフの施工継目間隔(ブロックの長さ)は、河床水平部で、12~15mが標準とされており、傾斜部は、こう配、および中心線の折れ具合によって、適当に決められる。

コンクリートはセメント使用量を多くし、コンクリートダムなみの注意を払って施工する必要がある。通廊周壁コンクリートの厚さは、1.5mもあれば、50m程度の水圧に対して十分耐えるであろう。

鉛直施工継目に、キーを付けることは、これによって止水板がうまく挿入できなくなるので、好ましくない。

カットオフ部の掘削、およびコンクリート施工は、いずれもかなり面倒な施工になるので、工程が遅れ、そのためダムの盛立てが極めて制限されるという状態が、これまで多くのダムで経験されている。結果は、コンクリート、ロックフィルともに質が落ち、将来のトラブルの原因になりかねないので、ダムの全工程を事前に十分検討し、カットオフの工程をダムの盛立て工程より先行させることに留意せねばならない。

1-4 フェイスングの構造

1952年に完成した Genkel ダムから、1967年に完成した Rönkhausen ダムまで、9個のダムのフェイスング断面を図一3に示す。これによって、フェイスングの構造について検討する。

1) 各層の機能

図でわかるように、フェイスングは、その全体の厚さが40cm未満で、これを3~8層に分けて施工してある。これは、フェイスングの設計方針、施工機械の能力ないしは施工経験などの相違によって異なる形式のものとなることを示している。たとえば、排水層の有無は設計方針の違いからくるものであり、また、貯水に接するしゃ水層を、Genkel ダムでは、3cm×3層の密粒度アスコンで舗設したのに、最近では舗設機械の進歩に伴って、ほとんど2層で施工するようになっている。

さて、排水層のあるフェイスングで各層の機能を説明する。

排水層の上の密粒度アスコン(密粒アスコン)の層、厚さで、8~12cm、これがしゃ水層で、フェイスングの最重要部になっている。これを上層とも呼ぶ。

排水層以下の層はすべて上層の機能を補完するもので、上層に万一ひび割れが生じ、貯水が排水層に浸入すると、漏水は排水層の中を、ダムのり面の方向に流下し、カットオフ通廊に連結するドレンパイプを通じて、通廊に流出する。つまり排水層によって、しゃ水層の異常を直ちに発見できる。排水層用のアスコンは、アスファルト量の少ない粗粒度アスコン(粗粒アスコン)で、浸水を容易に排除できる性質をもっている。

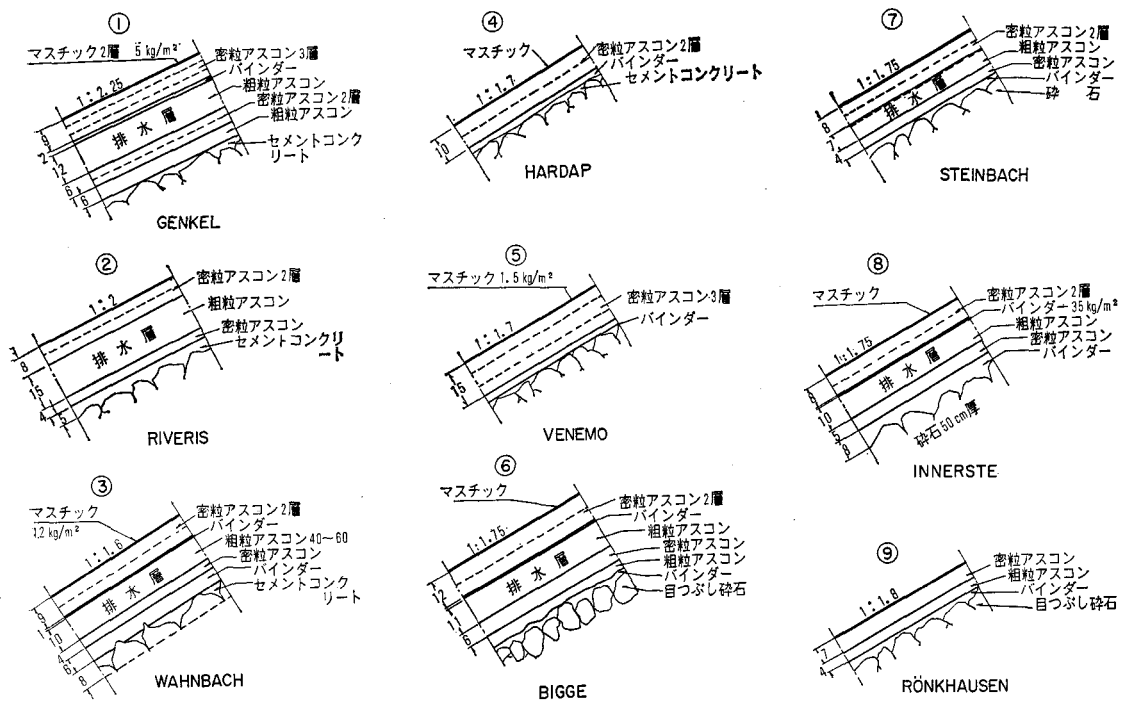


図-3 フェイシングの構造例

排水層の下側に設ける密粒アスコンの層は、排水層に浸入し水を確実に下方に流下させる機能を果たす。この層を下層という。下層によって、しゃ水層に仮に事故があっても漏水が生じて、まだ堤体には、浸入しないということである。下層用の密粒アスコンは上層用のものと同じ配合のものを用いるが、貯水をしゃ水する機能としては二次的なもので、排水層の一部とも考えられる。

下層の下の粗粒アスコン層は、ダム本体の目つぶし砕石の大きさによって、1層または2層に舗設される。いずれにせよ、ダム本体表面に十分かみ合って、フェイシングの基盤になる。2層に舗設する場合、最初の層をバインダ、ときにはマカダム層と呼び、2層目をレベリング層、あるいは均らし層と呼ぶ。

フェイシングの勝れた水密性、安定性、耐久性などの性質、また、フェイシング工事費の低下を考え、排水層のないフェイシングもつくられている。今日までに示されたアスファルトフェイシングの勝れた実績をもとに、排水層は不要であるという考え方もある。1969年5月に完工したマレーシアのPeduダムは、高さ63m、フェイシングは、しゃ水層10cm、均らし層5cm、バインダ3.5cm、計18.5cmで排水層は設けられていない。しかし、フェイシングの機能を確実に監視できる排水層の意義は大きい。水力発電所の機器、あるいは農工上水の配水設備などでは、機械や動力線を、運転中継続して、計測、監視している。これに対し、同系統の構造物で、もっとも重要と考えられるダムの監視を十分に行ないたい。

カットオフに通廊があれば、排水層の排水処理は容易である。通廊に開口するドレンパイプの設置箇所は、コンクリートブロックの1つに1カ所、おおよそ12~15m間隔が普通である。

2) フェイシングとカットオフの取合

カットオフコンクリートは、ダムの基礎岩盤の上のっているもので、湛水によって生ずる沈下量は極めて小さい。それに対し、フェイシングは、ロックフィルの上に舗設されているので、水圧による沈下量はかなり大きくなる。水圧による永久変形の実測値をノルウェーの実測値から借りて図-4に示す*。これは、1963年11月に完成したVenemoダムのフェイシングに設けたベンチマークを1965年10月に測定した結果を示すもので、最大

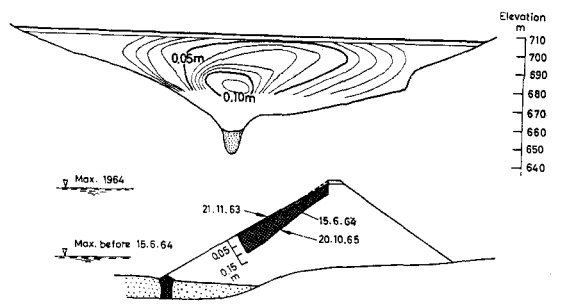


図-4 Venemoダム(ノルウェー) フェイシングの変形(m)

* Norwegian Geotechnical Institute, Publication, No.69,1966.

11cmの沈下を示している。水圧が作用すれば、この値はさらに数cm増加するはずである。しかし、このようなゆるやかな変形に対しては、フェイシングのたわみ性が十分追従できる。問題は、ダム不等沈下、ないし、カットオフの取合部のロックフィルの沈下によって生ずるフェイシングの大変形である。

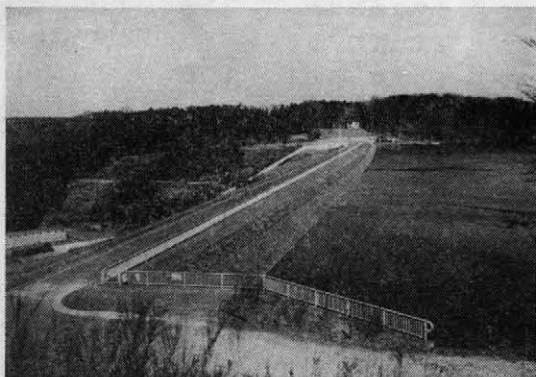
もっとも多く生ずるおそれのあるカットオフ取合部の変形に対して、予め適切な対策をたてておく必要がある。

まず第一に、カットオフの高さをできるだけ低くして隣接するロックフィル部の高さを低くし、その沈下量を少なくする。

次に、カットオフに丸みをつけたり、取合部のアスコンの厚さを増加させるなど、アスコンの補強をはかる。

カットオフとアスコンの密着について注意を払うことも当然である。

カットオフ コンクリートにアスコンを密着させる方法は、まずコンクリート面を十分清掃し、これにガソリン60%、アスファルト40%の溶液を吹き付け、乾燥したところにアスコンを舗設する。このようにすれば、コンクリートの細かい凹みに、アスファルトが入り、コンクリートとアスコンがよく密着する。



写真—2 Genkel ダム (西ドイツ)



写真—3 Innerste ダム (西ドイツ)

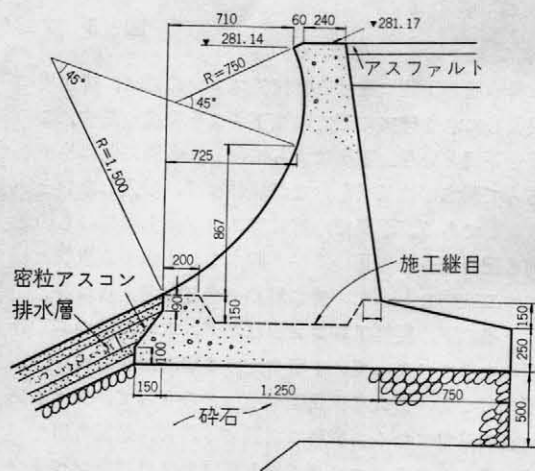
3) フェイシングとダム天端との取合部

フェイシングの頂部とダム天端道路との接続部は、美観上の問題となるところであるから、構造も設計者の考え方によって、変わってくるのは当然である(写真—2)。

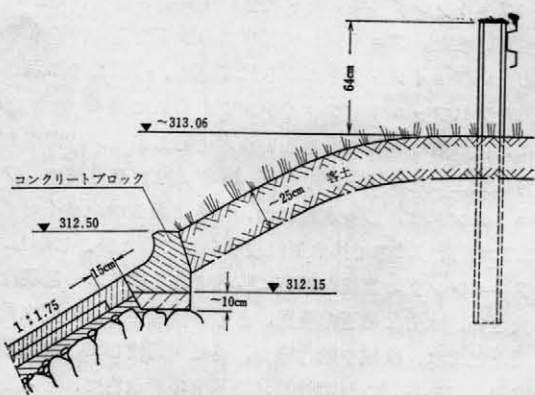
天端をアスコン舗装道路とし、これとフェイシングをアスコンで接続させる構造もあるが、この場合は接続部のアスコン施工を機械舗設によることができず、流動性に富むアスコンを流し、手で仕上げることになる。したがって、のり肩の軸方向の線を直線上に美しく仕上げることは、かなり困難な仕事になる。

天端にコンクリート製のバラベットを設け、これにフェイシングを取付ける例もある(図—5)。この場合は、バラベットの基部を打った状態で、フェイシングの舗設を行ない、完了後コンクリートを打継いで、天端道路を盛立てる。

比較的簡単な構造で、最近西ドイツでよく用いられる取合部の構造を図—6に示す。これはプレファブのコンクリートブロックをフェイシングの頂部に並べるので簡単であるし、また、美観上も勝れていると思われる(写真—3)。



図—5 コンクリートバラベット



図—6 フェイシング頂部構造

1-5 フェイシング材料の性質

アスファルト フェイシングの材料と施工という面で最もむづかしいのは、上層すなわちしゃ水層に関する部分である。以下この部分について、西ドイツの文献*を参考にして述べる。

アスファルト フェイシングについて考えなければならないことは、まず第一に、設計水圧下において十分に水密であること。第二に傾斜面において生ずる応力に対して安定であること。第三に高水圧下においてアスコンの中の結合剤が骨材と分離して押出されないこと。などである。

アスコン中のアスファルト量を増加すれば水密性やたわみ性は高くなっていくが、余り多くなると安定性がそこなわれる。骨材の粒度をうまく調整して、十分に大小粒がかみ合わされたアスコンは強度は高いが反面たわみ性が小さくなる。このように部分的には相反する条件を、それぞれ満たすようなアスコンを見つけることが肝要である。

1) 水密性

骨材の粒度、アスファルト使用量、およびアスコンの締固め度が水密性を左右する要素である。験材の配合とアスファルトの使用量は相互に関連する。経済的な見地から、すなわちアスファルトの使用量をできるだけ少なくするため、骨材の密度が最大になるようにすることが大切である。

粒度曲線が Fuller の提案した曲線に一致する場合に骨材密度は最大になるが、このような粒度曲線の骨材を得ることは技術的に困難である。しかし、与えられた骨材を適当に配合し、これに適合するアスファルト量を添加することによって、實際上十分満足できるアスコンが得られる。配合が適当であれば、透水試験の結果は常に満足できる。

アスコンの水密性について、これまで多くの試験が行なわれた結果、興味のあることは、アスコンが十分な水密性を有するためには、必ずしも骨材粒子の間げきをアスファルトで完全に充たす必要はないということである。十分高い水密性を持ったテストピースの大部分が2~3%の空げき率を有していた。これは施工上有利なことで、アスコンの密度と空げき率の測定を行なうことによって、水密性の現場監理が可能である。

土質材料によるしゃ水壁の場合、その透水係数Kの値は 10^{-7}cm/s 程度である。アスコンしゃ水壁で、われわれの考えている透水係数の目標値は 10^{-10}cm/s 以下である。作用水圧10m、しゃ水壁厚10cm、透水係数 $K=10^{-7} \text{cm/s}$ とすれば、10cmの壁を水が通過するに要する日数は約11.5日である。透水量を計算し、それと貯水量と比

較して小さければ支障ないという考え方もあるが、アスコンの中に水が透過すれば、耐久性の面で好ましくない。この考え方には賛成できない。Kの値を 10^{-10}cm/s とすれば、上記の11.5日は約32年となる。Kの値をこれ以下にすれば、10cmのしゃ水壁は工学的意味で不透水と考えられるようになる。薄いアスファルト フェイシングに対して、このような考え方をすることが大切である。前述のような適度な配合のアスコンを現場で十分締固めをすれば、この程度のKを得ることは容易である。

透水試験の結果、厚さ5cmの密粒アスコンで容易に250mの水圧、 25kg/cm^2 に耐え、水を透さないものができることが明らかになっている。しかし、実際に施工されたアスファルト フェイシングの例を見ると、7~15cmの層で、これを2層ないし3層に分けて施工している。これは明らかに、現場における施工条件その他、例えば天候、骨材のばらつき、アスコン運搬、舗設時のトラブル、ダム斜面の不整、後で生ずるダムの変形などがしゃ水壁厚の決定に際して考慮されたものである。

2) 安定性

アスファルト フェイシングの応力は、主として自重に起因するせん断応力で、ダム上流面に平行に作用する。このせん断応力は、フェイシングの厚さ、密度および斜面こう配によって決まり、斜面の長さ、つまり、ダムの高さには関係しない。これに対し、フェイシングのせん断強さはフェイシング自重の斜面に直角な分力と、水圧、およびアスファルトの粘性、骨材とアスファルトの粘着力によって決まる。

フェイシングの厚さを8cm、斜面こう配を 30° とすると、せん断応力はおよそ

$$2.5 \times 8 \times \sin 30^\circ = 0.01 \text{kg/cm}^2$$

これに対し、フェイシングのせん断強さはアスコンの内部摩擦角を 30° 、粘着力を 1kg/cm^2 と仮定すると

$$1 + 2.5 \times 8 \times \cos 30^\circ \times \tan 30^\circ = 1.01 \text{kg/cm}^2$$

つまり上述の仮定数値によると、水圧の作用していない状態でさえせん断破壊に対する安定度は100倍にもなる。

Strabag Bau社で行なった多くのせん断試験によれば、フェイシングに使用できる水密性を有するアスコンとして、内部摩擦角 40° 、粘着力 2kg/cm^2 のものが得られること、また実際に古く施工されたアスファルトの多い骨材粒子の小さいアスコンで、内部摩擦角 25° 、粘着力 1.0kg/cm^2 のものがあつたと報告されている。

フェイシングがその基礎面、つまりダム本体の上流面から滑動することに対する安定性もまた重要である。この安定性は、フェイシングとダム本体表面とを十分よく結合させることによって確保できる。ダム本体上流面の性質、すなわち、ダム盛立て材料の形状、大きさなどがこの結合度合に対して重要な役割を果し、ダム斜面の長

* Haas, Technische Eigenschaften von Asphaltbeton für Wasserbauzwecke, Die Bautechnik, Sep., 1959.

さにはこれも無関係である。

1963年に行なわれた西ドイツの Bigge ダムフェイシング工事において、このフェイシング基盤の結合に対し、合理的な改良が行なわれた。Biggeダム以前のアスファルト フェイシングのダムでは、本体の上流面に貧配合のセメント コンクリートで目つぶしを行ない、フェイシングの基礎面をつくっていた。これは多大の工費を要するばかりでなく、フェイシングの結合層というよりむしろ分離層を形成する恐れがあると考えられる。

Biggeダムでは、50~150mmの碎石を10~40cmの厚さにダム本体の表面に置き、これをグリッドローラで締固めた。この目つぶし碎石は、ダムの盛立と平行して行なわれた。フェイシングの施工に当り、この碎石層の上にバインダ（貧配合のアスコン、骨材の最大粒径18mm）を100kg/m²散布し、振動ローラで転圧した。そして、この上に厚さ3~7cmのアスコンを敷均らし、平坦な斜面をつくり上げた。このようにすれば、フェイシングの基礎がダム本体と十分にかみ合い、従来の方法に比べて確かに大きな改良と考えられる。Biggeダム以後のフェイシングには、フェイシングと基盤との結合という点においておおよそ同じ方法が用いられている。

次にフェイシングに対する気温の影響について考察する。予想される最高温度のもとで、アスコンにフロー現象が生じないように配合を調整する必要がある。アフリカの Hardap ダムでは、熱帯の強烈な太陽光線のもとで日陰でも40°Cという高温になり、アスコン内部の温度は80°Cにもなっていた。また、中部ノルウェーの Venemo ダムは極寒の気象条件にさらされる。これらの気象条件を考慮して、耐久性のあるアスコンを作る必要がある。

スロープ フロー (slope flow) 試験は、締固めないアスコンのワーカビリティを調べるものと、締固めたアスコンの使用状態に入ってから予期される温度におけるフローを調べるものと、2通りの試験方法がある。後者の試験も短期と長期との2通りに分けられるが、次に、長期間にわたるフロー試験の結果を図-7に示す。

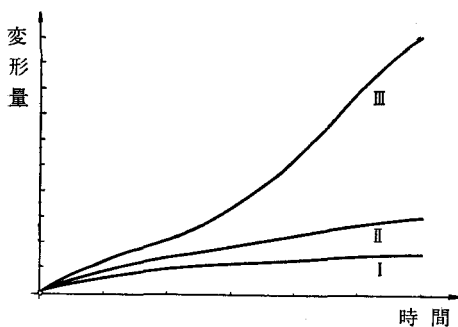


図-7 長期スロープ フロー試験

図の I, II, III は、同一骨材を用いアスファルト量の異なる3種のアスコンの供試体の6カ月にわたるフロー値を示すものである。3種とも、しゃ水壁としての水密性は満足するものであるが、配合IIIのアスコンは、短期試験ではわからないが、この試験によって、しゃ水壁としては、まったく不適当な配合であることが明らかになった。通常行なうスロープ フロー試験の基準をきめる場合にこのような試験を行なうことも必要であろう。

3) フィルタの検討

フェイシングが長期間、高水圧の作用を受けた場合、隣接のロックフィル本体の空げき中に押込まれはしないか、またアスコンの中からアスファルトが押出されはしないか、という疑問を、1958年 Hamburg で行なわれた基礎工学会議において Terzaghi がアスファルト技術者に提示した。この問題は、アスコンしゃ水壁に、土質しゃ水壁の場合に必要なフィルタ層を設ける必要があるか否かということである。これは、しゃ水壁と隣接する材料の骨材最大寸法比の問題である。

Strabag 社で実施した大規模の試験結果によると、骨材最大寸法比が1:8以上ならば、アスコンが基礎ロックフィルの空げきに貫入することはないということが明らかになっている。

1-6 フェイシングの施工

1) 舗設機械

フェイシングに用いるアスコンの混合プラントは、若干の点を除けば、普通の道路舗装用アスファルトプラントと異ならない。すなわち、自動計量のできる30t/hr以上のプラントでフィルターの加熱装置を付けてあればよい。

これに対して舗設機械は道路舗装用の機械と全く異なる。大成建設が天津岐ダムその他で使用した舗設機械は同社が西ドイツのストラバク社 (Strabag Bau-AG) の技術を導入し、成和機工(株)に製作させたもので、傾斜角度約30°、のり長130mまでの任意の高さのダムのり面に安全確実しかも短期間にアスファルトフェイシングを施工できる機械で、次のような主要機械からなっている。(図-8)

(a) ウィンチポータル (Winch portal)

フィニッシャ、ローラなどの諸機械をダム斜面上で昇降させるための無段変速ウィンチを4台、アスコンパケットをつるためのジブクレーン1台、およびこれら进行操作する運転室を装備した自走式ウィンチ車で、斜面舗設機械の移動アンカーともいべきものである。各ウィンチの巻上荷重および速度は、フィニッシャ用13t×5m/min、ダンバ用3.5t×85m/min、ローラ用0.8t×24m/minとなっている。

フェイシングの工事は危険度の高いものであるから、

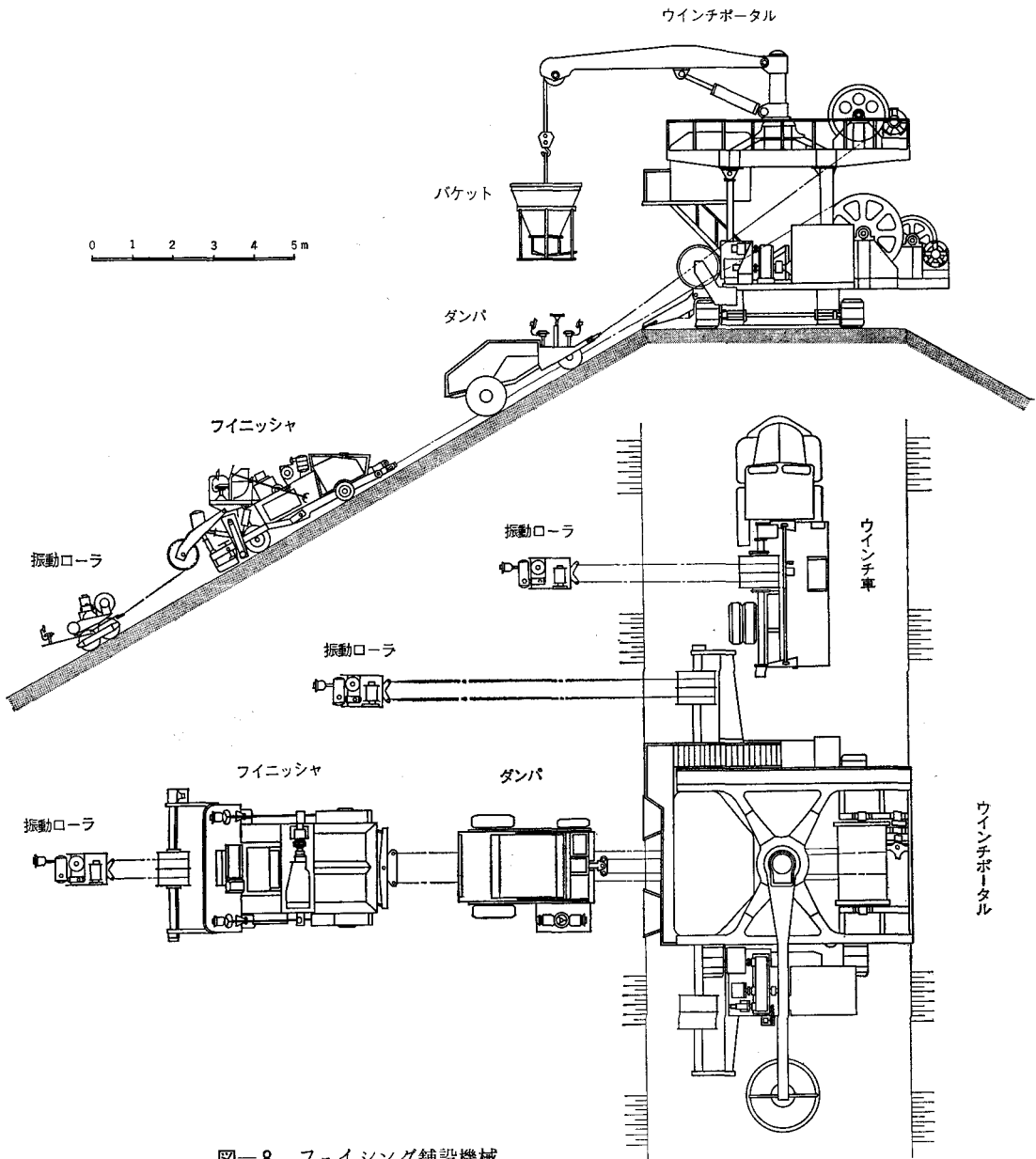


図-8 フェイシング舗設機械

機械の各部に安全装置が設けられている。たとえば、各ウインチに過負荷時および過速度回転時に働く自動停止装置があり、また、ウインチのけん引ワイヤロープは2本取りにして舗設機械の転落事故の絶無を期している。ウインチポールの自重は約60 t、履帯の接地圧は約1.2kg/cm²となるので、ダム天端は強固なものを必要とする。また天端の幅は6 m以上あればよい。

(b) アスファルト フィニッシャ

斜面上でアスコンの敷きならし、締固めの作業を連続的に迅速に施工できる。道路舗装用のフィニッシャと異なる主要な点は、アスコン初転圧用の振動ローラを昇降させるウインチを備えていることである。また、パーフ

ィーダ、スクリュ、タンパ、スクリード等フィニッシャの可動部分はアスコンの種類に応じ、適当な速度および振動数を自由に選ぶことができる。フェーシング用のアスコンは、道路のアスコンより高温のものを使用するので、これに対する保温、加熱装置も備えられている。ホップの容量は2 m³、舗設幅3 m、舗設厚最大14cmで、自重は約14 tである。

(c) ダンパ (asphalt dumper)

斜面上、ウインチポータルとフィニッシャの間にあってアスコンをフィニッシャに供給、ダンプする車である。ベッセルは油圧ダンプ式で、任意の位置で止めることができる。容量は2.5 m³、車の自重は2.5 tである。

(d) 振動ローラ

ローラの運転席にはローラウィンチ遠隔操作装置およびローラのかじ取り装置が備えてあるので、オペレータは舗設面を見ながら自由に運転できる。ローラの形状は750mm×500mmφ、自重1.1t、振動数は3,600cpmである。

(e) ウィンチ車

移動が迅速にでき、ウィンチポータルのローラ用ウィンチと同形のもが備えられており、3次転圧用のローラを支持する。そのほか、斜面上で工具類の運搬に用いたり、マスチック塗布用のスキーザを動かしたり、各種の目的に使用できるウィンチ車である(写真-4)。

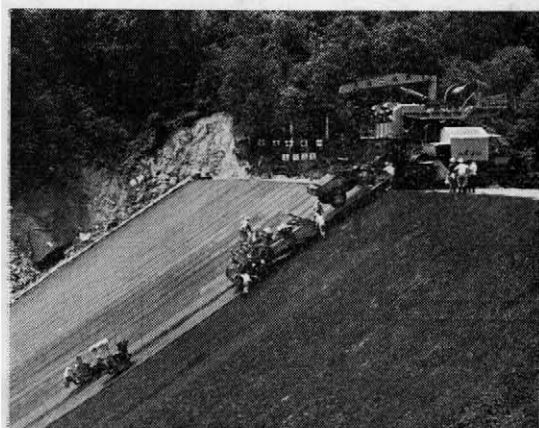


写真-4 大津岐ダム フェイシング舗設

2) フェイシング施工

アスファルトプラントから高温で混合されたアスコンが約2m³入りのバケットによってダム天端に運ばれると、ウィンチポータルのジブクレーンがこれをつり上げ、ダムのり面で待機しているダンプにアスコンを投入する。

ダンプはウィンチによってのり面を下降し、フィニッシャとドッキングし、フィニッシャのホッパにアスコンをダンプする。ダンプが完了すると直ちにのり面を上昇し、再びバケットからアスコンの供給をうける。フィニッシャはアスコンの補給中も作業を中断することなく、ウィンチポータルのウィンチにけん引され、斜面の最下部よりアスコンを敷きならしながら上昇して行く。これに続き、フィニッシャに装備されたウィンチにけん引される振動ローラが敷きならされたアスコンに初転圧を加えて行く。(写真-4)

こうして幅3mの1レーンの敷きならしが終わると、ウィンチポータルはダンプをつり上げ、フィニッシャをプラットフォームに引上げて次のレーンに横移動する。新しいレーンにウィンチポータルがセットされると、フィニッシャはのり尻まで下げられ、再び敷きならし作業が開始される。この敷きならし作業と併行して、前のレーンではウィンチポータルのウィンチに支持された振動ローラが、アスコンの2次転圧を行っており、さらにその前のレーンではウィンチ車につられた振動ローラが3次転圧を行ない、舗設を完了させる。

農業土木技術者のための

プログラミングの数学

— 数値解析, 統計解析, 最適計画入門 —

「やさしいプログラミング」の姉妹編

第1編 数値解析・第2編 統計解析・第3編 最適計画の手法

農林省農地局設計課監修

農業土木技術連盟発行

B5判 頒価 1,200円(送料別)

10冊以上一括申込みは 1割引 学生は 1割引

会

告

農業土木技術研究会役員

会 長 杉田 栄司 農地局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 山本 純 農地局設計課長
 " 長 高連 " 技術課長
 " 岡部 三郎 農地開発機械公団監理官
 " 牧野 俊衛 関東農政局建設部長
 " 茶谷 仁 農業土木試験場土地改良部長
 " 井上 弘 茨城県農地部長
 " 松井 芳明 水資源開発公団第二工務部長
 " 永田 正董 土地改良建設協会専務理事
 " 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役
 " 小川 孝 鹿島建設株式会社技師長
 " 内藤 正 大豊建設株式会社常務取締役
 監 事 伊藤 茂松 農業土木事業協会常務理事
 " 真田 光夫 日本農業土木コンサルタンツ理事
 顧 問 井元 光一 水資源開発公団理事
 " 小川 泰恵 八郎潟新農村建設事業団理事
 " 梶木 又三 参議員議員
 " 金子 良 日本大学教授
 " 小林 国司 参議院議員
 " 桜井 志郎 日本農業土木コンサルタンツ
 " 佐々木四郎 水資源開発公団理事
 " 重政 庸徳
 " 清野 保 愛知工業大学顧問
 " 高月 豊一 京都大学名誉教授
 " 田町 正誉 九州大学名誉教授
 " 中川 一郎 衆議院議員
 " 野知 浩之 日本農業土木コンサルタンツ顧問
 " 福田 仁志 東京大学名誉教授
 " 山崎平八郎 衆議院議員
 常任顧問 住吉 勇三 農地局参事官
 " 田村徳一郎 明治大学教授
 参 与 山口 重雄 東北農政局設計課長
 " 棚橋 正治 関東農政局設計課長
 " 善木 正敏 北陸農政局設計課長
 " 藤井 敏 東海農政局設計課長
 " 浅原 辰夫 近畿農政局設計課長

" 島岡 俊輔 中四国農政設計課長
 " 桑原 昇 九州農政局設計課長
 " 難波 康夫 北海道開発局土地改良課長
 " 梶補 和年 北海道土地改良第一課長
 " 山下 潔 青森県土地改良第一課長
 " 清水 孝純 岩手県耕地建設課長
 " 小西 良治 宮城県耕地課長
 参 与 山内 一郎 秋田県耕地課長
 " 城野 忠雄 山形県耕地課長
 " 佐藤 英明 福島県耕地課長
 " 松村 進 茨城県耕地建設課長
 " 横山 新 栃木県土地改良課長
 " 小畠 洸 群馬県耕地開発課長
 " 雨宮 堯郎 埼玉県土地改良課長
 " 宮地 寛 千葉県耕地課長
 " 仲田 真己 東京都農地課長
 " 飯塚 晴信 神奈川県耕地課長
 " 丸茂 高男 山梨県耕地課長
 " 国政 義範 長野県耕地第一課長
 " 山田 卓郎 静岡県県営企画課長
 " 杉山 英郎 新潟県農地建設課長
 " 福沢 重信 富山県耕地課長
 " 服部 和彦 石川県耕地課長
 " 岡 弘 福井県耕地課長
 " 井田 宗 岐阜県農地建設課長
 " 勝又 謙 愛知県耕地課長
 " 渡辺 靖六 三重県耕地課長
 " 大辻小太郎 滋賀県耕地課長
 " 中村 吉隆 京都府耕地課長
 " 吉岡 孝信 大阪府耕地課長
 " 藤本 理 兵庫県耕地課長
 " 窪田 博 奈良県耕地課長
 " 小川 力也 和歌山県耕地課長
 " 坂根 勇 鳥取県耕地課長
 " 村田 稔尚 島根県耕地課長
 " 村上 澄雄 岡山県耕地課長
 " 二井岡 広 広島県耕地課長
 " 中村 源三 山口県耕地課長
 " 平井 公雄 徳島県耕地課長
 " 杉平 鉄雄 香川県土地改良課長
 " 白井 俊昭 愛媛県耕地課長
 " 弘田 定男 高知県耕地課長
 " 徳重 一義 福岡県耕地課長
 " 相川 稔 佐賀県土地改良第一課長
 " 宮本 安一 長崎県耕地課長
 " 広嶋 常次 熊本県耕地第一課長
 " 森田 実 宮崎県耕地課長
 " 森田 克美 大分県耕地課長

幹事 〃 百元 和夫 鹿兒島県耕地課長
 〃 武田 健策 水資源開発公団第二工務部設計課長
 〃 須恵 務 農地局かんがい排水課
 〃 高田 徳博 〃 開墾建設課
 〃 小藤 裕二 〃 防災課
 〃 中川 稔 〃 技術課
 〃 柴田巳千夫 農地局企画調整室
 参与 棚橋 正治 関東農政局建設部設計課長
 〃 白滝 山二 農工大学助教授
 〃 前田 芳郎 農地開発機械公団工務課長
 〃 内藤 克美 水資源開発公団第一総務部
 常任幹事 石川 明 農地局設計課
 〃 伊藤禄太郎 農業土木技術連盟事務局長
 〃 勝俣 昇 農地局設計課
 編集委員長 岡部 三郎 (幹事会担当理事兼務)
 編集委員 幹事及常任幹事

大分 梅林建設株式会社
 東京 技研興業株式会社
 〃 久保田建設株式会社
 〃 五洋建設株式会社
 大分 ㈱ 後藤組 1口
 〃 ㈱ 佐藤組
 東京 新生興産株式会社
 〃 新農立建設株式会社
 愛知 塩谷組
 東京 世紀建設株式会社
 青森 田中建設株式会社
 東京 ㈱ 武井工業所
 〃 ㈱ 田原製作所
 香川 大成建設㈱高松支店
 大分 高山総合工業株式会社
 東京 中央開発株式会社
 岡山 中国土木株式会社
 香川 ㈱チェリーコンサルタント
 東京 帝国ホーム管株式会社
 〃 東急建設株式会社
 秋田 東邦技術株式会社
 東京 東京索道株式会社
 〃 (有)東洋測量設計
 〃 ㈱土木測器センター
 茨城 中川ホーム管工業株式会社
 新潟 新潟コンクリート工業株式会社
 東京 日本舗道株式会社
 〃 日本技術開発株式会社
 〃 日本海上工事株式会社
 〃 日本国土開発株式会社
 〃 日本プレスコンクリート工業株式会社
 〃 日本エタニットパイプ株式会社
 〃 日曹マスタービルダーズ株式会社
 〃 日兼特殊工業株式会社
 〃 パシフィックコンサルタンツ株式会社
 〃 羽田コンクリート工業株式会社
 福岡 藤増総合化学研究所
 東京 ㈱ 円井製作所
 〃 ㈱ 丸島水門製作所
 石川 真柄建設株式会社
 東京 水資源開発公団
 京都 山品建設株式会社
 愛知 若鈴コンサルタンツ株式会社

賛助会員

(五十音順)

東京 ㈱ 荏原製作所	3口	〃	〃
〃 ㈱ 大林組	〃	〃	〃
〃 鹿島建設株式会社	〃	〃	〃
〃 ㈱ 熊谷組	〃	〃	〃
〃 久保田鉄工株式会社	〃	〃	〃
〃 佐藤工業株式会社	〃	〃	〃
愛知 ㈱三祐コンサルタントインターナショナル	〃	〃	〃
東京 大成建設株式会社	〃	〃	〃
〃 ㈱電業社機械製作所	〃	〃	〃
大阪 ㈱ 西島製作所	〃	〃	〃
東京 西松建設株式会社	〃	〃	〃
〃 (財)日本農業土木コンサルタンツ	〃	〃	〃
〃 ㈱ 間組	〃	〃	〃
〃 ㈱ 日立製作所	〃	〃	〃
〃 ㈱ 青木建設	2口	〃	〃
〃 株木建設株式会社	〃	〃	〃
大阪 ㈱ 奥村組	〃	〃	〃
東京 勝村建設株式会社	〃	〃	〃
大阪 ㈱ 栗本鉄工所	〃	〃	〃
東京 三幸建設株式会社	〃	〃	〃
〃 住友建設株式会社	〃	〃	〃
〃 大豊建設株式会社	〃	〃	〃
〃 前田建設工業株式会社	〃	〃	〃
山形 前田製管株式会社	1口	〃	〃
東京 旭コンクリート工業株式会社	〃	〃	〃

68社 104口

農業土木技術研究会会員数

46.4末現在

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					賛助会員					
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数				
北海道	403	343	5	81	832	—	—	近畿	滋賀	86	46	—	2	134	—	—			
東	青森 岩手 宮城 秋田 福島	森手	188	40	1	—	229		1	1	京都	54	56	8	23	141	1	1	
		城田	142	30	2	4	178		—	—	大阪	53	26	5	52	136	3	—	
		形島	135	84	6	17	242		—	—	庫良	96	28	2	3	129	—	—	
		福	211	77	—	27	315		1	1	山	64	28	—	2	94	—	—	
		島	157	34	—	5	196		1	1	和歌山	75	26	—	1	102	—	—	
北	計	160	48	—	1	209	—		—	計	428	210	15	83	736	4	9		
関東	茨城 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	茨城	119	54	—	6	179		1	1	中国・四国	鳥取	68	15	1	—	84	—	—
		群馬	69	28	5	4	109		1	1		島根	47	25	7	1	80	—	—
		埼玉	80	16	—	—	96		—	—		岡山	87	107	5	4	203	—	—
		千葉	90	19	—	13	122	—	—	広島		—	—	—	1	1	—	—	
		東京	109	51	—	9	169	—	—	山口		63	—	—	1	64	—	—	
		神奈川	1	226	19	238	484	47	78	徳島		37	14	—	—	51	—	—	
		山梨	71	31	—	20	122	—	—	香川		61	91	7	1	160	2	2	
		長野	4	13	—	1	18	—	—	愛媛		39	1	5	6	51	—	—	
		静岡	153	23	4	3	183	—	—	高松		24	2	1	2	29	—	—	
		計	174	37	—	—	212	—	—	計		426	255	26	16	723	2	2	
北陸	新潟 富山 石川 福井	新潟	353	134	1	14	502	1	1	九州	福岡	93	47	14	27	181	1	1	
		富山	151	14	2	3	170	—	—		佐賀	103	31	3	1	138	—	—	
		石川	105	103	—	3	211	1	1		長崎	28	6	—	—	35	—	—	
		福井	132	11	—	—	143	—	—		熊本	148	102	—	5	255	—	—	
		計	741	262	3	20	1,026	2	2		大分	178	33	—	1	212	4	—	
東海道	岐阜 愛知 三重	岐阜	102	28	5	6	141	—	—	宮崎	93	7	1	—	101	—	—		
		愛知	105	180	1	108	394	3	3	鹿児島	127	25	1	—	153	—	—		
		三重	72	55	1	1	129	—	—	沖縄	4	—	2	1	7	—	—		
計	279	263	7	115	664	3	3	計	774	251	21	36	1,082	5	5				
内地計								4,914	2,395	114	700	8,123							
外国								28	—	—	—	28							
合計								4,942	2,395	114	700	8,151	68	104					

編集後記

今年も各地で台風による被害が伝えられておりますが、皆様の地方はいかがでしょうか。また最近、地震についての話題も多く、その対策についてもいろいろな問題点が指摘されているようで、直接防災の仕事を担当されている方だけでなく、一般に災害対策へのきびしい認識が要請されているようです。さらに今日では、こうした物理的な自然災害だけでなく、大気汚染あるいは水質汚濁といった、化学的ないわゆる公害の問題が社会的に大きな問題となっております。とくに、水質の問題はわれわれの専門分野と直接関連をもつことが多いと思わ

れます。そこで本号では、水質の問題を扱った2編の報文を掲載しましたので、一読していただき、水質保全についての関心をさらに深めていただきたいと思います。とっております。

そのほか、それぞれの分野にわたって、特色ある内容をもつ報文ならびに資料を執筆していただきました。実務のうえでお役に立つことを期待しております。

最適化手法についての講座も3回目になりました。なお、講座については次の企画を検討中ですが、できるだけ読者の皆様の要望に沿う課題を選びたいと考えておりますので、どしどしご意見をお寄せいただくようお願いいたします。(白滝)

水と土 第6号

発行所 東京都港区新橋5-34-4
 発行人
 印刷所 東京都新宿区下落合1-47

昭和46年9月30日発行
 農業土木会館内 TEL (436) 1960
 振替口座 東京 2891
 農業土木技術研究会
 TEL (953) 4461 (代表)
 一世印刷株式会社