土木研究所報告

第八十九号 ノ二

建設省土木研究所大型水理試験施設について……松村孫治…(1)

光弾性を利用した重量構造物の応力測定について(1)……高田孝信 湯田隆雄…(7)

土の切削抵抗についての実験報告……斎藤義治 神吉満志…(23)

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究(3)……山田順治…(63)

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究(4)……山田順治…(77)

堰堤放水管に関する研究(2)……村幸雄 荒木正夫 飯田隆一…(101)

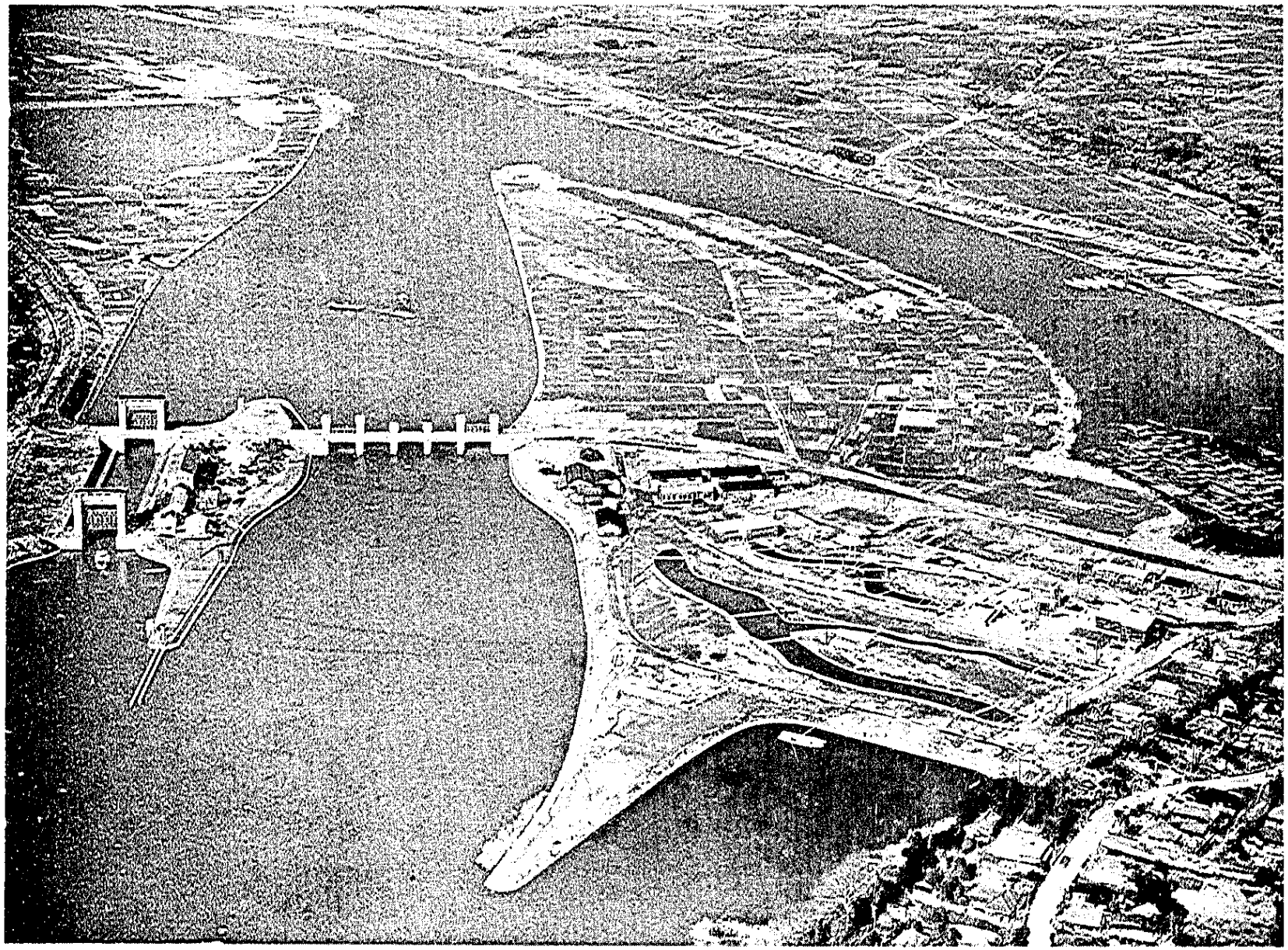
田瀬堰堤の余水路に関する模型実験……村幸雄 荒木正夫 森正秋…(153)

昭和三十年三月

建設省土木研究所

510.5
4455

土
30



写真—1　篠崎分室附近の島嶼　（毎日新聞社撮影）

写真—2　篠崎分室構内全景　（毎日新聞社撮影）

建設省土木研究所大型水理試験施設について

土木研究所長　松　村　孫　治

（昭和 28 年 4 月）

目　次

I　概　要……（1）
II　堰堤実験施設……（2）
III　河川実験施設……（4）
IV　附属建物……（6）

I　概　要

建設省土木研究所の前身たる内務省土木試験所にて治水及び港湾の研究が開始されたのは大正15年の昔であつた．赤羽分所の構内に小規模の水理試験施設が設置され，更に昭和6年度より9年度に亙り大拡張が行われ，赤羽分所の現在の施設の大部分は当時の築造になるものである．この内最大のものは使用水量2,700 l/sec の給水が可能であるが，実験場は幅 4 m 乃至 8 m のコンクリート水路内に限定され，自然河川の大なる模型を作ることは不可能であり，主として使用されたるは 150 l/sec の給水能力を有する中型水理試験施設であり，河川のみならず堰堤に関する実験も行われたが，その模型は高さ 1 m 程度が最大であつた．従つて河川模型に対しては流量があつても広場が不充分である為に多くの場合模型の縦と横の縮尺を変えざるを得ない有様であり，又堰堤に対してもポンプの揚程の関係上高さが不充分であつた．

昭和22年の大水害以来治水の重大さが朝野に深く認識され，あらたなる見地より河川計画の樹立が強く要求されてきた．又一方国土総合開発計画の一かんとして各地に大規模な堰堤が利水並びに治水上の目的より計画されてきた．

戦後米国の土木工事を視察して，アーリントン，デンバー等にて極めて大規模な模型実験が行われ，その研究が治水計画，堰堤の設計等に直ちに利用され，土木工事の実施に非常に寄与するところ大なるを知つた．

河川の治水計画の再検討と高堰堤の実施と相まつて関係各方面より大規模の模型実験の必要性が認められ，昭和27年東京都江戸川区東篠崎地先より千葉県東葛飾郡行徳町に跨る江戸川の旧河川敷約 8,300 坪に河川並びに堰堤の大型水理試験施設を建設した．（附図—1，写真1及び2参照）

敷地の区分は次の如くである．

河川実験用地	5,100 坪
堰堤実験用地	860 坪
附属施設用地その他	2,340 坪

II 堰堤実験施設

堰堤実験施設は附図-2～3に示され，模型は高さ 4 m，幅 10m を二基同時に実験でき，最大流量は 1m³/sec である．（写真 3～6 参照）

実験用水の流下する順序に従つてその施設の概要を説明する．実験用水は水道を使用し千葉県営水道より 3 吋管にて引入れ，毎時 20～25 m³ の給水ができる．

a) 貯水槽（低水槽） 貯水槽は附図—3 に示す如く地下式を採用し，構造はラーメン式鉄筋コンクリート造，幅 10 m，長さ 8 m，深さ 2.5～2.7 m のもの二個を防水的に相接せしめたものに，幅 3.5 m，長さ 4 m，深さ 4 m の揚水ポンプ用の吸水枡を設け，貯水量は約 450 m³ である．

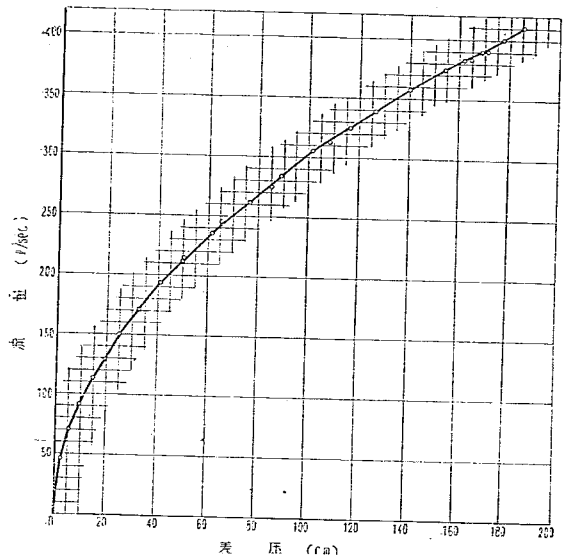
b) 揚水装置 低水槽の水を二階の高水槽に揚水するために，3,300 V 使用，125 KW (170 HP) 高圧モーター直結の径 700 mm 渦巻ポンプ 1 台を備えた。（写真 4 参照）これには 1 馬力モーター付気密ポンプ及び 7.5 馬力モーター付真空ポンプ各 1 台及び 700 mm 電動スルースバルブ，チエック弁が附属する．

c) 高水槽 模型への送水量を正確に一定に保つために落差を利用する自然流下式とし，そのために揚水ポンプで揚げた水をこゝで整流し一定水位を保たせ余分の水は余水溢流樋から溢流させるための装置である．この高水槽は内法 8 m の 正方形で深さ 2.5 m，鋼鈑熔接にて鉄筋コンクリート造の 2 階に据付けてある．余水の溢流樋は水槽上端より 0.3 m 下つた位置に幅 0.2 m，長さ 7 m のものを 1 m 間隔に 7 本を備え，更にこれを幅 0.8 m の集水樋に集めて地下の低水槽に落す様にした．なお揚水ポンプから送られてくる水はこの水槽の一隅から槽内に入り水槽内の底に沿つて対角線状に這う径 700 mm，長さ 7.5 m の分散管（多孔管）からできるだけ静かに噴出させるようにした．（附図—2 及び 附図—3 参照）

d) 送水，量水並びに水量配分装置 これ等は高水槽で一定の水頭を保つている水を所要の一定量ずつ二ケ所の模型堰堤へ送水する総合装置である．送水管は径 350 mm の熔接鉄管 4 本で高水槽の底から導き出し一階に下り，この 4 本の送水管のほゞ中央部に各々径 350 mm のベンチュリ管を設けて各管の流量を測定し，次にこの 4 本を径 500 mm 乃至 700 mm の配分管で連結し，この配分管の両端から 2 本の径 700 mm 送水管で 2 ケ所の模型へ送水する．配分管及び 700 mm 送水管に径 700 mm 及び 600 mm 各 2 個宛及び 500 mm 1 個計 5 個の電動スルースバルブを備え模型への送水量を調節する。（写真 5 参照）これらの電動スルースバルブは写真—6 に示す操作盤を設け係員 1 人にて操作可能である．又各バルブの開度はセルシンモーターを利用して操作盤上の指針にて示される．流量の測定は 4 個の 350 mm ベンチュリ管（附図—2 及び 附図—3）の水圧を水銀マノメーター及び水柱マノメーターにて読んで行う．この 4 個のベンチュリ管の差圧—流量曲線は当所で検定した結果，多少の相違はあるが 4 本共大体同様でその 1 つの曲線を 図—1 に示す．

e) 整流槽及び堰堤位置の締切 整流槽は附図—2 及び附図—3 に示す如く約 100 m² の水面積を有し床版上 4.3m の水深を保ち得る鉄筋コンクリート造のもの 2 箇所ある．隣室の配分管よりくる水は整流槽上流端の底に置かれた径 700mm 長さ各 4.0m の分散管(多孔管)より静かに噴出させる．整流池の上には水位，流量その他の観測作業用として水平移動のできる径間 10 m の鉄骨トラス橋各 1 個を架設した．(附図-3，写真-3 参照)

f) 堰堤水叩及び下流河川部模型製作用広場 980 m² に及ぶ区域を厚さ 10 cm のコンクリートで鋪装し堰堤水叩及び下流河川部の模型を製作する広場を設置した．



図—1　堰堤実験用 359 mm ベンチュリ管検定曲線

g）流量測定用量水槽　実験の操作の上で模型を通過した流量を更に下流で検測する必要を生ずることがしばしばある．このために鋭縁短形堰幅 2.5 m 1 個所を設置した．量水槽の設置位置及び概略寸法は附図—2 に示す通りである．

h）帰還水路　各実験の模型の下流端から流れくる水を集めて地下の低水槽へ再び帰すために附図—2 及び附図—3 の如く実験広場の三方を囲む幅 1 m 長さ約 70 m のコンクリート造帰還水路を設けた．水路の深さは上流端で約 1 m とし以下 1/200 の底勾配で漸次深くなつている．

i）堰堤実験主要施設一覧表

区分	名称	構造	寸法	員数
槽	低水槽	鉄筋コンクリート	10 m×16 m×(2.7～2.5m)	1 ヶ所
	吸水桝	〃	3.5 m×4 m×4 m	1 ヶ所
	高水槽	鋲接溶接	8 m×8 m×2.5 m	1 ヶ
	整流槽	鉄筋コンクリート	約100 m²×(4.3～4.5 m)	2 ヶ所
	量水槽	〃	4 m×5 m×1.7 m	1 ヶ
	実験床版	コンクリート	厚0.1m×1.000 m²	1 ヶ所
	帰還水路	〃	1.0m×(1.03～1.38m)×70m	1 ヶ所
建物	量水室	鉄筋コンクリート	10 m×8 m×2.95 m	80 m² 1 ヶ所
	高水槽室	床　鉄筋コンクリート 上屋　木造	10 m×8 m	80 m² 1 ヶ所
	ポンプ室	木造2階（2階は器具置場）	10 m×8 m	延160 m² 1 ヶ所

揚水設備	渦巻ポンプ		125KW, 高圧モーター直結 揚程8m 揚水量1,000 l/sec	1台
	附属真空ポンプ		7.5馬力モーター付	1台
	同 気密ポンプ		1馬力モーター付	1台
	同 電動スルースバルブ		径700 mm, 3馬力モーター付	1台
	同 チェッキバルブ		径700 mm	1個
量水設備	ベンチュリ管		径350 mm	4個
	マノメーター	水銀式		4組
	〃	水柱式		4組
	流量測定台	鉄骨トラス橋	径間10 m	2基
流量調節設備	操作盤			1台
	電動スルースバルブ		径700 mm 2馬力モーター付	2台
	〃		径600 mm 〃	2台
	〃		径500 mm 〃	1台
送配水設備	送水管	鋼板熔接	径350 mm	延長 8m×4本
	配分管	〃	径500 mm～700 mm	〃 8.2m
	分散管	〃	径700 mm×4m	2ヶ
排水設備	渦巻ポンプ	ヒューム管排水管を含む	径4吋, 7.5馬力モーター付	1式
受変電施設	受電設備	3300 V, 213 KW		1式
	変電設備	トランス	100 V 用 30 KW	1台
		〃	200 V 用 10 KW	2台
工作施設	機械鋸		25 1/2吋 1馬力モーター付	1台
	機械鉋		15吋 3馬力モーター付	1台

III 河川実験施設

附図—1 に示す如く河川模型を製作する広場は帰還水路により二つに区分し同時になるべく大きな模型による実験を可能なる如く設計した.

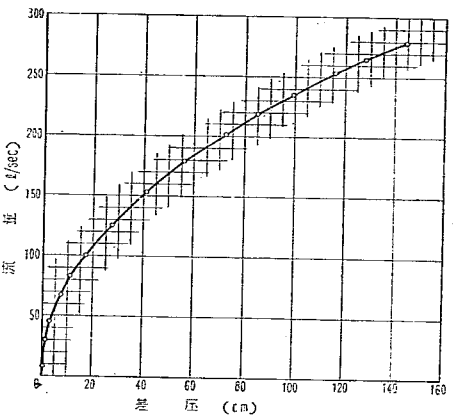
a) 貯水槽（低水槽） 低水槽は野天プール式鉄筋コンクリート造にて 附図—4 及び 附図—5 に示す如く幅 10 m, 長さ 30 m, 深さ 2.3 m である.（写真—7 参照）なおこれに続く幅 1 m, 深さ 1.3 m～2.0 m, 延長 296m の帰還水路（附図—1 参照）も貯水に兼用される. 使用可能なる水量は帰還水路の水位低下 0.6 m をも含めて計 670 m^3 である.

b) 揚水装置 揚水には最大揚程 4.15 m, 3,300 V, 65 KW (90 馬力) 電動機直結の φ700 mm プロペラーポンプを使用し, これには 1 馬力モーター付気密ポンプ及び 3 馬力モーター付真空ポンプ各 1 台が附属する. (写真—8 参照)

c) 高水槽 高水槽の構造は堰堤実験施設のものとほゞ同様にて 8 m×8 m×2.7 m で, 河川模型では流頭部に高い水頭を要しないのと, 自然流下で送水に要する落差はほゞ 1.5 m で足りるので高水槽は大体地盤と同高のコンクリート床版上に据えた. プロペラーポンプで揚水されてくる水は高水槽に入つて底部を通う φ700

mm，長さ 7.5 m の分散管の多数の小孔から噴出させる．（附図—4 参照）

d）送水，量水，水量配分装置　高水槽の底部に径 400 mm の送水管 3 本を取付けこれで最大流量 1,000 *l*/sec を送水し，各々の送水管の途中に 400 mm のベンチュリ管を備えこれによつて流量を測定する．このベンチュリ管の流量—差圧曲線は当所で検定を行いその一つの例を示せば図—2 の通りで 3 個とも大体同様である．附図—4 及び 写真—9 に示す如く 3 本の送水管の末端を 600 mm～700 mm の配分管で連ね 600 mm 及び 700 mm の電動スルースバルブ各 2 台で実験場に配分送水する．その操作は大体堰堤実験施設と同一である．



図—2　河川実験用 400 mm ベンチュリ管検定曲線

e）流頭部の整流槽，実験用広場及び流末部の量水槽　配分管から φ700 mm の熔接管で送水されてくる水は模型流頭部に設けたコンクリート製整流槽内で φ700 mm 分散管の多数の小孔から噴出させ更に種々の整流，導流装置を経て模型河川に送り込まれる．模型を流れた水量を流末で再検し分流比等を測定するために各流末部に幅 2 m 及び 1 m の短形堰を有するコンクリート製量水槽を設置した．（附図—1 参照）

f）帰還水路　図—1 に示す如く第一実験場下流部から端を発するものと第二実験場の下流部から出発するものと 2 つあり，これが途中で合流し末端は低水槽に連結される．構造はコンクリート製（僅少の鉄筋使用）幅 1 m，深さ上流端で 1.3 m，下流端（低水槽へ取付部）で約 2 m，平均底勾配 1/400，延長 296 m ある．

g）小型流速計検定水槽　模型実験で流速測定を行うにはピトー管を使うこともあるが廻転式の小型流速計をも使用している．これらの係数検定を行うために幅 0.8 m，深さ 0.9 m，長さ 40 m のコンクリート製水槽を低水槽の傍に設けた．（写真—7 及び 10）

h）河川実験主要施設一覧表

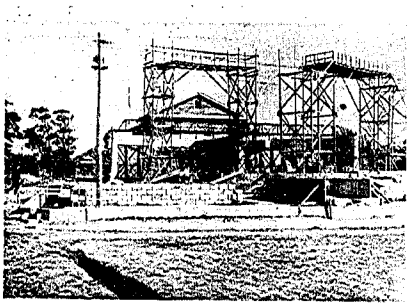
区分	名称	構造	寸法	員数
水槽水路	低水槽	鉄筋コンクリート	10 m×30 m×2.3 m	1ケ所
	高水槽	鋼鈑熔接	8 m×8 m×2.7 m	1ケ
	量水槽	コンクリート	4 m×4.8m×1m	1ケ
	〃	〃	4 m×4.8 m×1 m	1ケ
	〃	〃	2 m×4.8 m×1 m	1ケ
	小型流速計検定水槽	コンクリート	0.8 m×0.9 m×40 m	1ケ
	帰還水路	コンクリート 一部鉄筋入り	1 m×(1.3～1.8 m)	延長 296 m
建物	ポンプ室	木造平家（床，鉄筋コンクリート）	17 m²	延243 m² 1棟
	高水槽室	木造平家（床，コンクリート）	115 m²	

	量水室	木造2階建	延 107 m²	
	変電室	木造平家	4 m²	
揚水設備	プロペラーポンプ		径700 mm, 65 KW モーター付, 揚程4.15 m, 揚水量1,000 l/sec	1台
	附属真空ポンプ		3馬力モーター付	1台
	同 気密ポンプ		1馬力モーター付	1台
	電動スルースバルブ		径700mm 2馬力モーター付	1台
量水設備	ベンチュリ管		径400 mm	3台
	マノメーター	水銀式		3組
	〃	水柱式		3組
流量調節設備	操作盤			1台
	電動スルースバルブ		径700mm 2馬力モーター付	2台
	〃		径600mm 2馬力モーター付	2台
送配水設備	送水管	鋲鈑熔接	径400 m	延長 9.7m×3本
	〃	〃	径700 m	〃 18.9 m
	配分管	〃	径600 mm～700 mm	6.5 m
	分散管	〃	径700 m 長3.3 m / 7.0 m	各 1ヶ
排水設備	渦巻ポンプ		径4吋 5馬力モーター付	1台
	〃		径2吋 1馬力モーター付	1台
受変電設備	受電設備			1式
	変圧用設備	トランス	200 V用 7.5 KW	2台
	〃	〃	100 V用 10 KW	1台

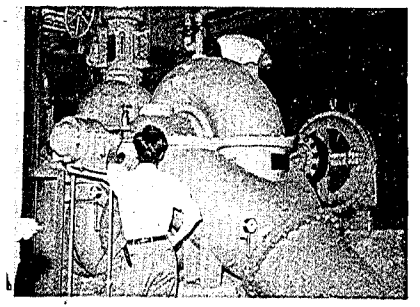
IV 附属建物

附属建物は次の表の通りである。

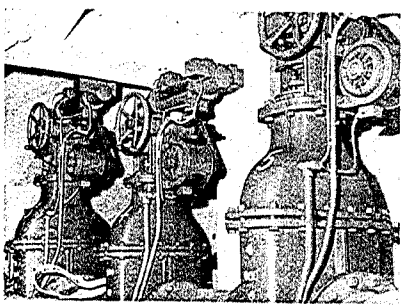
名称	構造	建坪
事務所	亜鉛鍍鉄板葺 木造平家	42 坪
第1倉庫	〃 〃	40
第2 〃	〃 〃	21
第3 〃	ルーフィング紙葺 〃	20
車庫	亜鉛鍍鉄板葺木造平家	9
河川実験上屋	〃 〃 1部2階	延106
堰堤実験 〃	スレート葺 木造2階	延 99
第1実験整理室	亜鉛鉄板葺 木造平家	12
小型実験水路の機械室	〃 〃	1.5
便所	〃 〃	1.5
職員宿舎1号	瓦及び亜鉛鉄板葺 木造平家	33.75
計		385.75



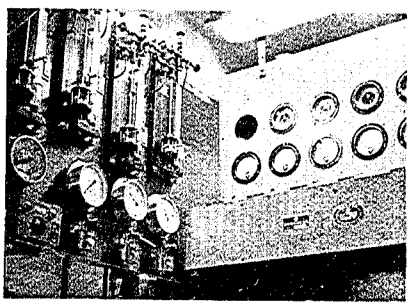
写真—3　堰堤実験場の外観



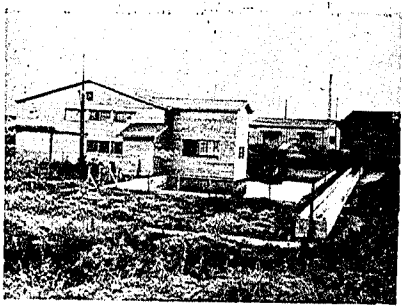
写真—4　堰堤実験用 φ 700 mm 渦巻ポンプ



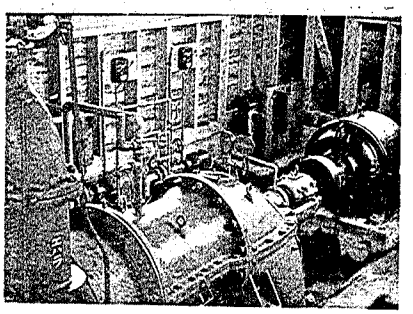
写真—5　堰堤実験用電動スルースバルブ群の一部



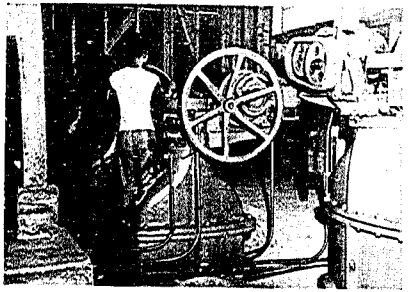
写真—6　堰堤実験用操作盤及び水銀マノメーター



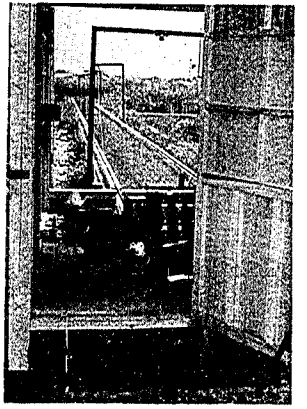
写真—7　河川実験用低水槽，小型流速計検定水路及びポンプ室の外観



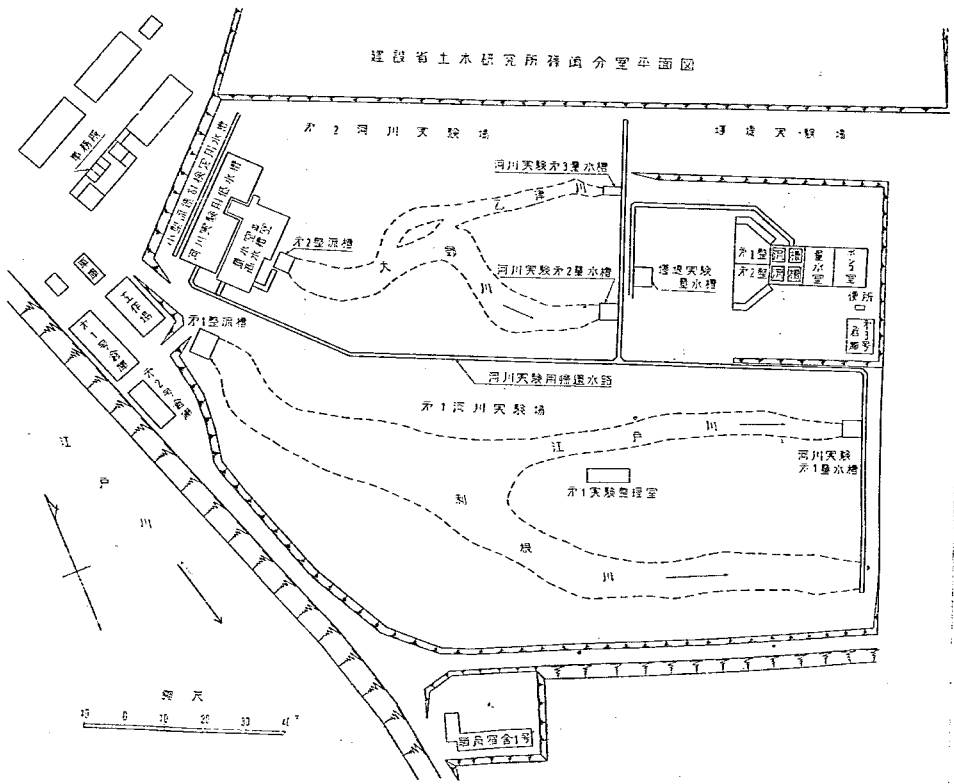
写真—8　河川実験用 φ 700 mm プロペラーポンプ

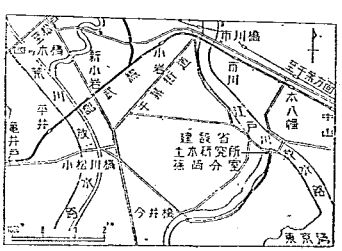


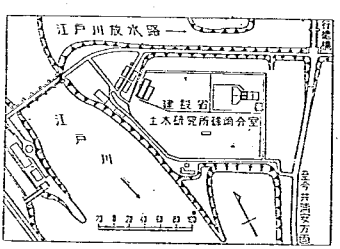
写真—9　河川実験用水配分用電動スルースバルブ



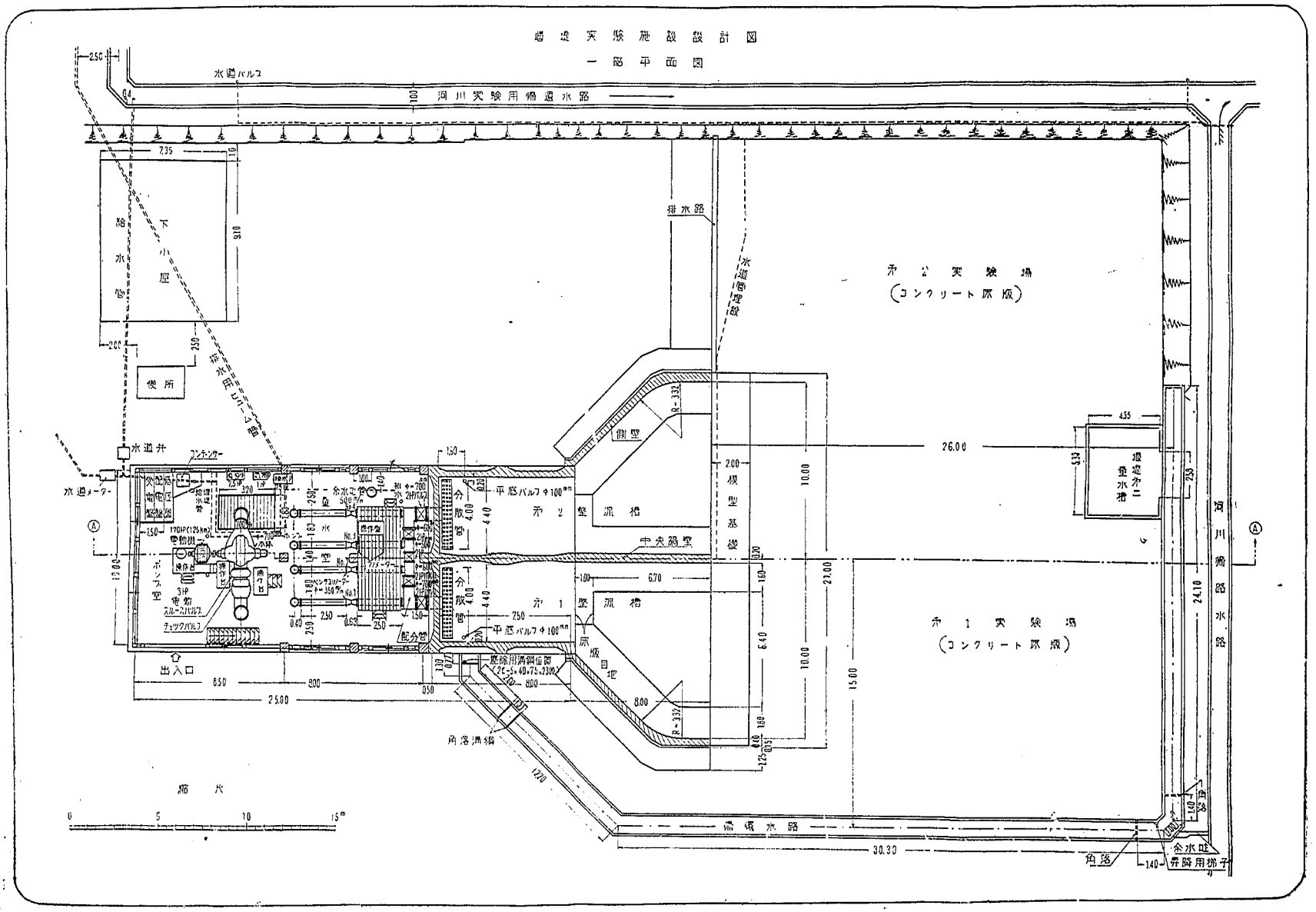
写真—10　小型流速計検定用水路及びその動力室の一部



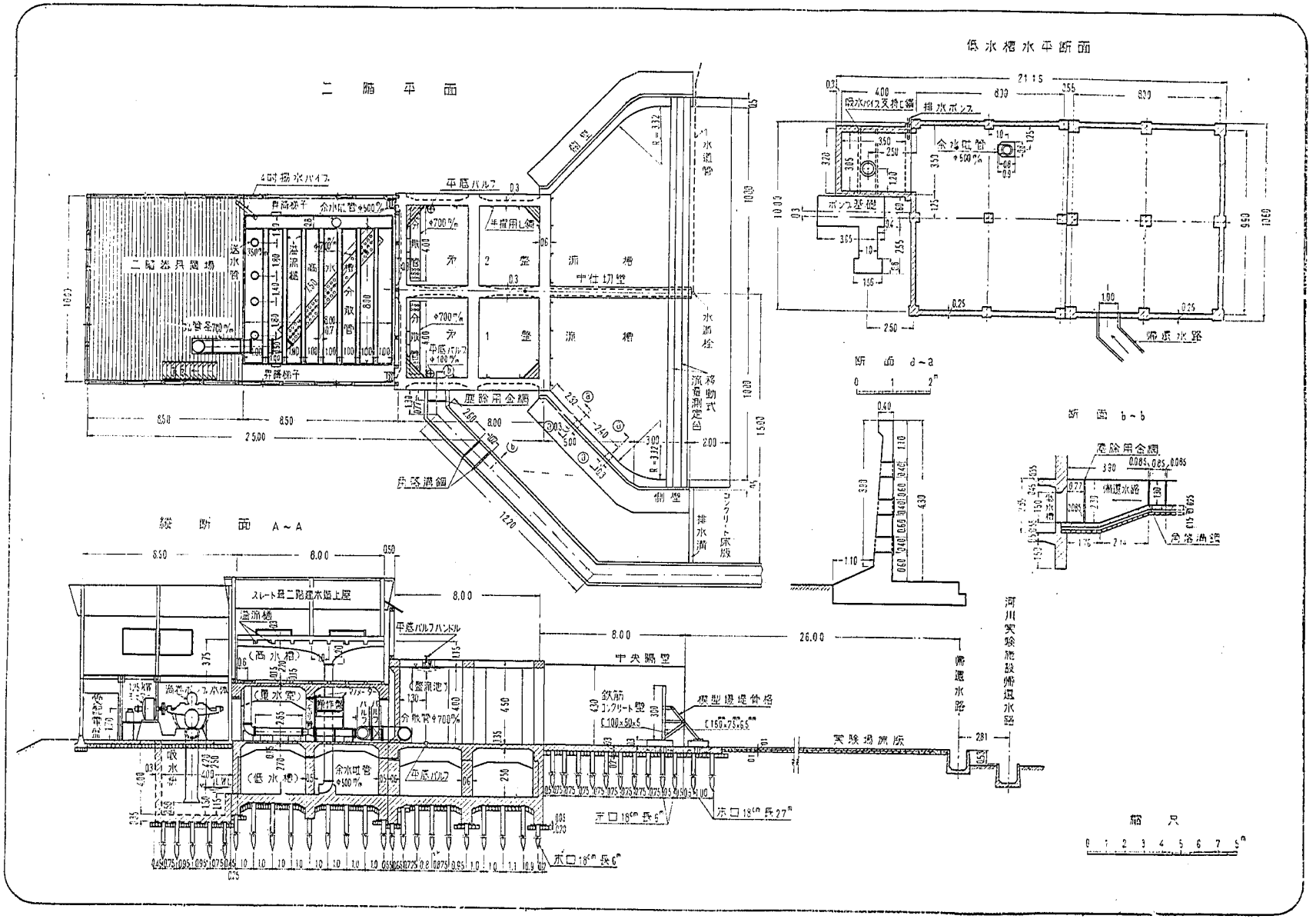




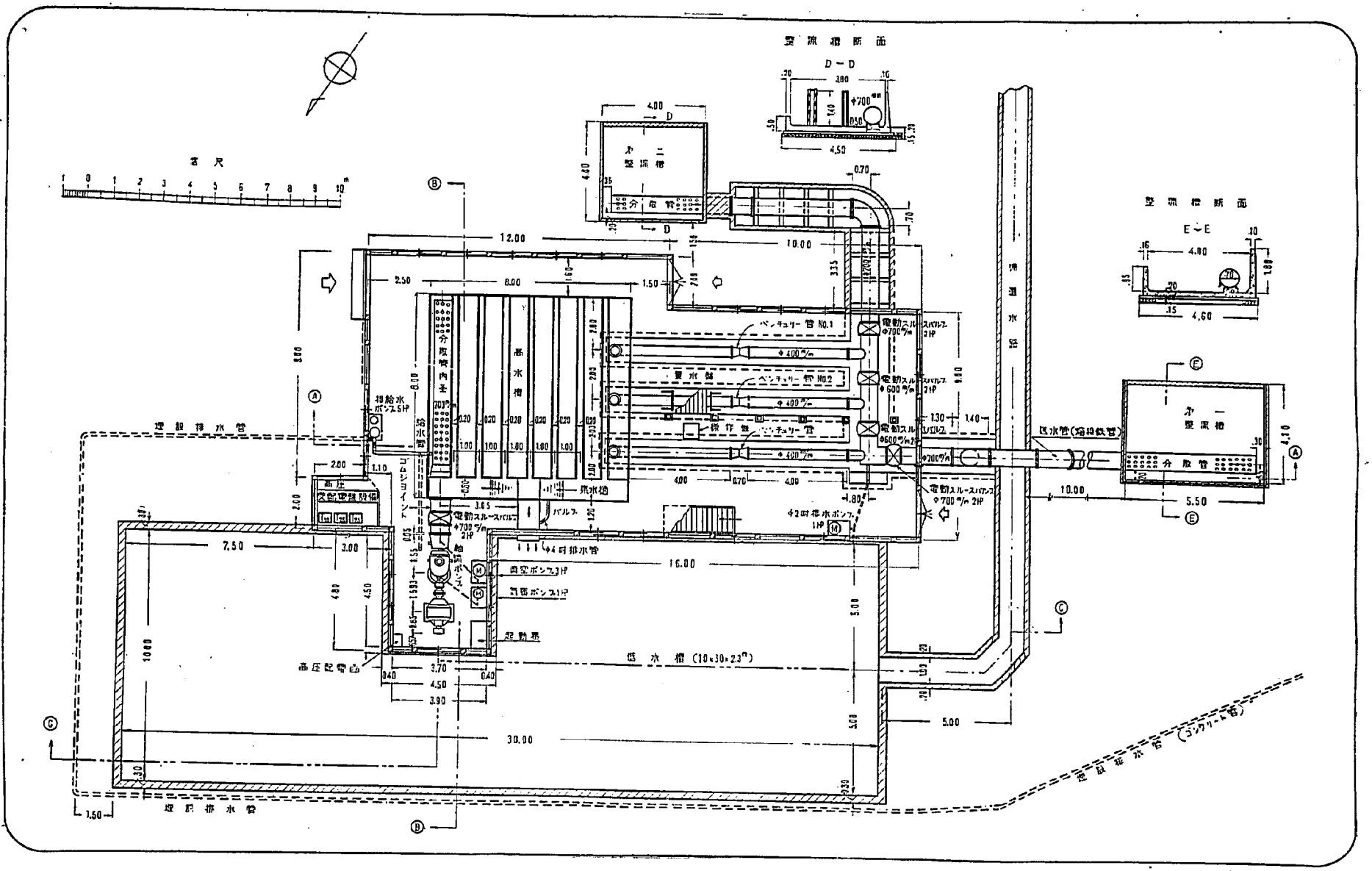
附図—1　建設省土木研究所葛飾分室一般平面図



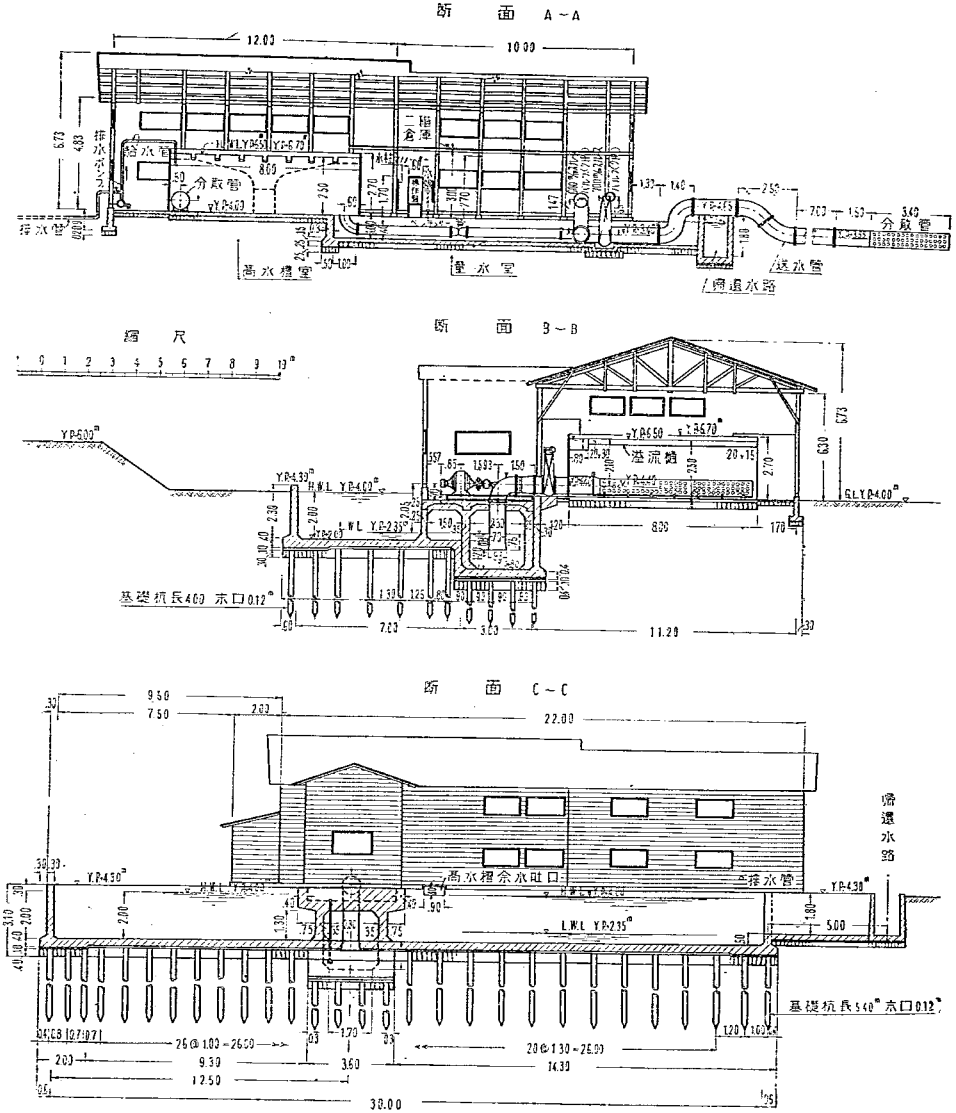
附図—2　堰堤実験施設全般平面図



附図—3 堰堤実験施設各部構造図



附図—4　河川実験施設平面図



附図―5　河川実験施設各部断面図

光彈性を利用した重量構造物の応力測定について(1)

建設技官　高田孝信
湯田隆雄

(昭和28年4月)

目　次

I　緒　言……(1)
II　実際の構造物の応力測定に対する実験……(2)

I　緒　言

構造物の応力測定には現在種々の方法があり，それぞれ長所や短所を有するので，必要に応じて適当に選択せねばならぬ．本研究においては光弾性を利用する事により土木構造物の内，特に自重の大きな構造物の応力状態が如何に明らかにされるかと云う事を数個の例について述べんとするものである．

比較的自重の大きい土木構造物の主体をなすものは土およびコンクリートであるので，これ等構造物の自重はそれ自身の強度に対して他の構造物に比べると極めて大きな影響を持つので，このような重量構造物の応力を光弾性を利用して測定するには従来の測定方法では不可能であり特殊の工夫を要する．光弾性を利用して重量構造物の応力を測定する場合には大体次の四つの方法が考えられる．

1．実際の構造物の応力を測定する方法

2．模型試験による方法，其の一（遠心力光弾性実験装置による方法）

3．模型実験による方法，其の二（柔軟な実験材料を用いる方法）

4．模型実験による方法，其の三（水力学的相似の利用法）

第一の方法

構造物を施工の際に硝子のような光弾性材料を所要の箇所に埋込み，その硝子に偏光を投射して硝子の歪を求め，それにより埋込み箇所の応力を求めんとするものである．

第二の方法

模型実験により応力を求めようとしても通常の光弾性実験材料では重力の場における変歪は極めて小であるから測定は不可能である．従つて大きな加速度の場を作つて測定可能な範囲まで応力を高める必要がある．加速度は模型試験片を一軸まわりに等速回転せしむれば，所要の大きさの加速度が得られる．その場合，加速度の方向は外向きであるから，試験片を回転腕に適当な角度に取付ければ等速円運動により重力の場における自重による応力状態や地震時に生ずる応力状態と相似的な応力状態を作り出す事ができる[1]．回転により所要の

1) 本方法は原理的には P. B. Bucky および David Sinclair が小規模ながらすでに実験を試みている．
P. B. Bucky and Balelin, Civil Eng 5, 1935.
David Sinclair; Journal Optical Soci. Am. Vol 30, 1940.

大きさの応力状態が作り出されると，これに Stroboscopic な偏光を投射する事により干渉縞の静止像を取り出す事ができて応力状態を求める事ができる．

第三の方法

自重により測定可能な歪を生ずるような材料を見出す事が先決問題である．従つて極めて柔軟で自重により弾性的な変歪を生じ然も光弾性感度が或程度大きい事が必要である． F. B. Farquharson および R. G. Hennes はゼラチンを用いて[2]隧道等に対する光弾性の実験を行つたが，これ等では精密な応力状態の測定は困難の模様である．

第四の方法

本方法は二次元問題に対して理論的に Biot[3] が提案した方法であるが，実験法の困難のため，現在まで実用化された例をみない．

本報告は以上の四つの方法の内，先ず第一の方法に対する実験結果を示すと共に，その利用価値を検討したものである．

II 実際の構造物の応力測定に対する実験

土木構造物は設計に当つては複雑な境界条件を或程度簡単化して計画するが，それでも相当面倒な計算を行つている．然し施工完成後は構造物が設計者の意図するような応力状態にあるか否かを検査する事が殆んどない．これは土木構造物の持つ種々の特殊事情により現在まで実施できなかつた事と思うが，可能な範囲で実際の構造物の応力を測定しておく事はその構造物の強度上又は将来施工すべき構造物の設計に当り安全率を確定するに際して有効な資料となると思う．

現在構造物の応力を測定するには種々の方法があつて構造物の種類，状況により適当に撰択せねばならぬ．本実験によつてその利用価値を判断しようとするものは，光弾性による応力測定法を応用して実際の堰堤や隧道のような大きな重量の構造物の真の応力状態を測定せんとするもので，特に荷重の把握が困難で，しかも時間と共に漸次変化する可能性があり，計算応力に確信を持ち難い様な隧道の掩立等の応力測定には最適の方法と思われる．本実験は関門国道隧道の掩立の応力測定に対する基礎実験として実施したもので，方法としては完全に歪を除去した図—1に示すような円筒形硝子の両端を綺麗に磨き，片面を銀鍍金して反射面を持たせ，之を図—2のように構造物に充塡してその硝子の歪を測定する事[4]により構造物のその部分の応力を求めんとするものである．

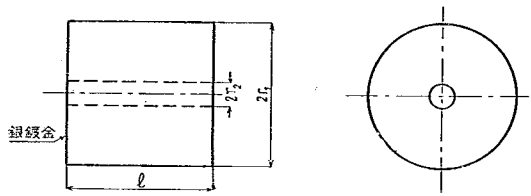
〔1〕 供試体とその光弾性的状況

今図—1に示すような円筒形の硝子を図—2に示すように構造物の一部に填込んだとする．円筒形硝子[5]は歪を殆んど完全に除去したもので，両面は光の通過および反射に対して支障のないように磨かれ，一端は銀鍍

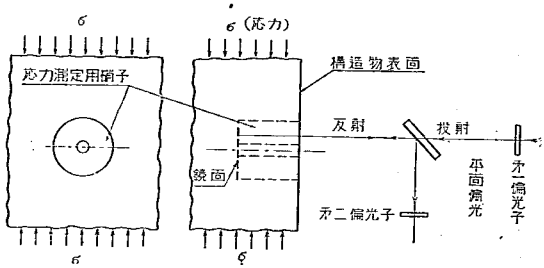
2) F. B. Farquharson and R. G. Hennes; Gelatin Models for Photoelastic Analysis of Stress in Earth Masses. Civil Eng. Vol. 10 No. 4, April 1940.
3) M. A. Biot; Trans. A. S. M. E. Vol. 2 No. 2 (1935, 6)
4) 本方法は科学研究所西田正孝博士の発案による．
5) 硝子はフリント硝子 F2 である．

金して鏡面を作つたものである．

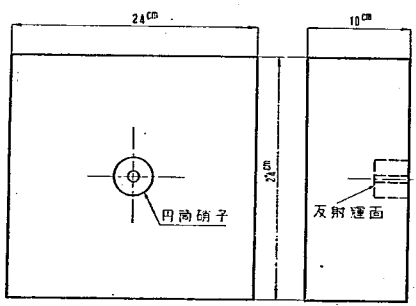
構造物に応力が生じてくればこの応力は硝子にも歪を生ずる．従つてこの硝子に平面偏光を投射してその反射光線を図—2に示すように直交した第二の偏光子を通過せしむれば，硝子の歪による干渉縞を得る．この干渉縞と構造物の応力との関係を予め求めておけば，干渉縞を測定する事により逆に硝子を埋込んだ附近の応力を求める事ができる．なお構造物の応力変化が硝子の長さの範囲内で極めて小さく硝子に対する外圧が円筒軸方向に対して殆んど変化がなければ硝子の縞模様から直ちに構造物の応力を求める事ができるがこのような事は望み得ない場合が多い．すなわち構造物は主としてコンクリート構造物を対称として考えれば，硝子を埋込むのに施工の際に埋込むのと，完成後に埋込むの二方法が考えられるが，硝子を構造物に直接埋込む事は，前者の場合には現場施工の悪条件で硝子をすき間なく埋込む事は極めて困難であり，後者の場合にはコンクリートの収縮の影響を受けるので何れも大きな誤差を生じ易い．従つて之等の悪条件をできるだけさけ，測定の精度を高めるには硝子とコンクリートとの接着条件をできるだけ良好にせねばならぬ．そのため先ず図—3に示すようなコンクリートの角材に硝子を埋込みこれの外力に対する光弾性効果の性質を十分に調べ，その性質の分つたものを測定しようとする構造物の箇所に施工の際に埋込めばよい．従つてこの角材は一種の応力計と見る事ができる．なお硝子の弾性率とコンクリートの平均的な弾性率は相当の相異があるので硝子の長さ l が比較的に小さければ長さ方向に対する外圧の分布は不均一の度を増し l が或程度大きくなればこの影響は漸次減少する．なお硝子における周辺方向の応力分布状況が硝子の軸方向に対して変化しなければ前述の硝子に対する外圧の軸方向変化は角材に対する予備実験さえやつておけばこの角材の応力計としての作用には何等支障を来さない．然し硝子の周辺方向の応力分布状況が軸方向に対して変化すればこの応力状態は完全に三次元的であるから縞模様はぼやけ従つてこのような場合には応力計と



図—1　供試体（円筒形硝子）



図—2　円筒形硝子による構造物の応力測定要領



図—3　角型コンクリート供試体
$2r_1 \fallingdotseq 3.5$cm　$2r_2 = 0.6$cm　$l = 3.5$cm

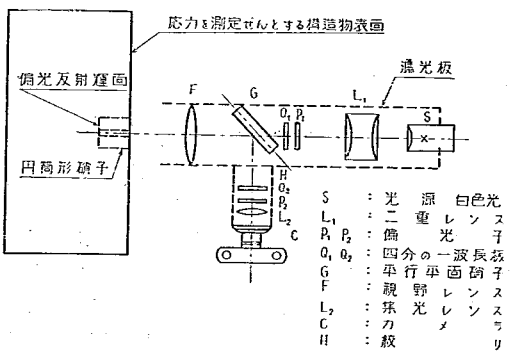
して不適当となる．なお硝子のヤング係数は

$$E=500,000\sim1,000,000\ \mathrm{kg/cm^2}$$

よつてコンクリートの骨材と同様の剛性を有するので硝子充塡によるコンクリートの剛性低下は殆んどないと思われる．

次に硝子を埋込んだコンクリートの角材に圧縮力を加えた場合，硝子に対する干渉縞の模様を調べてみれば次のようになる．但しこの場合用いたコンクリートの配合は次のようなものである．

粗骨材の最大寸法	スランプの範囲	水セメント重量比	コンクリート1m³に用いるセメントの量	コンクリート1m³に用いる水の量	粗骨材重量比	コンクリート1m³に対する表面乾燥，飽和状態の骨材重量（kg）		
cm	cm	W/C (%)	C (kg)	W (kg)	G/S	全量	細骨材	粗骨材
1	2	48.5	352.1	170.8	2	1902	634	1268



図—4　硝子歪測定光学系

なお荷重は 100T アムスラー圧縮試験機により負荷し，光学系は図—4に示すようなものである．

先ず干渉縞の模様を考えるに第二の偏光子 P_2 を通過後の常，異常両光線の位相差を δ とすれば，光の強さ I は

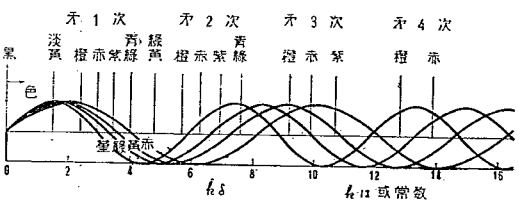
$$I=A^2\sin^2\left(\frac{\delta}{2}\right)$$

但し $\delta=2\pi\cdot\dfrac{C}{\lambda}\cdot2l\cdot\Delta\sigma$

……Brewsterの法則

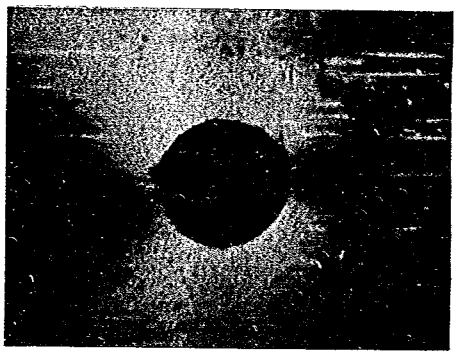
A ：光の振幅

$\Delta\sigma$ ：二つの主応力の差

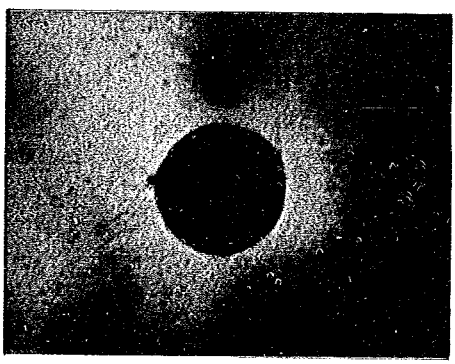


図—5　応力の増加に対する干渉色の変化

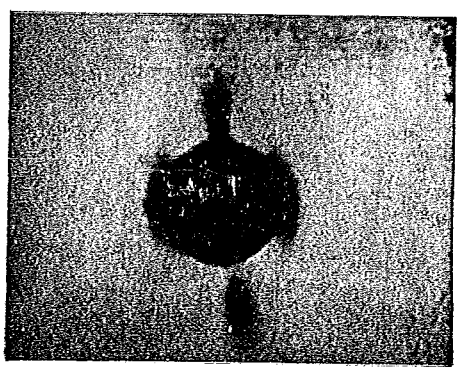
従つて白色光を用いた場合各波長に対する $\mathrm{Sin}\frac{\delta}{2}$ すなわち色の変化は図—5のようになる．従つて硝子の内孔縁に生ずる色の模様も応力の増大につれて図—5のように左より右へ変る．今角材に　$\sigma=0,\ 5,\ 10,\ 15,\ 20,\ 25,\ 30$ kg/cm² 等の圧縮応力を加えた場合硝子の歪による干渉縞の模様の一例を示せば写真1～7のように変化する．$\sigma=0$ の場合すでに着色しているのはコンクリートの収縮により生じたものである．これ等の写真より角材に対する圧縮応力 σ_c と硝子の内孔縁における最大応力の生ずる点における位相差 δ （或は又内孔縁応力 σ_y）との関係を求める事ができる．それには次のような Colour guage を用うるのが便利である．すなわち今両端単純支持の断面矩形の梁に中央集



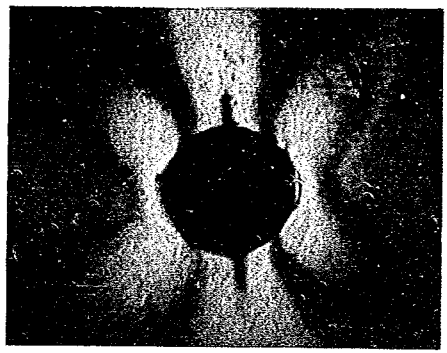
写真—1　$\sigma = 0$



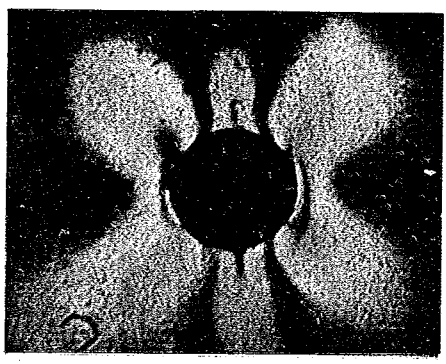
写真—2　$\sigma = 5\ \mathrm{kg/cm^2}$



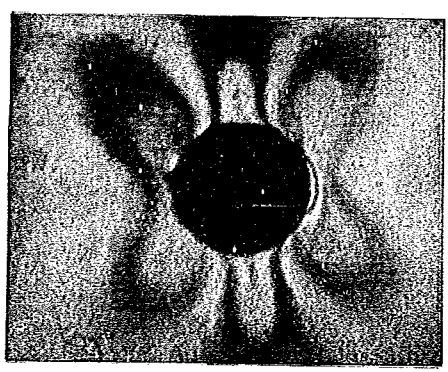
写真—3　$\sigma = 10\ \mathrm{kg/cm^2}$



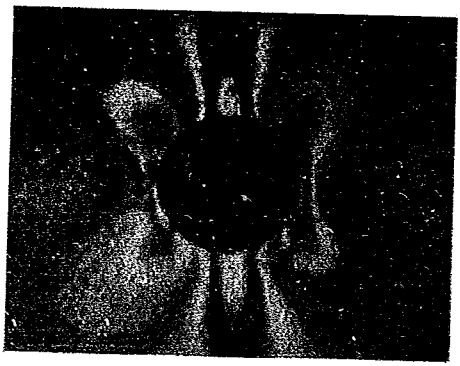
写真—4　$\sigma = 15\ \mathrm{kg/cm^2}$



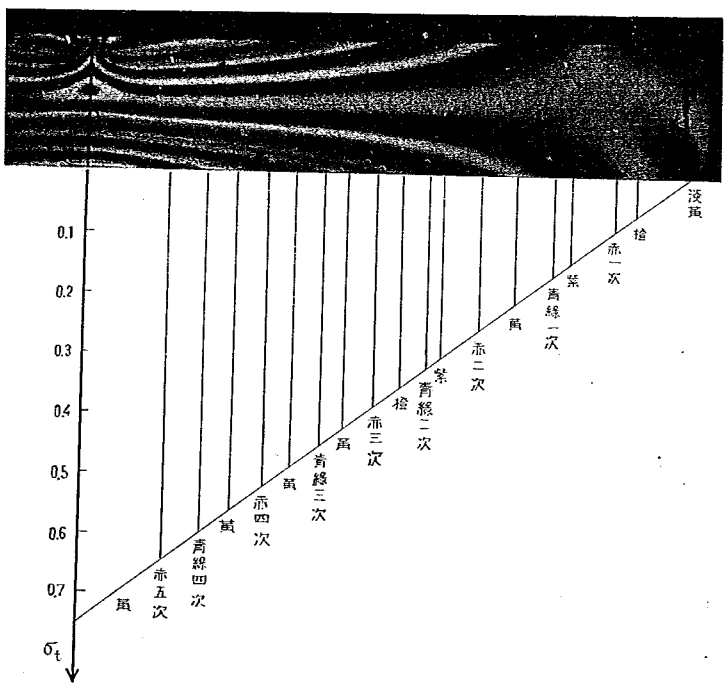
写真—5　$\sigma = 20\ \mathrm{kg/cm^2}$



写真—6　$\sigma = 25\ \mathrm{kg/cm^2}$



写真－7　$\sigma = 30\ \mathrm{kg/cm^2}$



中の荷重を加え白色光を用うれば写真—8のような縞写真を得る[6]．この場合単純梁の下方の縁応力 σ_t は直線的と見做し得るので，直ちに縁応力 σ_t と色との関係を求める事ができる．然るに硝子と単純梁の $\frac{C}{\lambda}$，および光の通過長さはそれぞれ互に異なつていても同一の色に対しては位相差 δ は相等しくなければならぬので，

$$\frac{C_g}{\lambda}\cdot 2l\cdot\sigma_g=\frac{C_t}{\lambda}\cdot h\cdot\sigma_t$$

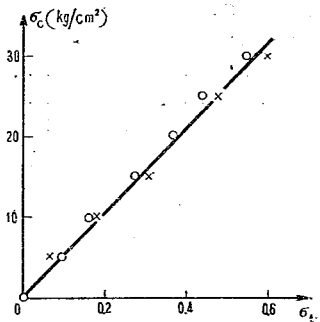
但し　g を附したるものは硝子に対する値

　　t を附したるものは単純梁に対する値

然るに角材に作用する圧縮応力 σ_c と σ_g とは大体直線的な関係があるので，

$$\sigma_c\fallingdotseq K\sigma_g=K\frac{C_t/\lambda\cdot h}{C_g/\lambda\cdot 2l}\sigma_t=k_o\sigma_t$$

従つて予め k_o を求めておけば，硝子に或色が生じた場合この色と同次の単純梁の色より σ_t が求まり，従つて σ_c が求まる事になる．すなわち角材の補正試験によりその角材の $\sigma_c-\sigma_t$ 曲線を求めておく，例えば，写真1～7と Colour guage よりこの角材に対する $\sigma_c-\sigma_t$ 線は図—6のようになる．このような性質の分つた角材を埋込めば硝子の着色状況より Colour guage と図—6よりその部分に生ずる応力を求める事ができる．なおこの場合 $\sigma_c-\sigma_t$ 線は大抵の場合零を通つていないが，之はコンクリートの収縮により生じたものである．このコンクリートの収縮はコンクリートの配合，含水度，打方等いろいろの条件により変化するので，角材はできるだけ収縮，膨脹の小さいものが望ましい．なお縞の模様は次数が増大するにつれて漸次判読が困難になるので，次数は三次前後になるように硝子の長さ l を適当に決める必要がある．然し構造物の応力が全然見当がつけられない場合には測定箇所に l の異なつた数個の硝子を埋込む必要がある．なお硝子の光弾性感度 c/λ は緑色（波長 $\lambda=5461$ Å）に対して



図—6　角型供試体補正曲線
（写真1，2，……7に対するもの）

$$C/\lambda\fallingdotseq 0.05\,\mathrm{kg^{-1}\cdot mm}\qquad C\text{: Brewster の常数}$$

従つてフェノライトの約二十分の一である．然し光の通過長さは長さ $l=35$ mm に対しては 70 mm である．従つて一次の干渉縞を生ぜしむるに要する応力 σ は

$$\sigma=\frac{n}{C/\lambda\cdot h}=\frac{1}{0.05\times 70}=\frac{1}{3.5}\,\mathrm{kg/mm^2}$$

$$\fallingdotseq 30\,\mathrm{kg/cm^2}$$

なお硝子の内孔縁では応力集中により三倍以上の応力が生ずるのでこの点に着目すれば上の場合一次の干渉縞により $\sigma\fallingdotseq 10\,\mathrm{kg/cm^2}$ 程度まで測定可能である[7]．更に小さい応力を求めるためには硝子の長さ l を更に大

6）実験材料は着色の影響をさけるためヂアリルフタレート樹脂を用い，光線にはタングステン電球を用いた．

7）Huggenberger の歪計とほぼ同程度

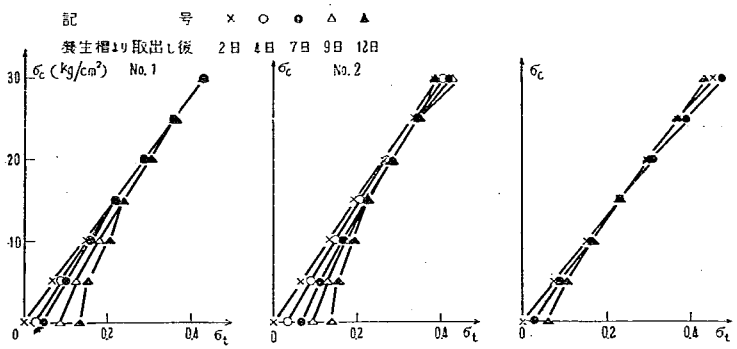
きくするか又は Compensator を用いて光波の位相差をずらせばよい.

〔2〕 供試体の埋込方法に対する検討

前述のように円筒硝子が応力計としての作用をなすか否かは埋込み状況の良否に左右される. 従つて硝子をできるだけコンクリートに密着させるため一応実験室において小型のコンクリート角型ブロックに埋込み, そのブロックに外圧を負荷して硝子の歪状況の良否を調べ, その良好なものを測定せんとする構造物に埋込む事にしたが, このブロックによる硝子の歪状況はコンクリートの養生時間, 方法, 含水状況が同一であれば殆んど同様の結果を得た. 養生はすべて 20°C の水養生を行つたが, 四週間を経過すれば, 硝子の歪に対する養生期間の影響は殆んど認められない. 然るに含水度の影響は相当顕著であつた. これはコンクリートに収縮, 膨脹を起させるためであるが, この点は構造物の応力測定の精度に大きな影響を与えるので, コンクリートブロック供試体について補正試験を行うにも特別の注意を要する点である. 従つて補正試験はブロック供試体を養生水槽より取り出し, 表面だけが乾燥する程度の湿度を保たせて実施する事にした. 供試体を養生水槽より取り出した後の重量変化の例を示せば

供試体番号	0	2日	4日	7日	9日	12日
No. 1	14.20	14.16	14.10	14.09	14.08	14.05
No. 2	13.51	13.44	13.42	13.41	13.40	13.38
No. 3	14.13	14.08	14.02	13.995	13.98	13.97 (単位kg)

これ等の供試体の含水度が $\sigma_c-\sigma_t$ 曲線に及ぼす影響を調べてみれば図—7のようになる.

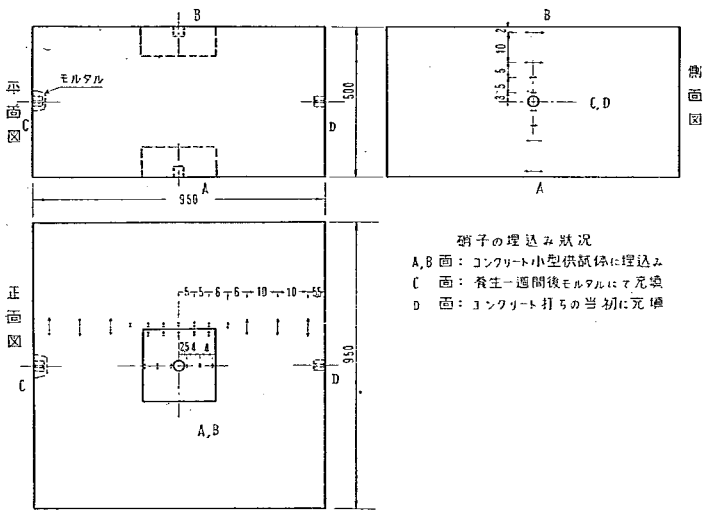


図—7　供試体における硝子の歪に対する含水度の影響

このようにして硝子の歪と圧力との関係を把握しても, コンクリートの角型供試体を測定せんとする構造物に埋込む場合, 更に問題となるのはコンクリートの施工継手の良否である. この点は施工の際の悪条件下で小さな硝子を直接埋込む事に較ぶれば, 埋込み時に生ずる誤差の程度は極めて小さく, 作業も極めて容易である. すなわち硝子面を型枠に附着するようにコンクリートブロック供試体を型枠に縛りつけ, 十分振動を与えればよい. その際供試体は埋込む前に,

1. 硝子の出る面以外にはできるだけ凹凸をつける事
2. 供試体をよく洗つて或程度湿りをもたせる事

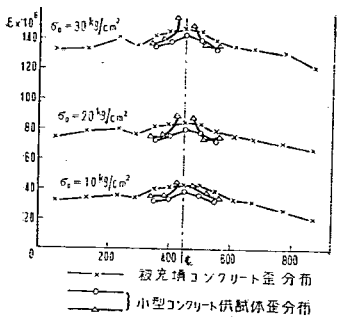
等の処置をしてできるだけ施工継手の影響を失くするように努める事である．今施工継手の影響を調べるために供試体を大型コンクリートブロックに埋込み，供試体充塡による供試体周辺の応力状況を調べる事にした．その際コンクリートに孔を開け，硝子をモルタルで充塡した場合の実験も実施する事にした．大型のコンクリートブロックは直角四面体で，配合は小型供試体と同様である．埋込み状況は図―8に示すように相対する広い側面に小型供試体を，他の二面には硝子を直接埋込む事にしたが，その中の一個はコンクリート打ちの当初に埋込み，他の一個は一週間後に埋込み硝子の周辺には練り返しモルタルを丁寧に充塡した．硝子をコンクリート打ちの当初に埋込んだものは施工を丁寧に行つたので，小型の供試体と埋込み状況は殆んど同一と見做し得る．充塡物のコンクリートに対する影響を調べるため，図―8に示すように硝子を中心に左右対称に抵抗線



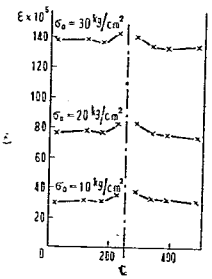
図―8　大型コンクリート供試体に対する硝子の埋込み状況及び歪計取付状況

歪計を取付け，圧縮力に対する歪の分布状況を測定する事にした．その際歪の変化の少ない所には 60 mm ゲージ，歪の変化が甚だしいと思われる所には 20 mm ゲージの歪計を使用する事にした．圧縮力は MAN の 1000瓲圧縮試験機を用い，圧縮体の圧縮面に 5mm 厚さのゴム板を当てて負荷したので，圧力の分布は大体良好であると思われた．実験は空気養生28日で実施した．各面における歪の分布の測定結果は図―9のようになる．図―9―1，2，3は大型コンクリートの歪分布を示す．A，B両面の中央では歪がやや大きくなつており，供試体充塡の影響が少し表われている事を示している．之は充塡供試体の剛性が大型コンクリートブロックの剛性より大きいためと思われる．この事は，小型供試体における歪がやや小となつている事からも察知さ

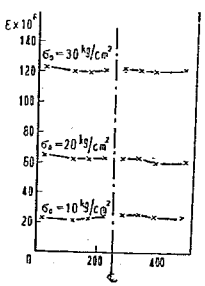
れる．なおこの際硝子の干渉縞より Colour guage を用いて外圧 σ_c と σ_t との関係を用うれば図—9—4の関係を得る．なおこの際埋込んだ角型供試体の $\sigma_c-\sigma_t$ 曲線は図—9—6 で示すようなので，この $\sigma_c-\sigma_t$ 曲線を用いて硝子の干渉縞よりその部分の応力を求めてみれば図—9—5の如くになる．この図より硝子の埋込み方法に対する優劣が判然とした．すなわち硝子を一度小型のコンクリートブロックに埋込んだものが，抵抗線歪計の測定値と共に理論値と最もよく合致する事を示している．硝子を直接埋込んだものは，相当の誤差を生じている．なおこの際之等の試験片に対する $\sigma_0-\sigma_c$ を求める際にはB面に埋込んだ供試体の $\sigma_c-\sigma_t$ 曲線を利用したので，これによる誤差が相当はいつている．とにかく，モルタル充填法は最も誤差が大で，モルタルの収縮により圧縮応力が周囲に主として伝わり，硝子に圧力を殆んど伝えない事を示している．従つてモルタル充填法を利用する場合には，収縮を生じないものを使用せねばならない．



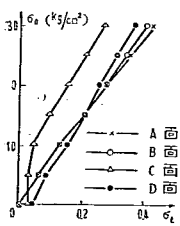
図—9—1 A，B両面平均歪分布
（A面を正面として）



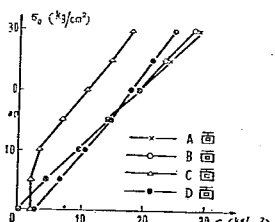
図—9—2 C面歪分布



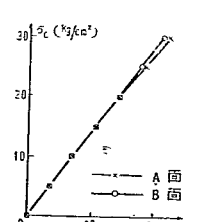
図—9—3 D面歪分布



図—9—4 硝子孔縁歪度



図—9—5 硝子の歪より測定した各面中央部の応力



図—9—6 A及びB面に埋めた供試体硝子の歪と圧力との関係

〔3〕 本測定法に対する所見

本実験により図—3に示すような角型供試体に硝子を埋込み之の外圧と硝子の干渉縞との関係を予めよく調べておけばこの供試体は一種の応力計と見做す事ができ，コンクリート構造物のような圧縮応力を受ける構造物の応力を測定するのに用うる事ができる．すなわちコンクリート構造物の表面でしばしば見られるような—

軸応力状態の場合には図—6等のような $\sigma_t-\sigma_l$ 曲線と Colour guage を用いて直ちに応力を決定する事ができるが，附図—1に示すような二次元的な場合においても附表および附図に示すように相当複雑である．従つて一般的な二軸応力状態の場合には供試体に対する二方向の個々の予備試験により硝子内孔縁の応力分布を求め，この両者の応力の重畳により附図—3のような曲線を求めておけばこの曲線を基にして二軸応力を決定する事ができる．剪断応力が作用している場合には附図—4等から見られるように応力の決定は相当困難となる．又硝子試験片はコンクリート供試体を作る時，通常の配合のコンクリートでは収縮，膨脹の影響を受け，小さい応力に対しては測定精度に悪影響を及ぼすので供試体を作る場合にはできるだけ収縮，膨脹の少ないコンクリートを作るため，revibration を行い又は収縮，膨脹の少ないセメントを用うるのが便利である．なお一次以下の干渉縞では各波長の位相差に殆んど差異がないので，$\sigma_t-\sigma_l$ 曲線の決定には困難を生ずる．この場合には Compensator を挿入する事により位相差を半波長ずらしこの困難は除き得る．

円筒硝子の銀鍍金は Concrete 内で腐蝕を受け易いので，長期間の測定に使用するにはこの腐蝕を防ぐため処置せねばならぬ．本実験の目的は関門国道隧道捲立の応力測定に対する基礎実験であるので，腐蝕には特に注意を要する．従つて銀鍍金の外側には漆を塗り，更に外側には Araldite 樹脂の被覆を行つた．

本測定法の利点は

1. 外荷重のみならず自重による応力も測定可能である．この点隧道の捲立，堰堤，坑道壁の応力測定に便利である．
2. コンクリート施工の際，振動を与える程よい．
3. 施工後永久に何時でも同一条件の下に測定する事ができる．
4. 安価で形が小さい．

欠点は

1. 表面以外の点が測定できない．
2. 応力の変化が甚だしい所では不適当である．(但し表面より 3.5cm 位の所までは応力分布の変化は殆んどないと見得る．)
3. 圧縮応力の測定には便利であるが，引張応力の測定は困難である．

附表—1 コンクリート部の応力 $\frac{\sigma_{r_1}(\gamma_1,\theta)}{\sigma_1}$, $\frac{\sigma_{\theta i}\left(\gamma,\frac{\pi}{2}\right)}{\sigma_1}$ の値

θ	0°	10°	20°	30。	40°	50°	60°	70°	80°	90°
$\sigma_{r_1}(\gamma_1,\theta)/\sigma_1$	1.3330	1.2966	1.1926	1.0329	0.8371	0.6287	0.4329	0.2732	0.1690	0.1328

γ/γ_1	1	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	3.0	3.5	4.0
$\sigma_{\theta 1}/\sigma_1$	0.3427	0.6771	0.8127	0.8787	0.9153	0.9375	0.9519	0.9689	0.9782	0.9838

附表—2 硝子における応力 ($\tau_0=0$ の場合) $\frac{\sigma_{\theta 2}\left(\gamma,\frac{\pi}{2}\right)}{\sigma_1}$, $\frac{\sigma_{r_2}\left(\gamma,\frac{\pi}{2}\right)}{\sigma_1}$ の値

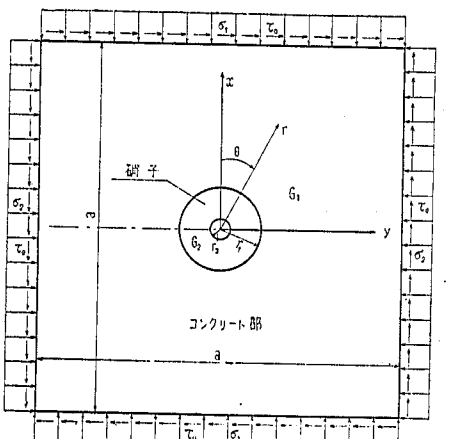
	γ_1/γ / σ_2/σ_1	17.5/3	17.5/7.3	17.5/11.3	17.5/15.9	1
$\sigma_{\theta 2}/\sigma_1$	0	4.2157	1.5998	1.4516	1.3738	1.3495
	0.2	3.9766	1.6329	1.4846	1.4118	1.3905
	0.4	3.7376	1.6660	1.5176	1.4499	1.4316
	0.6	3.4985	1.6991	1.5506	1.4879	1.4726
	0.8	3.2595	1.7322	1.5837	1.5260	1.5136
	1.0	3.0205	1.7653	1.6167	1.5640	1.5546
σ_{r_2}/σ_1	0	0	0.3492	0.2048	0.1442	0.1328
	0.2	0	0.5304	0.4446	0.4066	0.3994
	0.4	0	0.7116	0.6844	0.6691	0.6660
	0.6	0	0.8928	0.9242	0.9316	0.9326
	0.8	0	1.0740	1.1640	1.1940	1.1992
	1.0	0	1.2552	1.4038	1.4565	1.4659

附表－3 硝子の内孔縁に

τ_0/σ_1	σ_{r2}/σ_1	−90°	−80°	−70°	−60°	−50°	−40°	−30°	−20°	−10°
0	0									
	0.2									
	0.4									
	0.6									
	0.8									
	1.0									
0.2	0	4.2157	4.4227	4.2783	3.8002	3.0457	2.1063	1.0947	0.1334	−0.6620
	0.2	3.9767	4.2163	4.1658	3.8317	3.2537	2.5022	1.6673	0.8500	0.1485
	0.4	3.7376	4.0098	4.0534	3.8632	3.4618	2.8982	2.2399	1.5665	0.9590
	0.6	3.4986	3.8034	3.9409	3.8945	3.6699	3.2942	2.8125	2.2830	1.7695
	0.8	3.2595	3.5970	3.8285	3.9262	3.8781	3.6902	3.3851	2.9995	2.5800
	1.0	3.0205	3.3906	3.7161	3.9577	4.0862	4.0862	3.9577	3.7161	3.3906
0.4	0	4.2157	4.7928	4.9739	4.7376	4.1115	3.1721	2.0321	0.8291	−0.2919
	0.2	3.9767	4.5864	4.8615	4.7691	4.3195	3.5680	2.6047	1.5457	0.5186
	0.4	3.7376	4.3795	4.7491	4.8006	4.5276	3.9640	3.1773	2.2622	1.3291
	0.6	3.4986	4.1735	4.6366	4.8321	4.7357	4.3600	3.7499	2.9787	2.1396
	0.8	3.2595	3.9671	4.5242	4.8636	4.9439	4.7560	4.3225	3.6952	2.9501
	1.0	3.0205	3.7607	4.4118	4.8951	5.1520	5.1520	4.8951	4.4118	3.7607
0.6	0	上に同じ	5.1629	5.6695	5.6745	5.1772	4.2378	2.9690	1.5247	0.0782
	0.2		4.9565	5.5571	5.7030	5.3852	4.6337	3.5416	2.2413	0.8887
	0.4		4.7496	5.4447	5.7375	5.5933	5.0297	4.1142	2.9578	1.6992
	0.6		4.5436	5.3322	5.7690	5.8014	5.4257	4.6868	3.6743	2.5097
	0.8		4.3372	5.2198	5.8005	6.0096	5.8217	5.2594	4.3908	3.3262
	1.0		4.1308	5.1074	5.8320	6.2177	6.2177	5.8320	5.1074	4.1308
0.8	0	上に同じ	5.5330	6.3651	6.6117	6.2430	5.3036	3.9062	2.2203	0.3483
	0.2		5.3266	6.2527	6.6432	6.4510	5.6995	4.4788	2.9369	1.2588
	0.4		5.1197	6.1403	6.6747	6.6591	6.0955	5.0514	3.6534	2.0693
	0.6		4.9137	6.0278	6.7062	6.8672	6.4915	5.6240	4.3699	2.8798
	0.8		4.7073	5.9154	6.7377	7.0754	6.8875	6.1966	5.0864	3.6903
	1.0		4.5009	5.8030	6.7692	7.2835	7.2835	6.7692	5.8030	4.5009

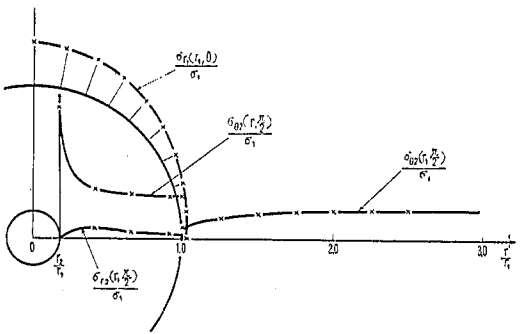
おける応力 $\sigma_{\theta_2}(r_2,\theta)/\sigma_1$

0	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
−1.1952	−1.0321	−0.5622	0.1575	1.0406	1.9800	2.8630	3.5826	4.0526	4.2157
−0.3521	−0.2216	0.1544	0.7301	1.4365	2.1880	2.8945	3.4702	3.8462	3.9767
0.4910	0.5889	0.8709	1.3027	1.8325	2.3961	2.9260	3.3578	3.6393	3.7376
1.3342	1.3994	1.5874	1.8753	2.2285	2.6042	2.9575	3.2453	3.4333	3.4986
2.1773	2.2099	2.3039	2.4479	2.6245	2.8124	2.9890	3.1329	3.2269	3.2595
3.0265	3.0205	3.0205	3.0205	3.0205	3.0205	3.0205	3.0205	3.0205	3.0205
上に同じ	−1.4022	−1.2578	−0.7797	−0.0251	0.9143	1.9258	2.8870	3.6825	4.2157
	−0.5917	−0.5412	−0.2071	0.3708	1.1223	1.9573	2.7746	3.4761	3.9767
	0.2188	0.1753	0.3655	0.7668	1.3304	1.9888	2.6622	3.2692	3.7376
	1.0293	0.8918	0.9381	1.1628	1.5385	2.0203	2.5497	3.0632	3.4986
	1.8398	1.6083	1.5107	1.5588	1.7467	2.0518	2.4373	2.8568	3.2595
	2.6504	2.3249	2.0833	1.9548	1.9548	2.0833	2.3249	2.6504	3.0205
上に同じ	−1.7723	−1.9535	−1.7171	−1.0909	−0.1515	0.9884	2.1913	3.3124	4.2157
	−0.9618	−1.2365	−1.1445	−0.6950	0.0565	1.0019	2.0789	3.1060	3.9767
	−0.1513	−0.5204	−0.5719	−0.2990	0.2646	1.0514	1.9665	2.8991	3.7376
	0.6592	0.1961	0.0007	0.0970	0.4727	1.0829	1.8540	2.6931	3.4986
	1.4697	0.9126	0.5733	0.4930	0.6809	1.1144	1.7416	2.4867	3.2595
	2.2803	1.6292	1.1459	0.8890	0.8890	1.1459	1.6292	2.2803	3.0205
上に同じ	−2.1424	−2.6491	−2.6540	−2.1566	−1.2172	0.0515	1.4957	2.9423	4.2157
	−1.3319	−1.9325	−2.0814	−1.7607	−1.0092	0.0830	1.3833	2.7359	3.9767
	−0.5214	−1.2160	−1.5088	−1.3647	−0.8011	0.1145	1.2709	2.5290	3.7376
	0.2891	−0.4995	−0.9362	−0.9687	−0.5930	0.1460	1.1584	2.3230	3.4986
	1.0996	0.2170	−0.3636	−0.5727	−0.3848	0.1775	1.0460	2.1166	3.2595
	1.9102	0.9336	0.2095	−0.1767	−0.1767	0.2090	0.9236	1.9102	3.0205
上に同じ	−2.5125	−3.3447	−3.5912	−3.2224	−2.2830	−0.8857	0.8001	2.5722	4.2157
	−1.7020	−2.6281	−3.0186	−2.8265	−2.0750	−0.8542	0.6877	2.3658	3.9767
	−0.8915	−1.9116	−2.4460	−2.4305	−1.8669	−0.8227	0.5753	2.1589	3.7376
	−0.0810	−1.1951	−1.8734	−2.0345	−1.6588	−0.7912	0.4628	1.9529	3.4986
	0.7295	−0.4786	−1.3008	−1.6385	−1.4506	−0.7597	0.3504	1.7465	3.2595
	1.5401	0.2380	−0.7282	−1.2425	−1.2425	−0.7282	0.2380	1.5401	3.0205

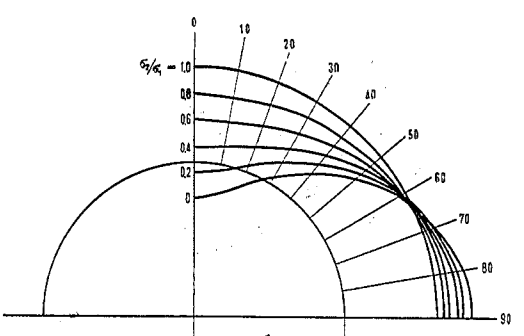


附図—1　供試体に対する外力の作用と，座標の取方

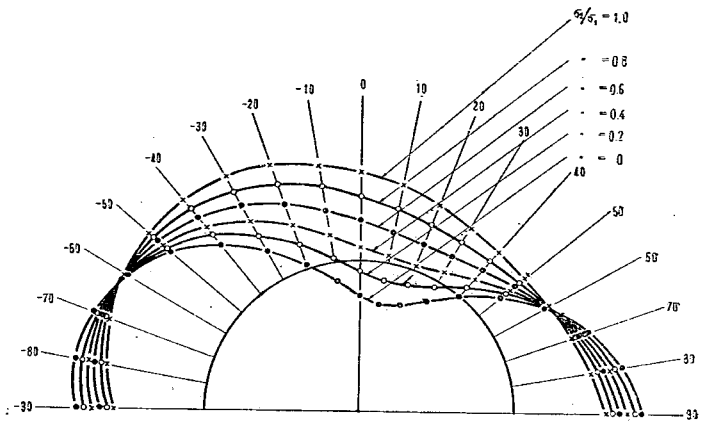
ただし
- コンクリートの yonng率＝210,000 kg/cm2
- 硝子　〃　＝750,000　〃
- コンクリートの poissors numb＝6　〃
- 硝子　〃　〃　＝4



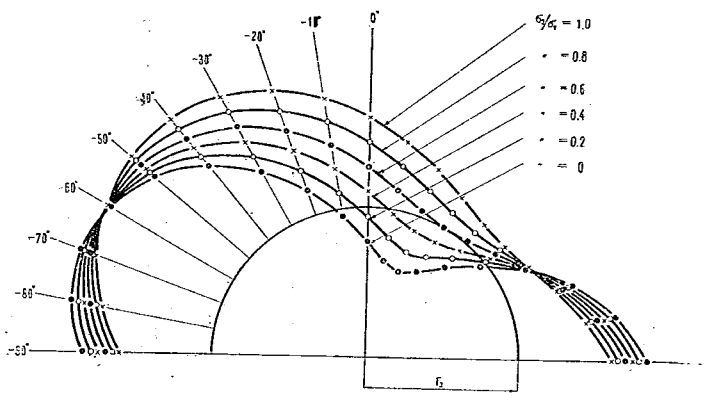
附図—2　コンクリート及び硝子内部応力
（$\tau_0/\sigma_1=0$，　$\sigma_2/\sigma_1=0$ の場合）



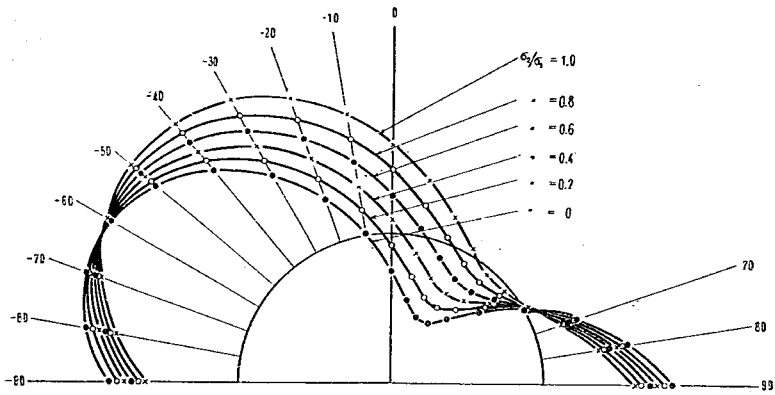
附図—3　硝子内孔縁応力（$\tau_0/\sigma_1=0$ の場合）



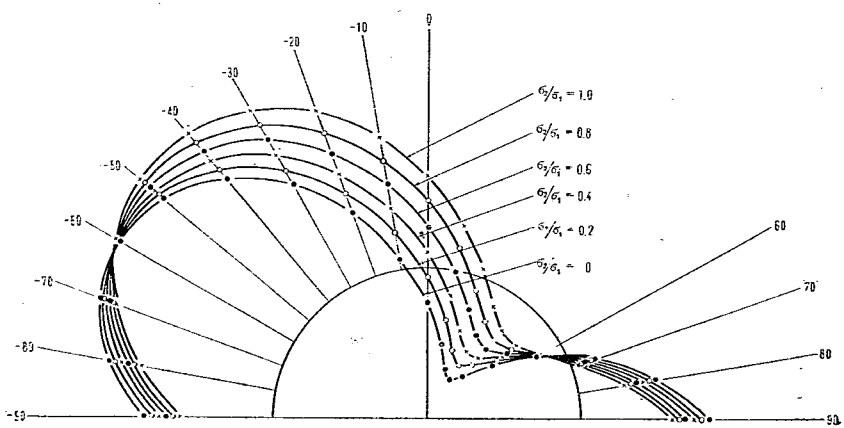
附図—4 硝子内孔縁応力 $\tau_0/\sigma_1=0.2$ の場合



附図—5 硝子内孔縁応力 $\tau_0/\sigma_1=0.4$ の場合



附図－6　硝子内孔縁応力　$\tau_0/\sigma_1=0.6$ の場合



附図－7　硝子内孔縁応力　$\tau_0/\sigma_1=0.8$ の場合

土の切削抵抗についての実験報告

建設技官　齊藤義治
建設技官　神吉満志

（昭和29年1月）

目　次

まえがき……(1)
I　実験の目的……(1)
II　測定項目……(2)
III　実験装置および器具……(2)
IV　予備実験……(4)
V　砂による実験……(6)
VI　狩野川右岸真砂土による実験……(14)
VII　実験結果に対する綜合検討およびその応用について……(21)
VIII　結語……(28)
附録　磁歪計について……(29)

まえがき

建設機械の土の切削に関する問題は，例えばブルドーザのブレードと土，スクレーパのブレードと土，グレーダのカッテングエッヂと土，ショベルのバケットと土等土工機械の総てに亘る事柄であるが，理論的解析は極めて困難であり未だに解答は得られておらない．最近の建設機械の目覚ましい発達に伴ない実用上の数値を知る必要上実物大の模型により基礎的実験を行い土の切削時における抵抗を測定した．たゞ実験設備が野外にあつた事，測定計器の自記ができなかつた事，土の性質上毎回条件が変つた事より実験としては精度は余り期待できなかつた．然し実用上常に問題になる切削時の水平反力，垂直反力の相互については大約の傾向は把握できたと考える，今後の実験装置を室内に入れ自記式により精密に測定する事と，機械の実物により実験作業時の実測値を得る事により今回実験の結果を検討すると共に更に進歩を来す方法であると考える．

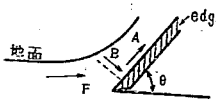
本文は現段階として得られた実験結果を取纏め建設機械施工者の能率的施工，メーカーへの設計資料の参考となれば幸いである．

I　実験の目的

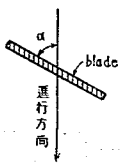
建設機械施工者が土の条件に合致した機械の使用をする事は機械施工の能率向上のため極めて大切である．又メーカーが実際作業時機械に如何なる外力が土より与えられるか，この2点を解決する一指針を与えるのが目的である．

II 測定項目

簡単な切削抵抗の考え方の一例として Pollard[1] は「切削抵抗 F は土が edge に沿つて上昇移動する時の edge との摩擦抵抗 A と土中に出来る剪断面に働く剪断抵抗 B との合力であつて，F は切削深さと共に増し又地面と edge との傾斜角 θ の大なる程大になる」と云つている（図—1）．実際に Grader, Bulldozer 等の掘削作業の場合においてはこの他に blade による運土抵抗が入つてくるのであるが，今こゝで問題となるのは上述の切削抵抗についてであるから，之をば測定に便なる如く水平反力 H および垂直反力 V に分け，運土抵抗は省略して取扱う事とした．

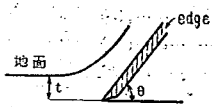


図—1 切削抵抗



図—2 blade の進行方向に対する角度 α

その場合試験条件として問題を単純にするため blade の進行方向に対する角度 α（図—2），切削角 θ（図—3），切削深さ t（図—3），切削速度 v，および土質条件について H, V を測定する．



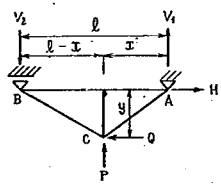
図—3 切削角 θ および切削深さ t

H, V を測定する方法として次の如く考える．すなわち図—4 の如き単純梁において，A を移動端，B を回転端，C を edge における力の作用点とし，C 点に垂直力 P，水平力 Q が掛つているものとする．今 AB の長さを l，BC の水平，垂直距離をそれぞれ x, y とすれば $\sum H=0$, $\sum V=0$, $\sum M=0$ より次式が成立する．

$$Q=H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots ①$$

$$P=V_1+V_2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots ②$$

$$V_2 l=P_x+Q_y \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots ③$$



図—4 荷重および反力

すなわち ①，②式より H, V_1, V_2 を測定する事により C 点に掛る外力 P, Q を求める事ができ，又③式より力の作用点 C を求める事ができる．但し実際に合力の作用点を求めることは非常に困難で，この様な装置では到底求まるものではない．

III 実験装置及び器具

以上の如き構想に基づいて次の如き実験装置を製作使用した．

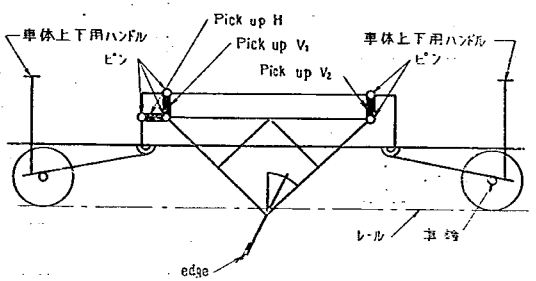
〔1〕 **試験土装置**（水路式コンクリート槽）

延長 22.0m，幅員 0.9m，深さ 0.4mの水路式コンクリート槽で厚さ 20.0cm のコンクリート側壁上に 10kg 軌条を布設したもので，中央部分 14.0 m を試験区間（両端それぞれ 4.0 m は徐走及び停止区間）として試験土を填充する．

〔2〕 **機械装置**（トロ車および索引用ウインチ）

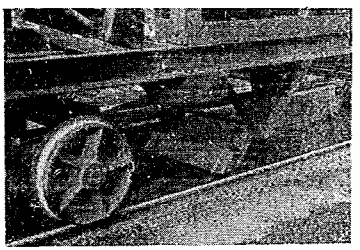
1) W. S. Pollard : Soil Knowledge Can Prove Usefull to Designers, S. A. E. Journal Sept. 1951, p. 39

トロ車：図—5 に示す如き車輛でレール上を走行せしめ土を切削する．本構造は切削角 55，65，75，85，90° の 5 段階に調節でき，切削深さはハンドルの回転により車体を上下して任意に調節可能である．edge fram は力量測定ピックアップ H，V_1，V_2（左右 2 ケ宛）により hinge で車体に連結し，edge に作用する抵抗はそれぞれピックアップ H，V_1，V_2 にかゝる．すなわちこの部分は図—4 に示した単純梁と考える．（写真—1，2 参照）



図—5　機械装置（トロ車の構造）

写真—1　機械装置（トロ車正面）



写真—2　機械装置（トロ車側面）

牽引用ウインチ：切削速度を一定にする必要から単胴ウインチおよび建設機械用変速機を使用して表—1 の如く製作した．

すなわち 3，4 速は Grader の作業速度の 1，2 速に相当し，2，3，4 速は Bulldozer の 1，2，3 速に相当するものである．

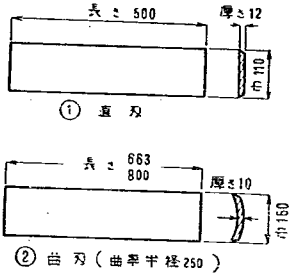
表—1　牽引用ウインチの設計速度

ギヤー / 速度	1 速	2 速	3 速	4 速
m/sec	0.2	0.5	0.9	1.5
km/hr	0.7	1.8	3.3	5.4

〔3〕 測定計器（詳細は附録「磁歪計について」を参照）

測定計器として磁歪計を採用した．その理由としては，④載荷に伴なう力量測定ピックアップの変位が僅少である．⑤遠隔測定が可能である．等の長所を採つたもので本実験に対する計器として妥当であつたと考えている．

磁歪計は高周波発生装置，磁歪測定器および力量測定ピックアップの 3 部分より成り，高周波発生装置は ≒12volt，≒1,000c.p.s. である．磁歪測定器は磁歪現象の内ヴイラリー効果を利用した力量測定器で，特許第176688号回路により微量変位を特殊電流計にて測定するものである．又力量測定ピックアップは強磁性体のニッカロイを使用した引張圧縮両用で，容量 500kg，精度 1% 以内のもので，水平力 H 用 2 ケ，垂直力 V_1 用 2 ケ，V_2 用 2 ケ計 6 ケを使用した．之は図—5 に示す如く edge fram と車体の間に hinge にて挿入し抵抗



図—6 使用 edge の寸法 (mm)

受圧部分となる.

〔4〕 其の他の実験器具

使用した edge は Grader 用のもので寸法は図—6に示す.

その他使用せる器具は blade のついた均し機, ストップウオッチ, 水準器, スケール, スコップ, 角度測定器および土質試験器具等である.

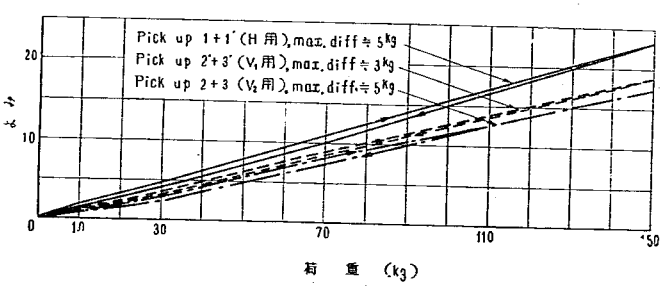
IV 予 備 実 験

〔1〕 測定機の検定

実験に先立ち測定精度および観測誤差を検査するために測定機および切削角 θ, 速度 v, 深さ t について予備実験を実施した.

測定機については主として力量測定ピックアップ取付部の載荷の際に起る摩擦抵抗検査であるが, Capacity 30kg のスプリングバランスを使用して edge の先端に引つかけ, 水平方向および水平面に対して 55, 70° の3通りについて実施したが, 摩擦による誤差は 1～3 % 程度であり, 荷重の増減により幾分この値は変動すると見られるが殆んど無視し得る程度のものと考える.

磁歪計の検定結果は図—7 の如くある程度のヒステリシスを示しているが, これは磁歪現象に対する本質的なもので避けることは困難である. 従つて検定曲線としては上昇曲線と下降曲線の平均値をとり図—8 の如く決定した. これによれば精度は 5 %以内に入つている.

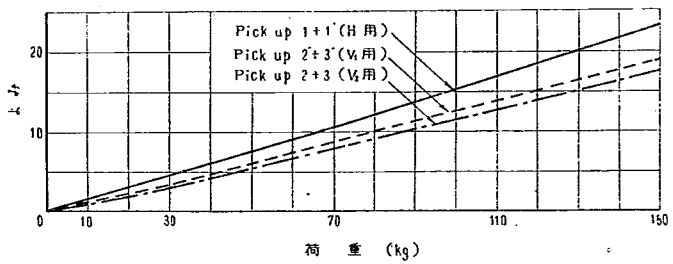


図—7 One Couple のピックアップの特性
(励磁電流 190mA
高周波発生装置の入力 100V
〃 出力 6V)

切削角 θ は水準器により車体を水平に調節する事によりほゞ正確に維持することができる.

切削深さ t は軌条面の凹凸が最大 3cm であるが, 均し blade および切削 blade が同一面に取付可能なので, 切削面は水平ではないが軌条面に対してほゞ平行と考えられるから所定の深さを維持するものと考える. 深さの測定には水準器およびスケールを使用したので誤差は 5 %以内と考えられる.

速度 v はストップウオッチを使用し試験状態において測定したが, 1, 2, 3速とも誤差は約1 %であつた. 4速については荷重の増加と共にワイヤーロープが slip して速度に変動を来たしたので, 実験においては,



図—8　One Couple のピックアップの検定曲線
(励磁電流　190mA
高周波発生装置の入力　100V
〃　出力　6V)

1, 2, 3速について実施し4速は中止する事とした．速度測定の結果は表—2 の如く表—1 の設計速度と殆んど大差ない値である．

表—2　切削速度

変速ギヤー / 切削速度	1速	2速	3速
m/sec	0.26	0.51	0.92
km/hr	0.95	1.84	3.31

〔2〕 測定値に対する検討

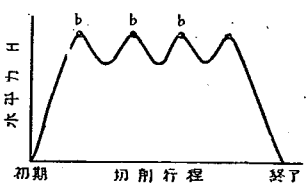
次に実際に鈴川産の砂（これは本地方においける代表的な砂で以下本実験に使用した）について実測してみたが，測定値の一例を示すと表—3 の如くである．

表—3　実測値の一例
(試料：鈴川砂
edge：直刃(長さ 50cm)
単位：kg/50cm)

抵抗 / No.	$\theta=90°$, $t=10$ cm, $v=1$速				$\theta=75°$, $t=10$ cm, $v=1$速				$\theta=55°$, $t=10$ cm, $v=1$速			
	H	V_1	V_2	$V=V_1+V_2$	H	V_1	V_2	$V=V_1+V_2$	H	V_1	V_2	$V=V_1+V_2$
1	87.5	49.2	−46.5	2.7	80.7	34.0	−40.7	−6.7	61.0	37.0	−29.0	8.0
2	91.1	37.0	−58.2	−21.2	87.5	37.0	−49.4	−12.4	68.0	37.0	−31.9	5.1
3	87.5	31.0	−76.0	−45.0	84.3	27.9	−64.0	−36.1	68.0	24.7	−34.8	−10.1
4	101.0	31.0	−69.5	−38.5	87.5	34.0	−64.0	−30.0	68.0	31.0	−34.8	−3.8
5	107.8	49.2	−64.0	−14.8	94.3	52.2	−58.0	−5.8	74.0	49.2	−31.9	17.3
6	101.0	34.0	−76.0	−42.0	87.5	37.0	−58.0	−21.0	68.0	31.0	−31.9	−0.9
平均	96.0	38.5	−65.0	−26.5	86.0	37.0	−55.6	−18.6	67.0	34.6	−32.3	2.3

(備考)　符号 { +：tension, −：compression

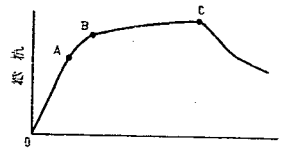
抵抗測定は最初オシログラフを使用して自記せしめる予定であつたが，磁歪計の調整その他使用上難点があり中止した．従つて測定には各メーターの同時読みによつた．水平力 H の一例を示すと図—9 の如くである．



図—9　水平力 H と切削行程

これは V_1, V_2 とも同様の傾向を示すが edge が切削行程に入

ると同時に抵抗は急激に増加し，次いで減少し再び上昇する．そしてこの様な変動を繰返しつゝ切削行程の終了と同時に抵抗は減少する．そして一つの山の抵抗対切削行程の関係については J. Rathe[2]の指摘している様に図—10の如きものゝ様である．



図—10　抵抗対切削行程

すなわち剪断試験における剪断力変位曲線とほゞ同様の傾向を示す様で，曲線の 0 から A までは抵抗が切削行程に比例して増加し弾性変形が主として起つている．又 A から B まではなお変形と荷重の間に部分的に比例関係があり，それを過ぎると抵抗の増加はだんだん少なくなり，B 点で最高の密度に達し edge の脚点から滑り面が出来はじめ C 点で完了する．そして又変形過程が新しく始まる．この様にして個々の変形段階は次々とあらわれるから，あたかも図—9 の曲線の様になつてくる．従つて表—3 に示した測定値はすべてそれぞれの山の頂点と見做される抵抗最大の点を記録したものである．

さて実測値の検討を加えてみると，本実験においては測定機の精度等からしてほゞ近似的な値を示しているものとする．表—3 において各条件とも H は大体揃つた値を示している様であるが，速度 v の関係でメーターの針は相当に激しく変動するから測定の誤差もあり，正確に図—9に示したそれぞれの山の抵抗最大の点を抑えたものとは云い難い．同様の事が V_1, V_2 においても云える．勿論この場合 H を基準にして V_1, V_2 とも合図の下に同時に記録したが，当然この三者の間にも時間的ずれはまぬがれ難い．又 V_1, V_2 より求めた V の値も相当に変動しているが，これは力の作用線の方向が常に変動している事を意味し，土質条件が一様でない事を示すものと思われる．次に前に記した③式 $V_2 l = P \cdot x + Q \cdot y$ にこれらの値を入れて x, y を求めたが，edge の先端より切削深さ t の 1/3 の点に力が作用するものと仮定して求めた実測値（表—4）とは相当に隔りがあり，事実上本実験において力の作用点を求める事は不適当と考える．

表—4　x, y の実測値

切削角 θ（度）	深さ t(cm)	x(cm)	y(cm)
90	10	43.85	73.13
〃	7	〃	74.47
〃	5	〃	75.13
75	10	38.18	70.63
〃	7	37.82	71.97
〃	5	37.65	72.63
55	10	32.17	65.03
〃	7	31.23	66.37
〃	5	30.77	67.03

従つて実験データーとしては個々のデーターも勿論無視するわけにはいかないが，それらの平均値を以てある土質条件に対するある切削条件による切削抵抗値と見做すより仕方がないものと考えられる．

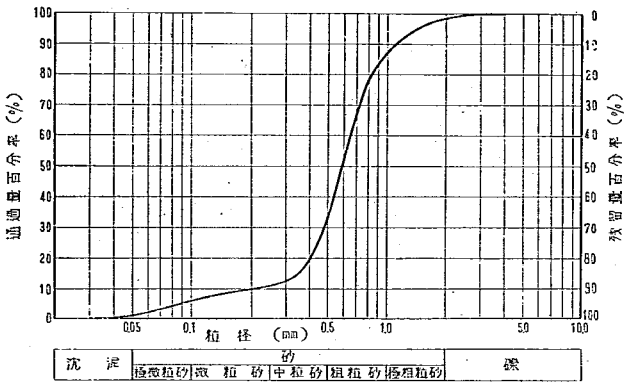
V　砂による実験

〔1〕 試料及びその処理

実験試料としては静岡県駿東郡元吉原村鈴川地内の海岸砂丘砂を使用した．篩分析の結果は図—11の如くで礫 1.8 %，砂 96.6 %，沈泥 1.6 %，比重 2.66 のものである．

試料はできるだけ均一にするため，まずスコップにて丁寧に掻き均した後，トロ車に取付けたスカリファイヤーで一様に掻き起し，blade 付の均し機で平面に仕上げる様にした．

2) J. Rathje: Schnittvorgang im Sand, Forschungs Heft. 350, 1937



図—11　粒径加積曲線（鈴川砂）

この場合含水比は設備が野外にあるため天候に支配され，密度も上記の様にして loose な場合のみで密度を変化せしめた場合は実施できなかつた．

〔2〕 実験方法

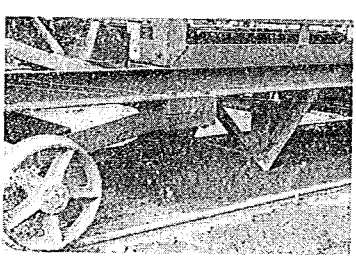
土質条件を均一に仕上げた後，直刃を使用して進行方向に対する角度 α は一定（90°）とし，切削角 θ は 55，75，90°，深さ t は 2，5，7，10 cm，速度 v は 1，2，3 速の各組合わせについて実施した．

写真—3　測定土地整地

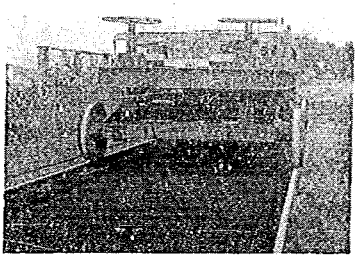
次に曲刃を使用して（直刃を使用したかつたが適当なのがなかつた）α=90，62，52.5，33°，θ=45，75，90°，t=2，5，7，10cm，v=1，2，3速の組合わせについて実施した．

抵抗測定には合図の下 H，V_1，V_2 同時に測定した（写真—4，5，6，7）

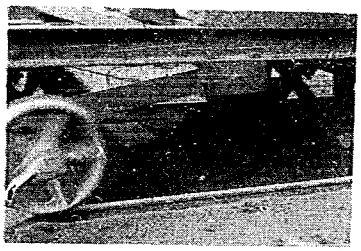
又試料の密度は一行程終了毎にカッターコーンを使用して3～5ケ，含水比は4～5ケ測定した．



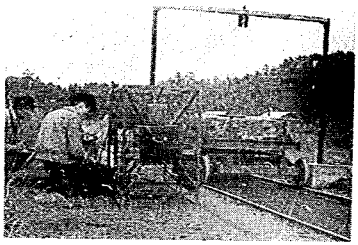
写真—4　測定中（切削はじめ）



写真—5　測定中（切削はじめ）



写真—6 測定中（切削中）



写真—7 観測中

曲刃を使用して α を変化する実験においては参考のために切削土量を測定した．測定方法は丁度塩取で塩を取る様に切削土量というよりもむしろ blade に溜つた砂を箱の中へ掻き入れその目方の測定によつた．

〔3〕 直刃による実験結果並びに考察

表—5 砂による実験結果 (edge: 直刃（長さ 50cm）, $\alpha=90°$（一定）, 密度：1.42～1.50gr/cm³)

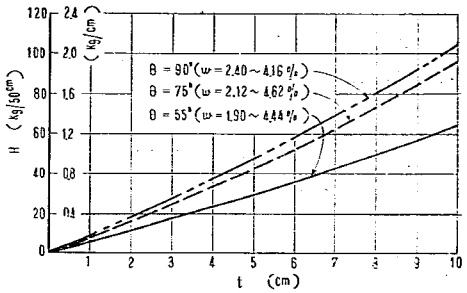
切削角 θ（度）	変速ギヤー（速）	含水比 w（%）	水平反力 H（kg/50cm）			垂直反力 V（kg/50cm）		
			$t=10$cm	7	5	10	7	5
55	1	1.90～4.44	53.4～68.0	41.4～42.0	26.7～34.7	−0.3～−2.4	−14.0～−18.5	1.4～−1.3
	2	1.90～4.44	58.0～69.5	40.6～47.1	29.4～29.4	−6.3～0.6	11.8～−10.0	−15.3～−24.6
	3	1.90～4.44	61.0～68.0	41.2～48.5	29.4～31.9	−12.9～4.7	1.6～−10.1	−14.5～−8.6
75	1	2.12～4.62	86.7～107.8	58.3～68.0	48.5	−24.8～−17.3	−21.9～−5.0	−7.9
	2	2.12～4.62	87.5～94.3	55.0～61.0	42.0	−10.5～−50.2	−10.2～−49.5	−10.3
	3	2.12～4.62	97.0～96.9	57.4～64.5	48.5	−7.5～−21.3	−7.2～−6.9	−11.5
90	1	2.40～3.18～4.16	100.2～105.1～97.0	66.2～72.1～64.6	49.3～52.4	−28.1～−26.0～−27.1	−13.7～−22.4～−28.4	−26.0～−15.8
	2	2.40～3.18～4.16	102.7～103.3～99.3	63.3～72.1～65.6	48.5～53.6	−44.5～−29.7～−31.0	−13.7～−15.6～−32.1	−12.8～−20.0
	3	2.40～3.18～4.16	114.5～110.6～101.0	68.0～76.3～61.2	49.3～54.0	−32.8～−27.0～−46.0	−42.7～−25.5～−32.1	−22.8～−6.9

直刃による実験結果は表—5 の如くである．

1. 深さ t による影響

表—5より H と t の関係を示せば図—12 の如くである．

すなわち t の H に及ぼす影響は t の増加に伴なつて増加しその増加率は増大している．そして H は t^2 に比例的関係にあるようである．

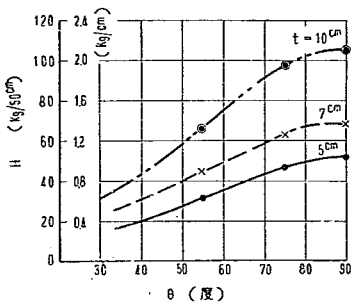


図—12 H と t の関係
(edge: 直刃 (長さ 50cm)
α=90° (一定)
密度 d: loose)

2. 切削角 θ による影響

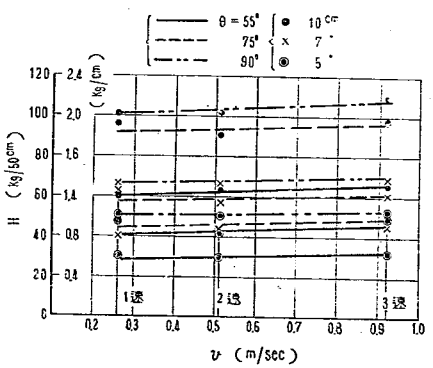
H と θ の関係を示せば図—13 の如くである．

本実験においては 55，75，90° の 3 通りについて実施したのでそれ以下についてはよくわからないが，θ の増大に伴なつてほゞ直線的に増加し，75° 附近より 90° の間においてその増加率は減少している．そして深さ t の増加に伴ないその傾向が著しい．



図—13 H と θ の関係
(edge: 直刃 (長さ 50cm)
α=90° (一定)
密度 d: loose)

京都大学村山教授のデーター[3]によれば，ぜい性材料に対する実験において，θ の増大に伴なつて H は増加し θ=60° 附近を境としてその増加率は急激に増大している．そしてこれはこの角の近辺を境として切削状態が変化するためであろうと云つている．本実験結果においてもこの様な傾向が見られぬ事もない．すなわち= θ30～40° 附近を境として急激に増大しているものとみる事もできる．何れにしても θ の影響は単純ではないと云える．実際に切削状況を観察すると blade に対ずる砂の流れにおいて首肯し得るものがある．



図—14 H と v の関係
(edge: 直刃 (長さ 50cm)
α=90° (一定)
密度 d: loose)

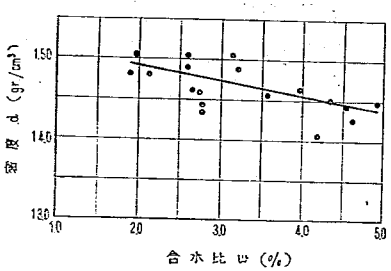
3. 速度 v による影響

H と速度 v の関係を示せば図—14の如くである

3) 村山朔郎：掘削機械と土，昭和27夏季講習会パンフレット「建設の機械化」 p. 21

幾分速度の増大に伴なつて E の増加する傾向があり，又 θ の小さくなるに従つてその傾向が大となる様であるが，結論的に速度の影響は極めて少ないと云えるであろう．

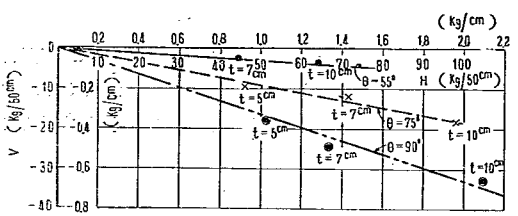
4. 土質条件による影響



図—15　含水比と密度の関係
(試料：鈴川砂)

本実験を通じての含水比と密度の関係は図—15の如くである．

すなわちバルキング現象によつてこの範囲においては含水比の増加と共に密度は減少している．又砂はこの範囲内の含水比の変化に対しては一般に含水比の増加と共に凝集力は増大し，内部摩擦角は減少する様である．処で本実験においては含水比の影響は厳密なる意味における比較は困難であるが，表—5 よりほゞその影響が認められないと云えるであろう．一方密度による影響は密度一定として実験したが，実際に密度測定値に変動があり又抵抗測定値にも相当の開きが認められるので，比較は困難であるがその影響は明らかに存在するものと云えよう．何れにしても本実験においては土質条件の内如何なる要素が如何なる程度に影響を及ぼすかについては確める事は困難である．

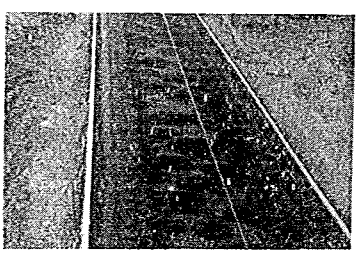


図—15　H と V の関係
(edge：直刃（長さ 50cm）
$\alpha=90°$（一定）
密度 d：loose)

5. 水平力 H と垂直力 V の関係

H と V の関係を示すと図—16 の如くである．

すなわち t の増加に伴なつてほゞ直線的に増加し，又切削角 θ の増大に伴なつて負の傾斜角，つまり blade には圧縮力が働き blade を押し上げようとする傾向が大となつている．これは θ の大となるに従つて切削し難くなるためと思われる．そして loose な砂に対しては V は H に比して非常に小さい．

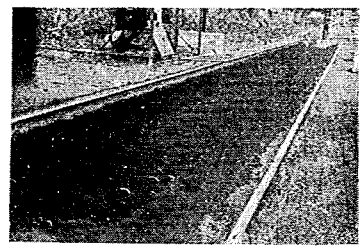


写真—8　切削後の波形
(試料：鈴川砂，edge：直刃（長さ 50 cm）
$\theta=55°$，　$t=2$ cm，　$v=1$ 速)

6. 観察

切削時常に見られる現象は切削された砂が blade を over flow して丁度波形に撒布されるが，波の数と滑り面の数，或いはそのピッチと土質条件の間に何等かの関係がある様に考えられるが，本実験においては遺憾乍ら確めることはできなかつた．（写真—8，9，10）

写真—9　切削後の波形
(試料：鈴川砂，edge：直刃（長さ 50cm)
($\theta=55°$，$t=7$ cm，$v=2$速)



写真—10　切削後の波形
(試料：鈴川砂，edge：直刃（長さ 50cm)
($\theta=55°$，$t=7$ cm，$v=1$速)

〔4〕 曲刃による実験結果並びに考察

曲刃による実験結果は表—6 の如くである．

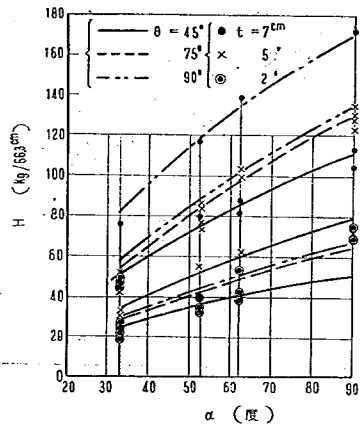
表—6　砂による実験結果　(edge：曲刃，密度 d：loose)

切削角 θ（度）	blade の進行角 α（度）	含水比 w（%）	密度 d (gr/cm³)	変ギヤ速 I（速）	水平反力 H (kg) $t=7$cm	5	2	垂直反力 V (kg) 7	5	2	切削土量 (kg)	(cm³)
90	90	2.78	1.44	1			68.40			18.26	37,540	26,008
							72.85			−1.44	40,720	28,211
		2.74	1.46	1		128.09			−23.88		83,080	56,982
		2.78	1.44	1	171.73			8.50			106,700	74,324
	62	2.78	1.44	1	138.01			2.81			89,920	62,635
		2.74	1.46	1		106.26			0.46		65,760	45,103
		2.78	1.44	1			52.32			−6.63	31,480	21,810
	52.5	2.78	1.44	1			—			—	27,900	19,329
		2.78	1.44	1	115.92			30.00			—	—
	33	2.78	1.44	1	90.16			15.90			—	—
75	90	4.65	1.43	1		129.87			10.12		91,020	63,699
		4.35	1.45	1			69.40			20.51	85,960	60,158
	62	4.65	1.43	1		99.26			17.99		50,940	35,126
		4.35	1.45	1			52.00			2.37	71,160	49,801
	52.5	4.65	1.43	1		86.94			19.50		36,080	24,879
		4.35	1.45	1			—			—	—	—
	33	4.65	1.43	1		61.18			26.59		30,900	21,307
45	90	4.94	1.45	1	112.70			38.82			—	—
		4.94	1.45	1	119.14			29.14			74,000	51,021
		4.23	1.41	1		70.84			18.82		75,480	52,041
		2.69	1.46	1			—			—	62,240	44,278
	62	4.94	1.45	1	86.94			27.56			35,480	24,278
		4.23	1.41	1		61.18			26.55		58,560	40,320
		2.69	1.46	1			41.86			2.27	48,380	34,418
	52.5	4.94	1.45	1	79.37			25.52			—	—
		4.23	1.41	1		54.74			18.81		—	—
	33	4.54	1.45	1	53.20			18.43			42,880	30,498
		4.23	1.41	1		37.56			16.37		41,740	28,778
		2.69	1.46	1			30.99			7.81	—	—
		4.54	1.45	2	56.35			21.69			—	—
		4.54	1.45	3	57.96			26.39			39,400	27,266
											41,520	28,733

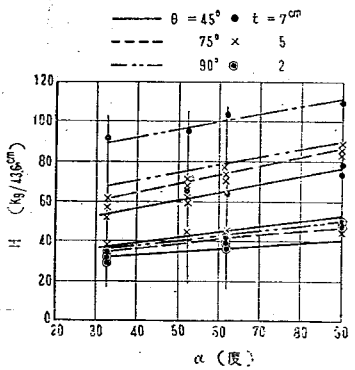
(備考)　使用 edge の長さ：$\alpha=90°$, 62, 52.5 → 66.3cm
33 → 80.0cm

1. 進行角 α による影響

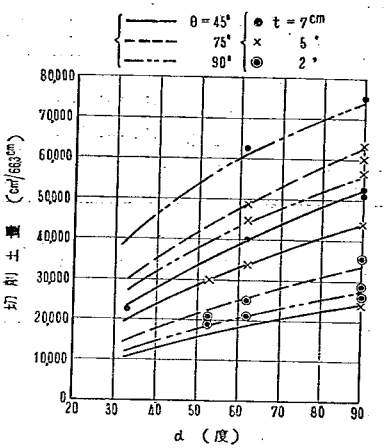
edge の長さ一定 (66.3 cm) および切削幅一定 (43.6 cm) として計算した場合，H と α および切削土量と α の関係を示すとそれぞれ図—17, 18, 19, 20 の如くである．切削土量は乾燥重量より容積 (cm^3) に換算した値を示す．



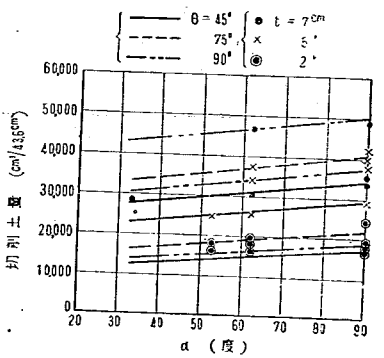
図—17　H と α の関係
(edge の長さ一定 (66.3cm) として計算
d=1.43～1.46gr/cm³, w=2.69～4.94%)



図—18　H と α の関係
(切削幅一定 (43.6cm) として計算
d=1.43～1.46gr/cm³, w=2.69～4.94%)



図—19　切削土量と α の関係
(edge の長さ一定 (66.3cm) として計算
d=1.43～1.46gr/cm³, w=2.69～4.94%)



図—20　切削土量と α の関係
(切削幅一定 (43.6cm) として計算
d=1.43～1.46gr/cm³, w=2.69～4.94%)

すなわち図—17 において edge の長さを一定として計算した場合，H と α の関係はほゞ sine curve 的

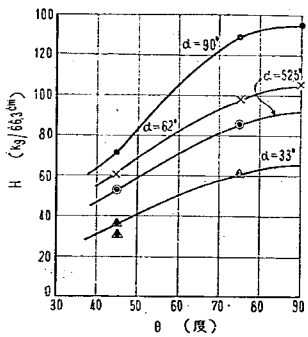
な傾向を示す様で，α の増大と共に H は増加しその割合は減少している．

又図—18の如く切削幅一定として計算した場合においては，α の増大に伴なつて H は僅かに増加しほゞ直線的関係を示している．これは α の小となるに従つて切削が容易になる事を示すものと考える．

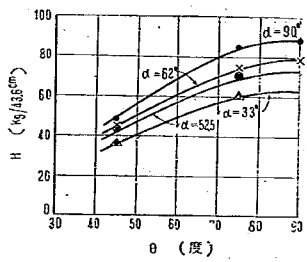
更に之等の関係は切削土量と α の関係においても同様の事が云える様である．

2. 切削角 θ による影響

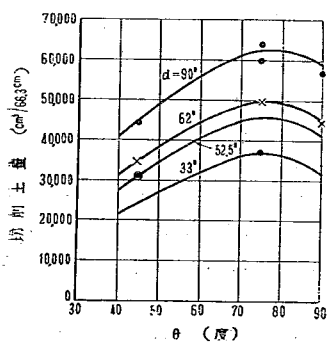
同様にして H と θ および切削土量と θ の関係を示すとそれぞれ図—21，22，23，24 の如くである．



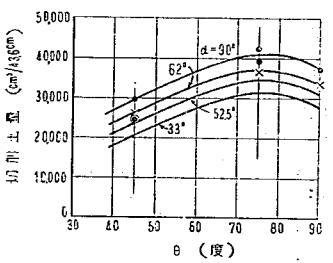
図—21　H と θ の関係
(edge の長さ一定(66.3cm)として計算
$t=5$cm)



図—22　H と θ の関係
(切削幅一定(43.6cm)として計算
$t=5$cm)



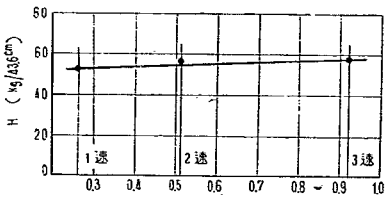
図—23　切削土量と θ の関係
(edge の長さ一定(66.3cm)として計算
$t=5$cm)



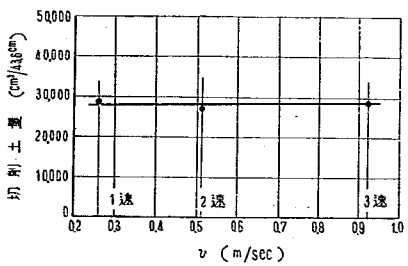
図—24　切削土量と θ の関係
(切削幅一定(43.6cm)として計算
$t=5$cm)

すなわち図—21 の edge の長さを一定として計算した場合は図—13 の直刃における H と θ の関係と傾向は相似ている（但し $\alpha=90°$ の場合）が抵抗値は相当大きく出ている．これの原因は使用 edge が曲刃のためか明らかでない．なお α が小さくなるに従つて curve が順次滑らかになつている様である．

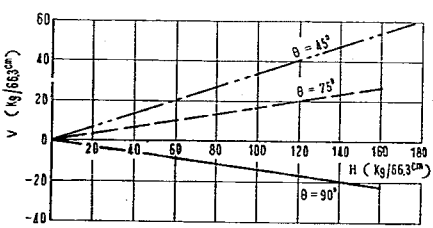
図—22 の切削幅一定として計算した場合においては α の増大に伴なつて H は大となつているが，H と θ



図—25 H と v の関係
($\alpha=32°$, $\theta=45°$, $t=7$cm, edge の長さ $=43.6$cm, $w=4.54\%$, $d=1.45$gr/cm³)



図—26 切削土量と v の関係
($\alpha=32°$, $\theta=45°$, $t=7$cm, edgeの長さ $=43.6$cm, $w=4.54\%$, $d=1.45$gr/cm³)



図—27. H と V の関係

の関係はほゞ同様の傾向を示している.

次に図—23, 24 の切削土量と θ の関係においては何れも θ の増大に伴なつて H は増加し, $\theta=75°$ 附近を頂点として減少の傾向を示している. これは $\theta=75°$ 附近において blade に最もよく土が溜る事を意味しているのであろう.

3. 速度 v による影響

H と v および切削土量と v の関係を示すと図—25, 26の如くである.

すなわち上図はその一例であるが, 直刃の場合と同様に速度 v の影響は極めて少ないと云えるであろう. 同様の事が切削土量の場合においても云えよう.

4. 水平力 H と垂直力 V の関係

水平力 H と垂直力 V の関係を示せば図—27の如くである.

loose な砂の場合においては垂直力 V に影響を及ぼすものは θ の様で, α の変化による影響は殆んど認められなかつた. 従つて図—27は θ の変化に対する H, V の関係を示したものである. すなわち $\theta=90°$ においては直刃におけると同様に blade には圧縮力が作用して押し上げんとする傾向を示すが, 75°, 45°となるに従つて逆に引張力が働き blade を砂中に引き込まんとする傾向が大となつている. これは直刃の場合に比して傾向が tension 側に片寄つたものと解されるがその原因については明らかではない.

VI 狩野川右岸真砂土による実験

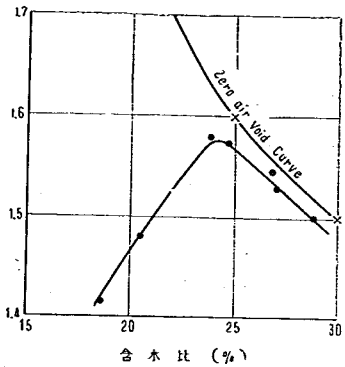
〔1〕 試料について

試料として狩野川畔当所対岸の真砂土を使用した. 土質試験の結果は表—7 および図—28, 29 の如くである.

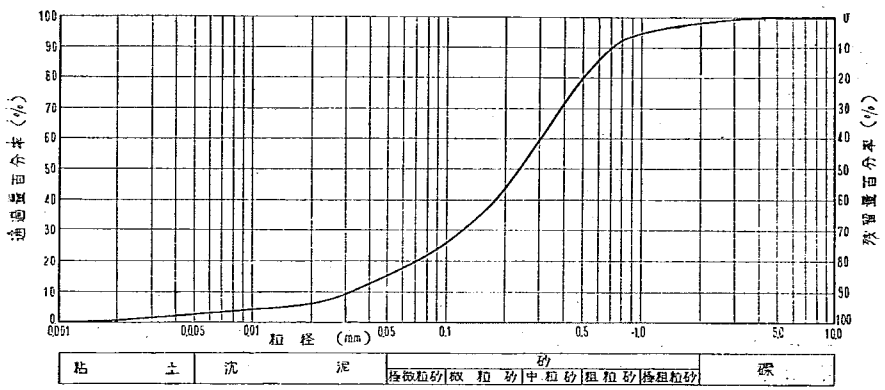
表—7　物理試験結果
（狩野川右岸真砂土）

比　重	2.79
L. L.	44.43
P. L.	37.24
P. I.	7.19

粒度試験によれば本試料は砂分 84.60%，沈泥分 12.63%，粒土分 2.77%となり三角坐標の分類においては砂に属するものである。



図—28　搗固め試験結果
（狩野川右岸真砂土）



図—29　粒径加積曲線（狩野川右岸真砂土）

〔2〕 実験方法

砂の場合と殆んど同様であるが密度 d を変化せしめるため，スカリファイヤーにて掻き起し平面に均した loose な場合と，新和 SM—3 型ランマーを使用して 1，2，3 回搗き固めた場合について実施した．この場合 α を変化する実験は loose な場合のみで，ランマー轢圧に対しては $\alpha=90°$（一定）として直刃を使用して実施した．

〔3〕 直刃による実験結果並びに考察

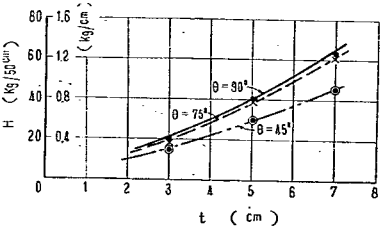
直刃による実験結果は表—8 に示す如くである．

1.　深さ t による影響

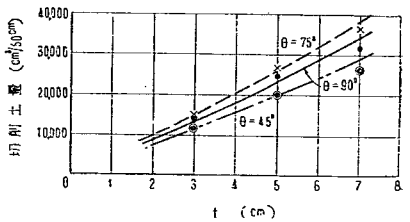
表—8 より H と t および切削土量と t の関係を示せばそれぞれ図—30，31 の如くである．

表—8 真砂土による実験結果
(edge: 直刃 (長さ 50cm)
土質条件: loose な場合
v = 1速 (一定)

切角度 θ (度)	含水比 w (%)	密度 d (gr/cm³)	水平反力 H (kg/50cm) t=7cm	5	3	垂直反力 V (kg/50cm) 7	5	3	切削土量 (cm³) 7	5	3
90	24.12	1.10	64.40	41.40	22.80	−6.16	3.19	2.27	33,772	28,023	14,952
75	～	～	62.28	40.80	22.93	11.51	−4.73	−2.85	32,204	28,571	14,579
45	26.73	1.14	48.80	34.31	20.10	13.71	10.10	14.52	28,973	22,992	13,324
90	19.78	1.16	65.43	40.86	21.33	−2.66	−14.79	−4.46	32,096	24,043	13,304
75	～	～	65.47	40.08	21.16	−3.06	13.78	11.07	35,621	26,118	14,807
45	22.78	1.17	47.85	33.43	16.28	7.39	15.56	12.06	26,015	22,365	11,809
90	16.08	1.18	58.42	38.50	17.17	−0.98	15.19	3.01	28,433	24,252	12,742
75	～	～	57.96	37.30	16.10	7.16	10.81	1.25	34,030	26,417	13,991
45	17.00	1.20	38.10	25.22	10.20	21.94	9.23	6.49	24,377	16,756	10,960



図—30 H と t の関係
(α=90° (一定), v=1速 (一定)
含水比 w=16.08～26.73%)



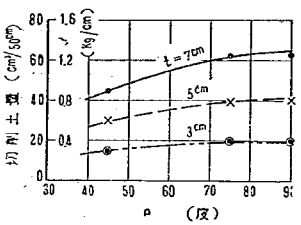
図—31 切削土量と t の関係
(α=90° (一定), v=1速 (一定)
含水比 w=16.08～26.73%)

すなわち t の H に及ぼす影響は砂の場合と同様で, t の増加に伴ない H は増加しその増加率も増大している. 土質および土質条件の相違により厳密なる比較は困難であるが抵抗値は砂に比して幾分小さい様である.

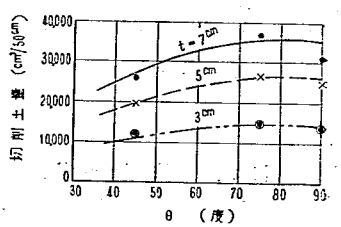
切削土量と t の関係は H の関係と異なり t の増加に伴ないほゞ直線的に増加している.

2. 切削角 θ による影響

H と θ および切削土量と θ の関係を示すとそれぞれ図—32, 33の如くである.



図—32 H と θ の関係
(α=90° (一定), v=1速 (一定)
含水比 w=16.08～26.73%)



図—33 切削土量と θ の関係
(α=90° (一定), v=1速 (一定)
含水比 w=16.08～26.73%)

すなわち θ の影響は砂の場合と同じく θ の増大によつて抵抗は増大し $\theta=90°$ と $75°$ の値は殆んど等しく，$\theta=75°$ と $45°$ の間は相当の開きが見られる．又切削土量に及ぼす影響は $\theta=75°$ 附近で最大で $90°, 45°$ の順序となつている．これは図—31においても認められるが $\theta=75°$ 附近で土が最もよく blade に溜る事を示すものであろう．

3. 水平力 H と垂直力 V の関係

H と V の関係を示せば図—34 の如くである．

すなわち図—27の曲刃による砂の実験と同様の傾向を示し，$\theta=90°$ においては blade には圧縮力が作用し，$\theta=75°$, $45°$ となるに従い逆に引張力が働き順次 V の値は大きくなつている．

4. 土質条件による影響

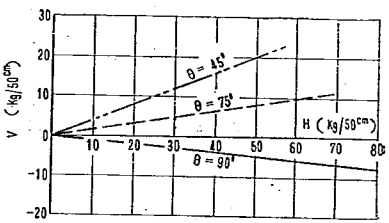
表—8 より本試料においても鈴川砂と同様に幾分バルキングの現象を示している事がわかる．そして一般的に云つて含水比および密度変化に対する抵抗値の影響は比較困難の様である．

〔4〕 曲刃による実験結果並びに考察

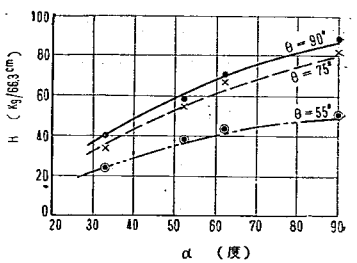
曲刃による実験結果は表—9 の如くである．

1. 進行角 α による影響

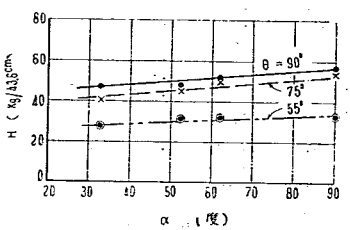
表—9 より blade 長一定 (66.3cm) および切削幅一定 (43.6cm) として計算し H と α および切削土量と α の関係を示せばそれぞれ図—35, 36, 37, 38 の如くである．以下関係図式は便宜上土質条件は無視してそれぞれの切削条件に対する平均値を plot する事にする．



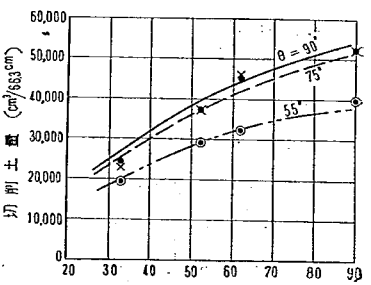
図—34 H と V の関係
($\alpha=90°$ (一定), $v=1$速 (一定)
含水比 $w=16.08\sim26.73\%$)



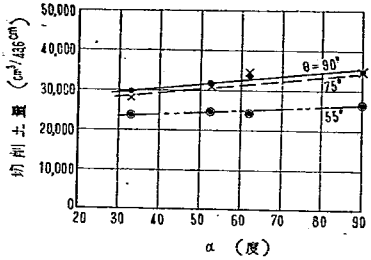
図—35 H と α の関係
(blade 長一定 (66.3cm) として計算
$t=5$ cm, $v=1$速)



図—36 H と α の関係
(切削幅一定 (43.6cm) として計算
$t=5$ cm, $v=1$速)



図—37 切削土量と α の関係
(blade 長一定 (66.3cm) として計算
$t=5$ cm, $v=1$速)

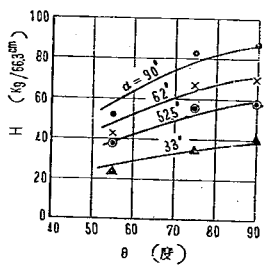


図—38　切削土量と α の関係
(切削幅一定 (43.6cm) として計算
$t=5$ cm,　$v=1$ 速

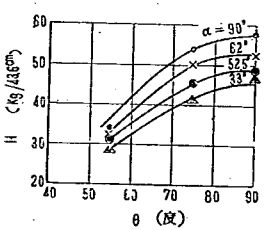
すなわちこれらは何れも砂の場合と全く同様の傾向を示している.

2.　切削角 θ による影響

同様にして H と θ および切削土量と θ の関係を示せば図—39, 40, 41, 42の如くである.



図—39　H と θ の関係
(blade 長一定 (66.3cm) として計算)
$t=5$ cm,　$v=1$ 速

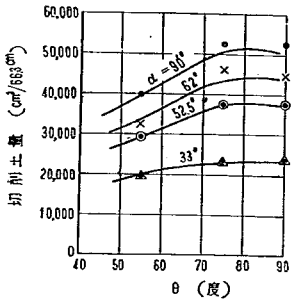


図—40　H と θ の関係
(切削幅一定 (43.6cm) として計算)
$t=5$cm,　$v=1$ 速

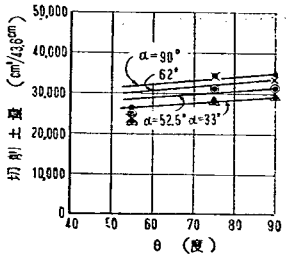
表—9　曲刃による実験結果
(試料：真砂土，ebge：曲刃
$v=1$ 速(一定)，$t=5$cm (一定)
土質条件：loose)

切削角 θ (度)	進行角 α (度)	含水比 w (%)	密度 d (gr/cm³)	水平反力 H (kg)	垂直反力 V (kg)	切削土量 (cm³)
90	90	23.68	1.12	82.64	14.44	54,383
		〃	〃	81.88	15.81	51,725
		20.39	1.16	96.60	−3.25	53,554
		19.87	1.17	88.32	3.98	52,183
	62	23.50	1.12	65.32	10.40	48,550
		20.20	1.16	74.98	16.88	43,793
		19.33	1.17	68.69	4.57	43,610
	52.5	23.30	1.12	57.04	−0.13	37,349
		20.00	1.16	61.71	10.19	38,818
		18.80	1.17	55.80	9.24	36,742
	33	23.30	1.12	44.16	39.74	28,145
		19.80	1.16	50.04	17.86	27,969
		18.25	1.17	48.76	46.96	31,671
75	90	22.00	1.14	75.67	9.94	53,004
		18.95	1.17	90.15	−22.11	56,179
		17.15	1.20	79.42	18.36	48,523
	62	22.20	1.14	62.25	36.99	46,951
		19.10	1.17	70.84	73.62	48,868
		17.35	1.20	69.76	40.11	43,233
	52.5	22.40	1.14	52.81	34.97	39,503
		19.30	1.17	61.02	64.39	40,071
		17.60	1.20	50.88	35.06	32,970
	33	22.63	1.14	40.22	63.71	29,564
		19.50	1.17	49.68	18.86	29,994
		17.89	1.20	—	38.02	25,151
55	90	21.78	1.17	52.44	16.39	42,053
		19.86	1.17	—	27.56	40,994
		16.99	1.17	51.52	28.46	35,954
	62	21.60	1.17	45.54	0.98	32.966
		19.65	1.17	46.46	37.90	32.299
		16.75	1.17	—	6.10	31.673
	52.5	21.40	1.17	37.72	32.39	30,711
		19.40	1.17	39.43	23.94	31,171
		16.53	1.17	37.57	18.02	26,368
	33	21.20	1.17	28.98	24.43	25,621
		19.21	1.17	28.98	23.59	21,060
		16.30	1.17	27.02	28.73	24,102

(備考)　使用 edge の長さ：$\alpha=90°$
62　66.3cm
52.5
33　80.0cm



図—41　切削土量と θ の関係
(blade 長一定 (66.3cm) として計算)
($t=5$ cm,　$v=1$ 速)



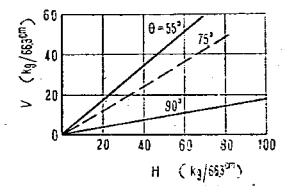
図—42　切削土量と θ の関係
(切削幅一定 (43.6cm) として計算)
($t=5$ cm,　$v=1$ 速)

すなわちこの場合も全く砂と同様の傾向を示している.

3. 水平力 H と垂直力 V の関係

H と V の関係を示せば図—43 の如くである.

すなわち α による分類は困難であるので α を含めた θ で分類したが, $\theta=90°$ から, 75°, 55° になるに従って V の値は大きく, 何れも引張力が作用し blade は土中に潜らんとする傾向を示している.



図—43　H と V の関係
(試料: 真砂土, edge: 曲刃
($t=5$ cm,　$v=1$ 速)

〔5〕 密度変化による実験結果並びに考察

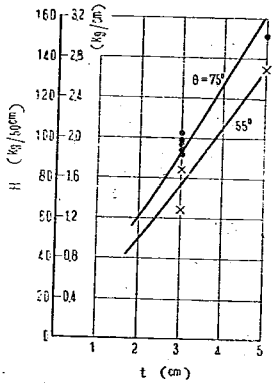
密度変化に対する実験結果は表—10の如くである.

表—10　密度変化による実験結果
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ50 cm)
($\alpha=90°$ (一定)

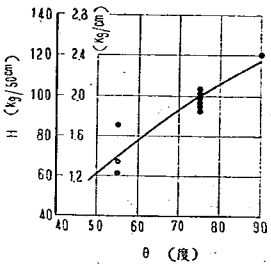
ランマによる踏圧回数	密度 d(gr/cm³)	含水比 w (%)	変速ギヤー(速)	深さ t(cm)	切削角 θ(度)	H (kg/50cm)	V (kg/50cm)
loose	1.31	24.71	1	3	75	26.83	13.31
1	1.61	23.94	〃	〃	〃	54.10	−9.81
2	1.69	23.34	〃	〃	〃	65.47	−46.69
3	1.70	22.98	〃	〃	〃	94.99	−59.87
〃	1.73	24.13	〃	〃	〃	97.33	−35.97
〃	〃	〃	2	〃	〃	105.62	−24.41
〃	〃	〃	3	〃	〃	120.21	−42.27
〃	1.76	25.80	1	〃	55	85.87	−15.42
〃	〃	23.00	〃	〃	〃	66.24	−15.72
〃	1.78	25.75	〃	〃	90	121.29	58.87
〃	1.70	23.73	〃	〃	75	92.73	−37.26
〃	1.77	24.16	〃	〃	〃	103.04	−61.45
〃	〃	24.94	〃	〃	〃	99.82	−22.39
〃	〃	25.97	〃	〃	〃	99.82	−16.63
〃	〃	27.50	〃	〃	〃	100.89	−22.92
〃	1.70	22.77	〃	5	55	135.24	−14.74
〃	1.76	28.39	〃	3	〃	61.18	17.18
〃	〃	23.40	〃	5	75	151.34	−5.88

1. 切削条件による影響

表—10より H と t, θ, v の関係を示せばそれぞれ図—44, 45, 46の如くである.

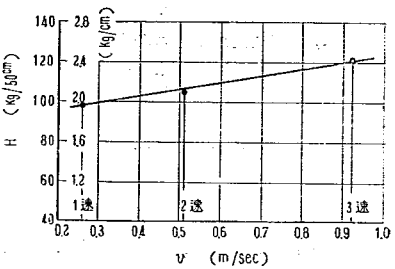


図—44　H と t の関係
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ 50 cm)
$\alpha=90°$, $v=1$速, ランマー3回転圧)



図—45　H と θ の関係
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ 50cm)
$\alpha=90°$, $v=1$速, ランマー3回転圧)

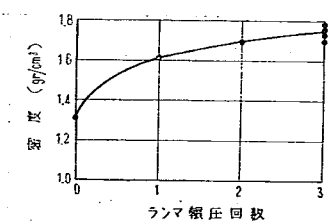
ランマ3回転圧に対する之等の切削条件の影響はlooseな場合に比して幾分異なり, t の増加に伴なう H の増加率は相当甚だしく, θ と H の関係も殆んど直線に近くなつている. 又速度 v による影響も速度約70%の増加に対して抵抗値は約20%の増大を示しており, 明らかに速度の影響が認められる.



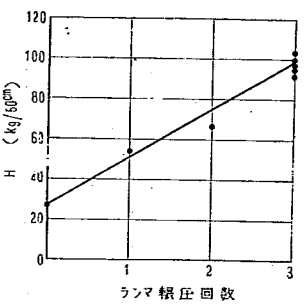
図—46　H と v の関係
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ 50cm)
$\alpha=90°$, $\theta=75°$, $t=3$cm, ランマー3回転圧)

2. 土質条件による影響

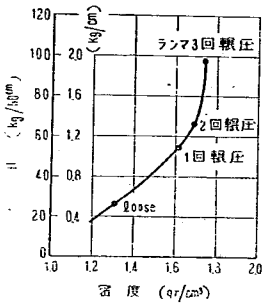
土質条件の内主として, 密度, 含水比と抵抗値に関する図式を示せばそれぞれ図—47～52の如くである.



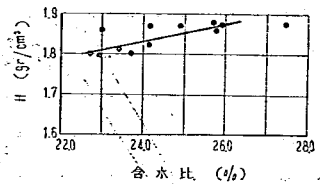
図—47　ランマー転圧回数と密度の関係
(試料: 真砂土
ランマー: 新和 SM-3型)



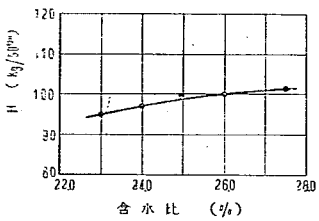
図—48　ランマー転圧回数と H の関係
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ 50cm)
$\alpha=90°$, $\theta=75°$, $t=3$cm, $v=1$速)



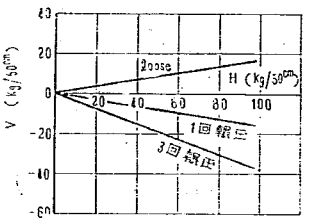
図—49　H と密度の関係
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ50cm)
$\alpha=90$, $\theta=75°$, $t=3$ cm, $v=1$ 速)



図—50　密度と含水比の関係
(試料: 真砂土, ランマー3回轢圧)



図—51　H と含水比の関係
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ 50cm)
$\alpha=90°$, $\theta=75°$, $t=3$cm, $v=1$速, 3回轢圧)



図—52　H と V の関係
(試料: 真砂土, edge: 直刃 (長さ 50cm)
$\alpha=90°$, $\theta=75°$, $t=3$cm, $v=1$速)

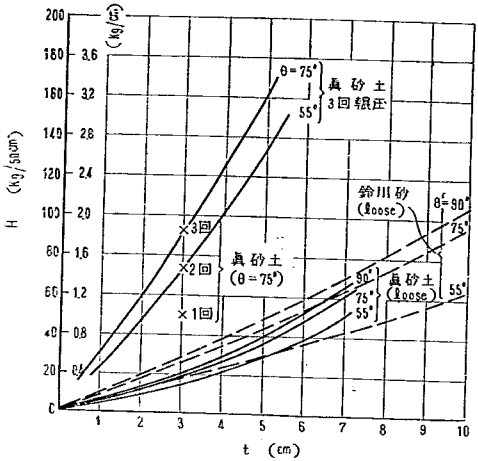
すなわちランマー轢圧回数の増加に伴ない密度は漸増の傾向を示し，H はほゞ直線的関係を示している．H と密度の関係は密度の増加に伴ない抵抗 H は増加し密度 1.6gr/cm³ 辺りから急激に増大している．すなわち loose な状態から轢圧するに及び抵抗は急激に増大している．次に含水比 w と密度 d の関係は loose な場合と異なり w の増加に伴なつて d は増加し，そして w の増加に伴ない H も増加しているがその増加度は減少している．又 H と V の関係は loose な場合と異なり V は負の抵抗となり密度の増加に伴ないその傾斜角は増大している．すなわち密度の増大に伴ない順次 blade には圧縮力が大きく作用するものと考えられる．

VII　実験結果に対する綜合検討及びその応用について

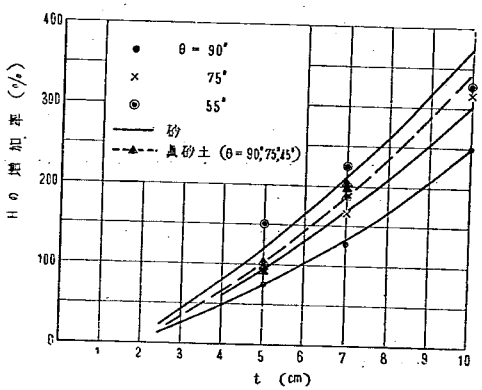
〔1〕 実験結果に対する綜合検討

鈴川砂および狩野川右岸真砂土に対する以上の実験結果に対して綜合検討を加えてみると次の如きものと考えられる．

1.　切削条件の内深さ t の H に及ぼす影響は一般に t の増加に伴なつて H は増大しその増加率は増大している．図—53 は之等の関係を一括示したもので，loose な場合においては砂は真砂土より幾分密度が大きく，これに伴ない H も幾分大きく出ている様である．又真砂土においては loose な状態より轢圧回数の増加



図—53　H と t の関係
(edge: 直刃 (長さ 5o cm)
$\alpha=90°$, $v=1$ 速)



図—54　t の変化による H の増加率
(edge: 直刃 (長さ 50 cm)
$\alpha=90°$, $v=1$速, loose な場合)

に伴なつてこの curve は立つてきており，密度増大による影響が大なる事を示している．

図—54 は loose な状態における t の変化によるHの増加率を示したもので，最初の値 t = 2cm を基準としたものである．すなわち t の増加に伴なう増加率は甚だしい事を示している．密度大なる場合においてはこの curve はより急峻になるものと考えられる．

2. 切削角 θ による影響は一般に θ の増加に伴なつて H は増加するが，θ =45° 附近を境として増加度は急激に増加し，θ=75° 附近より減少の傾向を示す様である．これは loose な状態より密度大なる場合においてもほゞ同様の傾向を示すものと考える．すなわち θ の影響は単純ではないとは云えるが，これについては上記の角度附近で切削状態が変化するためであろうと云われているが明らかではない．図—55 は最初の値を基準とした θ の変化による H の増加率を示したものである．これは loose な場合についてゞあるが深さ t の影響に較べるとそれ程大なる影響を及ぼさない事がわかる．

曲刃を使用した場合においても本質的には直刃の場合と異なるところはない．

又切削土量の面からも大凡以上の事が認められるので，θ=45° 附近が妥当な切削角であると云えるかも知れない．

3. blade の進行方向に対する角度 α の影響は blade 長を一定とした場合，α の増加に伴なつて H はほゞ sine curve 的に増大を示しており，又切削幅一定とした場合，α の増大に伴なつて H は増加の傾向を示している．これらの事は α の小さい程切削し易い事を示すものと云えよう．従つて実際施工時においては地盤の如何により又機械の能力如何により適宜決定すべきものであろう．

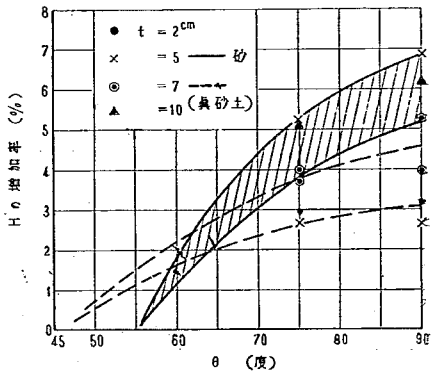
4. 速度 v による影響は図—56に示す如くlooseな場合(密度≒1.20gr/cm³)においては殆んどその影響は認められないが(約5%増加)，密度大なる場合(≒1.75gr/cm³)においては速度約70%の増加に対し H は約20%の増大を示している．但し本実験における最大速度（3速）は0.92m/secでgraderの1速，Bulldozerの2速に相当するものである．

何れにしても速度の影響は大したものではなく現用機械の作業速度に関してはそれ程重大ではないと思われる．

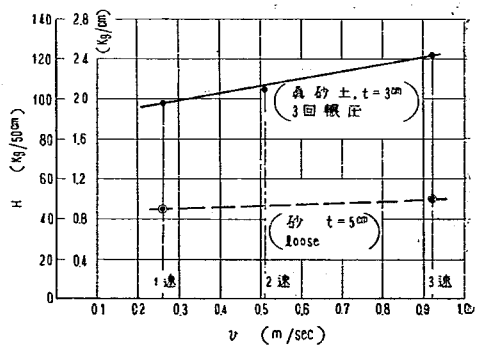
5. 次に土質条件による影響については密度による影響が非常に大であると認められる．すなわち図—57に示す如くlooseな状態から密度が大となるに従ってHは増加し，特に輾圧を境として急激に増大している．

又最初の値を基準とした増加率との関係は図—58に示す如く，密度の影響が大なる事を示している．

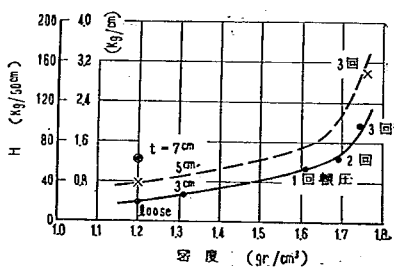
含水比による影響については loose な状態では砂，真砂土共にバルキング現象により含水比の増加に伴ない密度は減少し H も減少する．真砂土に対し輾圧した場合においても H は密度に比例的関係にあり，一方含水比乾燥密度曲線等から云つて一般に，H は密度に比例的関係にあるが含水比とは必ずしも比例的関係にはないと云えるであろう．これらの点より現状として土質条件の内最も H に影響を及ぼすものと考えられる密度，含水比の関係が，今後何らかの形であらわした地表硬度に或る関係のある事が示されれば非常に好都合であり，又十分その可能性があるものと考えられる



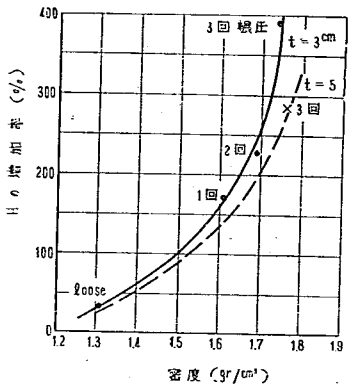
図—55 θ の変化による H の増加率
(edge: 直刃（長さ 50cm)
($\alpha=90°$, $v=1$速，looseな場合)



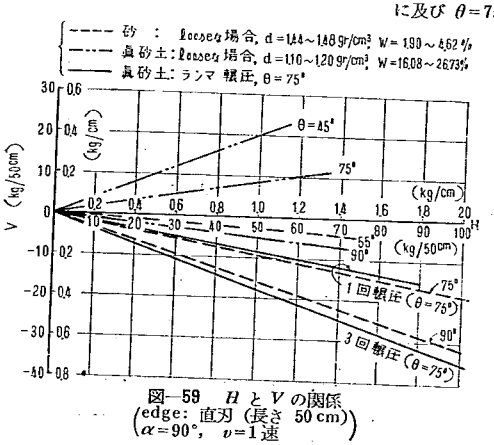
図—56 H と v の関係
(edge: 直刃（長さ 50 cm)
($\alpha=90°$, $\theta=75°$)



図—57 H と d の関係
(edge: 直刃（長さ 50 cm)，試料：真砂土，
$\alpha=90°$, $\theta=75°$, $v=1$速



図—58　密度の変化による H の増加率
(試料：真砂土，edge：直刃 (長さ 50cm)
($\alpha=90°$，　$\theta=75°$，　$v=1$ 速)



図—59　H と V の関係
(edge：直刃 (長さ 50 cm)
($\alpha=90°$，　$v=1$ 速)

が，これについて更に実験の必要が認められる．

なおその他の要素に関しては本実験では明らかではない．

6.　垂直力 V についても大凡以上の事が適用されるものと考えられるが，主として切削角 θ と土質条件の内密度が大きく影響する様である．すなわちこの事は図—59に示した H と V の関係において明らかに認めることができる．

例えば真砂土の場合 loose な状態に対しては $\theta=45$, 75° とも blade には引張力が働き $\theta=75°$ に比して 45° の方が傾斜角は大であり blade を土中へ引込まんとする力が大きい．$\theta=90°$ においては逆に圧縮力が働き blade は押し上げられる傾向にある．処が頂圧して密度が増加するに及び $\theta=75°$ は圧縮力が働き blade を押し上げんとする力に変化している．そして頂圧回数の増加するに従いその傾斜角は大となり V の値は大きくなつている．又砂においては loose な場合 $\theta=55$, 75, 90° ともに圧縮力が働き $\theta=55$, 75, 90° の順に傾斜角は大きい．すなわちこの事は一般的に云つて切削角の小なる程切れ味はよく，loose な状態より密度大なるに従つて H, V の傾斜角は立つてくる．そして切削条件 (特に切削角 θ) および土質条件の如何によつて H_{max}, V_{max} の関係は定まるものと云える様である．

7.　直刃と曲刃の比較に対しては一般に曲刃の方が抵抗は大きく出ている様であるが，厳密なる意味において比較困難であり断定はできない．今後更に調査を要する問題と思う．

8.　在来の実験との比較

なお参考の為に土研赤羽分所谷藤技官指導の下に実施した学生卒論実験「土質力学的に見たる Bulldozer の研究」[4] における抵抗測定値を掲げ当所実験結果と比較検討をしてみよう．

（1）学生卒論実験結果

本実験は被切削体の blade に対する運動機構の解析を重点におき抵抗測定は第二義的に取扱つている．実

4)　安芸恒夫，松島岩夫，松本正：土質力学的に見たる Bulldozer の研究 (Blade に対する砂の運動機構)

験装置は図—60 の如くで水平力 H のみを測定し垂直力 V は測定していない．

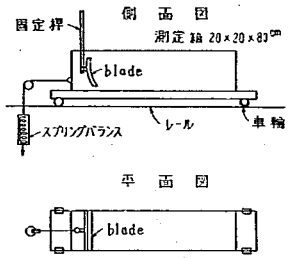
試料は No. 10～No. 40 の砂（真比重＝2.59）を使用している．試験条件は当所実験と同様に，切削角 θ，速度 v，深さ t および含水比 w をそれぞれ変化し，移動量（切削行程）l に対する水平力 H の変化を測定している．但し定常状態に達する迄のものでその一例を示せば図—61の如くである．

次に当所実験結果と比較するために適当なるものを取出し，併せて当所実験結果を示せば表—11の如くである．

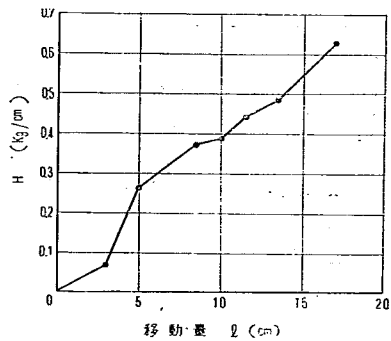
（2） 実験結果に対する考察

図—61の移動量対水平力 H の関係はあたかも図—9における切削初期と最初の抵抗最大値 b の間の一部をなすものと考えられ，移動量の増加に伴なつて抵抗はほゞ直線的に増加の傾向を示している．更に移動量を増加すれば抵抗 H は最大値に達し定常状態に入るものと考えられる．

表—11の学生実験値は定常状態において測定したる当所実験値とは自らその性質を異にし，当所実験値を基準とする時は t＝2.5cmにおいて約40～57%，4.5cmにおいて約 16～37 % 学生実験値の増加が期待される



図—60　実験装置の大要
（学生実験）



図—61　測定結果の一例（学生実験）
含水比 w＝8.32%
深さ　t＝4.5cm
切削角 θ＝45°
平均速度 v＝0.4cm/sec

表—11　実　験　結　果

項目 / 測定値	含水比 w (%)	深さ t (cm)	切削角 θ (度)	移動量 l (cm)	速度 v (cm/sec)	水平力 H (kg/cm)
学生実験	5.46	2.5	45	37.0	1.4	0.422
	〃	〃	〃	33.0	1.6	0.448
	8.32	〃	〃	〃	—	0.318
	〃	〃	〃	〃	0.8	0.344
	5.46	4.5	〃	27.5	0.6	0.844
	〃	〃	〃	23.0	0.5	0.828
	8.32	〃	〃	17.0	0.4	0.630
	〃	〃	〃	18.5	0.6	0.781
当所実験	2.69～4.94	2.0	〃	—	26.0	0.750
	4.23	5.0	〃	—	〃	1.068

備考：学生実験値は最終移動量 l cm における測定値．当所実験値は定常状態における測定値の平均を示す．

が，実験装置の構造上側壁による砂の流れを阻止している状態からみてむしろこれ以上の抵抗が掛るものと想像される．何れにしてもそのまゝ当所実験値に当てはめることは危険の様である．その他各種切削条件の抵抗に及ぼす影響に関しては当所実験結果と殆んど同様の傾向を示しよく一致している．

以上の点から見て今後なさるべき運動機構の解析実験においては勿論実験装置に相当の考慮を要するが，定常状態に入る迄の実験によつて之を代表するものである事が推察される．

〔2〕 応用について

実験結果に対する応用として之を実際の機械施工の能率向上或いは機械の設計等に応用する事については，資料不充分であり今後の実験研究に俟たねばならないが，之等に対する可能性及び今後の方針等について述べてみたい．

1. 施工能率向上対策としては，オペレーターの能力および使用機械の性能に左右される事は勿論であるが，現状としては先ず機械の実態を把握しその機械の性能を最大限に発揮する様勉めねばならない．それには対象となる地盤の状況を把握する必要がある．これについては簡便なる地表硬度測定器を作つて地盤状況を判定し，その地盤に対する最適の切削条件で作業すればよいという事になる．従つて今後は地表硬度に対する施工条件の関係を明らかにする必要があると考える．

本実験結果に依れば α，θ，t，v 共に小さくすれば抵抗は少ないと云えるが，それでは機械の最大能率は発揮できない．

併し何と云つてもより合理的な機械の出現が欠くべからざる要素であると云えるであろう

2. 機械設計への応用としては，さきに述べた切削条件および土質条件の如何によつて H_{max}，V_{max} の関係は定まるという事から，大雑把ではあるが作業能力の点からより合理的な機械設計の可能性があるものと考えられる．

すなわち Bulldozer，Grader に例をとつて考えると，之等機械の或る地盤条件に対する最大牽引力は大凡その地盤に対する H_{limit} と考える事ができる．又 Bulldozer の blade 重量を H_{limit}，Grader であれば blade を支点として前輪を浮き上らせた場合の荷重を V_{limit} と考える事ができる．その場合或る機械に対する最大牽引力を与える様な地盤の H_{max}，V_{max} の関係が明らかにされゝば，その機械の最大牽引力に対する blade にかかる最大荷重は計算できる筈である．

実例によつて検討してみると当所で実施した Grader，Bulldozer の性能試験結果は表—12，13の如くである．

表—12 Grader の性能試験結果

項目 / 機種	全重量 W(kg)	前輪荷重 W_1(kg)	後輪荷重 W_2(kg)	blade を支点とし前輪浮上り荷重 W_3(kg)	同左．前輪が浮かない程度 0.8 W_3(kg)	排土板の長さ l(cm)	$V_{limit}=\frac{0.8W_3}{l}$ (kg/cm)	①最大牽力（1速後輪スリップ，kg	$H_{limit}=\frac{①}{l}$ (kg/cm)
Cat. No. 12	11,220	3,450	7,770	6,150	4,920	371	13.261	3,500	9.434
小松 GD37	10,340	3,060	7,280	5,800	4,640	371	12.507	3,500	9.434
三菱 KGI	10,400	3,050	7,350	5,790	4,632	371	12.485	3,150	8.490

これにより H，V の関係を図示すれば図—62 の如くである．

表—13　Bulldozer の性能試験結果 (Cable 式)

項目 / 機種	重量 W (kg) ドーザー付	単車	①ドーザー	排土板の長さ l (cm)	$V_{limit}=\frac{①}{l}$ (kg/cm)	②最大牽引力 (kg)	$H_{limit}=\frac{②}{l}$ (kg/cm)
D_7	16,000	14,000	2,000	385	5,194	10,400	27,012
D_{80}	16,300	14,000	2,300	384	5,990	12,500	32,552
BF	15,800	13,900	1,820	386	4,709	13,300	34,455

さてこの場合の地盤条件およびその地盤に対する H_{max}, V_{max} の関係は明らかでないが，今図—59の真砂土3回轢圧の場合に比較してみよう．

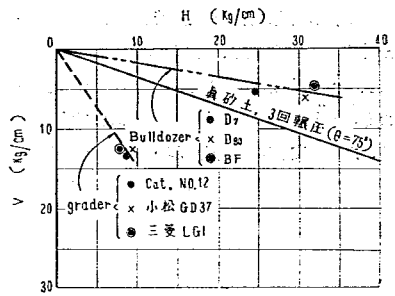
Grader の場合

表—12より判る如く機械の構造上より blade にかゝる H, V の limit は表—14の如くである．

従つて Grader は上記の H, V の範囲内の施工条件に使用し得ることが判る．今これを土質の内容に換算してみると土の轢圧3回における同一 H に対して約4倍となりこれより軟かい土地では V は余裕があり，これより硬い土質に対しては H が不足すなわち車の牽引力が不足することがわかる．然し Grader は V を増すより H の増加を図る方が実際施工上より必要であろうと思われる

Bulldozer の場合

Bulldozer は V を支えるのは排土板の自重 (cable 式の時) と油圧式の機械では油圧 pump を作動させ起動輪と blade で車体を支えた場合の blade への荷重によつて決まる．今 D_{80} の Cable 式と油圧式の2型式について H および V の limit を求めてみると表—15の如くである．



図—62　性能試験結果による Grader および Bulldoze の H, V の関係

表—14　H, V の limit

抵抗 (kg/cm) / 機種	V_{limit}	H_{limit}
Cat. No. 12	13.3	9.4
小松 GD_{37}	12.5	9.4
三菱 LGI	12.5	8.5

表—15　H, V の limit

抵抗 (kg/cm) / 機種	V_{limit}	H_{limit}
D_{80} Cable 式	6.0	32.6
D_{80} 油圧式	13.0	32.6

すなわちこの H の limit に相当する所要 V は 11.5kg/cm となり Cable 式では明らかに V が不足し，油圧式では幾分 H の方が不足している．又この V の値に相当する土質は Cable 式では約1/2の硬さ，油圧式では約1.1倍の硬さとなる．従つてこれ以上の硬さの土質に対しては作業困難であると云えるであろう．ただ現実の土質に対して調査する必要がある．

以上は主として機械の作業能力の点から検討を加えたのであるが，若し地盤条件 (H_{max}, V_{max} の関係) が明らかにされゝば之に対して適確なる判定を下すことができ，より合理的なる機械の設計が可能であると考え

られるのである．

3. 従つて今後に対する方針としては，①実験装置を屋内に入れて土質条件を一定にする様にし，自記々録装置と相俟つて実験精度をあげ理論的解析に努力すると共に，②本実験の継続として実物実験を実施し，地表硬度測定器の試作と相俟つて地表硬度と抵抗（H，V）との関係を明らかにし，施工能率向上の指針および合理的機械の設計に関する具体的資料を得べく努力する必要があるものと考えられる．

VIII 結　語

土の切削抵抗に関する現段階としては未だ第一歩を踏みだしたに過ぎず，之を実用化して施工能率向上への指針乃至は合理的機械の設計への資料とするにはなお今後の実験に俟たねばならない．併し乍ら本実験によつて以上への可能性は大凡明らかにされたと云うべく，又切削抵抗に関する一般的傾向についても大凡把握し得たものと考えられる．従つて今後は地表硬度と抵抗との関係性を求明すべく努力せねばならないものと考える．なお本実験に当り御協力いただいた施工研究室員及び関係各位に対し甚深の謝意を表する次第である．

（附録） 磁歪計について

目　　次

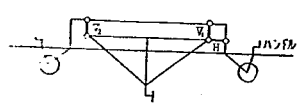
I 要 旨……(29)
II 切削抵抗測定装置の構造と磁歪計の概要……(29)
III 磁歪計の説明……(30)
〔1〕 原 理……(30)
〔2〕 磁歪測定器……(31)
〔3〕 高周波発生装置……(31)
〔4〕 力量測定ピックアップ……(34)
〔5〕 インバーター……(34)
〔6〕 磁歪計の一般的使用法……(35)
IV 磁歪計の検定……(37)
〔1〕 励磁電流……(37)
〔2〕 各ピックアップの特性……(37)
〔3〕 One Couple のピックアップの特性……(38)
〔4〕 検定曲線……(38)
V 結 語……(39)

I 要　旨

磁歪現象を利用して応用を測定する事については古くから知られ，各種の力量測定に利用せられている．最近の例では建築構造に対する雪荷重の測定，地こりにおける土圧測定，建設機械性能試験の牽引力計等があるが，何れも遠隔測定が可能であると云う磁歪計の長所を利用したものである．併し乍ら計器の構造の繁雑と故障修理に察して相当の専門的知識を要するから，我々の分野においては先ず特殊計器に属するものと云えるかも知れない．切削抵抗の測定について実験装置および測定の点から協議の結果本計器を採用したのであるが，爾来長時日に亘つて予備実験と実際測定に適する如く改造を重ね，最近漸くにして計器の安定と精度を得て測定の段階に入る事ができたので，取敢えず本計器に対する説明と予備実験結果について略記する次第である．予備実験結果によれば計器自身の精度は5％以内となり実用上差支えないものと認められる．

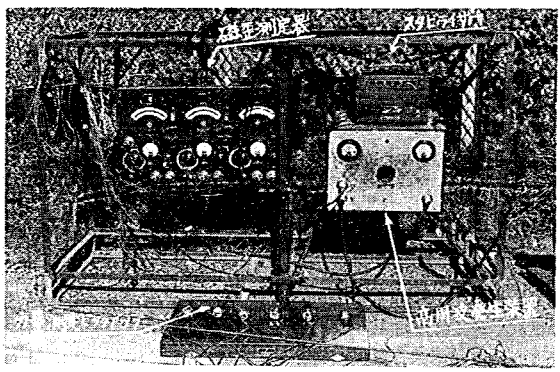
II 切削抵抗測定装置の構造と磁歪計の概要

先ず計器の説明をする前に切削抵抗の測定装置の構造の大要（図—1参照）と磁歪計の概要（写真—1，2参照）について述べたいと思う．すなわち図—1は blade 装置を有するトロ車輛で，blade 装置と車体との間に力量測定ピックアップを挿入し hinge にて連結する．切削深さはハンドルを廻して車体を上下して調節し，切削角および blade の進行方向に対する角度は Grader と同様に任意の位置に固定する事ができる．車輛を牽引して填充せる土を切削すれば blade にかゝる抵抗はそれぞれ水平力 H，垂直力 V_1，V_2 の力量測定ピックアップにかゝる事となる．



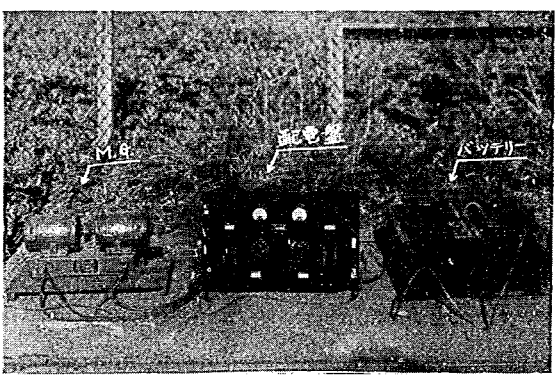
図—1 切削抵抗測定装置の構造大要

写真—1 は磁歪計の外観の示すもので ①磁歪測定装置 ②高周波発生装置 ③力量測定ピックアップの三部分より成つている．すなわち高周波発生装置により1,000サイクルの交流を発生せしめ，同時に力量測定ピックアップのコイルにかゝる電圧を一定に保持しておけば，力量測定ピックアップにかゝる応力が変化すればコイルを流れる電流が変化するから，磁歪測定器のインディケーターによりこの電流変化を読みとる事ができる．



写真—1 磁歪計の外観

写真—2 はインバーターと称し，24 volt，バッテリーより M，G を廻わして 100 volt，50～ の交流を得る装置である．普通電灯線より電源をとつているので一般には使用していない．



写真—2 インバータの外観

III 磁歪計の説明

〔1〕 原 理

一般に強磁性体が磁場の作用を受けると歪を現し，又逆にそれに力が加えられると生じた歪によつてその磁気的性質，特に導磁率が変化するという性質が認められているが，この両者を総括して磁歪現象と称してい

る．こゝで導磁率というのは物体中の磁束密度 B とその点の磁場の強さ H との比 $\mu=B/H$ で定義せられる係数である．磁歪現象を力の測定に利用し得るのは後者の加えられる歪によつて μ が変化するという場合でこれには

① 軸方向の伸びによる μ の変化（ヴィラリ効果）

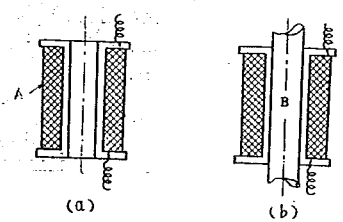
② 撓みによる μ の変化（逆ギユイマン効果）

③ 円周方向に磁化した棒の捩りにより，軸方向に磁束を発生する効果（逆ヴイーデマン効果）

④ 軸方向に磁化した棒の捩りにより円周方向に磁束を発生する効果（捩磁歪効果）

⑤ 体積変化による μ の変化（長岡—本多効果）

等が知られているが，今此処で用いようとするのは，①のヴイラリ効果である．今図—2 (*a*) のようなコイル A に交流を流すと，このコイルに特有なインダクタンス L が存在するが，同図 (*b*) のようにそのコイル中にその点の磁場の強さに対する導磁率の値が μ なる鉄心 B を挿入すると，このインダクタンスは μL となる．そこでこの鉄心 B に圧縮応力 σ を働かせると，上述のヴイラリ効果によつて μ は $\mu+\Delta\mu$ と変化するから，それに従つてインダクタンスも $\Delta L=L\Delta\mu$ だけ変化する．従つてこのコイルにかゝる交流電圧を一定に保てば応力によりコイルを流れる電流 L が変化するから，この変化した電流—すなわち誘起電流の値を読めば予め得られた応力対誘起電流の検定曲線から，その時の応力の値 σ を知り得るわけである．



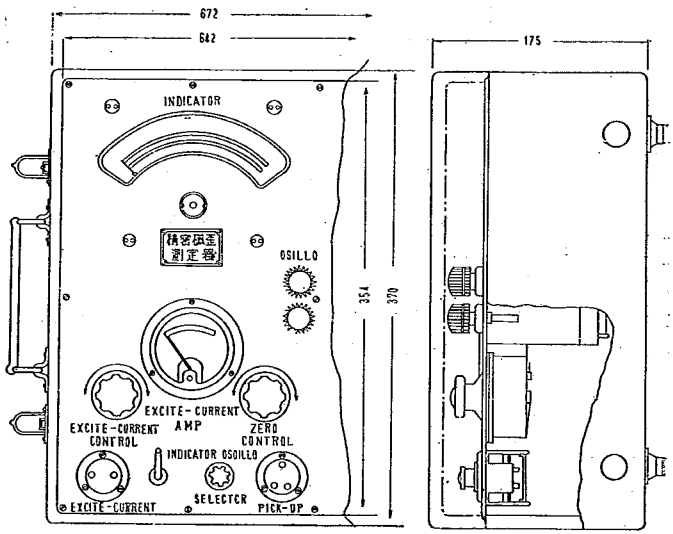
図—2

〔2〕 磁歪測定器（写真—1参照）

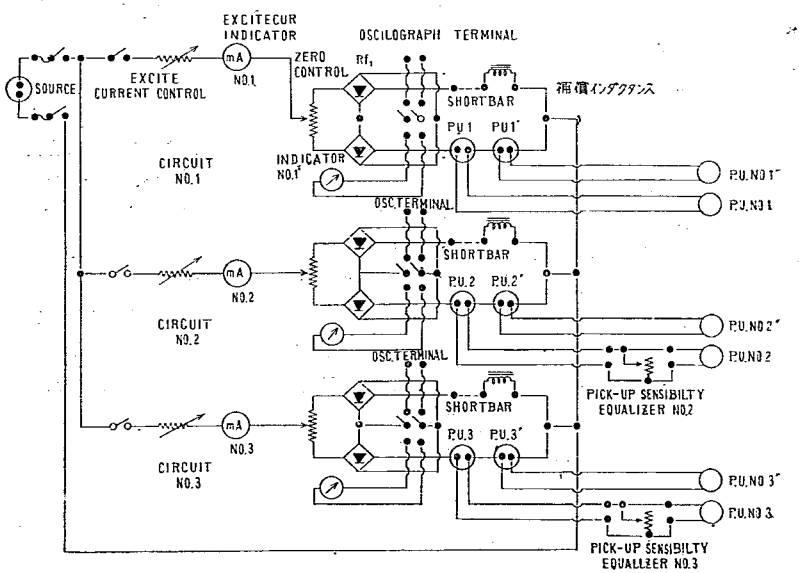
図—3，4 はそれぞれ磁歪測定器およびその回路を示す．原理的には上述の如くコイルに誘起される電流の値を読めばよいわけであるが，実際はこの誘起電流は鉄心を磁化するために最初から流しておく電流に比べて非常に小さいから，このまゝでは，到底応力による誘起電流を読みとることはできない．そこで応力による誘起電流だけを取出す回路が必要となつてくる．すなわち回路図に示す如く力量測定ピックアップと全く同形同大で而も電磁気的性能も全く等しい補償用コイルを別につくり，応力測定用コイルの鉄心には応力をかけ，補償用コイルの鉄心は常に応力零の状態においてこの両者を交流ブリッヂの相隣る二辺に入れ，これら二つを流れる電流差（不平衡電流）を読みとるようにすれば，磁化する電流は互に打ち消されて上の目的を達することができる．このようにすれば又外気による磁性体の温度変化，渦流による温度上昇等回路に及ぼす影響をすべて同時に相殺することになるから極めて好都合である．なお誘起電流は微小であるから測定精度を高めるためインディケーター（外力指示用電流計）として直流用の精密電流計を使用し，之に伴なう整流器は温度による性能変化等を補償するために二個をブリッヂに対称に入れてある．又応力零の場合もし回路が完全対称ならばインディケーターは振れないが，実際には完全対称は望めないから，可変抵抗によつて零点を調整するようにしてある．

〔3〕 高周波発生装置について

1. 当初試作のもの



図—3 精密磁歪測定器



図—4 電気精密測定回路 PAT No. 17688

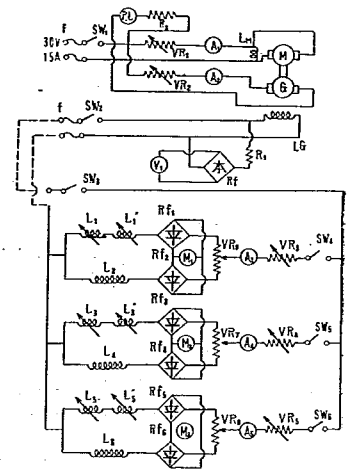
磁歪計自身から云えば励磁周波数は 2,000～3,500 C. P. S が磁歪感度最も良好で，しもか周波数の変動に対する感度の影響が小であるといわれているので当初試作のものは図—5 に示す回路の如きもので，電源は 30 volt，15 A の直流を使用して直流電動交流発電機を回転して，24 volt，1 A，2,600 C. P. Sの周波数を発生せしむるものであつた．併し乍ら実際に使用してみて

① バッテリーの電圧降下が甚だしく長時間運転は不可能である．

② それに伴ない必然的に発振周波数が変動する．

③ 測定の精度はバッテリーの保守管理如何に関わり大変である．

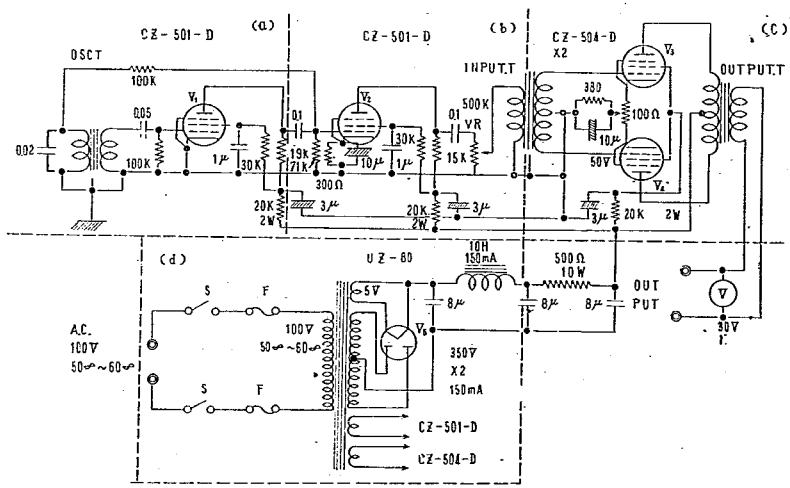
等の理由によりこの方法は本実験には不適当と見做されるに至つた．



図—5　高周波発生による装置

2.　現在使用中のもの（写真—1 参照）

従つて以上の欠点を除き更に *H* type の振動子を使用して電磁オッシログラフに接続できる如く，その後再度に亘る改造の結果 1000 C. P. S の正弦波を発生し得る現在の高周波発生装置としたのである．すなわち図—6 に示す回路の如きもので本装置は一名高周波発振器 (Oscillator) ともいゝ真空管を用いた発振装置であつて発振回路と増幅回路とから成つている．回路の中 *a* 部



図—6

分が反結合による発振回路でこの部分において発振電波を発生し b 部分においては発振電波の増幅が行われ，主として電波の電圧を一定の出力まで上げる作用をし，c 部分において力量測定ピックアップの電源としての出力を発生し，d 部分は整流回路となつている．本装置は原則として 1000 C. P. S の正弦波を発生する様に安定性については極力工夫をこらしてあるが，やゝもすれば発振回路より出力回路中において高周波を含み，出力において正弦波形を乱す恐れがある．従つて本装置も必ずしも満足すべきものではなくて，以下述べる検定試験において実用上差支えないものと判定せられた結果使用しているが，磁歪計の機能を最大限に発揮せしむるためには，本装置はなお改良すべき点が多々あるのである．

〔4〕 力量測定ピックアップ（写真—1参照）

受圧部分となる強磁性体には表—1 の如きものがある．

表—1

材　質	感　度	用　途	備　考
ニッケル	1.0	一般，特に基礎研究に可	感度はニッケルを単位とす．一般には力が静的な場合 静かに変化する場合．急激に変化する場合をも可
ニッカロイ	2.1	一般．特に微小力の測定	弱磁場にて使用するのが良
エーピーアロイ	1.6	一般．精密測定	
超エリンバ	1.0	一般．特別精密測定	
超バーミンバー	0.25	力の変化が急ならざる時 力の大なる時	
軟　鋼	0.17	精密を要せぬ時 力の大なる時	
鉄—アルミ合金	4.0	一般．特に微小力の測定	特に弱磁場にて使用するが良 加工熱処理に難

これらの中図—7 に示す力量測定ピックアップは強磁性体としてニッカロイを使用せるもので，取付環一体構造とするために削り出したもので外部にボビンを取付けサーチコイルを捲きつけたものである．水平力 H 測定用 2 個，垂直力 V_1，V_2 測定用それぞれ 2 個計 6 個で何れも容量 500 kg，精度 1 %以内となつている．

〔5〕 インバーター（写真—2参照）

電灯線より電源の得られない場合，之を使用して 24 volt バッテリーから 100 volt 50 C. P. S の交流を得る装置で ①直流電動機 ②発電機 ③配電盤の三部分より成つている．表—2 は ①，②の要目，図—8 は配電盤の正面図，図—9 はインバーターの回路図を示す．

表—2　直流電動機及び発電機の要目

直流電動機

型	EFO	式	S
力出	250W	定格連続	
電圧	24V	電流	13A
回転数/分	3000	界磁	1A
励磁電圧	24V		

（日立製作所）

発電機

型	EFO	式	SP
粗度	1	出力	150VA 定格連続
電圧	100V	電流	1.5A 力率 0.9
回転数/分	3000	周波数	50 極数 2
励磁電圧	24V	界磁電圧	1A

（日立製作所）

〔6〕 磁歪計の一般使用法

さて実際に使用する場合結線その他取扱いについては相当繁雑で慎重を要するが，順序方法さえ覚えればそれ程困難ではなく一般電気計器と全く同様である．結線は終了したものとして説明すると

1. インバータを使用せぬ場合（電源を電灯線より取る場合）

(1) 高周波発生装置

① 電源スイッチを入れる．

② 高周波発生装置の入力のスイッチを *on* に入れ同時にスタビライザーのスイッチを *on* に入れる．

③ 入力のボルトメーターが振れるから入力コントロールにより 100 volt に調節する．

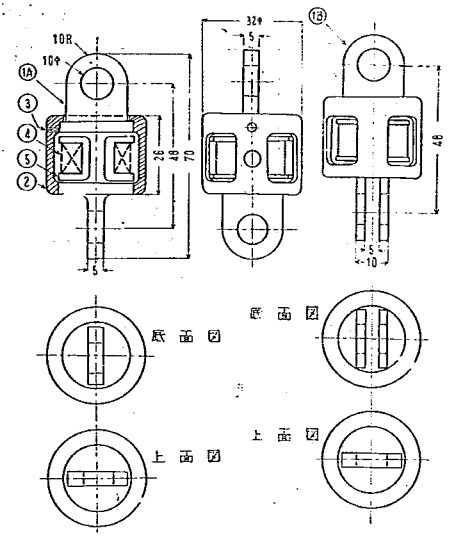
④ 暫くすると out put のメーターが振れる．

(2) 磁歪測定器

⑤ out put のメーターが振れいば磁歪測定器のスイッチを *on* に入れる．

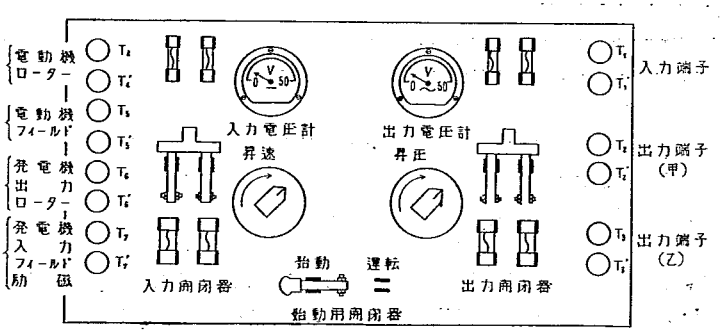
⑥ すると excite current のメーターおよびインディケーターの針が振れる．

⑦ 次に excite current control によつて excite current を任意に調節する．

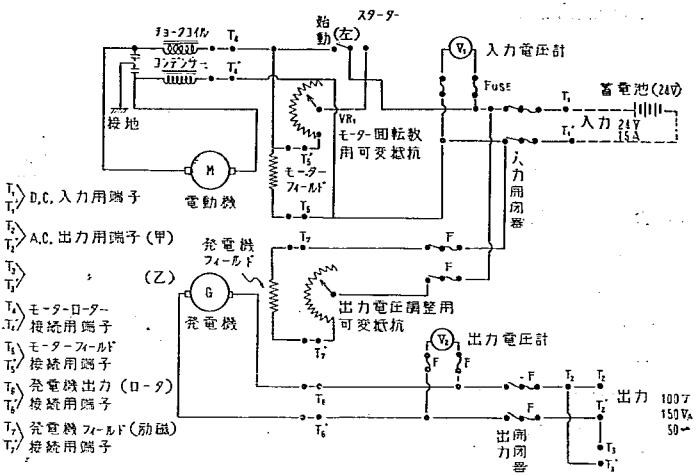


NO.	名　　称	数　量
1A	試験片A	1
1B	〃　B	2
2	ケーシング	1×6
3	止ネジ	2×6
4	ピックアップコイル	6 組
5	ピックアップボビン	〃

図—7 力量測定ピックアップ



図—8 インバータ配電盤



図—9 インバータ回路図

⑧ 次に Zero control によつてインディケーターの針を目盛 50 の処に合わせて零調整をする.

(3) 測 定

⑨ 計器を働かせると温度による影響でインディケーターの針が多少変動する恐れがあるので10分位そのまゝ放置しておく.

⑩ 10分程経温後再び零調整をして載荷する.

⑪ インディケーターの針が振れるからそれを読みとり記録しておく

⑫ 測定中は絶えず計器の状態に注意し変動なきやを監視する.

⑬ 測定が終れば各スイッチを切つておく.

2. インバータを使用する場合

電源を電灯線より取る代りにインバーターを使用するので, 要するに 100volt 50 C. P. S を発生せしむる様に調節すればよいのであるが, 結線は終了したものとして説明すると

① 入力開閉器を入れる.

② 始動用開閉器を最初始動の方へ倒し, M, G の回転速度が高まつてから運転の方へ倒す.

③ 回転速度調整器および出力電圧調整器により出力電圧を 100 volt に保つ. この時回転速度は約 3000 回転/分 に保たねばならない.

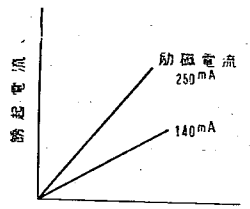
④ 次に出力開閉器を入れゝば出力は高周波発生装置に通ずる事になる.

以上が大体の使用法であるが検定試験および実際の測定においても使用法は同様である. 実際測定におけるインディケーターの読みの記録は予め検定試験によつて得られた荷重対誘起電流 (インディケーターの読み) の曲線よりその時の荷重を知る事ができる.

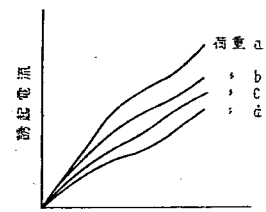
IV　磁歪計の検定

次に本計器に対する検定結果について説明する事とする．一般に磁歪計においては荷重対誘起電流(インディケーターの読み) の関係および荷重をパラメーターとした励磁電流対誘起電流の関係はそれぞれ図―10，11の如くなる．すなわち

図―10より感度はほゞ励磁電流に比例して増加し，又図―11より見れば励磁電流一定の処で曲線の傾斜が小さくなつているがこれはこの辺で励磁電流の変動に対して最も精度が高い事を意味している．又磁歪現象を利用する場合しばしば問題となるのはヒステリシスであるが，このヒステリシスを最も小ならしめる様な励磁電流の値を決定する必要がある．すなわち磁歪計の検定には以上述べた様に励磁電流の問題とそれに対する力量測定ピックアップの特性を検べる必要ある．



図―10



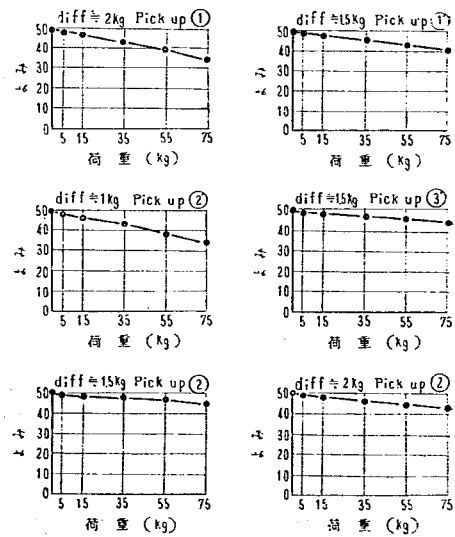
図―11

〔1〕 励磁電流

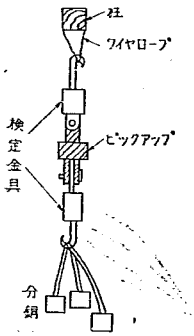
コイルに用いられた銅線の安全電流は約 250 mA でありその範囲内においては，使用可能であるが，本計器においては高周波発生装置に難点があり出力 6 volt において良好なる発振波形を示し，その他の出力においては1000C. P. S の正弦波形は相当に乱れ感度に悪影響を及ぼす従つて励磁電流をいろいろ変化して測定に最も適する値を見出す事は事実上不可能であるため以下実験には経験的にすべて励磁電流 190mA に固定して使用する事とした．従つて計器の能力を最大限に使用し得ない事となり測定の精度を相当犠牲にする事となるが已むを得ない．

〔2〕 各ピックアップの特性

上述の如く励磁電流を 190 mA として各ピックアップに対する荷重対誘起電流の関係を求める実験を行つた結果は図―12の如くである．載荷方法は tension 側で測定し図―13に示す如くピックアップを検定金具で吊り 5，10，20，20，20kg の 5 個の分銅を使用して 0～75kg の



図―12 各ピックアップの特性
(励磁電流 190mA
高周波発生装置の入力 100 V
〃　　出力　6 V)



図—13　載荷方法

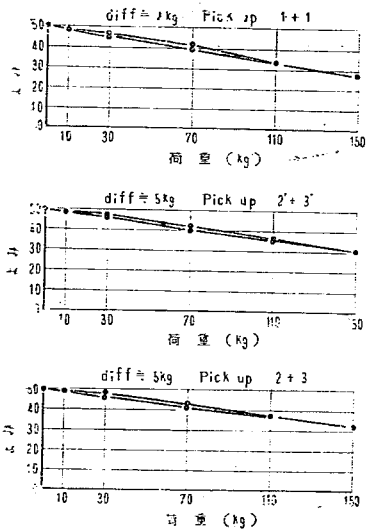
間を3回以上繰返し往復させて計測を行いその平均値をとつた（それぞれの計測値は平均値と殆んど近似している）なお検定に当り各ピックアップの磁歪測定器（インディケーター）の No との結線は，表—3の如くである．

表—3

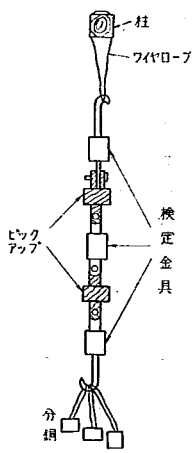
インディケーター　No.	1	2	3
取付けたピックアップの　No.	1，1′	2′，3′	2，3

〔3〕 One Couple のピックアップの特性

次に切削抵抗の測定においては水平力測定用ピックアップ2ケ，垂直力 V_1，V_2 測定用ピックアップ2ケをそれぞれ one couple として使用するため之に対する特性をも検べる必要がある．すなわち one couple のピックアップ(1+1′)，(2′+3′)，(2+3) に対する荷重対誘起電流の関係を求めた結果は図—14の如くである．載荷方法は図—15に示す要領で，5，10，20，20，20 kg の5個の分銅を使用して，0～150 kg の間を3回以上繰返し往復させて計測を行い．その平均値をとつた．この場合例えば(1+1′)の one couple のピックアップに5kg の分銅を載荷すればピックアップ 1，1′ にそれぞれ5kg ずつ荷重が掛かる事となりインディケーターには合計10kg の記録が出，更に10kg の分銅をそれに載荷すれば同様にしてインディケーターには合計 30 kg の記録が出る事となる．



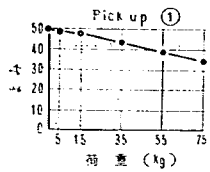
図—14　one couple のピックアップの特性
（励磁電流　190mA
高周波発生装置の入力　100V
〃　出力　6V）

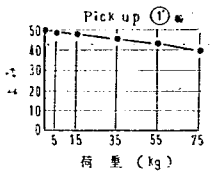


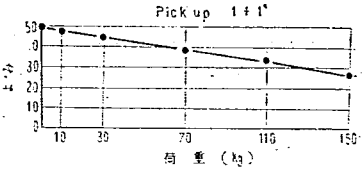
図—15　載荷方法

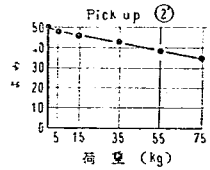
〔4〕 検定曲線

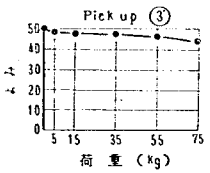
以上の実験記録によれば曲線は，或程度のヒステリシスを示しているが，これは磁歪現象に対する本質的なものであつて結局は避け得られないものであり，誤差と見做すより他に方法がない．それと実際の切削抵抗の測定を行う場合荷重の増減が上昇曲線に属するか，或いは下降曲線に属するかは自記しない限り測定は甚だ面倒となるから，この場合区別しない事とし，検定曲線としては両者の平均値をとる事とした．この様にして得られた検定曲線はそれぞれ図—16，17の如くである．

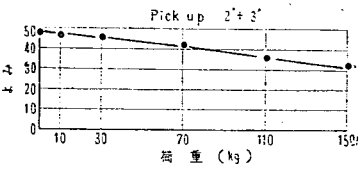


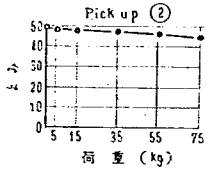


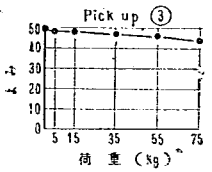


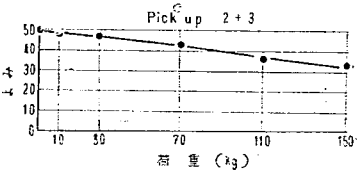












図—16 各ピックアップの検定曲線
(励磁電流 190mA
高周波発生装置の入力 100volt
〃 出力 6volt)

図—17 one couple のピックアップの検定曲線
(電磁電流
高周波発生装置の入力 100volt
〃 出力 6volt)

さてこの場合の誤差としては，図—12，14において明らかな如くピックアップ個々の場合については，最大2％以下，one Couple の場合については約5％以下となり，高周波発生装置に難点のある現在としては比較的良好な成績である事がわかる．又励磁電流 190mA も一応妥当であると見做す事ができる．

V 結 語

以上簡単に切削抵抗測定計器としての磁歪計について説明したのであるが上に述べたもの以外に測定値に対して誤差を与える要素として考えられるものは，温度による影響および発振周波数の変動に対する影響等が考えられるが，何れも現在の処明らかにされてはいない．たゞ後者の場合については発振周波数の変動，或いは回路に高周波を含む事により励磁電流に変動を及ぼす事は確かであり，それによつて測定値に誤差を与える事は明らかである．之に対し現在の高周波発生装置の発振回路は，電気的振動であり音叉発振回路による機械的振動発振方法に改良する事が望ましい．併し乍ら現在の装置に対しては一応実用に供し得る事は認め得るものと考えられる．むしろ実験装置および実験の精度に比較して計器の精度5％というのは充分すぎるものと云う事ができよう．特に遠隔測定の可能な点は測定を非常に容易にし，高周波発生装置の発振回路の改良をなし発振周波数の安定を図るならば，測定の能率は更に向上し，この種特殊測定の分野においては更に威力を発揮する事であろう．なお本計器を精密荷重計又はオッシログラフに接いで急激に変動する荷重の記録にも利用し得る．

可能性がある．

なお本計器の改良および修理調整に際しては，東大地震研究所宮村研究室松本英照氏および当所相沢功氏の努力に負う処が多い．厚く感謝する次第である．

参考文献

1. 建設工学　第2巻　第4号
2. 〃　第3巻　第1号

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究 (3)

鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重

建設技官　山　田　順　治

（昭和 29 年 2 月）

目　次

I 緒　言……(1)
II はりにおける応力分布及びコンクリートの応力ひずみ曲線……(1)
III 無筋コンクリートはりの強度……(4)
IV 鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重の計算……(8)
V 鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重の実用式……(11)
VI 結　言……(14)

I 緒　言

鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重，すなわちどれ位の荷重ではりに亀裂が生ずるかと云うことについては，従来の鉄筋コンクリートはりの設計においては殆んど顧みられなかつた．しかし，実際の鉄筋コンクリート構造物が竣功後余り年数のたたない間に，はりの部分の下縁のかぶりに相当するコンクリートが剝脱してしまう例が各地に少なくないのである．これは，設計荷重以内の荷重で，甚だしい場合は自重のみで亀裂を生じ，鉄筋がさびてかぶりに相当するコンクリートが剝脱するものと考えられる．

これらのことを考慮するとき亀裂荷重は今後大きな問題となつてくるのであつて，一応亀裂荷重を求めておくことは極めて大切なこととなつてきた．

よつて著者は一連の鉄筋コンクリートはりの実験を行い，これらの実験結果を基として実際とよく一致する亀裂荷重を求める式を提案した．

II はりにおける応力分布及びコンクリートの応力ひずみ曲線

材料の強さは種々の影響をうけるもので，引張試験，圧縮試験及び曲げ試験を比較してみても，これらの間には応力分布に相当の相違があり，単に圧縮試験及び引張試験によつてえられる強さを，はりの曲げの際におこる，圧縮部と引張部のそれぞれの最大の応力と等しいと考えるわけにはゆかない．

従つてコンクリートの引張試験，圧縮試験などでえられる応力度とか，応力分布をそのまま，はりの曲げを受ける場合に単に利用する場合には，はりの曲げに適応するように修正しなければならない．

コンクリートの応力ひずみ曲線については，坂　静雄氏の研究によれば，[1] 同一コンクリートの圧縮側と引

1) 坂　静雄；コンクリート引張応力歪曲線と圧縮応力歪曲線との関係，日本ポルトランドセメント業技術会，第24回例会報告，昭和13年

張側の応力ひずみ曲線の関係は，圧縮側の応力ひずみ曲線を $\sigma_c = A\varepsilon_c + B\varepsilon_c^2$ の形で表わせば，そのコンクリートの破壊応力に到達するまでの引張側の応力ひずみ曲線は，同じ A，B の常数を用いて，

$$\sigma_t = A\varepsilon_c + n\frac{\sigma_c}{\sigma_t}B\varepsilon_c^2$$

で表わせる結果をえている．σ_c 及び σ_t はそれぞれコンクリートの圧縮及び引張強度である．n は常数で，0.51～1.02，平均3/4で今 $n=3/4$，$\sigma_c/\sigma_t=12$ とすれば上式は

$$\sigma_t = A\varepsilon_c + 9B\varepsilon_c^2$$

となる．

著者の行つた実験結果によれば，[2] $\sigma_c=172\,\mathrm{kg/cm^2}$，$\sigma_t=18.4\,\mathrm{kg/cm^2}$，すなわち $\sigma_c/\sigma_t=9.3$ のコンクリートについて材令28日で，

$$\sigma_c = 3124\times10^2\varepsilon_c - 1466\times10^5\varepsilon_c^2$$

$$\sigma_t = 3124\times10^2\varepsilon_c - 1320\times10^6\varepsilon_c^2$$

材令7日で，

$$\sigma_c = 3308\times10^2\varepsilon_c - 1349\times10^5\varepsilon_c^2$$

$$\sigma_t = 3308\times10^2\varepsilon_c - 1214\times10^6\varepsilon_c^2$$

であつて，上述の坂　静雄氏の推論によれば，材令28日で，$B=-1466\times10^5$ であるから

$$9B = -13194\times10^5 \fallingdotseq -1320\times10^6$$

となり，材令7日で $B=-1349\times10^5$ であるから

$$9B = -12141\times10^5 \fallingdotseq -1214\times10^6$$

となり，著者の実験結果も坂　静雄氏の提案とよく一致していることがわかる．

このように，この推論が極めてよく一致することから，著者の鉄筋コンクリートはりの一連の実験に使用したコンクリートについては圧縮試験によるひずみしかないので，これから引張の場合の応力ひずみ関係を上記の推論から求めて使用することにする．

日本社普通セメントを使用した場合の，圧縮のときの応力ひずみ曲線は次の式がえられたことは既述の如くである．

$$\sigma_r = 1797\varepsilon_c - 8075\times10^2\varepsilon_c^2$$

このコンクリートの平均圧縮強度は $151\,\mathrm{kg/cm^2}$ であるから，

$$\sigma_c = 2713\times10^2\varepsilon_c - 1219\times10^5\varepsilon_c^2$$

となり，上記の推論によれば，引張の場合の応力ひずみの関係は，

$$\sigma_t = 2713\times10^2\varepsilon_c - 1097\times10^6\varepsilon_c^2$$

となる．ε_c の最大値は 12.36×10^{-5} となり，従つて，σ_t の最大値は $16.9\,\mathrm{kg/cm^2}$ となり実験値は $16.2\,\mathrm{kg/cm^2}$ で極めてよく一致する．従つて相対応力値 σ_r を用いて表わせば，

2) 山田順治，磯崎正晴；鉄コンクリートはりの曲げ靱度に及ぼす諸因子の影響について，セメント技術年報，昭和25年，p. 274.

$$\sigma_r = 1610\times 10\,\varepsilon_c - 6491\times 10^4\,\varepsilon_c^2$$

となり，今後著者の実験に用いたコンクリートの，引張の際の応力ひずみ間の関係は上式を用いる．

この曲線に対する v 及び u の値を計算すれば，$v=0.663$，$u=0.626$ である．

小野田社の早強セメントを用いた場合の圧縮のときの応力ひずみ曲線は

$$\sigma_r = 1494\,\varepsilon_c - 5582\times 10^3\,\varepsilon_c^2$$

であつて，このコンクリートの平均圧縮強度は 191 kg/cm² であるから，

$$\sigma_c = 2854\times 10^3\,\varepsilon_c - 1066\times 10^5\,\varepsilon_c^2$$

となり，これより

$$\sigma_t = 2854\times 10^3\,\varepsilon_c - 959\times 10^6\,\varepsilon_c^2$$

となり，σ_t の最大値は 21.2 kg/cm² となるから，

$$\sigma_r = 1346\times 10\,\varepsilon_c - 4482\times 10^4\,\varepsilon_c^2$$

となり，$v=0.671$，$u=0.625$ となる．

一方また，日本社の普通セメントを使用した場合の応力ひずみ間の関係を使用して，強度だけ小野田早強セメントを使用した場合の平均強度 191 kg/cm² を使用すれば，

$$\sigma_c = 3432\times 10^3\,\varepsilon_c - 1542\times 10^5\,\varepsilon_c^2$$

となり，引張りの場合は，

$$\sigma_r = 1626\times 10\,\varepsilon_c - 6578\times 10^4\,\varepsilon_c^2$$

となる．この曲線に対しては，$v=0.669$，$u=0.625$ となる．

何れの場合でも，v 及び u の値は殆んど変らないから，一般的に普通最も多く用いられる普通セメントの場合の式，

$$\sigma_r = 1610\times 10\,\varepsilon_c - 6491\times 10^4\,\varepsilon_c^2$$

を用いることにする．

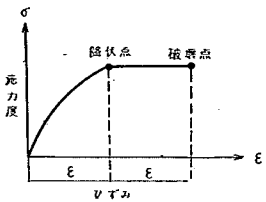
これは試験片による直接引張試験によつてえられる応力ひずみ曲線についてであつて，この値をただちにはりの引張側のひずみに使用するわけにはいかない．この試験片による引張試験は供試体の形状，大きさ，試験方法などによつて甚だ大きく影響されるもので，そのため正確な試験は極めて困難であるが，引張側の破壊時のひずみについては坂 静雄氏は 7×10^{-5} 河野輝夫氏は $(10\sim 12)\times 10^{-5}$ の値を実験からえている[3]．著者が行つた実験では，[4] $(8.4\sim 10.1)\times 10^{-5}$ で，破壊直前には応力ひずみ曲線は水平に近ずき，実験式としては既述の如く $\sigma_t = 3124\times 10^2\,\varepsilon_c - 1320\times 10^6\,\varepsilon_c^2$ をえた．

実際にはりの引張側についてひずみを測定すると，破壊時のひずみは直接試験からえられる値の2倍以上である．

従つてはりの引張側のコンクリートのひずみについては，図—1 のように2本の線すなわち1本の曲線と1本の直線との組合わせ，曲線の方は $\sigma_r = 1610\times 10\,\varepsilon_c - 6491\times 10^4\,\varepsilon_c^2$ の抛物線でこれが直線につづき，その

3) 建築学会論文集．第4号．昭和12年

4) 前掲文献 (2)

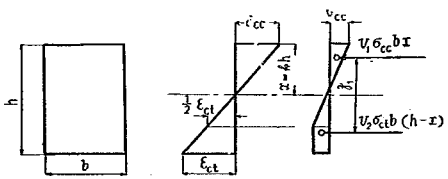


図—1

切点はコンクリートの降伏点で，ひずみは降伏後も増大していつて，降伏点のひずみの2倍のひずみで破壊するものと仮定しても妥当である．はりの引張側のコンクリートのひずみについても，後述の破壊荷重のところで，はりの圧縮側のコンクリートのひずみについて，仮定したような β の値が考えられるが，コンクリートの引張の場合は，圧縮の場合に比べ実験困難であるが，従来，はりの引張側のひずみは直接試験からえられる値の2倍位とわかつているので，上記のような仮定をした．しかし，この仮定は，次節の ρ の値を実験結果から求めたものと，この仮定を用いて計算して求めた ρ の値と大体一致することからも，ほぼ正しいことが推定される．

III　無筋コンクリートはりの強度

今平面保持の法則が成立して，無筋コンクリートのはりに亀裂が生じたとき，はりの引張側のひずみは非常に小さく，またそれに対応する圧縮側のひずみも亦小さいものである．圧縮をうける場合の応力ひずみ曲線からも判断されるように，ひずみが降伏点ひずみに比べて非常に小さい範囲では，応力ひずみ曲線は殆んど直線であると考えてよい．すなわち無筋コンクリートはりの応力分布状態を 図—2 の如く考えてよい．



図—2

図—2 のように，引張側の応力分布は $\sigma_r = 1610\times10\,\varepsilon_{ct} - 6491\times10^4\,\varepsilon_{ct}^2$ なる式で表わされる曲線と直線とから成立つている．曲線だけの v の値は既述の如く 0.663 であるが，引張側の応力分布の全体の v_2 の値は 0.832 となり，圧縮側の応力分布の v_1 の値は勿論 0.5 である．

平面保持の法則，すなわち繊ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するから，

$$\frac{x}{h-x}=\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ct}}$$

であり，$x=kh$ とすると，

$$k=\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ct}+\varepsilon_{cc}} \qquad \cdots\cdots(1)$$

となる．一方内力の平衡条件から，

$$v_1\,\sigma_{cc}\,bx = v_2\,\sigma_{ct}\,b(h-x)$$

であり，これより

$$k=\frac{v_2\,\sigma_{ct}}{v_1\,\sigma_{cc}+v_2\,\sigma_{ct}} \qquad \cdots\cdots(2)$$

がえられ，$\sigma_c/\sigma_{ct}=\alpha$ とすると式 (2) は，

$$k=\frac{\frac{0.832}{\alpha}}{0.5\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_c}+\frac{0.832}{\alpha}}$$

となり，$\sigma_r=\sigma_{cc}/\sigma_c=A\varepsilon_c+B\varepsilon_{cc}^2$ で表わされるから式（2）も亦 k と ε_{cc} との函数による方程式である．

よつて，式（1）及び式（2）を満足する k の値を求めればその値が求める k の値である．これは図式的に求めれば便利である．

k が求まれば，無筋コンクリートはりの亀裂発生時の曲げモーメントは，

$$M=v_2\sigma_{ct}b(h-x)z_1 \quad \cdots\cdots(3)$$

となる．引張側の応力分布中の曲線と直線との全体に対する v の値は 0.832 であるが，これに相当する u の値は 0.576 であるから z_1 は次の如くなる．

$$z_1=2/3x+0.576(h-x)=0.576h+0.091x$$

従つて式（3）は次の如くなる．

$$M=0.832bh^2\sigma_{ct}(1-k)(0.576h+0.091x) \quad \cdots\cdots(4)$$

式（4）を $M=\rho bh^2\sigma_{ct}$ とおけば，

$$\rho=0.832(1-k)(0.576+0.091k)$$

となる．

この ρ の値を実際に図式的に，$\varepsilon_{ct}=15\times10^{-5}$，$18\times10^{-5}$，$20\times10^{-5}$ について求めてみると表—1の如くなる．

表—1

ε_{ct} ＼ $\alpha=\frac{\sigma_c}{\sigma_{ct}}$		8	10	12
15×10^{-5}	k	0.475	0.45	0.425
	ρ	0.270	0.282	0.294
18×10^{-5}	k	0.455	0.43	0.405
	ρ	0.280	0.292	0.303
20×10^{-5}	k	0.44	0.42	0.395
	ρ	0.287	0.292	0.308

一方また，弾性理論より無筋コンクリートはりの曲げを受ける場合には，

$$M=\frac{\sigma_b bh^2}{6}$$

ここに σ_b＝コンクリートの曲げ強度

であり，$M=\rho bh^2\sigma_{ct}$ であるから，

$$\rho=\frac{\sigma_b}{6\sigma_{ct}} \quad \cdots\cdots(5)$$

ここに σ_{ct}＝コンクリートの引張強度

となり，コンクリートの曲げ強度と引張強度とから式（5）を用いて ρ を求めることができる．著者が行つた実験結果から ρ を求めると次の如くである．

実験には小野田社の普通ポルトランドセメントを使用し，表—2 の如き配合のコンクリートを用いて圧縮強度試験，引張強さ係数試験及び曲げ強度試験を行つた．供試体は圧縮及び引張には直径 15 cm 高さ 30 cm の円柱形供試体，曲げには 15×15×53 cm のはりを用いた．

表—2

試料番号	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	セメント量 (kg/m³)	水量 (kg/m³)	粗細骨材重量比 (G/S)	細骨材の量 (kg/m³)	粗骨材の量 (kg/m³)
1	40	5.0	45	354	159	2.2	601	1310
2	40	5.0	50	318	159	2.2	610	1340
3	40	5.0	55	289	159	2.2	618	1360
4	40	5.0	60	265	159	2.2	624	1373

この実験結果は 表—3 の如くである.

表—3

試料番号	材令	圧縮強度 (kg/cm²)	引張強度 (kg/cm²)	曲げ強度 (kg/cm²)	圧縮強度/引張強度	ρ
1	7 日	247	24	41.4	10.3	0.29
	28 日	402	31.6	54.0	12.5	0.29
2	7 日	218	18.7	40.7	11.7	0.36
	28 日	376	27.6	49.4	13.1	0.30
3	7 日	162	18.9	33.3	8.57	0.29
	28 日	324	27.4	48.3	11.8	0.29
4	7 日	124	14.0	29.6	8.85	0.35
	28 日	256	20.7	45.4	12.35	0.37

以上前述の計算結果による ρ の値とほぼ一致すると云える.

更に Gonnerman 氏及び Shuman 氏の行つた一連のコンクリート試験の結果[5] から ρ の値を求めれば次の如くなる.

この実験は, セメント骨材比を容積で 1:4 としたコンクリートと, セメント骨材比を種々変えたコンクリートについての2種類で行つた. 圧縮試験は 6×12in. の円柱形供試体, 曲げ試験は 7×10×38in. のはりをスパン 36in. で2点荷重で, 引張試験は 6×18in. の供試体で行い, 各々の値は異なつた日に造つた 5 個の供試体の平均値である. まずセメント骨材比が容積で 1:4 のコンクリートの結果は次表の如くである.

表—4

番号	水セメント重量比 (%)	セメント量 (kg/m³)	強度	3 日	7 日	28 日	3 月	1 年
1	53	340	圧縮	106	132	171	219	249
			曲げ	10	15	18	25	29
			引張	7	10	12	14	19
2	61	356	圧縮	150	232	308	432	493
			曲げ	18	26	33	41	45
			引張	12	18	21	27	36

5) H. F. Gonnerman, E. C. Shuman ; Compression, Flexure and Tension Tests of Plain Concrete, Proceedings of A. S. T. M., Vol. 28, 1928, p. 528.

3	68	356	圧縮	140	218	331	454	522
			曲げ	25	34	45	52	60
			引張	15	19	27	33	40
4	76	351	圧縮	110	184	314	401	472
			曲げ	24	31	43	53	59
			引張	12	17	25	29	37
5	87	345	圧縮	75	136	250	361	422
			曲げ	19	26	41	51	58
			引張	9	15	22	29	30
6	106	334	圧縮	38	72	147	222	285
			曲げ	11	16	27	37	45
			引張	4	7	15	22	30
7	143	317	圧縮	18	34	79	134	165
			曲げ	6	9	21	31	34
			引張	2	—	8	13	17

表—5　ρ の値

番号	3日	7日	28日	3月	1年
1	0.23	0.26	0.25	0.30	0.26
2	0.26	0.24	0.26	0.25	0.20
3	0.28	0.29	0.28	0.26	0.25
4	0.32	0.31	0.28	0.30	0.27
5	0.32	0.28	0.31	0.29	0.32
6	0.42	0.38	0.30	0.28	0.25
7	0.47	—	0.42	0.40	0.34

次にセメント骨材比を容積比で 1：2～1：8 まで変えた5種のコンクリートについての結果は次の如くである.

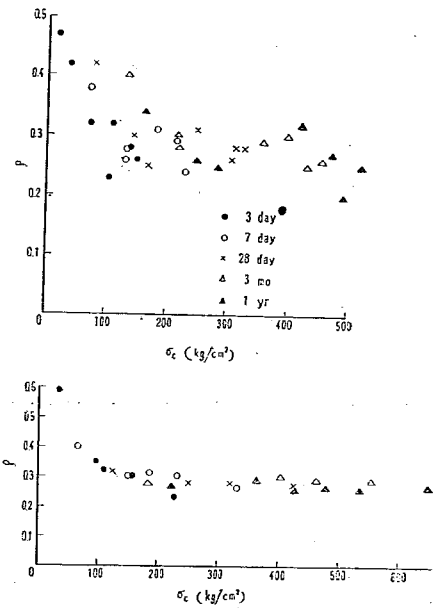
表—6

番号	セメント骨材比(容積)	水セメント比(%)	セメント量(kg/m³)	強度	3日	7日	28日	3月	1年
1	1：2	57	585	圧縮	226	327	419	549	644
				曲げ	31	40	53	65	71
				引張	23	25	32	37	44
2	1：3	64	434	圧縮	152	228	361	457	532
				曲げ	29	36	50	59	65
				引張	16	20	28	34	42
3	1：4	76	350	圧縮	110	184	314	401	472
				曲げ	24	31	43	53	59
				引張	12	17	25	29	37
4	1：5	85	290	圧縮	94	149	247	361	423
				曲げ	19	28	38	48	56
				引張	9	16	23	27	36
5	1：8	113	189	圧縮	34	66	122	179	221
				曲げ	11	14	25	32	38
				引張	3	6	13	19	24

表—7 ρ の値

番号	3日	7日	28日	3月	1年
1	0.23	0.26	0.27	0.29	0.27
2	0.30	0.30	0.29	0.29	0.26
3	0.32	0.31	0.28	0.30	0.27
4	0.35	0.30	0.28	0.29	0.26
5	0.59	0.40	0.32	0.28	0.27

以上の試験結果から求めた ρ の値をそれぞれ図示すれば図—3 の如くである.



図—3

以上から考察すると ρ の値としては一般の計算値としては 0.28 位が最も妥当と思われ,亀裂荷重の計算には 0.28 を用いるものとする.

IV 鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重の計算

鉄筋コンクリートはりが曲げをうけて亀裂を生ずるとき,無筋コンクリートはりの場合と同様に図—4 の如く応力が分布するものと考えてよい.

鉄筋コンクリートはりに亀裂の発生する直前の曲げモーメント,すなわち亀裂曲げモーメント M は,

$$M=v_2\sigma_{ct}\,b(h-x)z_i+A_s\sigma_s z_2 \quad \cdots\cdots(6)$$

であり,

$$\sigma_s=E_s\varepsilon_s=E_s\varepsilon_{ct}\frac{h-x-a}{h-x}$$

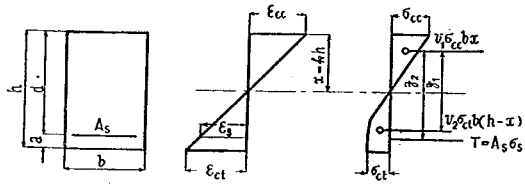
である. 平面保持の法則から,

$$k=\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ct}+\varepsilon_{cc}} \quad \cdots\cdots(7)$$

であり,また平衡の条件から,

$$v_1\sigma_{cc}\,bx=pb(h-a)\sigma_s+v_2\sigma_{ct}\,b(h-x) \quad \cdots\cdots(8)$$

である. この式で v_1 及び v_2 の値であるが, v_1 についてははりの圧縮側の応力分布状態を相対応力値 σ_r の各値に対して計算するのであるが,破壊時の相対応力値 σ_r は 1.0 であるから,亀裂発生時の σ_r の値は 0.3 か 0.4 位と考えられ,その時の v_1 の値は, $\sigma_r=0.1$ では $v_1=0.504$, $\sigma_r=0.2$ で 0.511, $\sigma_r=0.3$ で 0.514, $\sigma_r=0.4$ で 0.521 と云つたように殆んど変化なく $v_1=0.5$ として計算することにする.



図—4

一方 v_2 の引張側の値に対しては既述の如く $v_2=0.832$ を使用する.

今式 (8) において $a=a'h$ とすると

$$v_1\sigma_{cc}bkh=pb(h-a'h)\frac{h-kh-a'h}{h-kh}E_s\varepsilon_{ct}+v_2\sigma_{ct}b(h-kh)$$

となり，これより次式をうる.

$$\left(v_2+\alpha v_1\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_c}\right)k^2-\left\{2v_2+\alpha v_1\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_c}+p(1-a')E_s\varepsilon_{ct}\frac{\alpha}{\sigma_c}\right\}k$$
$$+\left\{p(1-a')^2+E_s\varepsilon_{ct}\frac{\alpha}{\sigma_c}+v_2\right\}=0 \quad \cdots\cdots(9)$$

よつて精密に k の値を計算するには式 (7) と式 (9) を満足するように試的に求めなければならない. 図式的にこの k の値を求めてみると，表—8～10 の如く k の値の変化はごく僅かであつて，大体近似的に 0.5 として計算してよい.

式 (6) は $k=0.5$ としても計算上面倒なので，コンクリートで受持つ曲げモーメント $v_2\sigma_{ct}b(h-x)z_1$ を無筋コンクリートはりの場合と同様に $\rho bh^2\sigma_{ct}$ でおきかえれば，亀裂曲げモーメントを求める式は

$$M=\rho bh^2\sigma_{ct}+A_sE_s\varepsilon_sz_2 \quad \cdots\cdots(10)$$

となる.

$\rho=0.28$, $k=0.5$ を用いると，

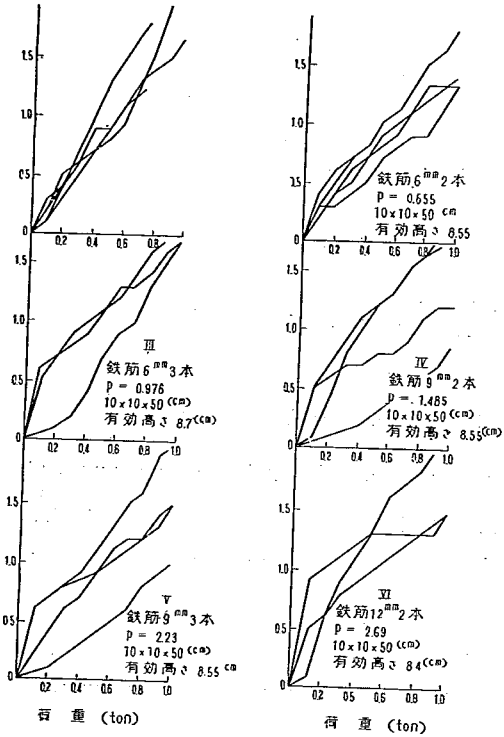
$$\varepsilon_s=\varepsilon_{ct}\left(1-\frac{a}{h-x}\right)=\varepsilon_{ct}\left(1-\frac{a}{0.5h}\right)$$

$$z_2=d-\frac{x}{3}=d-\frac{0.5h}{3}=d-0.167h$$

であるから，式 (10) は次の如くなる.

$$M=0.28bh^2\sigma_{ct}+A_sE_s\varepsilon_{ct}\left(1-\frac{a}{0.5h}\right)(d-0.167h) \quad \cdots\cdots(11)$$

式(11) 中の鉄筋コンクリートはりの引張側のひずみ ε_{ct} の値については，無筋コンクリートはりの引張側のひずみの値より大きいとか，変らないとか種々の説があり，Considère 氏，Hatt 氏，Emperger 氏，Sanders 氏及び Schreyer 氏等は鉄筋コンクリートはりの方が無筋コンクリートはりのひずみより大きいと唱える人々であり，Christoph 氏，Talbot 氏及び Turneaure 氏等は之に反対する人々であり，Kleinloger 氏及び Bach 氏は両者殆んど同じであると唱えている. 著者も之について，寸法 10×10×50 cm の無筋コン



図—5

クリートはりと同じ寸法の，鉄筋比 p が 0.655，0.976，1.485，2.23，2.69% の 5 種類の鉄筋コンクリートはりを製作して，コンクリートのひずみを測定してみたところ，その結果は図—5 の如くで鉄筋比が増してもこれというひずみの変化は認められず，大体平均 1.5×10^{-4} と云える．

従つて計算には既述の如く直接試験でえられる 2 倍のひずみを用い，鉄筋によるひずみの修正は行わないものとする．

今式 (7) と式 (9) を用いて精密に k の値を求めて式 (6) より求めた M/bh^2 の精密な値と，式 (11) による近似式から求めた M/bh^2 の近似値とどれ位の差があるかを計算してみると表—8～表—10の如くなる．

以上の計算結果から近似解によつても，すなわち式 (11) によつて亀裂荷重を求めても実用上殆んど差異のない結果がえられることがわかる．

表—8　M/bh^2 及び k の値　　($\sigma_c=200$ kg/cm²)

ひずみ	$\alpha=\frac{\sigma_c}{\sigma_{ct}}$		鉄筋比 0.005	0.010	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
$\varepsilon_{ct}=15\times10^{-5}$	8	k	0.48	0.50	0.51	0.525	0.535	0.55	0.56	0.57
		精密解	7.645	8.311	9.076	9.758	10.489	11.108	11.797	12.459
		近似解	7.92	8.84	9.76	10.67	11.59	12.51	13.43	14.35
	10	k	0.46	0.48	0.49	0.505	0.52	0.53	0.54	0.55
		精密解	6.058	7.243	8.055	8.787	9.491	10.241	10.981	11.685
		近似解	6.52	7.44	8.36	9.27	10.19	11.11	12.03	12.95
	12	k	0.44	0.455	0.47	0.485	0.50	0.515	0.525	0.54
		精密解	5.756	6.583	7.389	8.164	8.918	9.637	10.399	11.070
		近似解	5.60	6.52	7.44	8.35	9.27	10.19	11.11	12.03

$\varepsilon_{ct}=18\times10^{-5}$	10	k	0.44	0.46	0.475	0.49	0.51	0.52	0.53	0.545
		精密解	6.905	7.844	8.801	9.730	10.547	11.477	12.386	13.183
		近似解	6.70	7.80	8.91	10.01	11.11	12.21	13.31	14.42
$\varepsilon_{ct}=20\times10^{-5}$	10	k	0.43	0.45	0.47	0.485	0.50	0.515	0.53	0.545
		精密解	7.059	8.100	9.142	10.227	11.314	12.408	13.450	14.512
		近似解	6.82	8.05	9.27	10.59	11.72	12.95	14.17	15.40

表—9　M/bh^2 及び k の値　($\sigma_c=150$ kg/cm²)

ひずみ	$\alpha=\frac{\sigma_c}{\sigma_{ct}}$		鉄筋比							
			0.005	0.010	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
$\varepsilon_{ct}=15\times10^{-5}$	10	k	0.47	0.49	0.51	0.525	0.54	0.55	0.57	0.58
		精密解	5.040	5.811	6.541	7.297	8.015	8.765	9.364	10.065
		近似解	5.12	6.04	6.96	7.87	8.79	9.71	10.63	11.55

表—10　M/bh^2 及び k の値　($\sigma_c=250$ kg/cm²)

ひずみ	$\alpha=\frac{\sigma_c}{\sigma_{ct}}$		鉄筋比							
			0.005	0.010	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040
$\varepsilon_{ct}=15\times10^{-5}$	10	k	0.45	0.47	0.475	0.49	0.505	0.515	0.525	0.535
		精密解	8.020	8.716	9.586	10.305	10.984	11.731	12.443	13.155
		近似解	7.92	8.84	9.76	10.67	11.59	12.51	13.43	14.35

V　鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重の実用式

著者の行つた一連の鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重を式 (11) を用いて求めて，実験の際の亀裂荷重と比較してみよう．鉄筋コンクリートはりを造るとき使用したコンクリートの引張強さ係数試験は，材令 28 日で試験した鉄筋コンクリートはりの分しか行わなかつたので，材令 28 日で荷重試験をした鉄筋コンクリートはりだけについて亀裂荷重を求める．計算にはヤング係数 E_s として 2,320,000 kg/cm² を用い，鉄筋コンクリートはりの引張側のひずみ ε_{ct} については，15×10^{-5}，18×10^{-5}，20×10^{-5} の 3 つの場合について計算する．ε_{ct} の各値によつて式 (11) は次の如くなる．

(1)　$\varepsilon_{ct}=15\times10^{-5}$ の場合 (表—11)

$$M=0.28bh^2\,\sigma_{ct}+348A_s\left(1-\frac{a}{0.5h}\right)(d-0.167h)$$

(2)　$\varepsilon_{ct}=18\times10^{-5}$ の場合 (表—12)

$$M=0.28bh^2\,\sigma_{ct}+417.6A_s\left(1-\frac{a}{0.5h}\right)(d-0.167h)$$

(3)　$\varepsilon_{ct}=20\times10^{-5}$ の場合 (表—13)

$$M=0.28bh^2\,\sigma_{ct}+464A_s\left(1-\frac{a}{0.5h}\right)(d-0.167h)$$

一般に鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重を見出すこと，すなわちはじめて亀裂のでるのをみつけることは極

めて困難であつて，石膏を塗つて亀裂の発見を容易にしたが，実験者が亀裂の発見に漸次なれてゆくに従つて早期に亀裂を発見するので，実験の進むにつれて各鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重は小さくなつている．すなわち実験の順序は日本社の普通セメントを使用したものを先に行い，小野田社の早強セメントを使用したものを後から行つたのである．

表—11 (日本社普通セメント)

型式	引張強さ係数 (kg/cm²)	計算亀裂曲げモーメント (kg-cm)	計算亀裂荷重 (kg)	実際亀裂荷重 (kg)	前2欄の比
I	17	35,697	1190	1358	0.88
II	18	41,867	1396	2108	0.66
III	18	45,826	1528	2608	0.59
IV	14	43,181	1439	3358	0.43
V	16	46,682	1556	2608	0.60
VI	16	46,985	1566	3358	0.47
VII	16	51,159	1705	5358	0.32
VIII	14	51,493	1716	3858	0.45
IX	17	58,349	1945	3858	0.51

(小野田社早強セメント)

型式	引張強さ係数 (kg/cm²)	計算亀裂曲げモーメント (kg-cm)	計算亀裂荷重 (kg)	実際亀裂荷重 (kg)	前2欄の比
I。	23	46,449	1548	1358	1.14
II。	21	47,243	1575	1608	0.98
III。	19	47,618	1587	1983	0.80
IV。	20	53,933	1798	2608	0.69
V。	19	52,058	1735	2108	0.82
VI。	18	50,569	1686	3108	0.54
VII。	19	56,535	1885	2608	0.81
VIII。	22	65,829	2194	2608	0.84
IX。	19	61,933	2064	2608	0.79

表—12 (日本社普通セメント)

型式	引張強さ係数 (kg/cm²)	計算亀裂曲げモーメント (kg-cm)	計算亀裂荷重 (kg)	実際亀裂荷重 (kg)	前2欄の比
I	17	36,744	1225	1358	0.90
II	18	43,785	1460	2108	0.69
III	18	48,540	1618	2608	0.62
IV	14	46,799	1560	3358	0.47
V	16	48,930	1631	2608	0.63
VI	16	50,648	1688	3358	0.50
VII	16	55,657	1855	5358	0.35
VIII	14	56,774	1892	3858	0.49
IX	17	63,927	2131	3858	0.55

(小野田社早強セメント)

型式	引張強さ係数 (kg/cm²)	計算亀裂曲げモーメント (kg-cm)	計算亀裂荷重 (kg)	実際亀裂荷重 (kg)	前2欄の比
I。	23	47,496	1583	1358	1.17
II。	21	49,165	1639	1608	1.02
III。	19	50,332	1678	1983	0.85
IV。	20	57,551	1918	2608	0.74
V。	19	54,306	1810	2108	0.86
VI。	18	54,232	1808	3108	0.58
VII。	19	61,033	2034	2608	0.78
VIII。	22	71,110	2370	2608	0.91
IX。	19	67,511	2250	2608	0.86

表—13 (日本社普通セメント)

型式	引張強さ係数 (kg/cm²)	計算亀裂曲げモーメント (kg-cm)	計算亀裂荷重 (kg)	実際亀裂荷重 (kg)	前2欄の比
I	17	37,442	1248	1358	0.92
II	18	45,106	1504	2108	0.71
III	18	50,399	1680	2608	0.64
IV	14	49,278	1643	3358	0.49
V	16	51,247	1708	2608	0.65
VI	16	53,165	1772	3358	0.53
VII	16	58,744	1958	5358	0.37
VIII	14	60,399	2013	3858	0.52
IX	17	67,760	2259	3858	0.59

(小野田社早強セメント)

型式	引張強さ係数 (kg/cm²)	計算亀裂曲げモーメント (kg-cm)	計算亀裂荷重 (kg)	実際亀裂荷重 (kg)	前2欄の比
I。	23	48,194	1606	1358	1.18
II。	21	50,482	1683	1608	1.05
III。	19	52,191	1740	1983	0.88
IV。	20	60,030	2001	2608	0.77
V。	19	56,623	1887	2108	0.90
VI。	18	56,749	1892	3108	0.61
VII。	19	64,120	2137	2608	0.82
VIII。	22	74,735	2491	2608	0.96
IX。	19	71,344	2378	2608	0.91

表—11, 12, 13の実際亀裂荷重と，計算による亀裂荷重との比較で，日本社の普通セメントを使用したものは何れも実際亀裂荷重の方が計算亀裂荷重より遥かに大きいのに，小野田社の早強セメントを使用した分は，実際亀裂荷重と計算亀裂荷重とが比較的よく一致する結果は，実にこの亀裂荷重を見出すのに実験者が漸次なれたことを示している．従つて実際の亀裂荷重は小野田社の早強セメントを使用した鉄筋コンクリートはりの実験による亀裂荷重よりやゝ小さい値と思われ，著者の提案する亀裂荷重を求める近似式はよく一致するものと云える．

C. Bach 氏及び O. Graf 氏の行つた鉄筋コンクリートはりの実験結果[6] に応用して，著者の提案式がよく実験結果と合うことをみよう．

実験による σ_{ct} がわかつているので，著者の近似式から σ_{ct} を計算してこれと比較してみると 表—14, 15 の如くなる．鉄筋コンクリートはりの寸法は，幅 30 cm，20 cm の2種，高さ 40 cm，30 cm，20 cm の3種，スパンは何れも 3 m で3等分2点荷重で試験を行つたものである．鉄筋のヤング係数及びコンクリートの引張側のひずみの数値がわからないので，$E_s=2,100,000$ kg/cm², $\varepsilon_{ct}=18\times10^{-5}$ とし，$E_s\varepsilon_{ct}=378$ とする．

従つて 式—(11) は次の如くなる．

$$M=0.8bh^2\sigma_{ct}+378A_s\left(1-\frac{a}{0.5h}\right)(d-0.167h) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(12)$$

表—14

はり番号	亀裂荷重 (kg)	自重による荷重 (kg)	自重を含んだ亀裂荷重 (kg)	亀裂曲げモーメント (kg-cm)
1	2267	475	2742	137100
2	2867	477	3344	167200
3	3067	480	3547	177350
4	3867	486	4353	217650
5	3933	488	4421	221050
6	1033	316	1349	67450
7	1467	327	1794	89700
8	4267	632	4899	244950
9	6600	657	7257	362850
10	4800	440	5240	262000

表—15

はり番号	$378A_s$	$1-\frac{a}{0.5h}$	$d-0.167h$	式—(12)の2項目	式—(12)の1項目	$0.28bh^2$	σ_{ct} 計算値 (kg/cm²)	σ_{ct} 実験値 (kg/cm²)
1	1001.7	0.874	23.17	20285	116815	7635.9	15.2	19.8 15.0
2	2056.3	0.853	22.79	39974	127226	7585.2	16.7	—
3	3100.7	0.847	22.69	59591	117759	7585.2	15.5	—
4	4142.9	0.840	22.59	78614	139036	7610.4	18.3	20.1
5	5265.5	0.833	22.49	98645	122405	7585.2	16.1	—
6	710.6	0.830	14.96	8823	58627	3382.4	17.3	19.2
7	3432.2	0.809	14.68	40761	48939	3348.7	14.6	—
8	1372.1	0.859	30.35	35772	209178	13350.3	15.7	—
9	6925.0	0.835	29.94	173124	189726	13417.5	14.1	16.6
10	4766.6	0.889	30.95	131151	130849	8959.3	14.6	18.9

6) C. Bach, O. Graf ; Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegungsmoment, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 38, 1917.

以上の如く，著者の提案する亀裂荷重を求める近似式はよく実験結果と一致する．

IV 結　　言

従来鉄筋コンクリートはりの設計においては亀裂荷重は兎角等閑視されていたが，これは極めて大切なものでありながら研究されていなかつたためであつて，著者は一連の鉄筋コンクリートはりの実験結果から，はりの引張側のコンクリートのひずみの値を論じ，破壊時のひずみは直接試験からえられる値の2倍とするのが妥当であることを述べ，無筋コンクリートはりの強度では曲げの場合の係数 $M=\rho bh^2\sigma_{ct}$ の ρ の適正値として 0.28 をえらび，亀裂荷重を求める実用的近似式を求めた．

鉄筋のヤング係数 $E_s=2,100,000\ \mathrm{kg/cm^2}$，コンクリートの引張側のひずみは $\varepsilon_{ct}=15\times10^{-5}$ とすれば $E_s\varepsilon_{ct}$ は 315 となり，鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重を求める一般式は次の如くなる．

$$M=0.28bh^2\sigma_{ct}+315A_s\left(1-\frac{a}{0.5h}\right)(d-0.167h) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(13)$$

ここに，

M＝亀裂発生時の曲げモーメント　(kg-cm)

σ_{ct}＝コンクリートの引張強さ係数　(kg/cm²)

A_t＝引張主鉄筋断面積　(cm²)

h＝はり断面の全高　(cm)

a＝引張主鉄筋の図心からはりの下縁までの距離　(cm)

今後，鉄筋コンクリートはりの設計に当つては当然亀裂荷重は求めておかなければならない．

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究(4)

鉄筋コンクリートはりの破壊荷重

建設技官　山　田　順　治

(昭和 29 年 2 月)

目　次

I　実験破壊荷重と弾性理論による計算破壊荷重との比較……(1)
II　鉄筋コンクリートはりの破壊時におけるコンクリートの曲げ圧縮応力度……(5)
III　鉄筋コンクリートはりの破壊時におけるコンクリートのひずみ……(7)
IV　鉄筋コンクリートはりにおける亀裂の影響……(8)
V　鉄筋コンクリートはりの破壊荷重……(10)
VI　鉄筋コンクリートはりの破壊荷重の実用式の提案……(15)
VII　鉄筋コンクリート小型はりの実験……(20)
VIII　結　論……(22)

I　実験破壊荷重と弾性理論による計算破壊荷重との比較

2種類のセメントを使用した9型式の鉄筋コンクリートはりの実験破壊荷重と，弾性理論による計算破壊荷重とを比較する．

まず，各9型式の鉄筋コンクリートはりが鉄筋で破壊する場合の破壊曲げモーメントを，従来の弾性理論によつて求めれば 表—1 の如くなる．これに用いる鉄筋の降伏点強度は，使用した鉄筋の径によつて変えて，I～VII型は径 9 mm と径 12 mm の鉄筋の平均値 3120 kg/cm² を，VIII，IX型については，径 16 mm の鉄筋の値 3,300 kg/cm² を用いることにした．

表—1

型　式	A_s (cm²)	d (cm)	$x=kd$ (cm)	$A_s\sigma_{sy}$ (kg)	$d-\frac{x}{3}$ (cm)	$M_s=A_s\sigma_{sy}\left(d-\frac{x}{3}\right)$ (kg-cm)
I	1.27	18.05	5.47	3,962	16.23	64,310
II	2.401	17.90	7.02	7,491	15.56	116,562
III	3.39	17.90	7.93	10,577	15.26	161,402
IV	4.52	17.90	8.75	14,102	14.98	211,254
V	5.30	16.80	8.87	16,536	13.84	228,858
VI	6.296	16.40	9.20	19,644	13.33	261,848
VII	7.06	16.80	9.69	22,027	13.57	298,909
VIII	8.29	16.80	10.13	27,357	13.42	367,131
IX	10.05	16.20	10.42	33,165	12.73	422,190

次にこれら9型式の鉄筋コンクリートはりが，コンクリートで破壊する場合の，破壊曲げモーメントを求め

れば，表—2 の如くである．

表—2 （日本社普通セメント使用）

型式	材令 4 週			材令 13 週		
	σ_c	$\frac{b}{2}\sigma_c x$	$M=\frac{b}{2}\sigma_c x\left(d-\frac{x}{3}\right)$	σ_c	$\frac{b}{2}\sigma_c x$	$M=\frac{b}{2}\sigma_c x\left(d-\frac{x}{3}\right)$
I	143	6,257.7	101,562	228	9,977.3	161,931
II	164	9,210.2	143,311	234	13,141.4	204,481
III	173	10,975.1	167,480	247	15,669.7	239,119
IV	145	10,150.0	152,047	230	16,100.0	241,178
V	145	10,289.2	142,403	207	14,688.7	203,292
VI	154	11,334.4	151,088	241	17,737.6	236,442
VII	141	10,930.3	148,324	195	15,116.4	205,130
VIII	137	11,102.5	148,995	192	15,559.7	208,811
IX	158	13,170.9	167,665	215	17,922.4	228,152
					（小野田社早強セメント使用）	
I。	171	7,483.0	121,448	225	9,846.0	159,801
II。	190	10,670.0	166,031	234	13,141.4	204,481
III。	190	12,053.6	183,938	261	16,557.8	252,673
IV。	184	12,880.0	192,924	251	17,570.0	263,199
V。	197	13,979.1	193,471	253	17,952.9	248,468
VI。	170	12,512.0	166,785	237	17,443.2	232,518
VII。	193	14,961.4	203,026	237	18,372.2	249,311
VIII。	197	15,964.9	214,249	247	20,016.9	268,627
IX。	225	18,756.0	238,764	217	18,089.1	230,274

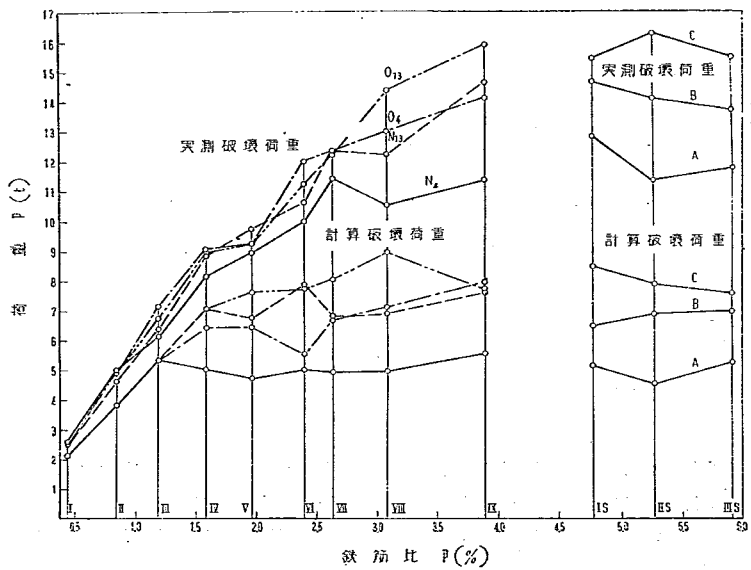
表—1 の鉄筋による破壊曲げモーメントと，表—2 のコンクリートによる破壊曲げモーメントのうち，小さい方の曲げモーメントで，鉄筋コンクリートはりが破壊すべきであるから，小さい方をとつて，実際の破壊荷重と比較してみると 表—3 の如くである．なお，これを図示したものが 図—1 である．

表—3 （日本社普通セメント使用）

型式	材令 4 週				材令 13 週			
	計算破壊曲げモーメント (kg-cm)	同荷重 (kg)	実際破壊荷重 (kg)	実際破壊荷重 / 計算破壊荷重	計算破壊曲げモーメント (kg-cm)	同荷重 (kg)	実際破壊荷重 (kg)	実際破壊荷重 / 計算破壊荷重
I	鉄筋 64,310	2,144	2,608	1.22	鉄筋 64,310	2,144	2,558	1.19
II	鉄筋 116,562	3,885	5,008	1.29	鉄筋 116,562	3,885	4,633	1.19
III	鉄筋 161,402	5,380	6,133	1.14	鉄筋 161,402	5,380	6,408	1.19
IV	コンクリート 152,047	5,068	8,158	1.61	鉄筋 211,254	7,042	8,858	1.26
V	コンクリート 142,403	4,747	8,983	1.89	コンクリート 203,292	6,776	9,708	1.43
VI	コンクリート 151,088	5,031	10,008	1.99	コンクリート 236,442	7,881	10,608	1.36
VII	コンクリート 148,324	4,944	11,408	2.31	コンクリート 205,130	6,838	12,358	1.81
VIII	コンクリート 148,995	4,967	10,508	2.12	コンクリート 208,811	6,960	12,258	1.76
IX	コンクリート 167,665	5,589	11,358	2.03	コンクリート 228,152	7,605	14,608	1.92

(小野田社早強セメント使用)

Ⅰ。	鉄筋 64,310	2,144	2,583	1.21	鉄筋 64,310	2,144	2,633	1.23
Ⅱ。	鉄筋 116,562	3,885	4,908	1.26	鉄筋 116,562	3,885	4,908	1.26
Ⅲ。	鉄筋 161,402	5,380	7,158	1.33	鉄筋 161,402	5,380	6,733	1.26
Ⅳ。	コンクリート 192,924	6,431	9,033	1.40	鉄筋 211,254	7,042	8,958	1.27
Ⅴ。	コンクリート 193,471	6,449	9,233	1.43	鉄筋 228,858	7,629	9,233	1.21
Ⅵ。	コンクリート 166,785	5,559	12,008	2.16	コンクリート 232,518	7,751	11,258	1.45
Ⅶ。	コンクリート 203,026	6,767	12,358	1.83	コンクリート 242,311	8,077	12,258	1.52
Ⅷ。	コンクリート 214,249	7,142	13,008	1.82	コンクリート 268,627	8,954	14,358	1.60
Ⅸ。	コンクリート 238,764	7,959	14,108	1.80	コンクリート 230,274	7,679	15,908	2.07



図—1

以上を整理してみると，著者の行つた一連の総計 72 本に及ぶ鉄筋コンクリートはりだけでは限界鉄筋比以上の鉄筋コンクリートはりの破壊時の性質を知るには不足であることがわかり，鉄筋比の更に大きい3種類について，各々コンクリート強度をA，B，Cの3種類にし，各はりについてそれぞれ2本ずつ，合計18本の，前記72本と同一寸法の鉄筋コンクリートはりを追加作製し実験を行つた．その詳細は 表—4 の如くである．

これらのコンクリートの配合は表—5の如くである．

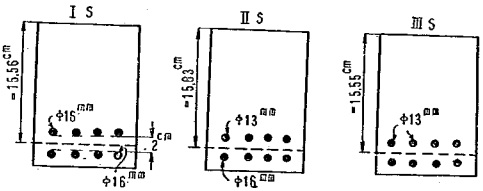
また各型式の鉄筋コンクリートはりの鉄筋配置は図—2の如くである．

表—4

はり型式	コンクリートの種類	σ_{28} (kg/cm²)	使用鉄筋本数—径	有効高さ d (cm)	鉄筋比 p
I S	A	153	6−φ13 mm 2−φ16 mm	15.65	4.78
	B	192	〃	〃	〃
	C	250	〃	〃	〃
II S	A	143	4−φ13 mm 4−φ16 mm	15.83	5.27
	B	197	〃	〃	〃
	C	224	〃	〃	〃
III S	A	153	2−φ13 mm 6−φ16 mm	15.55	5.91
	B	201	〃	〃	〃
	C	219	〃	〃	〃

表—5

コンクリートの種類	w/c	セメント量 (kg/m³)	骨材の量 (kg/m³) 総計	砂	砂利	G/s=1.6 内20～10	内10～5
A	74.0	273	1885	725	1160	696	464
B	68.3	296	1867	718	1149	689	460
C	61.9	326	1842	708	1134	680	454



図—2

以上の追加鉄筋コンクリートはりは何れも材令28日で試験を行い，その試験結果は 表—6 の如くである．なお，従来の弾性理論による計算破壊荷重すなわちコンクリートの圧潰による破壊荷重をも併記した．

以上の追加鉄筋コンクリートはりについて，実測破壊荷重と，弾性理論による計算破壊荷重とを比較するために既述の 図—1 に併記して図示した．

すなわち，現在用いられている弾性理論に基づく設計計算式では，あらゆる鉄筋比を有する鉄筋コンクリートはりすべてに一様の安全率を期待することができない．

わが国では従来鉄筋コンクリートはりの設計計算には弾性係数比 n の値としては，$n=15$ として一定値を用いている．しかるに弾性係数比 n の値はコンクリートの諸性質によつてその値を異にすることは勿論である．米国ではわが国より一歩進んで n の値をコンクリートの圧縮強度の函数として $n=\frac{2109}{\sigma_c}$ kg/cm² という式を用いている．

米国におけるこの方法を著者の実験結果に用いて，計算破壊荷重と実際破壊荷重との相違を調べてみると，

表—6

型　　式	コンクリートの種類	弾性理論による計算破壊荷重 (kg)	実測破壊荷重 (kg)
I S	A	5,148	13,600 12,100
	B	6,488	14,900 14,370
	C	8,480	15,350 15,570
I S	A	4,655	11,800 10,950
	B	6,977	14,000 14,050
	C	7,933	16,400 16,150
I S	A	5,367	11,850 11,650
	B	7,050	13,920 13,500
	C	7,682	16,000 14,900

n の値の多少の変化ではそう違わないことがわかる．すなわち，弾性係数比 n の値を変化させても実際の破壊荷重に一致するような計算破壊荷重を求めることはできないことがわかる．

II 鉄筋コンクリートはりの破壊時におけるコンクリートの曲げ圧縮応力度

鉄筋コンクリートはりの圧縮部分における最大ひずみについては種々の意見がある．著者はコンクリートの強度の函数として表わし，之を使用することとした．Eivind Hoenestad 氏[1] は鉄筋コンクリートはりの最大ひずみは圧縮試験用標準供試体の最大ひずみの2倍程度であるといい，S. Whitney 氏[2] は鉄筋コンクリートはりの最大ひずみは標準供試体の最大ひずみの 2~3 倍であるといい，また鉄筋コンクリートはりの最大ひずみは 0.002 以上になるという人もあり，[3] 多数の研究者によつて提案されているが，未だ結論をえていない．

又一方，鉄筋コンクリートはりの圧縮側における最大曲げ圧縮応力度については，Saliger 氏は角柱供試体の強度以上の強度にはなりえないと提案しており，Schreyer 氏，Melan 氏等は正立方体供試体の強度に達するといい，Brandtzæg 氏，Bittner 氏，Whitney 氏，Cox 氏等は円柱形標準供試体の強度としている．G. Anderson 氏は鉄筋コンクリートはりの曲げ圧縮応力の分布と円柱形供試体の応力分布とあまり変らないという説[4] を述べている．

しかるに一方これらと大に趣を異にする理論や実験結果がある．

1) Eivind Hoenestand ; Inelastic Behavior in Tests of Eccentrically Loaded Short Reinforced Concrete Columns, A.C.I. Journal, Oct., 1952.

2) S. Whitney ; Skepticism Regarding the Plastic Theory of Design, A.C.I. Journal, Nov., 1943.

3) Skepticism Regarding the Plastic Theory of Design, A.C.I. Journal, Sept., 1951.

4) G. Anderson ; Skepticism Regarding the Plastic Theory of Design, A.C.I. Journal, Feb., 1951.

高橋逸夫博士の説[5]によれば，鉄筋コンクリートはりの圧縮側コンクリートが破壊する場合には，最大応力度をうける所は圧縮側の一部分に過ぎないから，立方体供試体の強度より大きな応力度に達しうるものと想像されるとされている。

又，S. A. Herr 氏は鉄筋コンクリートはりの曲げ圧縮応力度は円柱形供試体の強度の 1.37～1.44 倍になることを実験的に証明している.[6]

又，木村二郎氏によると，[7] 供試体の両端面にフエルトをはさんだ場合に応力が最もよく等布され，信頼すべき結果がえられると提案しており，普通の状態で試験した場合より 1.5 倍以上になつている.

以上の結果から考えると鉄筋コンクリートはりにおける最大曲げ圧縮応力度は，円柱形供試体の強度の 1.2～1.3 倍程度に考えても差支えないものと思われる.

一方，著者の一連の鉄筋コンクリートはりの実験結果から，最大曲げ圧縮応力度は円柱形供試体の強度のどれ位に当るかをしらべてみた.

今，鉄筋コンクリートはりの最大曲げ圧縮応力度を σ_c を以て表わし，相対応力度値を σ_r，最大曲げ圧縮応力度を円柱形供試体の強度 σ の α 倍で表わせば，内力によるモーメント M_i は，

$$M_i = vx\,\sigma_c\,bz = vxbz\,\alpha\sigma_r\sigma$$

となり，これが外力によるモーメントと等しくなければならないから，

$$\alpha\sigma = \frac{M_i}{vxbz\,\sigma_r}$$

から $\alpha\sigma$ の値が求まり，一方円柱形標準供試体の強度 σ の実験値があるので α の値が求まる.

σ_r などの値については実験中測定した鉄筋コンクリートはりのひずみを基にして，つぎのような仮定の下に α を求めた.

(1) v を求めるには，鉄筋コンクリートはりのひずみが，円柱形標準供試体を圧縮したときの最大応力度に達するときのひずみ以上でも，応力度はそのままである.

(2) x はひずみを測定して求めた中立軸より上縁までの距離とする.

(3) z は v 及び x より求める.

(4) σ_r が小さいと甚しく誤差が入るので IV 型以上の鉄筋コンクリートはりについて行う.

かくして求めた α の値を整理して度数分布図をつくつてみると，図—3 の如くなり，これからも α=1.2～1.3 程度に考えて差支えないことがわかる.

α の値	回数	全回数に対する百分率 % (10 / 20 / 30)
0.86 ～ 0.95	4	2.777
0.96 ～ 1.05	7	4.861
1.06 ～ 1.15	12	8.333
1.16 ～ 1.25	38	26.388
1.26 ～ 1.35	38	26.388
1.36 ～ 1.45	16	11.111
1.46 ～ 1.55	14	9.722
1.56 ～ 1.65	8	5.555
1.66 ～ 1.75	2	1.389
1.76 ～ 1.85	3	2.083
1.86 ～ 1.95	1	0.694
1.96 ～ 2.05	1	0.694

図—3

5) 高橋逸夫；コンクリートの弾性係数に就いて，土木学会誌，33巻3号

6) Sester A. Herr ; Studies of Compressive Stress Distribution in Simply Reinforced Concrete near the point of Failure, Proceedings of Highway Research Board, 1950.

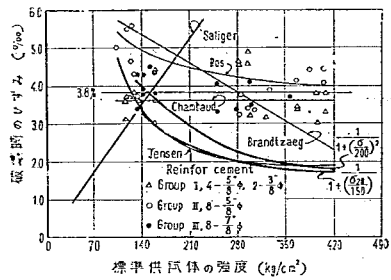
7) 木村二郎；土木学会誌，17巻8号

III 鉄筋コンクリートはりの破壊時におけるコンクリートのひずみ

鉄筋コンクリートはりの破壊時のひずみについては，前にも述べたが，既往の研究によると，強度の大きなコンクリートは強度の弱いコンクリートよりも，破壊時のひずみは小さいと云われている．Brandtzæg 氏は立方体の供試体では強度の大きいコンクリートの方が小さいコンクリートより，ひずみが大きく，鉄筋コンクリートはりの圧縮側のひずみはその逆であるといつている．

この鉄筋コンクリートはりの破壊時の最大ひずみについては図—4 の如く種々の異論がある．

N. J. Renger 氏[8] は軸方向鉄筋のないただ帯鉄筋だけを挿入したコンクリート柱について，破壊強度及び破壊時のひずみ度を測定しているが表—7 の如くである．



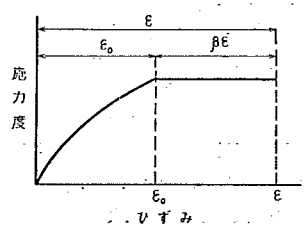
図—4

表—7

コンクリートの種類		φ7 mm 帯鉄筋間隔 (cm) ∞	20	10	5
種類 I	破壊強度 kg/cm²	288	278	300	315
	破壊ひずみ度 10^{-3}	1.41	1.59	1.89	2.38
種類 II	破壊強度 kg/cm²	138	138	142	172
	破壊ひずみ度 10^{-3}	0.89	1.24	1.64	>3.00

これからみると，帯鉄筋を密に使えば強度も増大するが，更に著しいのは破壊時のひずみの増大である．

よつて本論文ではコンクリートの強度に応じてどれ位のひずみをとることにするかが問題であつて，図—4 に最も妥当と思われる曲線を画き 図—5 に示す如き β の値を用いて簡単な実用的の式を求めれば，鉄筋コンクリートはりの中央部分にスターラップのあるものには，



図—5

$$\beta=\frac{1}{1+\left(\frac{\sigma}{200}\right)^2} \quad \cdots\cdots(1)$$

となり，鉄筋コンクリートはりの中央部分にスターラップのないものには，

$$\beta=\frac{1}{1+\left(\frac{\sigma}{150}\right)^2} \quad \cdots\cdots(2)$$

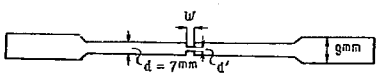
8) N. J. Rengers ; Abhandlungen d., I. V. B. H., 1932.

となり，本論文にはこの β の値を使用することとした．なお，この β の値の算出には $\varepsilon_0=15\times10^{-4}$ とした．

この β は Brandtzæg および Jensen 氏の考を取入れたもので，スターラップのある場合には，表—7 に示す Rengers 氏の実験結果を考に入れた．

IV　鉄筋コンクリートはりにおける亀裂の影響

鉄筋コンクリートはりにおいて，せん断力が働かない部分でも，亀裂が発生すると，亀裂の箇所ではコンクリートは引張力を受けもつことができないが，その他の部分では，コンクリートは鉄筋と共力して引張力を受けもつことができる．しかし，上のような作用をするためには鉄筋とコンクリートとが十分に附着していることが必要である．このように亀裂の入つた部分での鉄筋の性質は，切り込みのある棒鋼を引張つた場合と同じように考えられる．これについては，黒田正夫氏[9]，中西不二夫氏[10]，J. Marein 及び F. D. Cotterman 氏[11] 等の研究もあるが著者は特に試験片を作製して実験を行つた．



図—6

棒鋼の断面が急変して，一様な応力分布をしないときに鋼の降伏点強度がどう変化するかについて実験した．図—6 の如く直径 9 mm の丸鋼から供試片を作製した．その試験結果は 表—8 の如くであつた．

表—8

$\frac{d'}{d}$	w (mm)	降伏点強度
1	0	3120 kg/cm² = K
0.9	0.62	1.27 K
0.9	1.0	1.28 K
0.93	2.0	1.08 K
0.94	4.7	1.05 K
0.83	0.62	1.33 K

従つて鉄筋コンクリートはりの鉄筋比が小さく，はりの引張側に生じた亀裂が急激に発達するような場合，十分な附着が働いたとしても，降伏点強度の上昇は 20%～30% 程度あるものと思われる．

従つて鉄筋の実際のひずみは変化しており，亀裂箇所では最大で，亀裂間の中央では最小である．

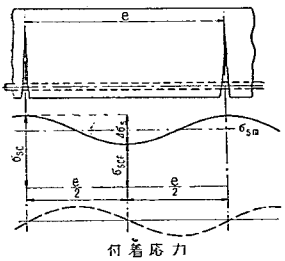
一般的に云つて，破壊の際の鉄筋の終極応力度は鉄筋の形状，径，表面の状態などに影響されることは十分うなずかれる．更に鉄筋比の甚だ小さい場合を除いては鉄筋とコンクリートとの附着力が破壊されるのは，亀裂の極く近辺であることは，多数の実験から認められている．

従つて鉄筋コンクリートはりに亀裂が生じた場合，鉄筋応力度，附着応力度については図—7 の如き分布が

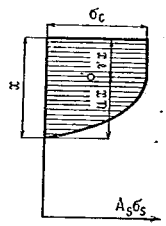
9) 黒田正夫；軟鋼の降伏点発生機構，理化学研究所彙報，第 17 輯 12 号

10) 中西不二夫；鋳鉄はりの曲げによる破壊について，機械学会誌，36 巻 195 号

11) Joseph Marein, F. D. Cotterman ; Experiments on Plastic Bending for Aluminium Alloy 17S—T ; Proc., A.S.T.M., Vol. 43, 1943.



図—7



図—8

考えられる.

今断面における一般的記号を 図—8 の如く用いれば，亀裂箇所では

$$M=A_s\sigma_{sc}(d-\gamma_1 x_1) \cdots\cdots (3)$$

であり中央部では

$$M=A_s\sigma_{scF}(d-\gamma_2 x_2)+T'z' \cdots\cdots (4)$$

である.

実際には x_1 と x_2 とは異なるが，近似的には $x_1=x_2=x$ と考えられる．また，γ についても同様に $\gamma_1=\gamma_2=\gamma$ とおくことができる．従つて，

$$A_s(d-\gamma x)(\sigma_{sc}-\sigma_{scF})=T'z'=v_2(-hx)b\,\sigma_{ct}z'$$

$$\therefore\ \Delta\sigma_s=\sigma_{sc}-\sigma_{scF}=\frac{v_2(h-x)b\,\sigma_{ct}z'}{A_s(d-\gamma x)} \cdots\cdots (5)$$

今 $v_2=0.832$ は既述の如くであり，$h=1.1d$，$\sigma_{ct}=\frac{1}{10}\sigma$ とすると，式 (5) は

$$\Delta\sigma_s=\frac{0.832(1.1d-x)b\frac{\sigma}{10}z'}{pbd(d-\gamma x)}$$

となる.

一方平衡条件から，

$$\{v_0+(1-v_0)\beta\}bx\,\sigma_c=pbd\,\sigma_{sc}$$

であるから，

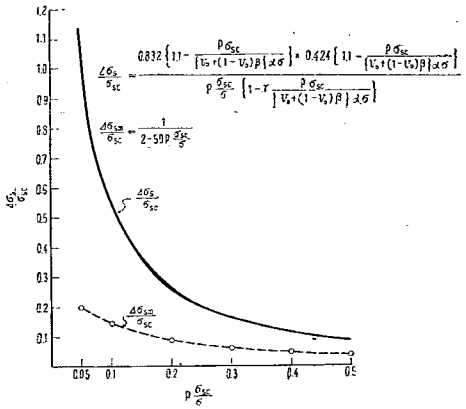
$$x=\frac{p\sigma_{sc}}{\{v_0+(1-v_0)\beta\}\sigma_c}d$$

であり，これと，$z'=0.424(1.1d-x)$ 及び $\sigma_c=\alpha\sigma$ を用いて，

$$\frac{\Delta\sigma_s}{\sigma_{sc}}=\frac{0.0832\left\{1.1-\frac{p\sigma_{sc}}{\{v_0+(1-v_0)\beta\}\alpha\sigma}\right\}\times 0.424\left\{1.1-\frac{p\sigma_{sc}}{\{v_0+(1-v_0)\beta\}\alpha\sigma}\right\}}{p\frac{\sigma_{sc}}{\sigma}\left\{1-\gamma\frac{p\sigma_{sc}}{\{v_0+(1-v_0)\beta\}\alpha\sigma}\right\}} \cdots\cdots (6)$$

をうる.

従つて $\Delta\sigma_s/\sigma_{sc}$ は β 及び $p\dfrac{\sigma_{sc}}{\sigma}$ の函数であることがわかり，β の種々の値についてこの関係を求めると 図—9 の如くなる．



図—9

鉄筋の応力度に関する上記の仮定が成立するためには $\Delta\sigma_s$ を附着力によつてコンクリートに伝達する必要がある．附着応力度の分布を 図—7 の点線の如く仮定すると，

$$A_s\,\Delta\sigma_s = \frac{A_s}{\frac{\pi D^2}{4}} \times \frac{\pi D^2}{4} \times \Delta\sigma_s = \frac{A_s}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot \pi D \cdot \frac{1}{4} e\,\tau_1$$

となり，D は鉄筋の直径である．

$$\therefore \quad \Delta\sigma_s = \frac{e}{D}\tau_1 \cdots\cdots (7)$$

従つて鉄筋の引張応力度は，図—7 のように波状形になりその最大値は亀裂の点にある．また，鉄筋のひずみを求めるための平均の鉄筋応力度は，

$$\sigma_{sm} = \sigma_{sc} - \Delta\sigma_{sm} \cdots\cdots (8)$$

であり，$\Delta\sigma_{sm} \fallingdotseq \dfrac{1}{2}\Delta\sigma_s$ と考えられる．

しかし，鉄筋比の小さいはりなどでは亀裂の幅も大きく，附着力も亀裂の周辺では破壊されることを考慮すると，近似的には次の如く考えられる．

$$\frac{\Delta\sigma_{sm}}{\sigma_{sc}} = \frac{1}{2+50p\frac{\sigma_{sc}}{\sigma}} \cdots\cdots (9)$$

V　鉄筋コンクリートはりの破壊荷重

鉄筋コンクリートはりの破壊の場合，鉄筋の応力度 σ_s の大小によつて鉄筋の降伏点強度 σ_{sy} と比較することによつて，次の3つの場合が考えられる．

（1） $\sigma_s>\sigma_{sy}$　限界鉄筋比以下の場合

（2） $\sigma_s=\sigma_{sy}$　限界鉄筋比の場合

（3） $\sigma_s<\sigma_{sy}$　限界鉄筋比以上の場合

（1） $\sigma_s>\sigma_{sy}$ の場合

鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリートはりの場合には，コンクリートの曲げ圧縮応力度が最大値に達しないで，鉄筋コンクリートはりが破壊することも考えられる．

従つて亀裂のある断面について考えると，

$$M=A_s\,\sigma_{sc}\,z=A_s\,\sigma_{sc}(d-\gamma x)\cdots\cdots(10)$$

であり，平衡条件から $vbx\,\sigma_r\sigma_{28}=A_s\,\sigma_{sc}$ であるから

$$x=\frac{A_s\,\sigma_{sc}}{vb\,\sigma_r\sigma}$$

となる．

鉄筋応力度が鉄筋の降伏点強度以上に達して破壊する場合には，$\sigma_{sm}>\sigma_{sy}$ と考えられる．

$$\sigma_{sm}=\sigma_{sc}-\Delta\sigma_{sm}=\sigma_{sc}\left(1-\frac{1}{2+50p\frac{\sigma_{sc}}{\sigma}}\right)$$

$$\therefore\quad \sigma_{sc}=\frac{\sigma_{sm}}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sc}}{\sigma}}}\cdots\cdots(11)$$

上式は実用上次のように考えても差支えない．

$$\sigma_{sc}=\frac{\sigma_{sm}}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sm}}{\sigma}}}$$

この場合には $\sigma_{sm}>\sigma_{sy}$ であるから，

$$\sigma_{sc}=\frac{\sigma_{sy}}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}$$

従つて式 (10) は，

$$M=pbd^2\frac{\sigma_{sy}}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}\left[1-\frac{\gamma}{\alpha v\sigma_r}\frac{1}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\right]$$

$$\therefore\frac{M}{bd^2\sigma}=\frac{p\,\sigma_{sy}}{\sigma}\frac{1}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}\left[1-\frac{\gamma}{\alpha v\sigma_r}\frac{1}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\right]\cdots(12)$$

一般に鉄筋コンクリートはりが破壊するとき，鉄筋の降伏による場合でも，圧縮側のコンクリートの圧潰が

主な原因である．また，コンクリートが破壊しないとしても $\frac{\gamma}{\alpha_v \sigma_r}$ の値は実用的には 0.4 と考えてよい．従って，

$$\frac{M}{bd^2\sigma}=p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\frac{1}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}\left[1-0.4\frac{1}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\right] \quad \cdots\cdots(13)$$

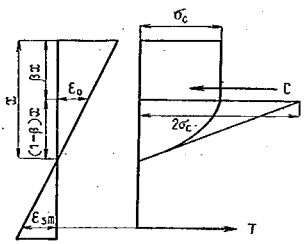
が鉄筋コンクリートはりの破壊時の曲げモーメントを求める式となる．これより破壊荷重を求める．

(2)　$\sigma_s=\sigma_{sy}$ の場合，限界鉄筋比について

平衡の条件より

$$\frac{x}{d}=\frac{p_0\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}{\alpha' v_0+(1-v_0)\beta\}\times\left\{1-\dfrac{1}{2+50p_0\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}\right\}} \quad \cdots\cdots(14)$$

図—10 の関係を用いて，平面保持の条件から，鉄筋とコンクリートとの弾性係数比を n とすると，



図—10

$$\frac{(1-\beta)x}{d-x}=\frac{\dfrac{2\sigma_c}{E_c}}{\dfrac{\sigma_{sy}}{E_s}}=\frac{2\sigma_c}{\sigma_{sy}}\frac{E_s}{E_c}=2\frac{\alpha\sigma}{\sigma_{sy}}n$$

従って，

$$2\alpha\sigma n(d-x)=\sigma_{sy}(1-\beta)x$$

$$2\alpha\sigma nd=\{\sigma_{sy}(1-\beta)+2\alpha\sigma n\}x$$

$$\therefore\quad \frac{x}{d}=\frac{2\alpha\sigma n}{\sigma_{sy}(1-\beta)+2\alpha\sigma n}=\frac{1}{\dfrac{\sigma_{sy}(1-\beta)}{2\alpha\sigma n}+1} \quad \cdots\cdots(15)$$

なる関係がえられるので，式 (14) と式 (15) とから次式がえられる．

$$p_0\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}=K=\frac{\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}\left\{1-\dfrac{1}{2+50p_0\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}\right\}}{\dfrac{\sigma_{sy}(1-\beta)}{2\alpha\sigma n}+1}$$

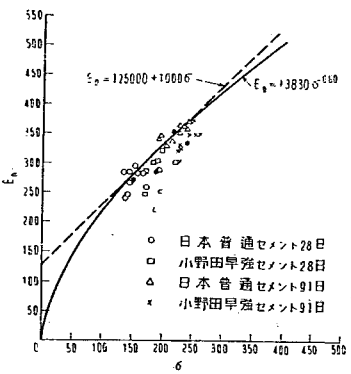
しかるに，$p_0\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\fallingdotseq 0.4\sim0.7$ であるから，$1-\dfrac{1}{2+50p_0\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}}$ の値は 0.955～0.923 の間にあり，大体

平均値として 0.94 とすることができる．従つて

$$p_0\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}=K=\frac{0.94\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{\dfrac{\sigma_{sy}(1-\beta)}{2\alpha\sigma n}+1} \quad \cdots\cdots(16)$$

上式中に弾性係数比 n の値が入つているが，これについては特別の考慮を払わなければならない．

Stanton Walker 氏[12] は，一般に使用されるコンクリートの E_0 として $E_0=40,000\,\sigma^{0.60}\ lb/in^2$，すなわち $E_0=13830\,\sigma^{0.60}\ kg/cm^2$ と云つている．著者の実験によると，既述のように E_0 は次の如くなる．



図—11

$E_{0\,N28}=1798\times\sigma$ kg/cm²

$E_{0\,N91}=1594\times\sigma$ 〃

$E_{0\,O28}=1494\times\sigma$ 〃

$E_{0\,O91}=1392\times\sigma$ 〃

Stanton Walker 氏の E_0 と σ_{28} との関係及び著者の求めたそれらの関係を図示すると 図—11 の如くで，著者の実験結果と Walker 氏の実験結果と比較すると，日本社の普通セメントを使用した場合は極めてよく一致し，小野田社の早強セメントを使用した場合は幾分異なるが，何れの場合においても，Stanton Walker 氏の実験値を採用しても大過ないものと思われる．

一般に鉄筋コンクリート用コンクリートの強度は，150～300 kg/cm² 位であるが，この範囲内では 図—11 からもわかるように $E_0=125000+1000\sigma$ kg/cm² と考えてよい．

従つて，

$$n=\frac{E_s}{E_0}=\frac{E_s}{125000+1000\sigma}$$

となる．

鉄筋コンクリートはりの場合には σ の α 倍になるから，

$$n=\frac{E_s}{E_0}=\frac{E_s}{125000+1000\alpha\sigma} \quad \cdots\cdots(17)$$

となる．

著者の行つた一連の鉄筋コンクリートはりについて，著者の提案式，式—(16) を用い，また既往の各研究者の提案式により限界鉄筋比を求めると 表—9 の如くなる．ただし，式—(16) で，$\alpha=1.3$，$\beta=\dfrac{1}{1+\left(\dfrac{\sigma}{200}\right)^2}$ を使用した場合である．

著者の実験結果から他の研究者の提案を批判すれば限界鉄筋比は皆幾分小さいようである．Cox 氏の実験については明らかではないが，Whitney 氏の提案は高級鋼を使用して実験したためと思われ，また Lash 及

12) Stanton Walker ; Modulus of Elasticity of Concrete, Proc, A.S.T.M., 1919.

表—9

鉄筋コンクリートはりの種類	σ (kg/cm²)	著者の式(16) (%)	Jensen 氏 (%)	Whitney氏 (%)	Cox 氏 (%)	Lash 及び Brison 氏 (%)	$n=15$ による従来の弾性理論(%)
N_4	151	3.46	2.69	2.09	2.15	2.44	0.93
O_4	191	4.05	2.98	2.64	2.72	2.82	1.34
N_{13}	221	4.28	3.19	3.05	3.15	3.10	1.68
O_{13}	240	4.49	3.30	3.32	3.42	3.29	1.99

び Brison 氏の実験結果について，著者の提案式で破壊曲げモーメントを求めたが，非常によく一致している点からみても，著者の提案式により十分 Lash及びBrison 氏の実験も理解できる．

（3） $\sigma_s<\sigma_{sy}$ の場合，すなわち $p>p_0$ の場合

平面保持の法則から，

$$\frac{x}{d}=k=\frac{1}{\frac{\sigma_{sm}(1-\beta)}{2\alpha\sigma n}+1} \quad \cdots\cdots(15)$$

となり，また平衡の条件から

$$\frac{x}{d}=k=p\frac{\sigma_{sm}}{\sigma}\frac{1}{\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}\times\left\{1-\frac{1}{2+50p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}}\right\}} \quad \cdots\cdots(18)$$

となる．しかるに $p>p_0$ の場合は，実用上，$\frac{1}{2+50p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}}\fallingdotseq 0$ と考えても差支えない．

従つて式 (18) は次の如くなる．

$$k=p\frac{\sigma_{sc}}{\sigma}\frac{1}{\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}} \quad \cdots\cdots(19)$$

従つて式 (15)，式 (19) より

$$k=\frac{-1+\sqrt{1+2\frac{\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{pn}(1-\beta)}}{\frac{\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{pn}(1-\beta)} \quad \cdots\cdots(20)$$

となり，この k の値を用いて，破壊荷重を求める式は次式の如くなる．

$$\frac{M}{bd^2\sigma}=\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}k(1-\gamma k) \quad \cdots\cdots(21)$$

$E_0=\left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right)_{\varepsilon=0}=\alpha\sigma\times0.18\times10^4$ はコンクリートの強度が 150 kg/cm² 程度のものについて求めた式であるが，各強度のコンクリートについて著者の求めた弾性係数の値を包含するような $n=\frac{E_s}{E_0}=\frac{E_s}{12500+100\alpha\sigma}$ を求め，土木構造物の特別の場合である鉄筋の多いはりの場合にはこれから求めた n を使用した．

VI 鉄筋コンクリートはりの破壊荷重の実用式の提案

鉄筋コンクリートはりの破壊荷重を求めるのに，その鉄筋コンクリートはりの鉄筋比が限界鉄筋比 p_0 より小さい場合と，大きい場合とに分けて，それぞれ次式を提案する．

(1) 鉄筋比 p が限界鉄筋比 p_0 より小さい場合

$$\frac{M}{bd^2\sigma}=p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\cdot\frac{1}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}\left[1-0.4\cdot\frac{1}{1-\dfrac{1}{2+50p\dfrac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}\,p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\right]$$

(2) 鉄筋比 p が限界鉄筋比 p_0 より大きい場合

$$\frac{M}{bd^2\sigma}=\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}k(1-\gamma k)$$

ただし，

$$k=\frac{-1+\sqrt{1+2\dfrac{\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{pn}(1-\beta)}}{\dfrac{\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{pn}(1-\beta)}$$

(3) 限界鉄筋比

$$p_0\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}=\frac{0.94\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{\dfrac{\sigma_{sy}(1-\beta)}{2\alpha\sigma n}+1}$$

これらの式を用いて，著者が行つた一連の鉄筋コンクリートはりの破壊時の曲げモーメント M をもとにした $\frac{M}{bd^2\sigma}$ の，著者の提案式による計算値と実験結果による実測値とを比較すると表—10, 11, 12, 13, 14 の如くである．これらの内鉄筋比が限界鉄筋比 p_0 以上の場合は，日本社普通セメントを使用した材令 28 日の N型1種と，追加実験を行つたものだけである。

表—10 (日本社普通セメント，材令4週)

型式		p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$実測値	実測値/計算値
I型	No. 1	0.0044	143	3120	0.096	0.108	—	—
	No. 2						0.106	0.981
II型	No. 5	0.00838	164	〃	0.159	0.164	0.161	0.982
	No. 6						0.197	1.201
III型	No. 9	0.01184	173	〃	0.214	0.210	0.208	0.990
	No. 10						0.207	0.986
IV型	No. 13	0.01578	145	〃	0.340	0.307	0.337	1.097
	No. 14						0.321	1.046
V型	No. 17	0.01971	145	〃	0.424	0.365	0.394	1.078
	No. 18						0.429	1.164
VI型	No. 21	0.02399	154	〃	0.486	0.403	0.469	1.164
	No. 22						0.437	1.084
VII型	No. 25	0.02630	141	〃	0.582	0.456	0.535	1.173
	No. 26						0.540	1.184
VII型	No. 29	0.03084	137	3300	0.743	0.530	0.493	0.930
	No. 30						0.527	0.994

$p > p_0$

型式		p	σ	σ_{sy}	$\frac{x}{d}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 実測値	実測値/計算値
IX型	No. 33	0.03877	154	3300	0.705	0.552	0.527	0.960
	No. 34						0.527	0.960

表—11 (小野田社早強セメント，材令4週)

型式		p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 実測値	実測値/計算値
I型	No. 1	0.0044	171	3120	0.080	0.092	0.088	0.957
	No. 2						0.086	0.937
II型	No. 5	0.00838	190	〃	0.138	0.146	0.150	1.027
	No. 6						0.152	1.041
III型	No. 9	0.01184	190	〃	0.194	0.194	0.224	1.155
	No. 10						0.219	1.129
IV型	No. 13	0.01578	184	〃	0.268	0.253	0.291	1.150
	No. 14						0.285	1.126
V型	No. 17	0.01971	197	〃	0.312	0.287	0.307	1.070
	No. 18						0.316	1.101
VI型	No. 21	0.02399	170	〃	0.440	0.375	0.486	1.300
	No. 22						0.497	1.325
VII型	No. 25	0.02630	193	〃	0.425	0.365	0.425	1.164
	No. 26						0.425	1.164
VIII型	No. 29	0.03084	197	3300	0.517	0.422	0.444	1.052
	No. 30						0.434	1.028
IX型	No. 33	0.03877	225	〃	0.569	0.450	0.424	0.942
	No. 34						0.488	1.084

表—12 (日本社普通セメント，材令13週)

型式		p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 実測値	実測値/計算値
I型	No. 3	0.0044	228	3120	0.060	0.072	0.0671	0.931
	No. 4						0.0621	0.862
II型	No. 7	0.00838	234	〃	0.112	0.122	0.121	0.992
	No. 8						0.115	0.943
III型	No. 11	0.01184	247	〃	0.150	0.167	0.148	0.886
	No. 12						0.155	0.928
IV型	No. 15	0.01578	230	〃	0.214	0.210	0.219	1.042
	No. 16						0.232	1.105
V型	No. 19	0.01971	207	〃	0.297	0.276	0.307	1.112
	No. 20						0.316	1.145
VI型	No. 23	0.02399	241	〃	0.311	0.286	0.314	1.099
	No. 24						0.300	1.048
VII型	No. 27	0.02630	195	〃	0.421	0.363	0.421	1.159
	No. 28						0.421	1.159
VIII型	No. 31	0.03084	192	3300	0.530	0.425	0.421	0.891
	No. 32						0.428	1.007
IX型	No. 35	0.03877	215	〃	0.595	0.423	0.377	0.891
	No. 36						0.494	1.176

表—13 (小野田社早強セメント，材令13週)

型 式		p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 実測値	実測値/計算値
I型	No. 3	0.0044	225	3120	0.061	0.073	0.0654	0.90
	No. 4						0.0692	0.95
II型	No. 7	0.00838	234	〃	0.112	0.122	0.124	1.02
	No. 8						0.121	0.99
III型	No. 11	0.01184	261	〃	0.142	0.150	0.147	0.98
	No. 12						0.156	1.04
IV型	No. 15	0.01578	251	〃	0.196	0.196	0.209	1.07
	No. 16						0.209	1.07
V型	No. 19	0.01971	253	〃	0.243	0.233	0.239	1.03
	No. 20						0.240	1.03
VI型	No. 23	0.02399	237	〃	0.316	0.290	0.334	1.15
	No. 24						0.328	1.13
VII型	No. 27	0.02630	237	〃	0.346	0.312	0.346	1.11
	No. 28						0.341	1.09
VIII型	No. 31	0.03084	247	3300	0.412	0.356	0.386	1.08
	No. 32						0.386	1.08
IX型	No. 35	0.03877	217	〃	0.590	0.460	0.522	1.13
	No. 36						0.525	1.14

表—14 ($p > p_0$； 追加実験の分，材令4週)

型	式	p	σ	σ_{sy}	$\frac{x}{d}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 実測値	実測値/計算値
I S	A	0.0478	153	3300	0.738	0.577	0.686	1.19
							0.611	1.06
	B	〃	192	〃	0.683	0.528	0.598	1.13
							0.577	1.09
	C	〃	250	〃	0.620	0.487	0.473	0.99
							0.480	1.00
II S	A	0.0527	143	〃	0.758	0.579	0.623	1.08
							0.579	1.00
	B	〃	197	〃	0.692	0.531	0.536	1.01
							0.538	1.02
	C	〃	224	〃	0.662	0.507	0.551	1.09
							0.543	1.07
III S	A	0.0591	153	〃	0.770	0.589	0.606	1.03
							0.596	1.01
	B	〃	201	〃	0.706	0.535	0.541	1.01
							0.525	0.98
	C	〃	219	〃	0.682	0.519	0.570	1.10
							0.531	1.02

著者が行つた一連の鉄筋コンクリートはりについての実測値と計算値との割合は上表の如くであつて，著者の提案式を用いれば，よく実験結果と一致する．追加実験の分の鉄筋コンクリートはりの α は 1.3 として計算した．

既に行われた，他の鉄筋コンクリートはりの実験結果にも合うかどうかをみてみよう．唯鉄筋コンクリートはりの実験と云つても，各種の資料が揃つているものでなければ，計算できないので一部に限定されることは

勿論である．

先ず吉田弥七氏の実験結果[13]を比較してみると表—15の如くである．すべて鉄筋比は限界鉄筋比以下の場合である．

表—15

はり番号	p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$実測値	$\frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$
C	0.0184	258	3200	0.232	0.226	0.212	0.938
B	〃	289	〃	0.207	0.205	0.195	0.951
A	〃	300	〃	0.199	0.198	0.186	0.939
F	〃	300	〃	0.199	0.198	0.186	0.939
G	〃	324	〃	0.185	0.187	0.172	0.920
E	〃	358	〃	0.167	0.171	0.153	0.895

また，Inge Lyse 氏の実験結果[14]に著者の破壊荷重を求める提案式を用いて比較してみると表—16の如くである．鉄筋比は何れも限界鉄筋比以下の場合である．

表—16

はり番号	p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$実測値	$\frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$
2	0.0113	196	3304	0.191	0.192	0.187	0.974
3	0.01153	190	3234	0.197	0.197	0.193	0.980
5	0.00716	189	3979	0.150	0.156	0.177	1.135
6	0.00755	196	3340	0.129	0.138	0.168	1.217
7	0.00754	186	3515	0.143	0.151	0.177	1.176
9	0.00332	203	3234	0.053	0.065	0.077	1.181
10	0.00303	197	3867	0.060	0.069	0.081	1.167
11	0.00336	183	5273	0.097	0.109	0.127	1.169
12	0.00343	238	6714	0.097	0.109	0.116	1.060
21	0.01402	218	3733	0.240	0.231	0.238	1.029
22	0.01328	221	3410	0.205	0.203	0.201	0.991
23	0.01490	217	3312	0.228	0.222	0.213	0.962
24	0.01320	219	3536	0.214	0.210	0.217	1.034
25	0.01153	217	3304	0.175	0.178	0.184	1.034
26	0.00980	211	3515	0.163	0.168	0.197	1.176
28	0.02140	225	2739	0.260	0.247	0.250	1.013
29	0.00770	370	6539	0.136	0.145	0.142	0.979
31	0.0160	202	3326	0.266	0.252	0.255	1.012
32	0.00725	404	3515	0.063	0.076	0.077	1.016

以上の如く吉田弥七氏の実験結果にも，Inge Lyse 氏（1936年の分）の実験結果にも極めてよく一致する．

13) 吉田弥七： 鉄筋コンクリート梁設計法の根本概念について，セメント技術年報，昭和27年

14) Inge Lyse： A Study of Reinforcement in Concrete Slabs, A. C. I. Journal, Sep.—Oct., 1936.

次に最近発表になつた Lash 氏及び Brison 氏の実験結果[15] に著者の提案式を応用すれば表—17の如くである.

表—17

はり番号	p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$実測値	$\frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$
4401	0.0114	304	2714	0.102	0.113	0.112	0.99
4402	0.0145	304	2791	0.133	0.142	0.127	0.89
4403	0.0231	335	3058	0.211	0.208	0.239	1.15
4404	0.0235	304	2573	0.199	0.198	0.175	0.88
4405	0.0300	335	3094	0.277	0.265	0.307	1.16
4406	0.0316	304	2791	0.290	0.270	0.251	0.93
4407	0.0367	282	2869	0.373	0.330	0.318	0.96
4408	0.0471	304	3051	0.473	0.395	0.361	0.91
4501	0.0119	350	2714	0.092	0.103	0.100	0.97
4502	0.0157	350	2791	0.125	0.134	0.119	0.89
4503	0.0232	350	3058	0.203	0.202	0.192	0.95
4504	0.0246	346	2573	0.183	0.184	0.172	0.93
4505	0.0296	336	3094	0.273	0.257	0.239	0.93
4506	0.0318	350	2630	0.239	0.231	0.218	0.94
4507	0.0374	301	2918	0.363	0.324	0.313	0.97
4508	0.0466	350	3058	0.407	0.354	0.321	0.91
4201	0.0118	120	2573	0.253	0.242	0.259	1.07
4202	0.0156	106	2791	0.411	0.356	0.366	1.03
4203	0.0230	131	3122	0.548	0.438	0.409	0.93
4301	0.0110	201	2573	0.141	0.149	0.151	1.01
4302	0.0150	187	2791	0.224	0.219	0.212	0.97
4303	0.0230	187	3009	0.370	0.328	0.332	1.01
4304	0.0238	186	2770	0.354	0.317	0.332	1.01
4305	0.0305	187	3150	0.514	0.419	0.399	0.95
4306	0.0298	186	2862	0.459	0.387	0.367	0.95
4307	0.0398	187	2869	0.611	0.471	0.460	0.98
4308	0.0454	225	3009	0.607	0.470	0.380	0.81

$p > p_0$

はり番号	p	σ	σ_{sy}	$\frac{a}{x}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$実測値	$\frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$
4204	0.0305	134	3084	0.639	0.473	0.487	1.03
4205	0.0400	134	2756	0.684	0.493	0.470	0.95
4206	0.0475	131	3122	0.718	0.507	0.486	0.96

また Slater 及び Inge Lyse 氏の実験結果[16] に著者の提案式を応用すれば表—18の如くである. 鉄筋比

15) S. D. Lash and J. W. Brison : The Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams, A. C. I. Journal, Feb., 1950.

16) W.A. Slater and Inge Lyse ; Compressive Strength of Concrete in Flexure as Determined from Tests of Reinforced Beams, A. C. I. Journal, 1930.

は限界鉄筋比以上である．

表—18

はり番号	p	σ	$\frac{x}{d}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 実測値	$\frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$
1	0.021	98	0.659	0.500	0.490	0.98
2	0.028	196	0.535	0.396	0.328	0.83
3	0.037	286	0.510	0.362	0.318	0.88
4	0.047	338	0.522	0.360	0.330	0.92
5	0.056	404	0.523	0.332	0.314	0.95
6	0.030	182	0.562	0.415	0.413	1.00
6 A	0.039	290	0.555	0.384	0.322	0.84
7	0.028	207	0.523	0.387	0.333	0.86
8	0.031	194	0.553	0.406	0.368	0.91
9	0.032	204	0.549	0.402	0.375	0.93
10	0.030	198	0.527	0.377	0.325	0.86
10 A	0.040	268	0.535	0.378	0.336	0.89

備考　σ_{sy} の平均値　4,556 kg/cm²

以上の如く Lash 氏及び Brison 氏の実験結果にも，Slater 氏及び Inge Lyse 氏の実験にも，著者の提案式はよく一致するのである．追加実験の分の鉄筋コンクリートはりには α の値を 1.3 として計算したが，これらの研究者の実験のうち，限界鉄筋比 p_0 より大きいはりについては α は 1.2 を使用した．この α の値については 1.2～1.3 程度であることは既に述べたが，鉄筋コンクリートはりの中央部分にスターラップがあるかないかによつて区別すべきであると思う．すなわち，中央部分にスターラップがあれば $\alpha=1.3$ を採用し，なければ $\alpha=1.2$ を採用すれば結果はよく合うのである．この理由は，鉄筋コンクリートはりの圧縮側のコンクリートを，スターラップがらせん鉄筋と同じような働らきをして締め付けるためと思われる．しかし，これも判然とした資料がないので，一般には $\alpha=1.2$ を使用すれば安全側にある．

VII　鉄筋コンクリート小型はりの実験

既述の大型鉄筋コンクリートはりでは，その製作，実験に多大の労力を要し簡単に行うわけにはゆかない．そこで，鉄筋コンクリートはりのはり幅，高さなどを変えた場合の実験結果を調べるために，簡単な小型の鉄筋コンクリートはりを用いて実験を行つた．

この鉄筋コンクリートはりに用いる鉄筋量は表—19 の如く変え，10 種類の形式の異なる鉄筋コンクリートはりに対して試験を行つた．これらの鉄筋コンクリートはりの配筋は図—12 に示す通りである．

細骨材は荒川産，粗骨材は相模川産のものを使用し，粗骨材は最大粒径を 20 mm とし，5～10 mm を 40%，10～20 mm を 60 %再混合して用いた．セメントは大型鉄筋コンクリートはりに使用したと同じ，日本社の普通セメントを用い，コンクリートの配合は右の如くである．

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント重量比 w/C (%)	コンクリート 1m³ 当セメント使用量 (kg)	粗細骨材重量比 G/S
20	8	65	300	2.0

表—19

型式	幅 b (cm)	高さ (cm)	有効高さ d (cm)	鉄筋 (mm)	鉄筋断面積 A_s (cm²)	鉄筋比 p (%)	bd
Ⅰ	10	14	12.05	3−φ9	1.91	1.585	120.5
Ⅱ	10	10	8.05	2−φ9	1.27	1.578	80.5
Ⅲ	10	5.5	4.20	2−φ6	0.57	1.357	42.0
Ⅳ	8	12	10.05	2−φ9	1.27	1.580	80.4
Ⅴ	6	8.5	6.55	2−φ6	0.57	1.357	42.0
Ⅰ′	10	11	9.05	4−φ9	2.54	2.807	90.5
Ⅱ′	10	9	7.05	3−φ9	1.91	2.909	70.5
Ⅲ′	10	6.5	4.55	2−φ9	1.27	2.791	45.5
Ⅳ′	8	10	8.05	3−φ9	1.91	2.791	68.425
Ⅴ′	7	8.5	6.55	2−φ9	1.27	2.770	45.85

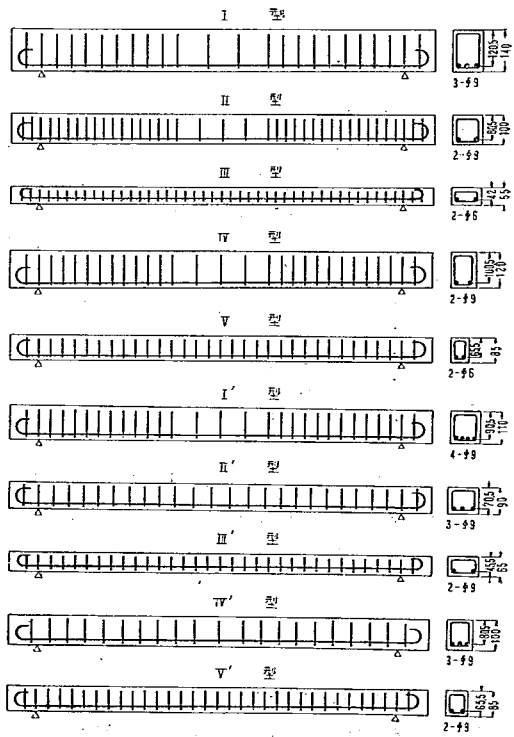
試験に供する鉄筋コンクリートはりの製作に当つてはⅠ～Ⅴ型まで各1本ずつ造り同じ型のはりはそれぞれ2本造つたので，今一回同数のはりを造つた．Ⅰ′～Ⅴ′型鉄筋コンクリート供試はりの製作方法もⅠ～Ⅴ型と全く同様である．

鉄筋コンクリート供試ばり製作の際，突固めはスターラップの間隔が小さいため一定回数を行うことはできなかつたが，各はりとも2層に詰め，各層，スランプ試験用の普通突き棒で大体，Ⅰ型110回，Ⅱ型160回，Ⅲ型200回，Ⅳ型130回，Ⅴ型130回，Ⅰ′型120回，Ⅱ′型250回，Ⅲ′型140回，Ⅳ′型220回，Ⅴ′型200回の割で行つた．

用いたコンクリートの強度試験結果は表—20の如くである．

この一連の小型鉄筋コンクリートはりの実験結果に著者の破壊荷重を求める提案式を応用して結果を比較すると表—21の如くである．何れも鉄筋比 p は限界鉄筋比 p_0 以下である．

この結果からわかるように小型鉄筋コ



図—12

表—20

型式	製作年月日	材令	圧縮強度 (kg/cm²)			平均圧縮強度 (kg cm²)	引張強さ係数 (kg/cm²)			平均引張強さ計数 (kg/cm²)	引張強さ計数/圧縮強度
Ⅰ～Ⅴ	1950年 10月2日	28日	167	164	164	165	19	18	—	18.5	1/8.9
	〃 12月11日	〃	171	167	168	169	16	19	14	16.0	1/10.6
Ⅰ′～Ⅴ′	〃 9月26日	〃	162	163	164	163	20	13	—	17.0	1/9.6
	〃 12月19日	〃	166	168	189	174	21	21	22	21.3	1/8.2

表—21

製作年月日	型式	p	σ	σ_{sy}	$p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}$	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 計算値	$\frac{M}{bd^2\sigma}$ 実測値	実測値/計算値
1950, 10～2	Ⅰ	0.01585	168	3120	0.294	0.274	0.266	0.97
	Ⅱ	0.01578	〃	〃	0.293	0.273	0.254	0.93
	Ⅲ	0.01357	〃	4900	0.346	0.312	0.307	0.98
	Ⅳ	0.01580	〃	3120	0.293	0.273	0.276	1.01
	Ⅴ	0.01450	〃	4900	0.423	0.346	0.414	0.88
1950, 12～11	Ⅰ	0.01585	〃	3120	0.294	0.274	0.266	0.97
	Ⅱ	0.01578	〃	〃	0.293	0.273	0.267	0.98
	Ⅲ	0.01357	〃	4900	0.346	0.312	0.297	0.95
	Ⅳ	0.01580	〃	3120	0.293	0.273	0.309	1.13
	Ⅴ	0.01450	〃	4900	0.423	0.364	0.399	0.91
1950, 9～26	Ⅰ′	0.02807	〃	3120	0.521	0.423	0.372	0.88
	Ⅱ′	0.02709	〃	〃	0.503	0.413	0.335	0.81
	Ⅲ′	0.02791	〃	〃	0.518	0.422	0.354	0.84
	Ⅳ′	0.02791	〃	〃	0.518	0.422	0.404	0.96
	Ⅴ′	0.02770	〃	〃	0.514	0.419	0.418	1.00
1950, 12～19	Ⅰ′	0.02807	〃	〃	0.521	0.423	0.430	1.02
	Ⅱ′	0.02709	〃	〃	0.503	0.413	0.447	1.08
	Ⅲ′	0.02791	〃	〃	0.518	0.422	0.429	1.02
	Ⅳ′	0.02791	〃	〃	0.518	0.422	0.464	1.10
	Ⅴ′	0.02770	〃	〃	0.514	0.419	0.452	1.08

ンクリートはりの実験結果に著者の提案式を応用してもよく実験結果と一致する．

また，小型鉄筋コンクリートはりの実験は，はりの幅，高さを変えた場合に，破壊荷重にどのような影響を及ぼすかを見る目的もあつたのであるが，表—21 からわかるように，はつきりした影響はみられない．

VIII 結　論

鉄筋コンクリートはりの曲げ強度は，完全弾性体に極めて近い鋼で，できたはりの曲げ強度とは著しくその趣を異にする．従つて従来の弾性理論によつて鉄筋コンクリートはりを設計したのでは，弾性よりもむしろ塑

性に近い鉄筋コンクリートはりでは，載荷された場合，従来の弾性理論で判っていた各種の性質と異なるのである．すなわち従来の弾性理論による設計では，所期の目的を達するような適正な安全率を有する鉄筋コンクリートはりを合理的に且つ経済的に，しかも簡単に設計することはできない．

よつて著者はこれを究明するべく一連の大型鉄筋コンクリートはり及び小型鉄筋コンクリートはりの系統的実験を行い，実験結果の各事項を整理し，はりの破壊の様相を明らかにし，これらを基にした鉄筋コンクリートはりの合理的な亀裂荷重及び破壊荷重を求める実用式を提案し，著者の実験結果にも，他の研究者の実験結果にもよく一致する結果を与えることを示した．

我が国は勿論，米国も英国も鉄筋コンクリートはりの設計には依然として従来の弾性理論によるように規定されているが，最近では米国でも従来の弾性理論では適確な設計ができないから，これに代る新しい方法にしなければならないと論議されている．尤も，ロシア，ブラジル，チエッコスロバキア，その他欧州の数ケ国では，既に従来の弾性理論による設計をやめて，コンクリートの塑性をもとにした新しい設計方法を採用しているところもある．

また，最近欧米各国で著しい発達を見ているプレストレスト コンクリートの設計に当つては亀裂荷重を求めることの大切なことは勿論，プレストレスト コンクリートの破壊荷重を求めるのに，従来の弾性理論によるより，この新しい方法による方が実際に近いので，既にこれを用いて多数計算されている状態である．

著者の破壊荷重を求める提案式は次の如くである．

(1) 限界鉄筋比

$$p_0\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}=\frac{0.94\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{\frac{\sigma_{sy}(1-\beta)}{2\alpha\sigma n}+1}$$

(2) 鉄筋比 p が限界鉄筋比 p_0 より小さい場合

$$\frac{M}{bd^2\sigma}=p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\cdot\frac{1}{1-\frac{1}{2+50p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}\left[1-0.4\frac{1}{1-\frac{1}{2+50p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}}}p\frac{\sigma_{sy}}{\sigma}\right]$$

(3) 鉄筋比 p が限界鉄筋比 p_0 より大きい場合

$$\frac{M}{bd^2\sigma}=\alpha\{v_0+(1-v_0)\beta\}k(1-\gamma k)$$

ただし

$$k=\frac{-1+\sqrt{1+2\frac{\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{pn}(1-\beta)}}{\frac{\{v_0+(1-v_0)\beta\}}{pn}(1-\beta)}$$

ここに $\alpha=\frac{\sigma_c}{\sigma}=1.2\sim1.3$ で 1.2 を使用すれば安全側である．

$$v_0=\frac{\int_0^{\sigma_r}\sigma d\varepsilon}{\varepsilon_0}$$

$$\beta=\frac{1}{1+\left(\frac{\sigma}{150}\right)^2}$$

σ_{sy}＝鉄筋の降伏点強度

σ＝コンクリートの強度

p＝鉄筋比

$$\gamma=\frac{v_0-\beta v_0+\frac{\beta^2}{2}-v_0(1-\beta)^2u_0}{v_0+(1-v_0)\beta}$$

$$n=\frac{E_s}{E_o}=\frac{E_s}{125000+1000\,\alpha\sigma}$$

堰堤放水管に関する研究 (2)

附　田瀬堰堤放水管の設計

建設技官　村　幸雄
建設技官　荒木正夫
建設技官　飯田隆一

(昭和 29 年 3 月)

目　次

I　総　論……(2)
〔1〕概　説……(2)
〔2〕空洞現象と許容最低圧力……(2)
〔3〕設計条件……(5)
II　放水管の一般的設計方針……(5)
〔1〕概　説……(5)
〔2〕記号説明……(7)
〔3〕剝離現象……(9)
III　放流水を堤体下流面に沿わせる必要のない放水管の設計法……(12)
〔1〕概　説……(12)
〔2〕傾斜直管放水管の諸条件式……(13)
〔3〕傾斜直管放水管の設計法……(15)
IV　放流水を堤体下流面に沿わせる放水管の基本的諸条件式……(16)
〔1〕貯水位と管内圧力……(16)
〔2〕摩擦抵抗係数と管内圧力並びに流速……(17)
〔3〕水門安全圧力と直管終端所要圧力……(18)
〔4〕動水勾配線 (断面平均)……(19)
〔5〕出口中心の下りと出口断面積並びに流量……(20)
〔6〕曲管内圧力を許容圧力以上にするための条件式……(21)
〔7〕放流水を堤体下流面に沿わせる為の条件式……(23)
〔8〕曲管中心線の曲率半径 R_0, 曲管中心長 L 及び出口の角度 α の計算式……(24)
〔9〕η の計算式……(24)
〔10〕出口中心の下りの変化の及ぼす影響……(25)
〔11〕直管長の変化の及ぼす影響……(26)
〔12〕総　括……(27)
V　放水管の一設計法 (承前)……(28)

〔1〕 管水路中心線決定法……(28)
〔2〕 管水路断面決定法……(30)
〔3〕 設計放水管の検算……(32)
VI 補遺……(34)
〔1〕 塵除格子……(34)
〔2〕 ベルマウス曲線形……(34)
〔3〕 trough ……(35)
〔4〕 deflector ……(36)
〔5〕 給気孔……(36)
〔6〕 ゲート及びバルブ……(37)
VII 設計例題……(37)
〔1〕 設計課題……(38)
〔2〕 放流水を堤体下流面に沿わせる必要のない放水管……(38)
〔3〕 放流水を堤体下流面に沿わせる放水管……(38)
VIII 結語……(40)
附録 曲管部における圧力分布……(42)
〔1〕 圧力分布……(42)
〔2〕 実験値との比較……(45)

I 緒論

〔1〕 概説

前篇においてはI型放水管（洪水調節用管水路）の実験結果並びに水理・圧力計算法について論及したが，本篇は之を承けて同型式の一般的設計法について論ずることにする．しかしながら他の構造物と同様に堰堤放水管も堰堤，使用水門等の条件並びに設計者の好みに従つて相当の変形をとり得るものであるから，之等の総ての場合を想定して設計法を樹立することは勿論不可能である．

従つて本篇の方針としては本型式の放水管に共通する基本的設計方針を示し，続いて管水路が満足すべき諸条件を提示すると共に，最も代表的なる型式として (1) 直管放水管（円形又は正方形断面） (2) 円形（正方形）水平直管から出口に向つて楕円（短形）又は円（正方形）断面に絞る放水管の2種について設計法の大要を論ずることとし，その他の変種については類推は容易であるから全部割愛した．なお，曲管部の中心線はすべて円弧であるとして論ずるけれども，水理的に見れば之は反向曲線でない限り円弧に限る必要なく，抛物線，楕円等でも別段差支えはないのであるが，煩を避ける為に他の中心曲線については触れないことにした．又末尾に附録として，曲管部における圧力分布について論ずることにする．

まず準備として放水管の死命を制する空洞現象の本質について，現在信ぜられている所を簡単に記述する．

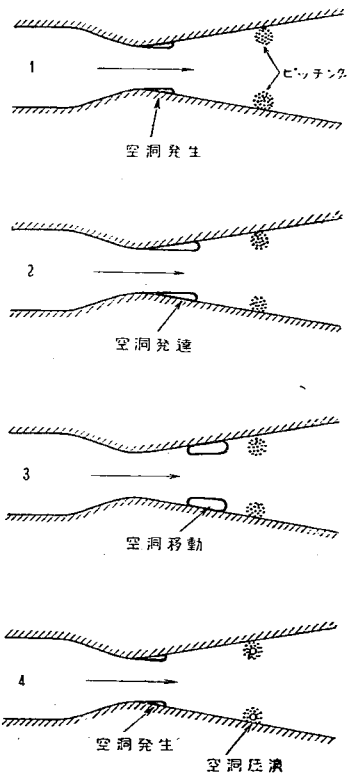
〔2〕 空洞現象と許容最低圧力

液体は通常の状態では張力には殆んど耐え得ないのであるから，理論上張力が発生する場所には，液体は存在し得ないことは明らかである．例えば

$$H=\frac{V^2}{2g}+p+z$$

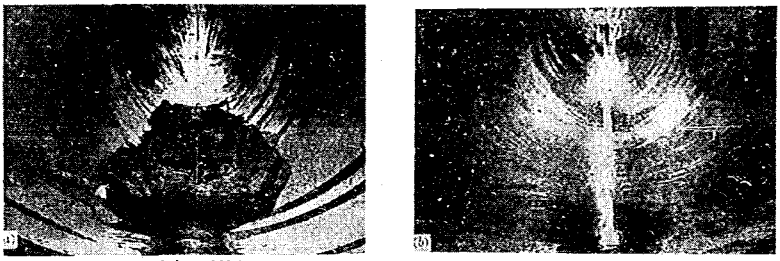
上式の Bernoulli の方程式において，流れが高速になるに伴ない，速度水頭 $\frac{V^2}{2g}$ はいくらでも大きくなり得るが，右辺の総和たる全水頭を一定とする時には，圧力水頭 p は遂には絶対圧の零（大気圧を零とするとき -10.3 m 水頭）に近ずいてくる．このような場合には，水は前述の如く張力には耐え得ないのであるから，流れの一部に水のない空洞を生ずることになる．この様な現象を空洞現象 (Cavitation) という．

実際にはこの空洞中には水蒸気及び水中に溶存する空気が入り込むのであるから，蒸気圧＋溶存空気の圧力だけ絶対圧零より高い圧力に降ると空洞が生ずることになる．このような空洞は前述の低圧部に発生するが，流速により下流に押流され高圧部に至ると周囲の水圧により急激に圧潰せられる．この状況は図—1 に図解的に示す通りであつて，空洞を生じている水は特徴ある白濁化を呈するので，壁面が透明な場合には肉眼を以て明らかに識別され，又連続爆発音に似た音響を聞きとることもできる．この場合空洞の圧潰点附近の壁面には，あたかも鋭利な小型ハンマーで長時間たゝいた如き特殊な傷跡を生ずるのでこの現象を普通「ピッチング」(Pitting) と呼んでいる．



図—1 空洞の発生から圧潰まで

このピッチングの機構については従来より諸説が唱えられ，かつては電気化学作用（腐蝕）とか水中の高張力とから信ぜられたこともあつたが，現在では主として機械的作用によるものであることが分つている．すなわち空洞が圧潰するとき空洞内に飛びこんでくる水は直ちに空洞を満すのであるが，この水の運動量は極めて微小なる時間内に零になる．従つてこの圧潰点が壁面上にあればこの微小面積に働く圧力は極めて大となり，遂には壁面を浸蝕するに至るものであろう．しかし圧潰点は3次元的なものであり，壁面上にないものも少なくないのであろうが，この場合にも圧潰の際に高周波の圧力波を発生しこれが壁面に伝達されて破壊の原因となりうるであろうことが特殊な実験により確められてある．[1] この破壊機構から直ちに分る如く，ピッチングは主として材料の疲労現象であつて遂には表面に亀裂が入り次第に奥深くまでえぐられてくるのである．前述の腐蝕作用もピッチングの主要因ではないが，金属の疲労を助けるものであるから多少の役割は演じているものであろうとされている．材料の表面仕上の良否も亦空洞現象による破壊に重大なる関係があり，ピッチングが始まつて表面が粗くなつてくると破壊は急速に進むことが分つている．これは恐らく不規則なる表面には応力集中が大きくなること．及び小さな割目自身が空洞の作用をなして外部の部分的な圧力が増大するとき，破壊的な力を以て圧潰する



(a) 破壊状況　　(b) 修理後

写真—1 ピッチングによる破壊の実例 Boulder 堰堤のトンネル，スピルウエイ

こと等に因るものであろう．

このようなピッチングは空洞現象による有害作用の1であることは言うまでもないが，その他にも有害な作用を有するものであつて，主なる項目を列挙すれば

(1) 壁面その他に及ぼす破壊作用（ピッチング）

(2) 水力機械並びに水路の能率低下

(3) 空洞の周期的圧潰による構造物の振動

等である．[2] これ等の諸作用は極めて有害であり，特に放水管の如く高速にして而も多量の流量を流す重要構造物にとつては，将に致命的と称するも過言ではない．[3]

ところで実際に放水管において空洞現象を発生させる主なる要因は (1) 前述の如く速度水頭の増大に伴なう圧力降下の他に (2) ベルマウス，彎曲管部等における流線の剝離 (3) 断面の急拡大 (4) 壁面の凹凸等による局部的圧力降下がある．

これ等の諸原因の中，ベルマウス部・彎曲管底面・戸溝等における局部的圧力降下は理論又は実験により予測することができるが，その他の原因は一々設計に考慮することができないので，之等を一括考慮して設計に使用する管内の許容最低圧力を定めなければならない．諸外国の実例においては，この許容圧力として大気圧を零とする時，$-0.3\sim-0.5\,kg/cm^2$（$-3\sim-5$ m 水頭）にとつている所が多いように見受けられる．筆者等は理論計算及び実験により，この許容最低圧力を -3 m 水頭にとることにしているが，この根拠についての説明は他の機会にゆずることにする．

なお，空洞現象によるピッチング作用を軽減する最も簡単且つ有効な方法は，ピッチング部に外部から空気を導入することであつて，この空気連行による被害軽減法は広く用いられている．従つて大きな負圧を生ずるおそれのある部分に適当な給気孔（Air vent）を設けることは有効なる手段である．この給気孔については後章において説明する．

---

1) T. C. Poulter : The Mechanism of Cavitation Erosion, Transactions, A. S. M. E., Journal of Applied Mechanics, March, 1942, pp. A—31～A—37.

2) Cavitation in Hydraulic Structures, A Symposium, Proceedings, A. S. C. E., Vol. 71, Sept., 1945.

3) H. A. Thomas and E. P. Schuleen : Cavitation in Outlet Conduits of High Dams, Transactions, A. S. C. E., Vol. 107, 1942.

〔3〕設計条件

放水管の設計に当つて考慮すべき基本条件としては次の4点に要約される.

(1) **流量条件** 計画貯水位において計画流量を放流し得ること. 一般に所定直管にて最大流量を放流し得るように設計するのが経済的であろう.

(2) **水理条件** 管水路及び trough (管水路を堤体表面に連絡する樋) 内の総ての場所において空洞現象に対して充分安全なること.

(3) **放水条件** 管水路からの放流水が堤体下流面・水叩面その他の構造物に損傷を与えないこと.

(4) **製作条件** 堰堤施工, 管及び水門製作上の制約を満足すること.

以上の4条件を満足し且つ最も経済的となるように設計を進めなければならない. 上記4条件の中, 本篇においては (1), (2), (3) に重点を置いて論ずることとし, (4)の製作条件より 1. 直管直径 (流量条件より定められることもある) 2. 水門又はバルブの位置と型式が定まるものとした. また, 入口中心標高は堆砂面標高, 貯水池計画より定められるものであるから, 以下の所論においては既知値として取扱うことにする. なお本設計は専ら放水を目的とするものであるから, 排砂に関する考慮は払われていないことをお断りする.

II 放水管の一般的設計方針

〔1〕概 説

I型放水管においてはその放流水を自由に空中に飛散せしめる場合 (附図—2) と, 放流水が堰堤下流部に損傷を与えないように出口近くにおいて管水路に下向きの曲りを与えて放流水を堤体に沿わせる場合 (附図—3, 4) とに大別される. 前者は比較的低堰堤に多く用いられるが, 下流水位が著しく高い場合を除いては, 落下水の直撃を避ける為に特殊なバルブを用いて放流水を広く空中に飛散せしめ, 一地点へのエネルギーの集中を防ぐことが多い. このような管水路の設計法は管水路出口部の断面積を絞る必要はないから比較的簡単であつて, 水平又は僅か下向き勾配を有する等断面直線管で堤体を貫通すればよい.

放流水を堤体に沿わせる放水管においては, 水平直管に接続する曲管部の中心線を半径 R_0 なる円弧にて与えたとし, 出口方向と水平線とのなす角を α とすると, 出口中心は

$$z_0 = R_0(1-\cos\alpha)$$

だけ直管中心よりも低くなる. この場合, この出口の下りに応じて, 何故に出口附近の断面積を縮少しなければならないかという理由を, 簡単に証明することにしよう.

まず順序として, 全管長に亘り等断面積 (絞り無し) の場合には如何様な現象が生ずるかを考えてみる.

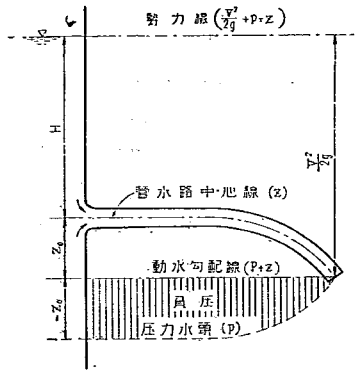
次節の記号を使用すれば, Bernoulli の定理より

$$H+z_0 = \left(1+f_e+\lambda\frac{L_t}{D}\right)\frac{V^2}{2g}$$

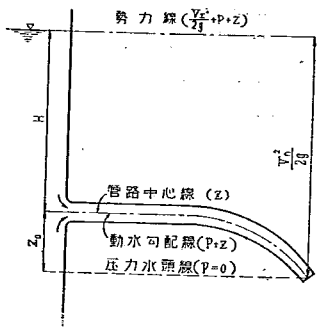
$$H+z_0 = \left(1+f_e+\lambda\frac{x}{D}\right)\frac{V^2}{2g}+z+p_x$$

$$\therefore\ p_x = -z+\lambda\frac{L_t-x}{D}\frac{V^2}{2g}$$

すなわち摩擦抵抗を無視すれば（$\lambda=0$），管内各断面においてその点と出口との高さの差に等しい負圧を生ずることになる．今簡単の為水頭損失を無視して模型的に図示すれば 図—2 の通りであつて，ハッチした高さが各断面に生ずる負圧を示すものである．従つて z_0 がある程度以上に大となれば，管内圧力が許容圧力以下となつて空洞現象を発生することになる．



図—2 断面不変管に生ずる負圧



図—3 断面積変化管の圧力

ところで空洞現象の発生は前章において説明した通り絶対に避けなければならないが，管内負圧を許容圧力以上にして空洞現象の発生を防ぐには，曲管部の断面を絞ればよいことは次の様にして証明される．たゞしここでは設計の基本概念のみを示すのが目的であるから摩擦抵抗を無視し，且つ各断面の所要圧力を零（大気圧）とすれば，

$$H+z_0=\left(\frac{A_0}{A_x}\right)^2\frac{V_0^2}{2g}+z$$

$$H=\frac{V_0^2}{2g}$$

$$\therefore\ A_x=A_0\sqrt{\frac{H}{H+z_0-z}}\qquad\cdots\cdots(1)$$

(1) 式に従つて曲管部断面積を変化させれば，管内圧力は 図—3 に示す如くになる．(1) 式を対数微分すれば，

$$\frac{1}{A_x}\frac{dA_x}{d_x}=\frac{\frac{dz}{dx}}{2(H+z_0-z)}<0$$

すなわち中心線の下りに応じて出口に向つて (1) 式により断面積を縮少すれば管内に負圧を生じないことが分る．これが管水路の彎曲と共に断面縮少を行わなければならない根本的理由である．勿論，実際管水路の設計に当つては各種損失水頭を考慮すると共に，彎曲管部では遠心力による圧力分布等も併せ考察しなければならないから，かなり複雑な問題となるのであるが基本原理は上と同一である．以下においてはこのような総ての要素を一応考慮した設計法について記述するつもりである．なお，曲管部の断面を縮少する場合に，円形（正

方形）断面から上下につぶれた楕円（短形）断面に漸変せしめた方が，放流水を堤体下流面に沿わせる為にも又曲管部断面内の圧力分布の点からも有利であるが，この理由については第1篇III〔4〕，本篇附録を参照せられたい．

之等を考慮して本篇においては，放流水を堤体下流面に沿わせる放水管の基本型としては，次の如き設計前提に従うものとする．

（1） 直管部は水平で断面形は円形又は正方形の一様断面とする．

（2） 曲管部中心線は直管終端において直管と切する円弧を以て彎曲し，断面形は円形より楕円(円を含む)又は正方形より短形（正方形を含む）に変化するものとする．

（3） 主動水門を有する場合は水平直管部に位置するものとし，且つ水門部における断面変化は無いものとする．

（4） 主動水門の直後方には適当なる給気孔を有し，水門操作時の条件に関しては考慮する必要なきものと考える．

（5） 堰堤溢流部から流下する溢流水との干渉による影響は考慮しない．

（6） 与えられた管径にて最大流量を流し得るように設計する．

〔2〕 記 号 説 明

本篇中に使用する主なる記号を次に一括して示す（図—4，5）

H 管入口中心より貯水面迄の高さ，すなわち貯水深

H_h 最高貯水深

H_l 最低貯水深

H_0 管中心より基本三角形頂点迄の高さ

m_1 堤体下流面勾配

m_2 堤体上流面勾配（ただしこれは基本三角形頂点と入口中心とを結ぶ線の勾配であつて．真の堤体上流面勾配と異なり仮想上の勾配である．）

Q 流量

V 断面平均流速

A 管直截断面積

R 管直截断面動水水深

P 管直截断面潤辺

D 円管直径（正方形管では辺長）

a 管直截断面楕円長半径（短形では半長辺）

b 管直截断面楕円短半径（短形では半短辺）

n 楕円（短形）断面の長・短半径比（$=a/b$）

L_0 直管全長（ベルマウスも含む）

L 曲管全長

L_t 管全長（$=L_0+L$）

x 直管始端より管中心線に沿つての長さ

s 曲管始端より曲管中心線に沿つての長さ

z 出口中心と管中心との高低差

l_0 直管始端より主動水門までの長さ

l 主動水門より直管終端までの長さ ($L_0=l_0+l$)

ε 出口の切込み (Conduit opening deflector は除く)

e_n 管出口中心と堤体下流面との距離

d_n 管出口下面と堤体下流面との距離

R_0 曲管部中心線の曲率半径

R_1 曲管下面の曲率半径

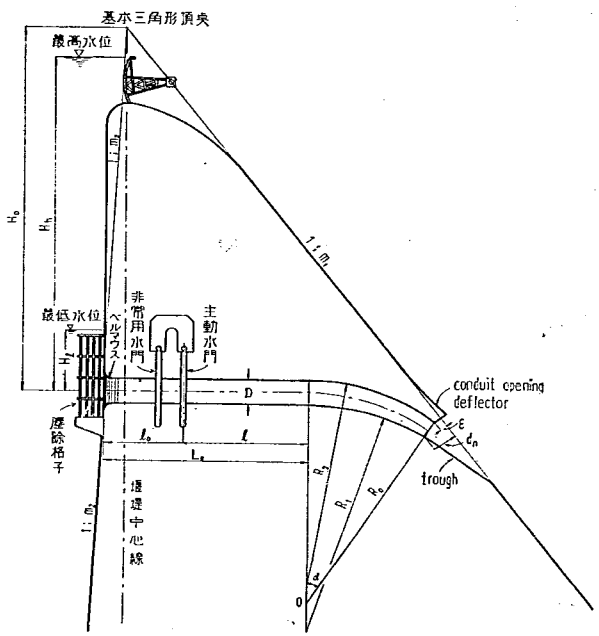
R_2 曲管上面の曲率半径

R_3 曲管水平投影図における側壁の曲率半径

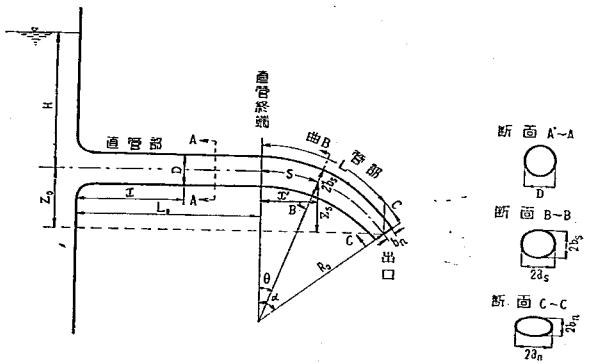
α 管出口において管中心線の水平となす角

θ 曲管部中心線の曲率中心を原点とし，この点を通り鉛直上方に向う首線から測つた角

ϕ 傾斜直管中心線の水平線となす角



図—4



図—5

λ　摩擦抵抗係数

λ_1　新管摩擦抵抗係数

λ_2　永年使用管摩擦抵抗係数 ($\lambda_2 \geq \lambda \geq \lambda_1$)

f_e　入口損失係数 (塵除格子損失係数を含む)

ξ　$f_e + \lambda \dfrac{L_0}{D}$

ξ_1　$f_e + \lambda_1 \dfrac{L_0}{D}$

η　$\left(\dfrac{A_n}{A_0}\right)^2 \left(f_e + \lambda \dfrac{L_0}{D}\right) + \dfrac{\lambda A_n^2}{4} \int_0^L \dfrac{P_s}{A_s^3} ds$

η_1　$\left(\dfrac{A_n}{A_0}\right)^2 \left(f_e + \lambda_1 \dfrac{L_0}{D}\right) + \dfrac{\lambda_1 A_n^2}{4} \int_0^L \dfrac{P_s}{A_s^3} ds$

h　出口中心高を基準とする動水勾配線の高さ

p　圧力水頭

p_g　水門安全圧力水頭

p_0　直管終端所要圧力水頭

p_a　空洞現象に対する許容圧力水頭 (= −3.0 m)

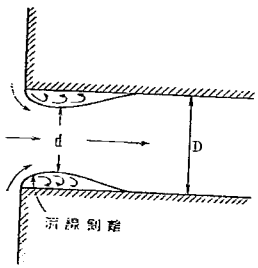
g　重力加速度

上記の各記号において添字 o, n, s, x, はそれぞれ水平直管，出口，曲管部任意断面，及び管内任意断面を意味するものとする．例えば，z_0, h_x, p_s, の如くである．なおその他の記号はそれぞれ始めて使用する所で定義する．

〔3〕 剝 離 現 象

前章において空洞現象の本質とその影響について説明したが，その一要因となる剝離現象については触れなかつたので，こゝに改めて簡単に論ずることにしたい．

速度の増大による圧力降下が空洞現象の重要な原因であることは勿論であるが，その他に図—6 に示す如く



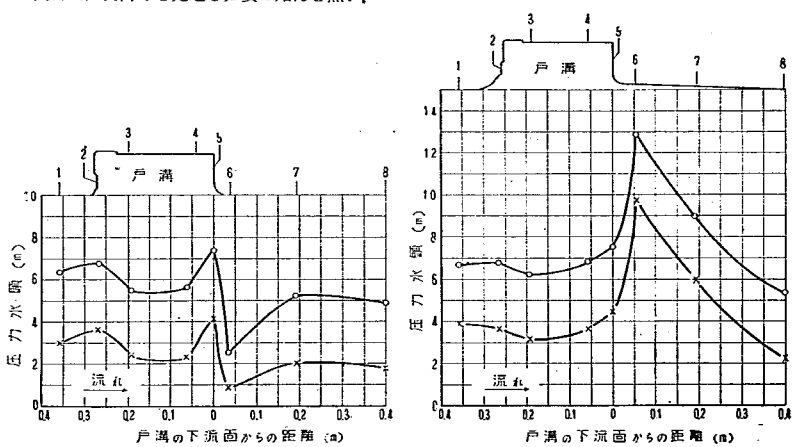
図—6 剝離現象

境界面に急変点がある場合には，流体はその慣性の為に境界面に沿つて流れ得ず，こゝに剝離 (Separation) を生ずる．この剝離現象は又空洞現象の要因となるもので，特に入口曲線形部，戸溝部等に生ずる空洞は主としてこの種の流線剝離によるものが多い．こゝに新に定義する水門安全圧力とは，空洞現象に対する通常の許容圧力に，この戸溝による流線剝離に基づく局部的圧力降下を余分に見込んだ値に外ならない．すなわち戸溝による局部的圧力降下値を P (メートル) とすれば次式が成立する．

$$p_g = p_a + \frac{D}{2} + P$$

この水門安全圧力を如何にとるかは，使用すべき水門及び管水路の特性によつて定まるものであつて，各箇の水理試験によらなければならない．[4] (図—7)

最近製作される高圧水門においては，この局部的圧力降下は殆んど無視できる程度に迄進歩しているようであるが，いわゆるスライドゲートの類を使用する場合には，特別に試験を行う場合を除き，多少局部的圧力降下を見込んだ方が安全であると思う．リングシール ゲート，リングフオロワー ゲートの類では戸溝が無いから，局部的圧力降下を見込む必要は殆んど無い．



図—7 戸溝部の圧力勾配

ところで剝離現象は上述の境界面急変の場合のみならず，例えば球の周りの流れの如き場合にも速度が極めて緩かな場合を除き生ずることが観察されているが，この場合はいわゆる境界層の剝離現象であつて Prandtl 以後多くの研究者により比較的よく究明されている．この境界層剝離の理論を詳論することは本篇の目

4) Corps of Enginees, U.S. Army: Model Studies of Conduit and Stilling Basin, Bull Shoals Dam, White River, Arkansas, Waterway Experiment Station, Technical Memorandum No. 2—234

的外であるから一切割愛することとし，ここでは境界層剝離の必要条件のみを求めることにする．

簡単の為2次元的に取扱うこととし，彎曲境界面に沿つて流れの方向に s を測り，之に垂直方向を n とすれば境界層内の運動方程式は[5]

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial s}+v\frac{\partial u}{\partial n}=X-g\frac{\partial p}{\partial s}+\nu\frac{\partial^2 u}{\partial n^2} \quad \cdots\cdots(2)$$

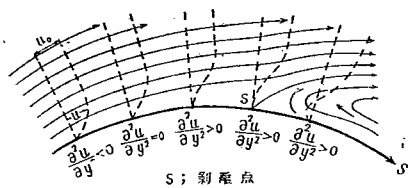
壁面においては $u=v=0$

又 $X=-g\frac{\partial z}{\partial s}$

であるから流れが定常運動であるとすると（2）式は次の如くなる．

$$\frac{\partial h}{\partial s}=\frac{\partial}{\partial s}\left(p+z\right)=\frac{\nu}{g}\frac{\partial^2 u}{\partial n^2} \quad \cdots\cdots(3)$$

上式において $\frac{\partial u}{\partial n}$ は境界面における速度の勾配を表わすから，$\frac{\partial^2 u}{\partial n^2}$ は境界面における速度勾配の変化率（すなわち速度曲線の曲率方向）を表わすものである．剝離前の流れの境界面においては $\frac{\partial u}{\partial n}>0$，剝離後の流れにおいては $\frac{\partial u}{\partial n}<0$ であり，又剝離点近傍の境界面においては $\frac{\partial^2 u}{\partial n^2}>0$ なることは 図—8 に示す通りである．従つて $\frac{\partial^2 u}{\partial n^2}\leq 0$ すなわち



図—8 境界層剝離

$$\frac{\partial h}{\partial s}\leq 0 \quad \cdots\cdots(4)$$

が成立する場合には境界層の剝離が起らないことは明らかである．換言すれば曲管部において流線が壁面から剝離するのを防ぐには，動水勾配線が常に出口に向つて下降する様に設計すればよい事が分る．

しかしながら実際の管水路における如き乱流境界層においては，例え $\frac{\partial h}{\partial s}>0$ となつても乱れにより外部の流れから境界層にエネルギー補給を行う為に，ある程度までは剝離を生じ難いことは分つているが，その程度を一般的に求めることは困難である．

以上の事柄を考慮して本篇の設計法においては，原則として管水路を1本の流管として考えた場合のいわゆる動水勾配線が，出口に向つて常に下降する様に設計を進める事にする．経験によれば，この方法は剝離現象に対して充分安全なる設計法である事が分つている．

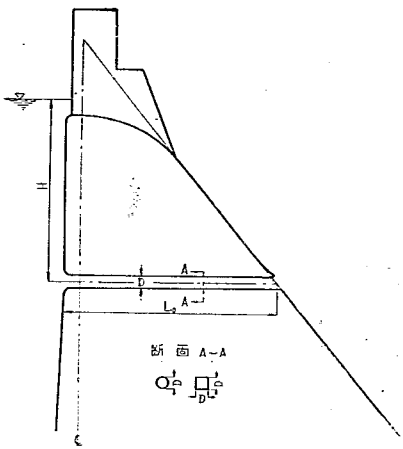
5) S. Goldstein : Modern Developements in Fluid Dynamics, Oxford Press, Vol. I, p. 120

III 放流水を堤体下流面に沿わせる必要のない放水管の設計法

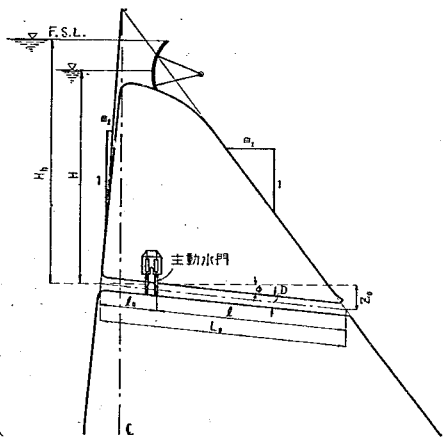
〔1〕 概　　説

本型式の放水管は湾曲および断面積変化を必要としないから，製作・据付けが容易且つ最も低廉であるのみならず同一管径で以て最大流量を流し得るものであつて，放水管自体としては理想的な型式である．従つて堰堤下流部の損傷が問題とならない場合には努めて使用すべき型式の放水管であると考えられる．

本型式も更に細別すると 図—9 に示す如き水平直管放水管と 図—10 に示す傾斜直管放水管に分類される．たゞし断面形は何れも円形又は正方形とする．



図—9 水平直管放水管



図—10 傾斜直管放水管

1. 水平直管放水管

本型式は全管長に亘つて等断面管を使用する場合は，ベルマウスおよび戸溝部を除き如何なる点にも負圧を生せず従つて空洞現象のおそれはない．水位・流量関係はバルブによる断面積変化が無い場合には次式にて与えられる．

$$Q=A\sqrt{\frac{2gH}{1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}}} \qquad \cdots\cdots(5)$$

2. 傾斜直管放水管

傾斜直管放水管は次節において証明する如く，傾斜角がある限度を超えると管内に許容圧力以下の負圧を発生し断面積を絞らなければならなくなる．この場合には直管放水管としての (1) 製作上 (2) 流量上の利点は総て失われる為実際には殆んど用いられることはないものと思われ，更に計算法は彎曲管放水管と殆んど同様となるから出口断面積を絞る直管放水管は除外する．

次節において等断面傾斜直管放水管の諸設計条件について記述するが，ここで次の4つの設計前提を挙げておく．

（1） 全管長等断面積の円形又は正方形管とする．

（2） 水門又はバルブによる局部的断面変化は無いものとする．

（3） 水門又はバルブ部における空洞現象に対する安全圧力は与えられるものとする．

（4） 溢流水との干渉による影響は考慮しない．

〔2〕 傾斜直管放水管の諸条件式

1. 流量条件

図—10 に示す記号を用いれば流量は次式にて与えられる．

$$Q=A\sqrt{\frac{2g\,(H+z_0)}{1+f_e+\lambda\dfrac{L_0}{D}}} \qquad \cdots\cdots(6)$$

然るに幾何学的関係より

$$L_0=\frac{H_0(m_1+m_2)}{\cos\phi-m_1\sin\phi} \qquad \cdots\cdots(7)$$

$$z_0=L_0\sin\phi=\frac{H_0(m_1+m_2)}{\cot\phi-m_1} \qquad \cdots\cdots(8)$$

(7)，(8) 式を (6) 式に代入し ϕ に関して対数微分すれば

$$\frac{1}{Q}\frac{\partial Q}{\partial\phi}=\frac{H_0(m_1+m_2)\left\{D\left(1+f_e+\lambda\dfrac{L_0}{D}\right)-\lambda(H+z_0)(\sin\phi+m_1\cos\phi)\right\}}{2D(H+z_0)\left(1+f_e+\lambda\dfrac{L_0}{D}\right)(\cos\phi-m_1\sin\phi)^2} \qquad \cdots(9)$$

然るに実際堰堤においては $m_1<0.85$ 且つ ϕ は小さいから

$$\sin\phi+m_1\cos\phi<1$$

従つて (9) 式より

$$\frac{1}{Q}\frac{\partial Q}{\partial\phi}>\frac{H_0(m_1+m_2)\{D-\lambda(H+z_0)\}}{2D(H+z_0)\left(1+f_e+\lambda\dfrac{L_0}{D}\right)(\cos\phi-m_1\sin\phi)^2} \qquad \cdots\cdots(10)$$

(10) 式の分子における中括弧内の数値を実際の放水管について検討してみると，例えば

$$D\geq 2.0\text{ m},\quad \lambda\leq 0.025,\quad H+z_0\leq 80\text{ m}$$

程度の数値のことが普通であつて，$D<\lambda(H+z_0)$ となる事はこの種放水管においては少ないから，一般に

$$\frac{\partial Q}{\partial\phi}>0 \qquad \cdots\cdots(11)$$

故に出口の高さを下げれば貯水位一定の場合には流量は一般に増大する．又 (6) 式を λ に関して対数微分すれば

$$\frac{1}{Q}\frac{\partial Q}{\partial \lambda}=-\frac{L_0}{2D\left(1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)}<0 \quad \cdots\cdots(12)$$

すなわち摩擦抵抗係数が大きくなれば，貯水位一定の場合に流量従つて流速は減少する．特に管が細長くて $D\ll\lambda(H+z_0)$ なる場合には $\frac{\partial Q}{\partial \phi}<0$ となり，出口を下げる程流量は減少するから，水平直管放水管とするのが最も有利であることが分る．

2. 水理条件

管内任意断面（x 断面）の動水勾配線の高さ h_x 及び圧力水頭 p_x は次の通りである．

$$h_x=H+z_0-\frac{\left(1+f_e+\lambda\frac{x}{D}\right)(H+z_0)}{1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}} \quad \cdots\cdots(13)$$

$$p_x=H+x\sin\phi-\frac{\left(1+f_e+\lambda\frac{x}{D}\right)(H+z_0)}{1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}} \quad \cdots\cdots(14)$$

(13) 式を x に関して微分して

$$\frac{\partial h_x}{\partial x}=-\frac{\lambda(H+z_0)}{\left(1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)D}<0 \quad \cdots\cdots(15)$$

故に動水勾配線は他の条件の如何にかゝわらず，常に出口に向つて下降勾配を有するのであるから，前章 (4) 式により剝離現象のおそれはない．従つて設計方針としては管内総ての点の圧力が許容圧力以上にあり，且つ水門部において安全圧力を有するように設計すればよいことが分る．次に (14) 式より

$$\frac{\partial p_x}{\partial x}=\sin\phi-\frac{\lambda(H+z_0)}{\left(1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)D} \quad \cdots\cdots(16)$$

出口の圧力は零（大気圧）とするから

$$\sin\phi\gtreqless\frac{\lambda(H+z_0)}{\left(1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)D} \quad \cdots\cdots(17)$$

この条件に従つて管内任意断面の平均圧は

（1） 負となる

（2） 零となる

（3） 正となる

ことは明らかである．流量を増大させる為に管の傾斜角 ϕ を大きくして，(17) 式を (7)，(8) 式を用いて書き改めた次の条件式が成立する場合には

$$\sin\phi\geqq\frac{\lambda H}{(1+f_e)D} \quad \cdots\cdots(18)$$

(16) 式より次式が成立する.

$$\frac{\partial p_x}{\partial x} \geq 0 \cdots\cdots (19)$$

すなわち圧力水頭は出口に向つて増大する. 換言すれば, (18) 式が成立する場合最も圧力が低下するのは直管始端であることが分る. (18) 式の不等号が逆の場合には明らかに管内任意断面の平均圧力は正であつて空洞現象のおそれはない.

又 (14) 式を水深 H に関して微分して

$$\frac{\partial p_x}{\partial H} = \frac{\lambda(L-x)}{\left(1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)D} \geq 0 \cdots\cdots (20)$$

すなわち貯水位が上昇すれば管内各点の圧力は上昇する. 従つてこれより空洞現象に対する検討は最低水位 H_l について行えばよいことが分る.

次に (14) 式を摩擦抵抗係数 λ に関して微分して

$$\frac{\partial p_x}{\partial \lambda} = \frac{(1+f_e)(L_0-x)(H+z_0)}{\left(1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)^2 D} \geq 0 \cdots\cdots (21)$$

(21) 式より貯水位が一定の場合には摩擦抵抗係数が増大すれば管内各点の圧力は上昇することが言える. 従つて許容圧力に対する検算には新管摩擦抵抗係数 λ_1 を使用しなければならない.

3. 最低貯水位

こゝで最低貯水位なる言葉の意味について考察することにしたい. これは最高貯水位と違つて明確に定義することができないのが普通である. というのは放水管の計画に際して, 最高貯水位は堰堤計画より与えられることは明らかであるが, これに反して最低貯水位の方は例え常時使用最低水位が与えられても水門の修理その他の理由により, 放水管面より上の水をことごとく放流する場合があり得ることは, 設計に当つて勿論考慮しておかなければならないからである. ところで第1篇 Ⅱ〔4〕9. に述べた如く, 実験の結果によれば $H<5.5\sim6D$ となると流出渦を発生して空気が吸込まれることが分つているが, この空気混入は既に I 章〔2〕節で説明した通り, 空洞現象抑圧に大きな力を有するものである. 又一方, 放水管の管長, 傾斜によつて異なるが, 大凡 $H=1\sim2D$ の間において管水路流れの途中の管上面から水が離れて自由水面が現われることが分つている. (第1篇 Ⅳ〔4〕)

以上の2点を考慮すれば設計最低水位として $2D\sim3D$ 位の値を採用するのが適当と思われるが, 本設計法においては安全の為一応 $H_l \fallingdotseq 2D$ ととることにする. この数値は多少安全すぎるように思われるので, これについては今少し検討を必要としよう.

〔3〕 傾斜直管放水管の設計法

前節において証明した通り出口の位置を下げる程流量は増大するから, もし水平直管放水管として計画流量を流し得る場合には殊更に管を傾斜させる必要のないことは言うまでもない. 従つて次に所定管径でできるだけ多量の流量を流す事を要求される直管放水管の設計法を述べることにする.

1. 水門安全圧力が零（大気圧）より小さい場合

直管始端及び水門部圧力が満足すべき条件式はそれぞれ次の通りである．

$$\frac{\left\{\frac{\lambda_1 H_l}{D}-(1+f_e)\sin\phi\right\}H_0(m_1+m_2)}{(1+f_e)(\cos\phi-m_1\sin\phi)+\frac{\lambda_1 H_0}{D}(m_1+m_2)}-\frac{D}{2}\geq pa \quad \cdots\cdots(22)$$

$$H_l+l_0\sin\phi-\frac{\left(1+f_e+\lambda_1\frac{l_0}{D}\right)\{H_l(\cos\phi-m_1\sin\phi)+H_0(m_1+m_2)\sin\phi\}}{(1+f_e)(\cos\phi-m_1\sin\phi)+\frac{\lambda_1 H_0}{D}(m_1+m_2)}\geq p_g \cdots(23)$$

(22)，(23) 両式を同時に満足する最大の ϕ を試算法によつて求めればよい．特に $p_g=p_a+\frac{D}{2}$ の場合には (22) 式のみから ϕ の最大値を決定すれば，この値は必ず (23) 式を満足する．ϕ を決定すれば，流量は (6)，(7)，(8) 式より計算される．

2. 水門安全圧力が零に等しい場合

$$\phi=\sin^{-1}\frac{\lambda_1 H_l}{(1+f_e)D} \quad \cdots\cdots(24)$$

(24) 式より ϕ を決定すればよい．

3. 水門安全圧力が零より大きい場合

このような水門は決して好ましいものでなく，且つ実際には殆んど使用されない．もしやむなく使用する場合には水平直管放水管とすべきである．

IV 放流水を堤体下流面に沿わせる放水管の基本的諸条件式

放流水を堤体下流面に沿わせる放水管（図—4）においては，管の彎曲に伴ない断面を絞らなければならないことは第Ⅰ章〔1〕において説明したところであるが，本章においてはこの種放水管の設計に必要な諸条件式を提示して，次章の一般的設計法の準備とする．

〔1〕 貯水位と管内圧力

まず貯水位と管内圧力との関係を求める．たゞし出口における平均圧は厳密には零ではないのであるが，この影響は比較的小さいから本章においてはこれを無視し，便宜上水平直管部と曲管部とに分けて論ずる．

1. 水平直管部

Bernoulli の定理より

$$H=p_x+\frac{V_n^2}{2g}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(1+f_e+\lambda\frac{x}{D}\right) \quad \cdots\cdots(25)$$

$$H+z_0=\frac{V_n^2}{2g}\left\{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds\right\} \quad \cdots\cdots(26)$$

(25)，(26) 式より

$$p_x=\frac{(H+z_0)\left\{1-\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(1-\lambda\frac{L_0-x}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^3}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds\right\}}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds}-z_0 \quad\cdots\cdots(27)$$

$$\therefore\quad \frac{\partial p_x}{\partial x}=-\frac{\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2(H+z_0)\frac{\lambda}{D}}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds}<0 \quad\cdots\cdots(28)$$

すなわち水平直管内では圧力は常に出口に向つて下降する．従つて水平直管内で圧力が最も低いのは直管終端上面である．

又 (27) 式を H に関して微分して

$$\frac{\partial p_x}{\partial H}=\frac{1-\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2\left(1-\lambda\frac{L_0-x}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^3}{4}\int_0^s\frac{P_s}{A_s^3}ds}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds} \quad\cdots\cdots(29)$$

出口断面積は一般に絞るのであるから

$$A_s>A_n$$

$$\therefore\quad \frac{\partial p_x}{\partial H}>0 \quad\cdots\cdots(30)$$

2. 彎曲管部

Bernoulli の定理より

$$H+z_0=z+p_s+\frac{V_n^2}{2g}\left\{\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^s\frac{P_s}{A_s^3}ds\right\} \quad\cdots\cdots(31)$$

(26), (31) 式より

$$p_s=\frac{(H+z_0)\left\{1-\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_s^L\frac{P_s}{A_s^3}ds\right\}}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds}-z \quad\cdots\cdots(32)$$

$$\therefore\quad \frac{\partial p_s}{\partial H}=\frac{1-\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_s^L\frac{P_s}{A_s^3}ds}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds}>0 \quad\cdots\cdots(33)$$

(30), (33) 式より貯水位が低い程，管内各断面の平均圧力は低下することが言える．ただし，こゝでは彎曲管部における遠心力の作用は考慮していないから，彎曲管上下面についてはこのように簡単に結論することはできないのであつて，これについては後節において論ずることにする．

〔2〕 摩擦抵抗係数と管内圧力並びに流速

(27), (32), 式を λ について微分して

$$\frac{\partial p_x}{\partial \lambda}=\frac{(H+z_0)\left[f_e\frac{L_0-x}{D}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2+\left\{L_0\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2-x\right\}/D+\frac{A_n^2}{4}(1+f_e)\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds\right]A_n^2}{\left\{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}\,ds\right\}^2A_0^2} \quad \cdots\cdots(34)$$

$$\frac{\partial p_s}{\partial \lambda}=\frac{(H+z_0)\left[\frac{L_0}{D}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left\{\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2-1\right\}+\frac{A_n^2}{4}\left\{\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2-1\right\}\int_0^s\frac{P_s}{A_s^3}\,ds\right.}{\left\{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds\right\}^2}$$
$$\left.+\frac{A_n^2}{4}\left\{\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2+f_e\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\right\}\int_s^L\frac{P_s}{A_s^3}ds\right] \quad \cdots\cdots(35)$$

(34), (35) 式より明らかな如く，本章の放流水を堤体に沿わせる放水管においては，前章の等断面直管放水管の場合と違つて一般的に $\frac{\partial p}{\partial \lambda}>0$ とならないことが注目される．水平直管部においては $x\leq L_0\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2$ においては必ず $\frac{\partial p}{\partial \lambda}>0$ であり，又 $L_0\geq x>L_0\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2$ についても (34) 式の同一括弧内の他の 2 項が正であるから，普通のこの種放水管においては殆んど $\frac{\partial p}{\partial \lambda}\geq 0$ が成立する．従つて設計に当つては水平直管内においては貯水位一定の場合に，摩擦抵抗係数が小さい程，すなわち新管の時が管内各点の圧力は最も小さいと見なして計算を進めて差支えがない．たゞし，設計完了後最大摩擦抵抗係数 (λ_2) について管内圧力の検算を行う必要がある．彎曲管部においては少なくとも出口近くの断面においては，$\frac{\partial p_s}{\partial \lambda}<0$ すなわち貯水位一定の場合摩擦抵抗係数が大きくなる程断面平均圧力が小さくなるという一見矛盾したように思われる現象が起り易いことに注意を要する．

次に本章〔5〕節 (49) 式にて与えられる出口速度 V_n を λ について対数微分すれば

$$\frac{1}{V_n}\frac{\partial V_n}{\partial \lambda}=-\frac{\frac{L_0}{D}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2+\frac{A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}\,ds}{1+\eta}<0 \quad \cdots\cdots(36)$$

従つて貯水位一定の場合に，速度すなわち流量は摩擦抵抗係数が大きくなる程減少する．

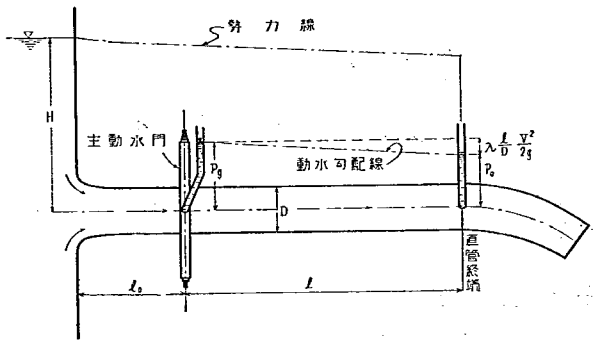
〔3〕 水門安全圧力と直管終端所要圧力

本篇の設計法においては水平直管終端圧力が設計の基本的要素の 1 となるのであるから，これと水門安全圧力との関係式を求めてみよう．図—11 において水平直管終端所要圧力を p_0 とすると

$$p_0=p_g-\lambda\frac{l}{D}\frac{V_0^2}{2g} \quad \cdots\cdots(37)$$

しかし，設計当初には V_0 は勿論与えられないのであるが，(37) 式を次式のように書くも普通安全側の誤差であるから実際目的には充分である．

$$p_0=p_g-0.8\frac{\lambda lH}{D} \quad \cdots\cdots(38)$$



図—11 水門安全圧力 (p_g) と直管終端所要圧力 (p_0)

本章 〔1〕, 〔2〕 節において論じた通り, 直管内圧力は $H=H_1$, $\lambda=\lambda_1$ の時最低であるから, 之等を (38) 式に代入して得られる p_0 が $p_a+\frac{D}{2}$ より大きいならばこの値を直管終端所要圧力として採用し, $p_a+\frac{D}{2}$ より小さい場合は $p_a+\frac{D}{2}$ を採用しなければならない. すなわち

$$\left.\begin{aligned} p_0&=p_g-0.8\frac{\lambda_1 l H_1}{D}\left(\geq p_a+\frac{D}{2}\right)\\ &=p_a+\frac{D}{2}\left(\geq p_g-0.8\frac{\lambda_1 l H_1}{D}\right)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(39)$$

(39) 式から分る如く, 水門は構造上許し得る限り入口近くに設ける方が p_0 は小さくなるから, 本章 〔5〕 節 (50) 式より流量が多くなり有利である. p_0 が (39) 式の第2式から与えられる場合でも, 入口に近ずく程水門は高圧部に位置するから空洞現象に対する安全性を増すことになる.

〔4〕 動水勾配線 (断面平均)

1. 直管部

(28) 式より

$$\frac{\partial h_x}{\partial x}=\frac{\partial p_x}{\partial x}<0\quad\cdots\cdots(40)$$

であるから水平直管部においては動水勾配線は常に出口に向つて下降勾配を有し, (4) 式を満足する.

$$\frac{\partial}{\partial H}\left(\frac{\partial h_x}{\partial x}\right)=\frac{-\frac{\lambda}{D}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_c+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds}<0\quad\cdots\cdots(41)$$

すなわち水位が高くなる程, 動水勾配線の下向き勾配は急となる. (図—12)

2. 曲管部

(32) 式より

$$\frac{\partial h}{\partial s}=\frac{\partial}{\partial s}(p_s+z)=\frac{2\frac{A_n^2}{A_s^3}(H+z_0)\left(\frac{dA_s}{ds}-\frac{\lambda}{8}P_s\right)}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_c+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds}\quad\cdots\cdots(42)$$

従つて彎曲管の任意断面について次の関係式

$$\frac{dA_s}{ds} \leq \frac{\lambda}{8} P_s \quad \cdots\cdots(43)$$

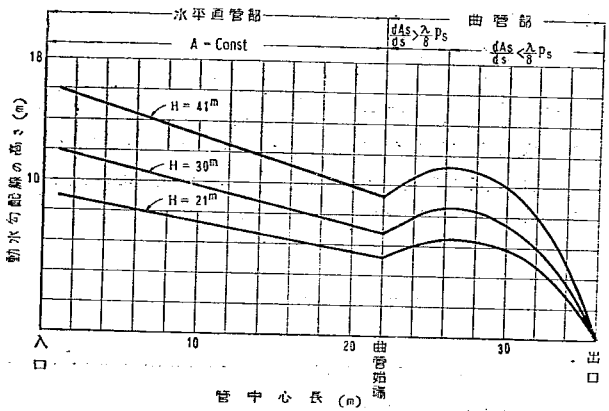
が成立する場合には，(42) 式より $\frac{\partial h}{\partial s} \leq 0$ となつて動水勾配線は常に出口に向つて下降勾配を有する．又 (42) 式を H について微分すれば

$$\frac{\partial}{\partial H}\left(\frac{\partial h}{\partial s}\right) = \frac{2\frac{A_n^2}{A_s^3}\left(\frac{dA_s}{ds} - \frac{\lambda}{8}P_s\right)}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L \frac{P_s}{A_s^3}ds} \quad \cdots\cdots(44)$$

従つて $\frac{dA_s}{ds} \gtrless \frac{\lambda}{8} P_s$ に応じて

$$\frac{\partial}{\partial H}\left(\frac{\partial h}{\partial s}\right) \gtrless 0$$

となる．すなわち貯水位の上昇に伴ない，動水勾配線（断面平均）の下向き勾配及び上向き勾配はますます増大されることになる．(図—12)



図—12 貯水位と動水勾配線の関係

〔5〕 出口中心の下りと出口断面積並びに流量

本章 〔1〕，〔2〕 において説明したところにより，管水路の設計は最低貯水位及び新管摩擦抵抗係数を基準にして行う．従つて最低貯水位 ($H_l \fallingdotseq 2D$) における新管の直管部及び出口の平均流速をそれぞれ V_{0l}，V_{nl} とすれば，明らかに

$$V_{0l} = \sqrt{\frac{2g(H_l - p_0)}{1+\xi_1}} \quad \cdots\cdots(45)$$

$$V_{nl} = \sqrt{\frac{2g(H_l + z_0)}{1+\eta_1}} \quad \cdots\cdots(46)$$

こゝに $\xi_1=f_l+\lambda\frac{L_0}{D}$

$$\eta_1=\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}\,ds \quad \cdots\cdots(47)$$

(45), (46) 式並びに連続の法則より必要な出口断面積は次式にて与えられる.

$$A_n=A_0\sqrt{\frac{(1+\eta_1)(H_l-p_0)}{(1+\xi_1)(H_l+z_0)}} \quad \cdots\cdots(48)$$

任意の貯水深 H の時の出口流速 V_n は同様にして,

$$V_n=\sqrt{\frac{2g(H+z_0)}{1+\eta}} \quad \cdots\cdots(49)$$

従つて (48), (49) 式より新管の時の流量は

$$Q=A_0\sqrt{\frac{2g(H_l-p_0)(H+z_0)}{(1+\xi_1)(H_l+z_0)}} \quad \cdots\cdots(50)$$

(50) 式を z_0 に関して対数微分して

$$\frac{1}{Q}\frac{\partial Q}{\partial z_0}=\frac{-(H-H_l)}{2(H+z_0)(H_l+z_0)}\leq 0 \quad \cdots\cdots(51)$$

すなわち直管長を一定とすれば, 出口中心位置を下げるに従つて高水位における流量は減少するという重要な結果が得られる. この結論は一見 I 章 〔2〕 節の所論と矛盾するように思われるかも知れないが, 本章の結果は最低水位時における直管終端圧力を所要圧力 p_0 に保ちつつ出口を下げた場合の理論であつて, 全然立脚点を異にするものである. 本節の所論より, 設計に当つては他の条件が許す限り出口中心位置を入口中心と同じ高さに近ずけるべきである.

〔6〕 曲管内圧力を許容圧力以上にするための条件式

前節 (48) 式にて与えられる如き出口断面積とすれば, 直管終端圧力は確保され且つ (28) 式より直管内では $\frac{\partial p_z}{\partial x}<0$ であるから, 直管内はすべて許容圧力にあることになる. 従つて次に曲管部内を許容圧力以上にするには如何にすべきかということを究明しなければならない.

曲管内においては本篇附録において論ずる如く, 遠心力の作用により管下面の圧力は低下する. 管断面の平均圧力水頭を p, 下面圧力水頭を p_1, とすれば,

$$p_1=p+b\cos\theta-F\frac{bQ^2}{gA^2R_0} \quad \cdots\cdots(52)$$

既に説明した如く, 動水勾配線は常に出口に向つて下降するように設計するのであるが, 断面平均圧力は貯水位が低い時には必ずしも出口に向つて下降するとは限らない. しかしながら貯水位が上昇すれば, 動水勾配線は既に証明した所によりその高さが次第に高く, 且つ下降勾配がますます急となるに対して, 動水勾配線の高さと圧力水頭との間の差は各断面について一定であるから, 水位が高くなると一般に (52) 式の右辺第1項の断面平均圧力水頭 p も出口に向つて下降勾配を有するようになる.

又一般に本型式の放水管においては放流された水が堤体面に沿つて流れるのに都合がよく，且つ上下壁面の圧力差を小さくすると共に彎曲による水頭損失を防ぐために，上下につぶした楕円形に変形するのが普通である．従つて短半径 b は出口に近ずくに従つて小さくなり，$\cos\theta$ も同様である．故に (52) 式の右辺第2項も出口に近ずくに従つて小さくなる．

次に右辺第3項について考えるに，F は曲管始端においては零であるが，出口附近においては1となり，又楕円断面とすれば

$$-\frac{d}{ds}\left(\frac{bQ^2}{gA^2R_0}\right)=\frac{2Q^2}{g\pi aAR_0}\left(\frac{1}{A}\frac{\partial A}{\partial s}+\frac{1}{a}\frac{\partial a}{\partial s}\right)$$

既に述べたように原則的に $\frac{\partial A}{\partial s}\leqq 0$ なるように設計する方針であるが，$\frac{\partial a}{\partial s}$ は出口直截楕円断面の長半径 a が $D/2$ より大きいか小さいかによつて正，負が決り，一般的に判定する事はできない．従つて右辺第3項は出口に向つて大きくなるか小さくなるかを簡単に論ずることはできないけれども，各設計例について検討した結果によると第3項は附号も含めて一般に出口に向つて減少することが多く，増大する場合でも他の2項の減少を相殺することはまずないことが分つた．以上の考察に基づき，高水位の時彎曲管内において圧力が最も低下するのは一般に出口の管下面であると言う事ができる．

低水位の時は第1篇図—16，17から分る通り，上下面圧力の反転が起るのは出口のごく近くであるから，曲管内で圧力が最も低下する場所は通常曲管始端上面か又は出口管下面の何れかであつて，その他の場所により低圧が生ずることはまず例外的と考えられる．ところで曲管始端上面圧力は既に説明したところにより許容圧力以上にあり，又出口下面圧力は (54) 式に示す如く水位が高い程降下するのであるから，最高水位の出口下面圧力が許容圧力以上にあれば任意の水位の時は常に許容圧力以上にあることは明らかである．以上により最高水位時における出口下面圧力が許容圧力以上となるように設計すれば，曲管内はすべて安全なる圧力を有すると言える．

trough を有する場合の管水路出口における平均圧力 pは，trough の底面曲率の如何によつて大きく支配されるので，一般的に値を定めることはできないが，次節の条件を満足させるように設計した時には，troughの形状を放流水の自由落下の軌道にほゞ近いように定めるものとすれば，$p=0$ とすれば安全側の値であると考えられる．又このように設計すれば，流量を最大に確保できる筈である．然る時には管水路出口における下面圧力 p_{n1} は，(49)，(52) 式より

$$p_{n1}=b_n\cos\alpha-\frac{2b_n(H+z_0)}{(1+\eta)R_0} \quad\cdots\cdots(53)$$

$$\therefore\quad \frac{\partial p_{n1}}{\partial H}=-\frac{2b_n}{(1+\eta)R_0}<0 \quad\cdots\cdots(54)$$

すなわち最高水位時に出口下面圧力は最も低下する．

$$\frac{\partial p_{n1}}{\partial \lambda}=\frac{2b_n(H+z_0)}{R_0(1+\eta)^2}\left\{\frac{L_0}{D}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2+\frac{A_n{}^2}{4}\int_0^L\frac{P_s}{A_s{}^3}ds\right\}>0 \quad\cdots\cdots(55)$$

貯水位一定の場合には摩擦抵抗係数が小さい程出口下面圧力は小さくなる．

(54)，(55) 式を考慮して

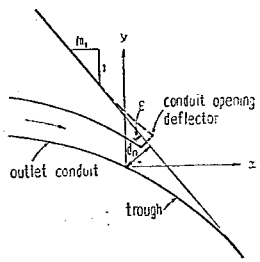
$$b_n \cos\alpha - \frac{2b_n(H_h+z_0)}{(1+\eta_1)R_0} \geq p_a \quad \cdots\cdots(56)$$

(56)式を満足させることが一般に彎曲管内圧力を許容圧力以上にするに必要且つ充分なる条件である．本節の所論より，彎曲管の終端に再び短い傾斜直管部を設けることは曲管底面圧力を許容圧力以上にする巧妙なる1方法であることが直ちに推察される．この実例が附図—4 に示す Grand Coulee 堰堤の放水管である．

〔7〕 放流水を堤体下流面に沿わせる為の条件式

放水管出口より放流された水が重力の作用のもとに自由落下すると考えた時，その運動軌跡が堤体外に出ないならば放流水を trough によつて堤体に沿わせる事は可能と考えられるから，この為に必要な条件式を求めることにする．たゞし簡単の為空気の抵抗は無視する．

出口下面に原点を置き，水平に x 軸，鉛直上方に y 軸をとり，出口下面と堤体下流面 (Conduit opening deflector は除外して考える) との距離を d_n とする。(図—13)



図—13

然る時は堤体下流面の方程式は

$$y = -\frac{x}{m_1} + \frac{d_n}{m_1}\sqrt{1+m_1^2} \quad \cdots\cdots(57)$$

出口より放流される水の速度を V_n とすれば，自由落下線の方程式は

$$y' = -\frac{g}{2V_n^2\cos^2\alpha}x^2 - x\tan\alpha \quad \cdots\cdots(58)$$

V_n が最大の時すなわち $H=H_h$, $\lambda=\lambda_1$ の場合に自由落下線が最も危険なことは (58) 式より明らかであるから，この場合について考察しなければならない．

(49), (58) 式より

$$\therefore \quad y' = -\frac{(1+\eta_1)x^2}{4(H_h+z_0)\cos^2\alpha} - x\tan\alpha \quad \cdots\cdots(59)$$

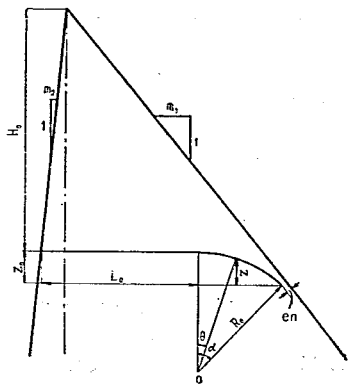
自由落下線が堤体を出ない条件は $y \geq y'$ が常に成立することであるから

$$\frac{(1+\eta_1)x^2}{4(H_h+z_0)\cos^2\alpha} - \left(\frac{1}{m_1} - \tan\alpha\right)x + \frac{d_n}{m_1}\sqrt{1+m_1^2} \geq 0 \quad \cdots\cdots(60)$$

(60) 式が x にかゝわらず常に成立する為には，

$$d_n \geq \frac{m_1(H_h+z_0)}{\sqrt{1+m_1^2}\,(1+\eta_1)}\left(\frac{1}{m_1} - \tan\alpha\right)^2\cos\alpha^2 \quad \cdots\cdots(61)$$

(61)式が放流水を堤体下流面に沿わせることを可能にする充分なる条件式である．しかし実際には空気及び trough の底面による摩擦抵抗が働くから，(61) 式が厳密に成立しなくても例えば右辺の値が $d_n+0.5$ m 程度までは充分安全であると考えられる．併し，たとえこの条件を満足しても管水路を堤体面にとりつける trough の形状が良好でなければ，trough の底部又は堤体取付部附近に空洞現象を発生するおそれがあるか



図—14

ら，水の自由落下線に近い滑らかな底面曲線形を以つて堤体面にすりつけるようにしなければならない．

〔8〕 曲管中心線の曲率半径 R_0，曲管中心長 L 及び出口の角度 α の計算式

次節以下の所論の準備として，出口中心の下り z_0 及び直管長 L_0 とを与えられた場合に，曲管中心線が直管中心線に切する円弧よりなるものとして，その曲率半径 R_0 中心長 L 及び出口の角度 α の計算式を求める事にする．(図—14) 曲管中心線の曲率中心 O は直管終端の鉛直下方に位置することは明らかである．

出口中心と堤体下流面 (Conduit opening deflector を除外する) の距離を e_n とすると，

$$\alpha=2\tan^{-1}\frac{z_0}{(m_1+m_2)H_0+m_1z_0-L_0-e_n\sqrt{1+m_1^2}} \quad \cdots\cdots(62)$$

これより α を決定すれば R_0 及び L は次式にて与えられる．

$$R_0=\frac{z_0}{1-\cos\alpha} \quad \cdots\cdots(63)$$

$$L=R_0\alpha \quad \cdots\cdots(64)$$

又中心角 θ なる断面の中心高 (出口中心を基準高とする) は

$$z=z_0-R_0(1-\cos\theta) \quad \cdots\cdots(65)$$

上各式において出口の切込みを ε とすれば (図—12)

$$\left.\begin{aligned} e_n&\fallingdotseq b_n+\varepsilon\\ d_n&\fallingdotseq 2b_n+\varepsilon \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(66)$$

とおくことができる．こゝに ε は設計者の好みにより一定しないが，大体において次の如き範囲内の値をとるのが妥当であろうと思われる．すなわち堤体溢流部の溢流水が管水路出口にかぶさる場合には，溢流水によつて trough 底に損傷を与えない様に conduit opening deflector をつける事が多いが，この場合には ε は比較的小さく 0～1 m 程度がよく，溢流水が無い場合には ε は 1～2 m 程度に大きくとつた方が出口中心の下りが小さくてすむから有利である．

〔9〕 η の計算式

前各節において η はあたかも設計当初から既知量の如く取扱つてきた．しかしながら次式より明らかな如く

$$\eta=\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_c+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda}{4}\frac{A_n^2}{}\int_0^L\frac{P_s}{A_s^3}ds \quad \cdots\cdots(67)$$

η は厳密には管水路の設計が完了した後でなければ計算できないのであつて，(67) 式のまゝでは既知量として取扱うことはできない．従つて次に η の近似値を求めることにする．

一般に出口断面における長・短半径比 n が 1.5～2.5 の範囲にある時には，この種放水管においては潤辺 P は距離に関してあまり変化しないことが分つた．従つて近似的に

$$P_x=P=一定 \quad \cdots\cdots(68)$$

とおく．又 A_x は近似的に1次変化をなすものと仮定する．すなわち

$$A_x=A_0-\frac{A_0-A_n}{L}x \quad \cdots\cdots(69)$$

(68)，(69) 式を (67) 式に代入して積分を遂行すれば

$$\eta=\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_e+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda(A_0+A_n)LP}{8A_0^2} \quad \cdots\cdots(70)$$

(48) 式及び $A/P=D/4$ を (70) 式に代入し，且つ (70) 式の右辺第2項の A_n を近似的に $0.8A$ とおけば，

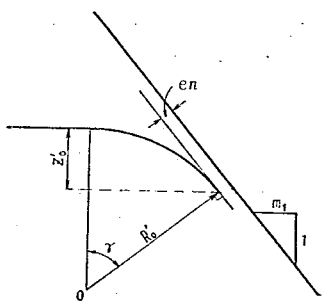
$$\eta_1\fallingdotseq\frac{\xi_1(H_l-p_0)+0.9\dfrac{\lambda_1 L}{D}(H_l+z_0)(1+\xi_1)}{(H_l+z_0)+\xi_1(z_0+p_0)} \quad \cdots\cdots(71)$$

(71) 式により設計の当初において η_1 の近似値を求める事ができるが，経験によれば (67) 式による正確なる値と数%以内の誤差で一致することが分つている．

〔10〕 出口中心の下りの変化の及ぼす影響

z_0 と流量との関係については既に本章 〔5〕 節において説明した所であるが，更にその他の影響について論ずることにする．たゞし直管長 L_0 はやはり一定とする．

まず準備として彎曲管中心線を円弧とする時，出口の下り z_0 の幾何学的に可能な最大値を求めることにする．直管終端において直管中心線に切し，且つ堤体下流面に平行にして e_n だけ内側に引いた面に切する円を描き，その面との切点と直管中心との高低差を z_0' とし，この円弧の半径を R_0'，2つの切点を見込む中心角を γ とすれば，z_0' が幾何学的に可能な z の最大値であることは明らかである．(図—15)



図—15

然る時は

$$\tan\gamma=\frac{1}{m_1} \quad \cdots\cdots(72)$$

$$z_0'=\frac{(m_1+m_2)H_0-L_0-e_n\sqrt{1+m_1^2}}{\sqrt{1+m_1^2}} \quad \cdots\cdots(73)$$

(62) 式を対数微分して

$$\frac{1}{\sin\alpha}\frac{\partial\alpha}{\partial z_0}=\frac{(m_1+m_2)H_0-L_0-e_n\sqrt{1+m_1^2}}{z_0\{(m_1+m_2)H_0+m_1z_0-L_0-e_n\sqrt{1+m_1^2}\}}>0 \quad \cdots\cdots(74)$$

故に α は z_0 が大となるに従つて大となる．

$$\therefore \quad z_0 < z_0' < \frac{1}{m_1}\{(m_1+m_2)H_0 - L_0 - e_n\sqrt{1+m_1^2}\}\cos\alpha \cdots\cdots(75)$$

(63) 式を z_0 について微分して (74) 式を考慮すれば

$$\frac{\partial R_0}{\partial z_0} = \frac{m_1 z_0 - \{(m_1+m_2)H_0 - L_0 - e_n\sqrt{1+m_1^2}\}\cos\alpha}{(1-\cos\alpha)\{m_1+m_2)H_0 + m_1 z_0 - L_0 - e_n\sqrt{1+m_1^2}\}} \cdots\cdots(76)$$

(75), (76) 式より

$$\frac{\partial R_0}{\partial z_0} < 0 \cdots\cdots(77)$$

故に R_0 は z_0 が大になるに従つて小となる。以上の予備知識を前提として〔6〕, 〔7〕節の条件について検討を加える事にする。先ず〔6〕節の彎曲管出口下面圧力に関する条件式について調べれば, (56) 式の左辺を変形して

$$b_n\cos\alpha - \frac{2b_n(H_h+z_0)}{(1+\eta_1)R_0} = -b_n\left\{-\cos\alpha + \frac{2(H_l+z_0)}{R_0(1+\eta_1)}\right\} \cdots\cdots(78)$$

z_0 が大となるに従つて $-\cos\alpha$ は大となり, $\frac{(H_l+z_0)}{R_0(1+\eta_1)}$ も大となるから(78) 式右辺の括弧内の値は z_0 が大となるに従つて大きくなる。且つ又一般に出口下面においては高水位においては遠心力の為低圧を生じている筈であるから, この括弧内の値は正であると考えられる。

b_n は設計に依つて異なり一概には言えないが, 出口断面積 A_n は z_0 が大となるに従つて一般に小となるから, b_n は z_0 が大きくなるに伴ない小さくなるのが普通である。しかしながら出口断面積の長・短径比が仮りに一定とすると, 次章 (89) 式に見られる如く, b_n は $(H_l+z_0)^{-\frac{1}{4}}$ に比例して変化する量であるから, z_0 が増す事により b_n が小さくなる割合は (78) 式左辺の括弧内の値が大きくなる割合よりも一般に小さいと考えられる。すなわち (78) 式は z_0 が大となれば一般に小さくなり, 従つて出口底面圧力条件は危険側に傾く。次に〔7〕節の放流水を堤体に沿わせる条件について考えれば, z_0 が大となれば (74) 式より α も大となり, 従つて堤体下流面と放流水の運動方向とのなす角は小となる為安全側すなわち堤体により沿い易くなる。

以上綜合して出口中心の下りを大きくすれば, 一般に高水位時の流量は小さくなり, 出口底面の圧力は小さくなるが (危険側), 放流水を堤体下流面に沿わせる条件は安全側となる。

〔11〕 直管長の変化の及ぼす影響

(62) 式を L_0 について対数微分して

$$\frac{1}{\sin\alpha}\frac{\partial\alpha}{\partial L_0} = \frac{1}{(m_1+m_2)H_0 + m_1 z_0 - L_0 - e_n\sqrt{1+m_1^2}} > 0 \cdots\cdots(79)$$

故に z_0 を一定とすれば, L_0 を大にするに従い α は大となる。又 (63) 式より

$$\frac{\partial R_0}{\partial L_0} = -\frac{z_0\sin\alpha}{(1-\cos\alpha)^2}\frac{\partial\alpha}{\partial L_0} < 0 \cdots\cdots(80)$$

すなわち L_0 を大にすれば R_0 は小となる。従つて前節の z_0 の変化の場合と全く同様の推論により, 直管長を大にすれば一般に出口底面圧力は小さくなるが, 放流水を堤体に沿わせる条件はより安全側となる。

前各節及び本節により，彎曲管内圧力が許容圧力以上に収まらない時は z_0, L_0, b_n の何れかを小にするか又は彎曲管終端に短い直管部を設ければよく，放流水を堤体下流面に沿わせる条件が満足されない時は L_0, z_0, ε の何れかを大にすればよいことが分る．

〔12〕 総　　括

以上 11 節に亘つて放流水を堤体下流面に沿わせる放水管の設計に際して基準とすべき諸関係式を求めたが，之等の条件の相互関係を明瞭ならしめる為に次に得られた主なる条件を列記する．

（1） 管全長に亘り総ての断面の平均圧力は貯水位が低い程低下する．

（2） 水平直管部では圧力は必ず出口に向つて下降する．従つて水平直管内で圧力が最も低いのは直管終端上面である．

（3） 直管終端圧力を一定とすれば，出口中心の下り z_0 が大きい程高貯水位時における流量は減少する．

（4） 貯水位一定の場合に摩擦抵抗係数が小さい程，水平直管内の圧力は一般に低下するが，曲管出口附近では，断面平均圧力が逆に上昇することもある．

（5） 水位一定の場合に摩擦抵抗係数が小さい程，流速は増大する．

（6） 水平直管部に設置する水門は構造上許し得る限り，入口近くに設けた方が安全且つ有利である．

（7） 水門安全圧力 p_g と直管終端所要圧力 p_0 との関係は，次式により与えられる．

$$p_0 = p_g - 0.8\frac{\lambda_1 l H_l}{D}\left(\geq p_a + \frac{D}{2}\right)$$

$$= p_a + \frac{D}{2}\left(\geq p_g - 0.8\frac{\lambda_1 l H_l}{D}\right)$$

（8） 直管終端所要圧力 p_0 を与える管出口断面積は次式にて与えられる．

$$A_n = A_0\sqrt{\frac{(1+\eta_1)(H_l - p_0)}{(1+\xi_1)(H_l + z_0)}}$$

（9） 水平直管部の動水勾配線は，常に出口に向つて下降勾配を有する．

(10) 曲管部の動水勾配線は，管内任意断面について次の関係式を満足する時に限り，常に出口に向つて下降する．

$$\frac{dA_s}{ds} \leq \frac{\lambda_1}{8} P_s$$

(11) 曲管内の圧力を許容圧力以上にするためには，次の条件式を満足させればよい．

$$b_n \cos\alpha - \frac{2b_n(H_h + z_0)}{(1+\eta_1)R_0} \leq p_a$$

(12) 上の条件式を満足しない時には，曲管終端に短い直管部を設ければ底面負圧は著しく軽減される．

(13) 放流水を堤体下流面に沿わせるには，次の条件式を満足させることを要する．

$$dn + 0.5m \geq \frac{m_1(H_h + z_0)}{\sqrt{1+m_1^2(1+\eta_1)}}\left(\frac{1}{m_1} - \tan\alpha\right)^2 \cos\alpha \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(81)$$

(14) 曲管中心線の曲率半径 R_0，曲管中心長 L，及び出口の角度 α は次式にて与えられる．

$$\alpha=2\tan^{-1}\frac{z_0}{(m_1+m_2)H_0+m_1z_0-L_0-e_n\sqrt{1+m_1^2}}$$

$$R_0=\frac{z_0}{1-\cos\alpha}$$

$$L=R_0\alpha$$

(15) 設計の当初に用いるべき η_1 の近似値は，次式により求められる．

$$\eta_1\fallingdotseq\frac{\xi_1(H_l-p_0)+0.9\dfrac{\lambda_1 L}{D}(H_l+z_0)(1+\xi_1)}{(H_l+z_0)+\xi_1(z_0+p_0)}$$

(16) 彎曲管底面圧力が許容圧力以上にならない時は，一般に出口中心の下り z_0，直管長 L_0 又は出口短半径 b_n を小にすればよく，放流水を堤体下流面に沿わせる条件が満足されぬ時は，L_0，z_0，又は ε を大にすればよい．

(17) 以上により，設計の基本的方針として直管長をできるだけ長くして出口の下り，及び短半径を小さくする方が合理的である．

V 放水管の一設計法（承前）

前章において放流水を堤体に沿わせる放水管の設計に参考とすべき諸関係は一通り説明したので，実際設計に当つては之に従つて行えばよい．次にその一例をのべる．

〔1〕 管水路中心線決定法

1. 直管直径の選定

直管直径 D を適当に定める．通常，流量からよりもむしろ使用水門の直径より定まることが多く，現在製作可能な最大水門直径は 2.6 m 程度である．1 門当りの流量 Q から定める場合は，当初計画においては大凡

$$A_0=1.1\sim1.3\frac{Q}{\sqrt{2gH}}\qquad\cdots\cdots(82)$$

より直管直径をもとめるもよい．

2. 直管長 L_0 と水門位置の選定

原則としては前章に述べた如く，水門はできるだけ入口近くに設け直管長 L_0 は大きくとる方がよいが，あまり大にすると彎曲管底面圧力が許容圧力以下になることがあるから，L_0 を 2，3 種類変えて比較設計を行うのもよい．

3. 出口中心の下り z_0，出口切込み ε 及び出口断面短半径 b_n の選定

z_0 は普通の放水管においては 3～6 m 位である．出口の切込みは前章〔8〕節の基準に従つて適当に選定する．b_n の選定基準としては

$$b_n=0.3\sim0.45D$$

程度がよい．特に出口断面の長短径比 n が一定の場合には b_n は次節 (89) 式より求められる．

4. 曲管中心線の曲率半径 R_0，中心長 L，中心角 α の決定

中心角 α，曲率半径 R_0，曲管中心長 L はそれぞれ (62)，(63)，(64) 式より計算する．

5. 直管終端圧力 p_0 の決定

p_0 は (39) 式より求められる．

6. η_1 の近似値計算

η_1 の近似値は (71) 式から計算する．

7. 曲管内最低圧力の検算

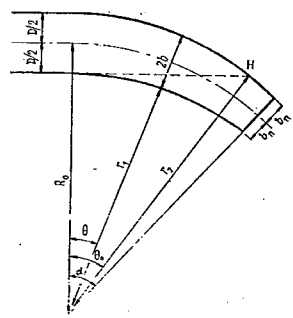
(56) 式の条件式が成立するか否かを検算する．許容圧力を満足しなければ Z_0，L_0，若しくは b_n を小さくして始めからやり直さなければならない．

8. 放水条件の検算

(61)，又は (81) 式の放流水を堤体に沿わせる為の条件式を検算する．満足しなければ，L_0，z_0 又は ε を大にすることを必要とする．

9. 曲管上面及び下面の決定

曲管の上面及び下面を適当な曲線形で以て結ぶ．例えば両曲線がそれぞれ直管上面及び下面に切する円弧からなるものとすると (図—16)



図—16

下面の曲率半径は

$$R_1=\frac{\left(z_0-\frac{D}{2}+b_n\cos\alpha\right)^2+(R_0-b_n)^2\sin^2\alpha}{2\left(z_0-\frac{D}{2}+b_n\cos\alpha\right)} \quad \cdots\cdots(83)$$

上面の曲率半径は

$$R_2=\frac{\left(z_0+\frac{D}{2}-b_n\cos\alpha\right)^2+(R_0+b_n)^2\sin^2\alpha}{2\left(z_0+\frac{D}{2}-b_n\cos\alpha\right)} \quad \cdots\cdots(84)$$

により求められる．たゞし，この場合は曲管中心線は当然楕円の一部となる筈であるが，その離心率は一般に極めて小さいから近似的に 図—16 に示す如く 0 を中心とする円弧と見なすことにする．図—16において曲管中心線の曲率中心に原点をとり，鉛直線を首線として右廻りに θ を測ると

下面の方程式は

$$r_1^2+C_1^2-2r_1C_1\cos\theta=R_1^2 \quad \cdots\cdots(85)$$

上面の方程式は

$$r_2^2+C_2^2-2r_2C_2\cos\theta=R_2^2 \quad \cdots\cdots(86)$$

たゞし

$$\left.\begin{aligned} C_1&=R_0-R_1-D/2\\ C_2&=R_3-R_2+D/2 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(87)$$

〔2〕 管水路断面決定法

本節においては断面形を楕円（円形を含む）として論ずるが，短形断面（正方形を含む）の場合には π を総べて4に変えればよい．

1. 出口断面 A_n の決定

出口断面積 A_n は (48) 式より決定する．

2. 出口断面長半径 a_n の決定 (1)

長半径 a_n は次式により計算する．

$$a_n=\frac{A_n}{\pi . b_n} \quad \cdots\cdots(88)$$

$a_n/b_n=1\sim2$ の範囲内にないときは b_n の仮定を改めて計算し直した方がよい．

3. 出口断面の長・短半径の決定 (2)

長短半径比 $(a_n/b_n=n)$ を一定とする場合には，a_n, b_n は z_0 及び ε の選定により次式から一義的に定められる．こゝに $n=1$ は円形出口断面を意味する．

$$b_n=\left(\frac{A_0}{n\pi}\right)^{\frac{1}{2}}\left\{\frac{(1+\eta_1)(H_l-p_0)}{(1+\xi_1)(H_l+z_0)}\right\}^{\frac{1}{4}} \quad \cdots\cdots(89)$$

4. 流量検算

各貯水位について新管流量は次式により計算できる．

$$Q=A_n\sqrt{\frac{2g(H+z_0)}{1+\eta_1}} \quad \cdots\cdots(90)$$

5. 曲管部各断面短半径の計算

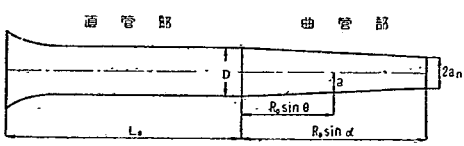
曲管中心線の曲率中心 O より任意断面の管下面及び上面に至る距離 r_1, r_2 は (85), (86) 式より求められるから，各断面 (θ—断面) の短半径 b は充分なる近似度を以て次式により与えられる．

$$b=\frac{r_2-r_1}{2}=\frac{1}{2}(C_2-C_1)\cos\theta+\frac{1}{2}\{\sqrt{R_2^2-C_2^2\sin^2\theta}-\sqrt{R_1^2-C_1^2\sin^2\theta}\} \cdots(91)$$

この断面中心と出口中心との高低差 z は (65) 式から求められる．

6. 曲管部側壁曲線形の選定

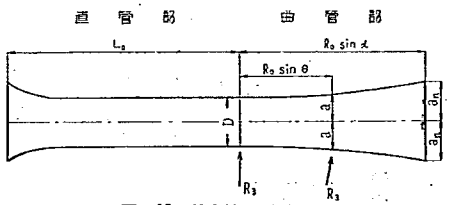
次に直管終端側壁と出口側壁とを結ぶ適当なる曲線形（一般に左右対称）を選定しなければならない．この曲線形には勿論各種のものが考えられるが，最も普通に使用されるのは次の2種位であろう．



図—17 放水管平面図 (1)

(1) 曲管の水平投影面上において，直管終端側面と出口側面とを直線にて結ぶ．(図—17)

(2) 同じく水平投影面上において，直管終端側面と出口側面とを直管側面に切する円弧にて結ぶ．(図—18)



図—18 放水管平面図 (2)

(1) の直線法は簡単であり，且つ出口断面長半径が直管半径に等しいか又は小さい時は，曲管各断面について必ず $\frac{dA_s}{dS} \leqq 0$ ならしめて (43) 式を満足するから好都合であるが，出口断面長半径が直管半径より大きい時は容易に証明される如く，曲管始端附近では $\frac{dA_s}{ds} > 0$ となるからこの場合には次の円弧法に依る方が合理的である．

(2) の円弧法は $2a_n \leqq D_0$ なる時は直線法と同様に必ず (43) 式を満足させるが，$2a_n > D_0$ なる場合には曲管始端附近において時として $\frac{dA_s}{ds} > 0$ ならしめる事がある．この場合には円弧以外の曲線例えば楕円曲線を用いるものも1法であるが，$n=1\sim2$ の間にある時には多少の $\frac{dA_s}{ds} > 0$ は大抵許容しても差支えないと思われる．

7. 曲管各断面の長半径及び断面積の計算

(1) 曲管側面曲線が直線である場合の，各断面 (θ—断面) の長半径 a 及び断面積 A を表わす式は次の通りである．

$$a = \frac{D}{2} - \left(\frac{D}{2} - a_n\right)\frac{\sin\theta}{\sin\alpha} \quad \cdots\cdots(92)$$

$$A = \frac{\pi}{4}\left\{D - (D-2a_n)\frac{\sin\theta}{\sin\alpha}\right\}\left\{(C_2 - C_1)\cos\theta + \sqrt{R_2^2 - C_2^2\sin^2\theta} - \sqrt{R_1^2 - C_1^2\sin^2\theta}\right\} \quad \cdots\cdots(93)$$

(2) 曲管側面曲線が直管側面に切する円弧である場合の，各断面 (θ—断面) の長半径及び断面積を表わす式

側面曲線の曲率半径を R_3 とすれば

$$R_3 = \frac{(R_0\sin\alpha)^2 + \left(a_n - \frac{D}{2}\right)^2}{\left|2\left(a_n - \frac{D}{2}\right)\right|} \quad \cdots\cdots(94)$$

i) $2a_n < D$ の場合

$$a = \frac{D}{2} - R_3 + \sqrt{R_3^2 - R_0^2\sin^2\theta} \quad \cdots\cdots(95)$$

$$A = \frac{\pi}{4}\{D - 2R_3 + 2\sqrt{R_3^2 - R_0^2\sin^2\theta}\}\{(C_2 - C_1)\cos\theta + \sqrt{R_2^2 - C_2^2\sin^2\theta} - \sqrt{R_1^2 - C_1^2\sin^2\theta}\} \quad \cdots\cdots(96)$$

ii) $2a_n > D$ の場合

$$a=\frac{D}{2}+R_3-\sqrt{R_3^2-R_0^2\sin^2\theta} \quad \cdots\cdots(97)$$

$$A=\frac{\pi}{4}\{D+2R_3-2\sqrt{R_3^2-R_0^2\sin^2\theta}\}\{(C_2-C_1)\cos\theta + \sqrt{R_2^2-C_2^2\sin^2\theta}-\sqrt{R_1^2-C_1^2\sin^2\theta}\} \quad \cdots\cdots(98)$$

8. $\frac{dA_s}{ds}\leq 0$ の判定法

既に述べた如く，$2a_n>D$ の場合は (93) 式は曲管始端附近においては必ず $\frac{dA_s}{ds}>0$ ならしめて好ましくないが，(98) 式は各場合によつて $\frac{dA_s}{ds}$ の附号を異にするので次にその簡単な判定法を求めてみよう。(98) 式を θ について微分して

$$\frac{dA}{d\theta}=\frac{\pi\sin\theta}{4}\left[\{D+2R_3-2\sqrt{R_3^2-R_0^2\sin^2\theta}\}\left\{C_1-C_2+\frac{C_1^2\cos\theta}{\sqrt{R_1^2-C_1^2\sin^2\theta}}-\frac{C_2^2\cos\theta}{\sqrt{R_2^2-C_2^2\sin^2\theta}}\right\}+\frac{2R_0^2\cos\theta}{\sqrt{R_3^2-R_0^2\sin^2\theta}}\{(C_2-C_1)\cos\theta + \sqrt{R_2^2-C_2^2\sin^2\theta}-\sqrt{R_1^2-C_1^2\sin^2\theta}\}\right] \quad \cdots\cdots(99)$$

$\theta=0$ においては $\frac{dA}{d\theta}=0$ であるが，θ が極めて小さい時 $\frac{dA}{d\theta}\leq 0$ ならしめる条件は (99) 式より

$$C_1-C_2+\frac{C_1^2}{R_1}-\frac{C_2^2}{R_2}+\frac{2R_0^2}{DR_3}(C_2-C_1+R_2-R_1)\leq 0 \quad \cdots\cdots(100)$$

(93) 式が成立すれば曲管全長に亘り $\frac{dA}{ds}\leq 0$ であつて (43) 式は当然満足される。(100) 式が成立しない場合でも $n=1\sim 2$ である限り一般に剝離の危険はないとも考えられるが，一般的には (100) 式を満足させた方がよいと思う。

〔3〕 設計放水管の検算

以上により放水管の基本設計が一応完了したので，次に管内圧力及び流量について検算を行い，次の諸条件が満足されているか否かを確認しなければならない。

（1） 所定流量を流し得るか。

（2） 水門安全圧力は保持されているか。

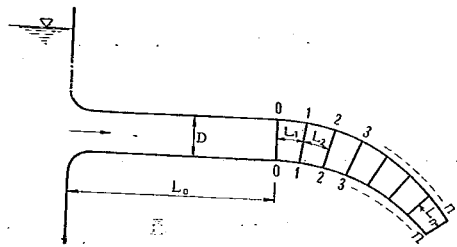
（3） 直管終端圧力は許容圧力以上にあるか。

（4） 彎曲管内圧力は許容圧力以上にあるか。

（5） 放流水は堤体下流面に沿い得るか。

（6） trough 底部は空洞現象に対して安全であるか。

之等の諸条件の検算法の大部分は既に明らかであるから，こゝで改めて説明することは省略することとし，次に検算に当つて必要とする主要な関係式のみを掲げる。(図—19)



図—19

$$\eta=\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_c+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{8}\sum_{i=1}^{n}\frac{L_i}{R_{i-1}+R_i}\left(\frac{1}{A_{i-1}}+\frac{1}{A_i}\right)^2 \quad\cdots\cdots(101)$$

$$Q=A_n\sqrt{\frac{2g(H+z_0)}{1+\eta}} \quad\cdots\cdots(102)$$

各断面の圧力水頭および平均動水勾配線の高さは，次の各式により求められる．

1. 直管部 (x—断面)

$$p_x=H-\frac{V_0^2}{2g}\left(1+f_c+\lambda\frac{x}{D}\right)\mp\frac{D}{2} \quad\cdots\cdots(103)$$

$$h_x=H+z_0-\frac{V_0^2}{2g}\left(1+f_c+\lambda\frac{x}{D}\right) \quad\cdots\cdots(104)$$

2. 曲管部 (s—断面)

$$p_s=H+z_0-z_s-\frac{V_n^2}{2g}\left\{\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(f_c+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{8}\sum_{i=1}^{s}\frac{L_i}{(R_{i-1}+R_i)}\left(\frac{1}{A_{i-1}}+\frac{1}{A_i}\right)^2\right\}\mp b_s\cos\theta\pm F\frac{b_sQ^2}{gA_s^2R_0} \quad\cdots\cdots(105)$$

$$h_x=H+z_0-\frac{V_n^2}{2g}\left\{\left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2+\left(\frac{A_n}{A_o}\right)^2\left(f_c+\lambda\frac{L_0}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{8}\sum_{i=1}^{s}\frac{L_i}{(R_{i-1}+R_i)}\left(\frac{1}{A_{i-1}}+\frac{1}{A_i}\right)^2\right\} \quad\cdots\cdots(106)$$

ただし $F=\sqrt{\dfrac{\theta}{\theta_0}\left(2-\dfrac{\theta}{\theta_0}\right)}$ ，$0<\theta<\theta_0$

$=1$ ，$\theta\geq\theta_0$

(103)，(105) 式において，正負両附号を有する項について，上附号は管上面，下附号は管下面に対するものであり，之等の項を零とすれば断面平均圧が得られる．又 θ_0 は直管底面の延長線が曲管上面と交わる点と，曲率中心 0 とを結ぶ線が鉛直線となす角である (図—16参照)．なお F については附録に論じた．

本節の各式において，動水半径 R を計算する為に，潤辺 P を求める必要があるが，楕円断面の場合には

$$P=4a\int_0^{\frac{\pi}{2}}\sqrt{1-(1-m'^2)\sin^2\psi}\,d\psi=aP_{**}$$

たゞし $m'=\dfrac{b}{a}$

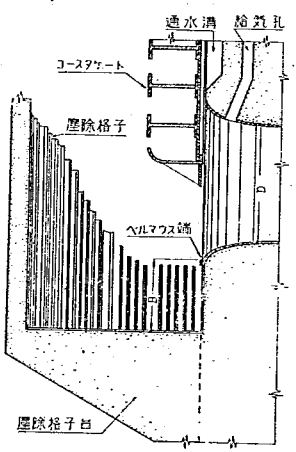
P_{**} は m' のみの函数であるから，これを計算し 附図—1 に示した．

VI 補　　遺

以上により特定の場合に限られたものではあるが，放水管の一設計法を説明した．しかしながら実際設計に当つては (1) 塵除格子 (2) ベルマウス曲線形 (3) trough (4) deflector (5) 給気孔 (6) gate 又は valve 等種々の問題が伴なうのである．これらについては諸外国の文献に比較的数多く発表されているから，こゝでは主なる要点を簡単に説明するにとどめる．[6) 7)]

〔1〕 塵除格子 (Trashrack)

塵除格子による水頭損失係数は 0.01 程度であつて，殆んど無視できると考えられるから，前章迄の取扱いにおいてはこれを入口損失係数の中に含ませたのである．すなわち塵除格子はエネルギー損失については，問題とするに足りないが，入口部における圧力分布状況にはかなり大きな影響を有するものである．塵除格子の底面と入口との距離をあまり近ずけることは避けなければならない．



図—20

殊に入口に coaster gate を有するときは，底面の距離を近ずけるとゲートに働く吸引力を増加させ，ゲート操作に余分の力を必要とするようになる．実験の結果によれば，ベルマウスの下端から塵除格子底面までの距離を B とすれば (図—20)

$$\frac{B}{D}\geq 0.5 \cdots\cdots (107)$$

を満足させれば，吸引力増加は 10% 以下にとゞまり，且つベルマウス部の圧力分布も塵除格子台の影響を受けなくなるため，良好であるように思われる．[8)]

〔2〕 ベルマウス曲線形

入口形状は管内圧力分布及び流量に重大なる影響があり，設計製作不良の場合には空洞現象を発生させることになる．従つて既

6) Calvin Victor Davis: Handbook of Applied Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, Inc., 1942

7) W. P. Creager and J. D. Justin: Hydroelectric Handbook, John Willey & Sons, Inc., 1950

8) The Bureau of Reclamation: Hydraulic Loboratory Practice, Engineering Monograph, No. 18

に実験により特性が定められている入口形状を使用する場合以外には，必ず実験によつて圧力分布を調べなければならない．通常最も多く使用させるのは，いわゆるベルマウスと称せられるラツパ状をなす入口形状であつて，楕円形を用いたものが多いようである．これまでに発表された若干の式及び著者の研究した式を次に掲げる．[9]

$$X=\frac{1}{2}\log\frac{1+\sqrt{2Y-Y^2}}{1-\sqrt{2Y-Y^2}}-\sqrt{2Y-Y^2} \quad \cdots\cdots(108)$$

$$\frac{X^2}{D^2}+\frac{Y^2}{(0.31D)^2}=1 \quad \cdots\cdots(109)$$

$$\frac{X^2}{D^2}+\frac{Y^2}{(D/3)^2}=1 \quad \cdots\cdots(110)$$

$$\frac{X^2}{(0.5D)^2}+\frac{Y^2}{(0.15D)^2}=1 \quad \cdots\cdots(111)$$

$$Y^2-0.164XY+0.076X^2=0.049D^2 \quad \cdots\cdots(112)$$

$$\frac{X^2}{(0.6D)^2}+\frac{Y^2}{(0.2D)^2}=1 \quad \cdots\cdots(113)$$

上各式において X は管軸に平行，Y は管軸に直角にとつた座標である．(108) 式は不連続流理論による．二次元隙間から噴出する完全流体の自由流線の方程式であつて，円形入口の場合にはやゝ安全側にすぎるように思われる．(109)，(110) 式は何れも (108) 式と殆んど一致し，且つ簡単な形式に表わすように工夫されたものである．ベルマウスを完全に滑かに仕上げる自信がない場合には，(108)～(110) 式を用いる方がよいように思う．(111)，(112) 式は何れも前各式に比べれば，入口開度が小さく且つ入口損失係数も小さい．しかしながら入口形状仕上の不良の時には，空洞現象のおそれを伴なうことになるから，その点の注意が肝要である．(113) 式は筆者の考案した形状であつて，以上の二つのグループの中間に位し，入口損失係数も比較的小さく，且つ空洞現象のおそれも殆んど無いように思われる．更に (113) 式は円形のみならず，正方形入口に使用することもできる．

入口損失係数（塵除格子損失係数を含む）は，大体次の如き範囲内の値をとればよいと思う．

$$f_e=0.03\sim0.10$$

一般に同一ベルマウス曲線形状を使用するとき，円形ベルマウスの入口損失係数の方が，正方形ベルマウスよりも幾分小さいようである．

〔3〕 trough

trough の形状は放水管の設計に当つて軽視されがちであるが，実際には可成重大なる影響を有するものである．一般的設計方針としては，放流水の自由落下の軌道に近い底面曲線形を有するように設計するのが合理的である．少なくとも前章の設計法に従うときは，trough の形状をこのように定めることが可能であること

9) Byron O. McCoy: Hydraulic Design of Conduit Entrance in Dam, Journal of Boston Society of Civil Engineers, July, 1946

は明らかである．この底面曲線より下向き勾配を有するときは，放流水の主流は底面から離れ時には空洞現象を発生させることになる．逆に上の底面曲線より上向き勾配を有するときは，trough 内は空洞現象に対して安全であるが，出口断面平均圧力を高める結果流量の損失を招き，更に時には trough と堤体下流面との取付部に空洞を生ずるおそれを招く．trough の断面形状については，底面 invert 部と鉛直側壁を有するように設計する方がよい．

〔4〕 deflector

deflector の役目は溢流水が trough 内に飛びこんで，衝撃を及ぼすと共に，異常なる局部的低圧を生じて底面に損傷を与えるのを防ぐにある．すなわち deflector によつて溢流水の落下軌道を幾分あげて，trough を飛びこえるようにし，好ましくない飛沫，衝撃及び局部的低圧を防ぐことができることになる．従つて deflector の必要な高さは，溢流流量，溢流水の堤体面落下距離，堤体下流面勾配及び trough の長さが与えられれば，計算により求めることができる．一般に堤体下流面より 0.6～1.2 m 程度の突起が普通のようである．[10]

〔5〕 給 気 孔

給気孔の位置については，水門又はバルブの開閉時にはその直後方に激しい渦乱を発生して，水門操作を困難ならしめると共に空洞現象を発生させるおそれがあるから，主動水門直後方には充分なる給気孔を設置しなければならない．trough 内及び trough と堤体下流面との取付部附近には，負圧を生ずることが明らかな場合及び溢流水がある場合には設置する方がよい．もしこゝに給気孔を設置しない場合には，放水管を閉塞した時溢流水が管内空気を吸出し trough 内の気圧を低下させる為，deflector をこえる自由落下水は trough の方に幾分引きつけられるのであるから，deflector の高さはかなり高く突出さなければならない．さきに示した如きベマウス曲線形を使用する時には，壁面仕上を粗雑にしない限り，入口附近に給気孔を設ける必要はない．但し放水管入口前面にコースタゲートを有する時には，入口部にも給気孔を設けなければならないことは言うまでもない．（図—20）

I 型放水管の場合には，開水路部始端には，閉塞するおそれのない充分なる大いさを有する給気孔を設ける必要がある．

給気孔及び給気管の直径は，必要とする給気量によつて定められるのであるから，一概に言うことはできないが，実験又は資料により定め得る場合を除き，なるべく大きくする方が安全である．一般に給気管直径は 10 cm 以上が望ましく，給気管が笛鳴りするように大いさは宜しくない．給気管を急に曲げることはできるだけ避けるべきで，又給気管入口は幾分ベルマウス状に拡げて，騒音発生と局部的高気速を除くようにするがよい．

水門直後方及び I 型放水管の開水路部始端における給気孔の直径は，次式によつて与えられる空気量を充分に送り得る大いさとすべきであつて，その場合の給気管内の気速は，40 m/sec を超えてはならないことが経験上見出されている．

$$\frac{Q_a}{Q_\omega}=0.04(F-1)^{0.85} \quad \cdots\cdots(114)$$

10) The Bureau of Reclamation： 前出

こゝに Q_a は給気量，Q_ω は水門を2割閉塞した場合の放水管流量，F_1 は同じく水門を2割閉塞した場合の，水門直後方のベナコントラクタにおける射流の Froude 数である。[11]

〔6〕 ゲート及びバルブ

ゲート及びバルブについて，その種類，構造，特性等について詳論することはかなりの紙数を必要とするから，こゝでは単に主なる種類の名称を挙げておく。[12]

（1） ゲート

a. スライド ゲート (Standard high-pressure gate)

b. リングフオロワー ゲート (Ring-follower gate)

c. パラドツクス ゲート (Paradox gate)

d. リングシール ゲート (Ring-seal gate)

（2） バルブ

e. ニードル バルブ (Needle valve)

f. チユーブ バルブ (Tube valve)

g. ホロウジエツト バルブ (Hollow-jet valve)

h. ハウエルバンガー バルブ (Howell-Bunger valve)

ゲート類の中スライドゲートは構造最も簡単であつて，価格も低廉であるが，図—7 に示した如きかなり大きな戸溝を有するから，特に高い水位を受ける放水管に用いるときは，空洞現象に対して注意を要する。本邦においては最も多く用いられる可能性があると判断される。

リングフオロワーゲート，パラドツクスゲート，リングシールゲートは，上述の戸溝を無くするよう，米国の The Bureau of Reclamation により発明されたものであつて，原型はリングフオロワーゲートでパラドツクス，リングシールはその改良型である。戸溝が無いため水理学的には理想の型式であつて，特に高堰堤に適するが価格が高いうらみがある。

バルブ類の中，ニードルバルブ，チユーブバルブ，ホロウジエツトバルブは，前述のリクラメーションで発明され，原型はニードルバルブであつて，ホロウジエツトバルブは現在この種の最良の改良型と称している。ハウエルバンガーバルブも優秀なバルブであつて，米国スミス会社製である，

上述のゲート・バルブの他に，非常用として放水管入口前面にコースタ・ゲートを設けることがある。

VII 設 計 例 題

本章においては3種の I 型放水管の設計実例として，田瀬堰堤（岩手県）の放水管のモデル設計を行う事にする。

---

11) F. B. Campbell and B. Guyton: Air Demand in Gated Outlet Works, Proceedings of Minnesota International Hydraulic Convention, International Association for Hydraulic Research, 1953

12) Calvin Victor Davis: 前出

〔1〕設計課題

放水管入口中心標高	E.L. 172.5 m
放水管入口中心より設計最高水位迄の高さ H_h	42.5 m
放水管入口中心より設計最低水位迄の高さ H_l	5.0 m
放水管入口中心より基本三角形頂点迄の高さ H_0	45.0 m
堤体下流面勾配 m_1	0.8
堤体上流面勾配 m_2	0.06
水平直管（円管）直径 D	2.6 m
入口より主動水門迄の長さ l_0	10.0 m
新管（鋼管）摩擦抵抗係数 λ_1	0.012
永年使用管摩擦抵抗係数 λ_2	0.025
入口損失係数 f_e	0.05
水門安全圧力水頭 p_g	−1.0 m (−0.1 kg/cm²)
許容圧力 p_a	−3.0 m (−0.3 kg/cm²)

以上の如き諸前提のもとに，できるだけ多量の水を放流し得る放水管を設計することが要求されたものとする。

〔2〕放流水を堤体下流面に沿わせる必要のない放水管

1. 水平直管放水管（円管）

管内圧力の検算を行う必要はないから，(5) 式より水位・流量関係を計算し 図—19 に示す。設計図は省略した。

2. 傾斜直管放水管（円管）

(22)，(23) 両式を同時に満足する最大の ϕ 値を計算すれば 3°27′ であるが，次式を成立させる為に 3°26′01″ を採用する。

$$\tan\phi = 0.06$$

次に (7)，(8) 式より L_0，z_0 を計算すると

$$L_0 = 40.725\ \text{m}$$

$$z_0 = 2.439\ \text{m}$$

(6) 式より水位・流量関係を計算し 図—21 に示す。概略設計図を 附図—2 に示した。

〔3〕放流水を堤体下流面に沿わせる放水管

1. 管水路中心線決定

（1） 直管直径は設計課題より 2.6 m

（2） $l_0 = 10.0$ m　(設計課題)

$L_0 = 29.50$ m　(選定)

(3) $z_0 = 4.00\,\mathrm{m}$ (選定)

$\varepsilon = 0.25\,\mathrm{m}$ (選定)

$b_n = 0.95\,\mathrm{m}$ (選定)

(4) (62) 式より $\alpha = 40°25'20'' = 0.70638$ radian

(63) 式より $R_0 = 16.754\,\mathrm{m}$

(64) 式より $L = 11.835\,\mathrm{m}$

(5) (39) 式の第1式より $p_0 = -1.36\,\mathrm{m}$ $(> -1.70\,\mathrm{m})$

(6) (71) 式より $\eta_1 \fallingdotseq 0.180$

(7) (56) 式の左辺 $= -2.98 > -3.00$

であるから曲管内圧力は許容圧力以上にある.

(8) $d_n + 0.5 \fallingdotseq 2b_n + \varepsilon + 0.5 = 2.65\,\mathrm{m}$

(81) 式の右辺 $= 2.26\,\mathrm{m}$

であるから放流水を堤体下流面に沿わせる条件は満足される.

(9) (83) 式より $R_1 = 17.051\,\mathrm{m}$

(84) 式より $R_2 = 16.686\,\mathrm{m}$

(87) 式より $C_1 = -1.597\,\mathrm{m}$

$C_2 = 1.368\,\mathrm{m}$

2. 管水路断面決定

(1) (48) 式より $A_n = 4.452\,\mathrm{m}^2$

(2) (88) 式より $a_n = 1.492\,\mathrm{m}$

従つて $a_n/b_n = n = 1.570$

すなわち n は満足できる値である.

(3) $a_n > \dfrac{D}{2}$ であるから曲管側壁曲線形としては, 水平投影面上において直管終端側面と出口側面とを直管側面に接する円弧にて結ぶことにする. 然るときは

(94) 式より $R_3 = 308.129\,\mathrm{m}$

(4) (100) 式において

左辺 $= -1.106 < 0$

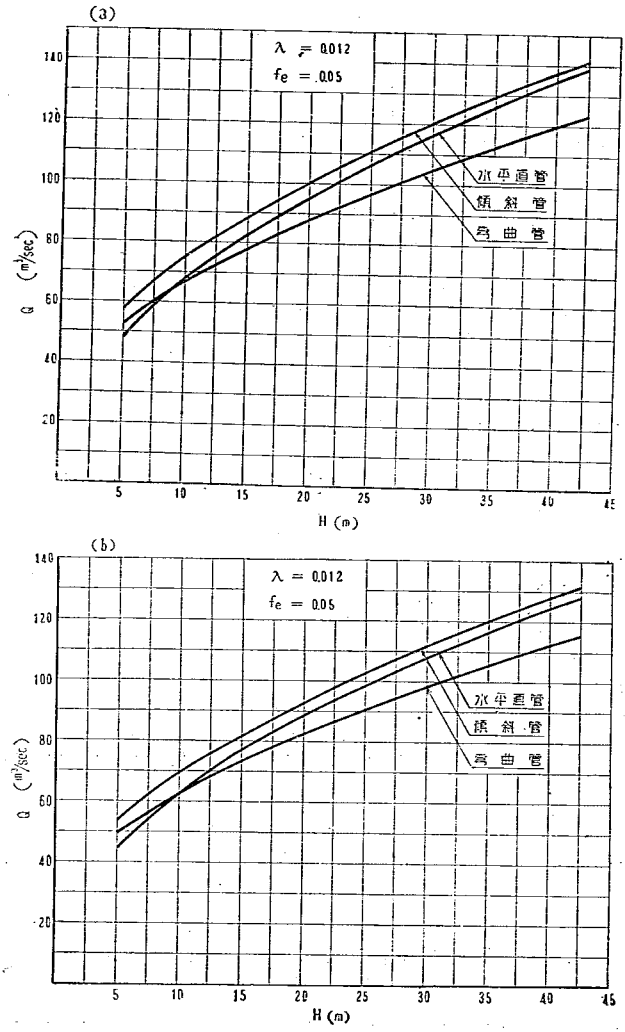
であるから, 曲管全長に亘り $\dfrac{dA}{ds} > 0$ が成立し, 従つて動水勾配線は常に出口に向つて降下する. かくて本設計は総ての水理条件を満足するであろうことが推測されるので, 次に検算により確認しなければならない.

3. 設計放水管の検算

まず曲管部を $\theta = 5°, 10°, 15°, 20°, 25°, 30°, 35°, 40°, 40°25'20''$ の角をなす面で切つて9分する. 次に之等の各断面について

$$L_i = R_0(\theta_i - \theta_{i-1})$$

より L_i, (65) 式より z_i, (91) 式より b_i, (97) 式より a_i, (98) 式より A_i, (109) 式より P_i 従つて R_i を計算し 表-1 に示す.



図—21 水位・流量曲線

表—1 の数値を使用して (101) 式より η_1, η_2 を計算すれば,

$$\eta_1 = 0.1751$$

$$\eta_2 = 0.3268$$

さきに求めた η_1 の近似値の誤差率は僅かに +2.8 %に過ぎないことが分る. (102) 式より水位・流量関係を計算し 図—21 に示した.

$\theta_0 = 30°3'40''$ であるから, (103)~(106) 式より各断面の圧力水頭, 動水勾配線の高さを計算し 表—2 に示したが, これより総ての設計条件は満足されることが明らかとなつた. 本放水管の概略設計図は附図—3 に示した.

VIII 結 語

以上をもつて2篇に亘つて述べたI型放水管に関する研究を一先ず終ることにする. もとより多くの点で不完全のものであろうが, 将来実際設計者にとつて多少の参考ともなれば望外の喜びである. なお, 近き将来放水管の途中から開水路となるI型放水管の理論について記述する予定である.

表—1

断面	θ_t	L_t (m)	z_t (m)	b_t (m)	a_t (m)	A_t (m²)	P_t (m)	R_t (m)
0	0°	—	4.000	1.300	1.300	5.309	8.168	0.650
1	5°	1.462	3.936	1.294	1.303	5.301	8.165	0.649
2	10°	1.462	3.743	1.278	1.314	5.274	8.140	0.648
3	15°	1.462	3.429	1.250	1.331	5.225	8.108	0.644
4	20°	1.462	2.900	1.212	1.353	5.151	8.060	0.639
5	25°	1.462	2.430	1.163	1.381	5.045	8.000	0.631
6	30°	1.462	1.755	1.104	1.414	4.903	7.938	0.618
7	35°	1.462	0.970	1.035	1.450	4.714	7.861	0.600
8	40°	1.462	0.080	0.957	1.488	4.475	7.772	0.576
9	40°25′20″	0.318	0	0.950	1.492	4.452	7.762	0.574

表—2 設計放水管の水理検算表

(a) $H=5.000$ m $Q=52.309$ m³/sec $\lambda=0.012$

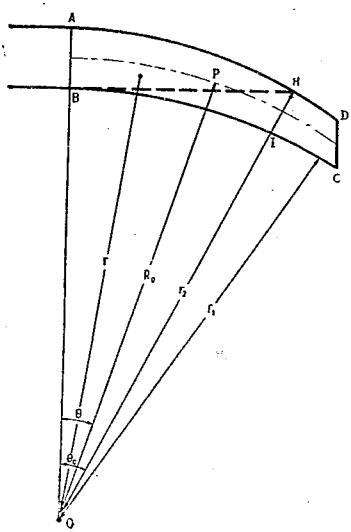
断面	入口よりの距離 (m)	出口中心と管中心との高低差 (m)	流速 (m/sec)	流速水頭 (m)	圧力水頭 (m) 上面	下面	断面平均	動水勾配線の高さ (断面平均) (m)	勢力線の高さ (m)
入口	0	4.000	9.815	4.952	−1.499	1.101	−0.119	3.801	8.753
直管終端	29.500	4.000	9.815	4.952	−2.173	0.427	−0.873	3.127	8.079
1	30.960	3.936	9.868	4.968	−1.725	0.006	−0.859	3.077	8.045
2	32.409	3.745	9.918	5.019	−1.441	−0.065	−0.753	2.992	8.011
3	33.836	3.429	10.010	5.112	−1.112	−0.017	−0.564	2.865	7.977
4	35.230	2.990	10.153	5.260	−0.730	0.114	−0.308	2.682	7.942
5	36.581	2.430	10.365	5.482	−0.312	0.296	−0.008	2.422	7.904
6	37.877	1.755	10.669	5.807	0.111	0.493	0.302	2.057	7.864
7	39.110	0.970	11.095	6.280	0.499	0.643	0.571	1.541	7.821
出口	40.364	0	11.749	7.043	0.799	0.648	0.723	0.723	7.766

(b) $H=42.600$ m $Q=123.006$ m³/sec $\lambda=0.012$

断面	入口よりの距離 (m)	出口中心と管中心との高低差 (m)	流速 (m/sec)	流速水頭 (m)	圧力水頭 (m) 上面	下面	断面平均	動水勾配線の高さ (断面平均) (m)	勢力線の高さ (m)
入口	0	4.000	23.168	27.385	12.445	15.045	13.745	17.745	45.130
直管終端	29.500	4.000	23.168	27.385	8.717	11.317	10.017	14.017	41.402
1	30.960	3.936	23.206	27.475	10.861	8.750	9.805	13.742	41.217
2	32.409	3.745	23.325	27.758	11.422	7.632	9.527	13.273	41.031
3	33.836	3.429	23.540	28.272	11.582	6.695	9.139	12.568	40.840
4	35.230	2.990	23.878	29.089	11.391	5.739	8.565	11.554	40.643
5	36.581	2.430	24.377	30.317	10.785	4.597	7.691	10.121	40.438
6	37.877	1.755	25.090	32.118	9.622	3.070	6.346	8.101	40.219
7	39.110	0.970	26.092	34.734	7.718	0.831	4.275	5.245	39.979
出口	40.364	0	27.632	38.954	4.418	−2.971	0.723	0.723	39.677

附　録

曲管部における圧力分布



図—22

〔1〕圧力分布

曲管部においては遠心力の影響を受けて，上側管壁面の圧力が増大し，下側管壁面の圧力が降下する筈であるから，本章においてはこの断面内圧力分布を理論的に求め，これを実験値と比較してみることにする．

ところで実際の放水管曲管部においては，曲りと同時に断面を円形から楕円に変化しつつ且つ縮少せしめる事が多い．しかも同時に2次流を発生する筈であるから，そのまゝ厳密に数学的に取扱うことは困難である故，ここでは近似的に取扱い実験値と比較して係数を定めることにする．まず，流体粘性及び2次流を無視して，Euler の運動方程式より曲管部の圧力分布を求めることにする．図—22に示す如く，曲管部中心線の曲率中心に原点をとり，此の点を通り鉛直上方に向う直線を首線とし，管中心線と原点を含む鉛直平面内において右廻りに θ を測り，この鉛直平面に垂直に z 軸をとると，円筒座標 r, θ, z による Euler の運動方程式は

$$v_r\frac{\partial v_r}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}+v_z\frac{\partial v_r}{\partial z}-\frac{v_\theta^2}{r}=-g\left(\cos\theta+\frac{\partial p}{\partial r}\right) \quad \cdots\cdots(115)$$

$$v_r\frac{\partial v_\theta}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}+v_z\frac{\partial v_\theta}{\partial z}+\frac{v_r v_\theta}{r}=g\left(\sin\theta-\frac{1}{r}\frac{\partial p}{\partial \theta}\right) \quad \cdots\cdots(116)$$

$$v_r\frac{\partial v_z}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_z}{\partial \theta}+v_z\frac{\partial v_z}{\partial \theta}=-g\frac{\partial p}{\partial z} \quad \cdots\cdots(117)$$

又流れを非回転運動とすれば

$$\frac{1}{r}\frac{\partial v_z}{\partial \theta}-\frac{\partial v_\theta}{\partial z}=0 \quad \cdots\cdots(118)$$

$$\frac{\partial v_r}{\partial z}-\frac{\partial v_z}{\partial r}=0 \quad \cdots\cdots(119)$$

$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}(rv_\theta)-\frac{1}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}=0 \quad \cdots\cdots(120)$$

たゞし上各式において，v_r, v_θ, v_z はそれぞれ r, θ, z の増す方向の速度とし，又 p は水頭にて表わしたる流体圧力である．

曲管部においては一般に断面形が変化している為に，厳密には $v_z\neq 0$, $v_r\neq 0$, $\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}\neq 0$ であるが，この

変形は極めて除々に行われることが多いので，近似的に

$$v_z=v_r=\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}=0 \quad \cdots\cdots(121)$$

とおくと，(118)，(121) 式より

$$\frac{\partial v_\theta}{\partial z}=0 \quad \cdots\cdots(122)$$

又 (120)，(121) より

$$\frac{\partial}{\partial r}(rv_\theta)=0 \quad \cdots\cdots(123)$$

(121)，(122)，(123) より C を任意常数とすると

$$v_\theta=\frac{C}{r} \quad \cdots\cdots(124)$$

原点より管下面に至る距離を r_1，管上面に至る距離を r_2 とする (図—22 参照)．又曲管部楕円断面の長半径，短半径をそれぞれ a，b とし，楕円の中心を座標原点として長軸 (水平軸) を x 軸，短軸を y 軸ととれば，

$$Q=\int_{-b}^{b} v_\theta 2x\,dy=2Ca\pi\frac{\sqrt{r_2}-\sqrt{r_1}}{\sqrt{r_1}+\sqrt{r_2}}$$

$$\therefore \quad v_\theta=\frac{Q}{2a\pi r}\cdot\frac{\sqrt{r_1}+\sqrt{r_2}}{\sqrt{r_2}-\sqrt{r_1}} \quad \cdots\cdots(125)$$

(115)，(121)，(125) 式より

$$\frac{\partial p}{\partial r}=-\cos\theta+\frac{Q^2}{4(\pi a)^2 g}\left(\frac{\sqrt{r_2}+\sqrt{r_1}}{\sqrt{r_2}-\sqrt{r_1}}\right)^2\frac{1}{r^3} \quad \cdots\cdots(126)$$

(126) 式を積分して，管下面に働く圧力水頭を p_1，上面の圧力水頭を p_2 とすれば，その圧力差は次式にて与えられる．

$$\Delta p=p_2-p_1=-(r_2-r_1)\cos\theta+\frac{Q^2}{8(\pi a)^2 g}\cdot\frac{(\sqrt{r_2}+\sqrt{r_1})^4}{(r_2-r_1)}\cdot\frac{r_2+r_1}{r_2^2 r_1^2} \quad \cdots(127)$$

$r_2=R_0+b$，$r_1=R_0-b$ であるから，

(127) 式を書き改めれば

$$\Delta p=2b\left\{-\cos\theta+\frac{Q^2R_0}{4(\pi ab)^2 g}\cdot\frac{(2R_0^2-b^2+2R_0\sqrt{R_0^2-b^2})}{(R_0^2-b^2)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(128)$$

(127)，又は (128) 式が求める圧力差を与える扉である．

ところで実際の円又は楕円管内の彎曲流れでは，二次流の影響により，上述の非回転的速度分布と多少異なり，むしろ外側の流れの方が幾分速いことが観察されている[13]．又一方堰堤放水管においては一般に，その曲率半径は管径に比して充分に大きいと考えられるから，二次流の影響も考慮した場合に，むしろ同一直截断

13) 藤本武助： 応用流体力学，丸善発行，432頁

面内の速度分布が一様であると考えた方が実際に近いものと思われる．このように仮定すれば

$$v_\theta = V = \frac{Q}{A}$$

故に (115) 式より

$$\Delta p = p_2 - p_1 = -(\gamma_2 - \gamma_1)\cos\theta + \frac{V^2}{g}\log\frac{\gamma_2}{\gamma_1} \quad \cdots\cdots(129)$$

$$\log\frac{\gamma_2}{\gamma_1} = \log\frac{R_0+b}{R_0-b} = 2\left\{\frac{b}{R_0} + \frac{1}{3}\left(\frac{b}{R_0}\right)^3 + \frac{1}{5}\left(\frac{b}{R_0}\right)^5 + \cdots\cdots\right\} \fallingdotseq \frac{2b}{R_0}$$

従つて (129) 式は近似的に次の形に表わされる．

$$\Delta p = 2b\left(-\cos\theta + \frac{V^2}{gR_0}\right) \quad \cdots\cdots(130)$$

次に，念の為 (128) 式と (130) 式との差を計算してみる．$R_0 = kb$ とおくと，(128) 式と (130) 式の第 2 項の差の比率は

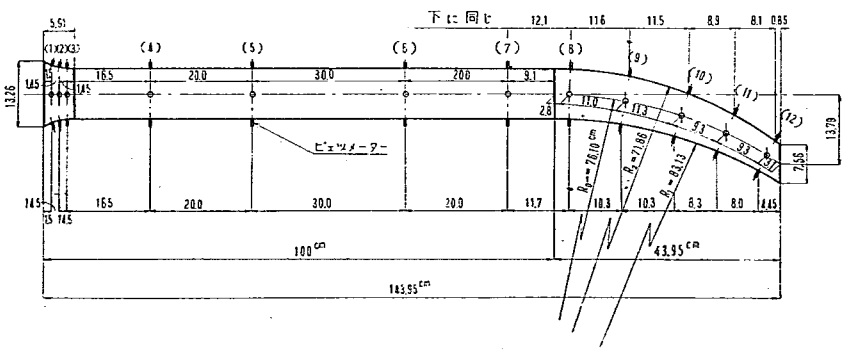
$$\frac{\text{〔(128) 式の第 2 項〕} - \text{〔(130) 式の第 2 項〕}}{\text{〔(128) 式の第 2 項〕}} = \frac{k^2(2k^2-1+2k\sqrt{k^2-1}) - 4(k^2-1)^2}{k^2(2k^2-1+2k\sqrt{k^2-1})}$$

通常の放水管においては，$k>10$ のことが多いから，$k=10$ とおくと

$$\frac{\text{〔(128) 式の第 2 項〕} - \text{〔(130) 式の第 2 項〕}}{\text{〔(128) 式の第 2 項〕}} = 0.015$$

従つて $k>10$ ならば，両式の第 2 項の誤差は高々 1.5% 以内であるから，両式何れを用いるも計算結果はほゞ同一であると言つて差支えない．第 1 項は静水圧分布を意味するものであつて，両式共に共通である．(130) 式は (128) 式に比して計算がかなり容易な形である．

しかしながら，以上の誘導には管の変形並びに粘性を無視したものであるから，果して実験値とどの程度に一致するかを次に検討しなければならない．



図—23　模型管ピエゾメーター位置図

〔2〕 実験値との比較

(130) 式の信頼性を吟味するために，前篇に述べた管水路模型実験の実験値と比較することにする．図—23に示すピエゾメーター (7)～(12) の上，下ピエゾの圧力差，及び各ピエゾ点における直截楕円断面の長半径 a，短半径 b，並びに角 θ をそれぞれ表—3，4 に示す．

之等の数値を用いて (130) 式に依り，上，下管壁面の圧力差を計算しその結果を表—5 に示した．

実験値と計算値との比較に依ると，ピエゾメーター (8) より (11) までは計算値の方が大きすぎる圧力差を

表—3 上・下ピエゾメーターの圧力差実験値

(a) 実 験 I

水位 (H) cm	流量 (Q) cm³/sec	Δp_7 cm	Δp_8 cm	Δp_9 cm	Δp_{10} cm	Δp_{11} cm	Δp_{12} cm
63.30	22,800	−10.10	−6.90	−2.70	−3.80	+ 2.50	+ 5.40
75.38	24,200	−10.30	−5.20	−1.60	−0.60	+ 4.70	+ 6.40
83.28	25,030	−13.10	−4.80	−0.70	+0.80	+ 4.70	+ 8.40
95.67	27,020	−12.80	−3.60	−0.90	+2.80	+ 6.30	+ 8.80
100.61	27,500	−10.00	−3.80	+3.20	+2.80	+ 6.50	+ 8.50
107.52	28,300	−13.60	−3.30	+1.40	+3.20	+ 7.60	+ 9.70
115.48	29,200	−12.50	−3.60	+2.20	+4.60	+ 8.30	+19.50
126.14	30,070	− 9.80	−2.50	+3.40	+5.60	+14.50	+16.50
134.00	31,300	− 9.80	−1.40	+4.34	+7.20	+ 5.17	+14.15
143.52	32,600	− 9.80	−1.10	+5.70	+6.60	+11.70	+14.20

(b) 実 験 II

水位 (H) cm	流量 (Q) cm³/sec	Δp_7 cm	Δp_8 cm	Δp_9 cm	Δp_{10} cm	Δp_{11} cm	Δp_{12} cm
40.75	19,000	−10.00	−7.20	−4.40	−4.80	− 0.38	+ 3.00
50.11	20,750	− 9.80	−8.40	−5.00	−2.80	− 1.00	+ 4.00
59.16	22,000	−10.10	−6.90	−2.60	−1.60	+ 1.60	+ 6.10
70.14	23,750	− 9.80	−5.90	−1.20	+0.40	+ 3.10	+ 7.90
80.47	25,125	−10.00	−4.30	−1.00	0.00	+ 3.10	+ 8.40
92.31	26,750	− 9.90	−4.20	+0.10	+1.60	+ 6.30	+11.10
100.22	27,625	− 9.80	−3.50	+1.00	+2.40	+ 6.90	+11.50
114.68	29,750	− 9.90	−2.70	+2.30	+4.60	+ 7.00	+ 9.90
123.33	30,900	− 7.80	−2.10	+3.10	+5.20	+ 9.90	+15.10
132.67	32,000	− 9.90	−1.50	+4.20	+6.60	+10.60	+17.50
142.20	33,000	− 9.80	−0.70	+5.40	+7.20	+13.00	+19.30

表—4

ピエゾ番号	7	8	9	10	11	12
長半径 a cm	5.00	5.01	5.13	5.43	5.78	6.21
短半径 b cm	5.00	4.99	4.83	4.44	3.96	3.33
角 θ	0°	2°06′30″	10°23′20″	18°53′50″	25°53′50″	32°54′00″

表—5 上・下ピエゾメーターの圧力差計算値

(a) 実験 I

水位 (H) cm	流量 (Q) cm³/sec	Δp_7 cm	Δp_8 cm	Δp_9 cm	Δp_{10} cm	Δp_{11} cm	Δp_{12} cm
63.30	22,800	1.37	1.48	1.66	2.44	3.60	5.43
75.38	24,200	2.81	2.92	3.08	3.81	4.96	6.82
83.28	25,030	3.71	3.82	3.95	4.66	5.80	7.69
95.67	27,020	5.97	6.08	6.18	6.82	7.93	9.89
100.61	27,500	6.54	6.65	6.74	7.37	8.47	10.44
107.52	28,300	7.52	7.63	7.70	8.30	9.39	11.39
115.48	29,200	8.65	8.76	8.81	9.38	10.46	12.49
126.14	30,700	10.61	10.72	10.74	11.25	12.31	14.39
134.00	31,300	11.43	11.54	11.54	12.03	13.08	15.18
143.52	32,600	13.25	13.34	13.32	13.76	14.79	16.94

(b) 実験 II

水位 (H) cm	流量 (Q) cm³/sec	Δp_7 cm	Δp_8 cm	Δp_9 cm	Δp_{10} cm	Δp_{11} cm	Δp_{12} cm
40.75	19,000	− 2.10	− 1.99	− 1.73	− 0.88	+ 0.32	+ 2.06
50.11	20,750	− 0.58	− 0.47	− 0.26	+ 0.57	+ 1.76	+ 3.54
59.16	22,000	+ 0.59	+ 0.70	+ 0.89	+ 1.69	+ 2.86	+ 4.67
70.14	23,750	+ 2.34	+ 2.45	+ 2.61	+ 3.36	+ 4.51	+ 6.37
80.47	25,125	+ 3.81	+ 3.92	+ 4.06	+ 4.76	+ 5.90	+ 7.79
92.31	26,750	+ 5.65	+ 5.76	+ 5.87	+ 6.52	+ 7.64	+ 9.58
100.22	27,625	+ 6.69	+ 6.80	+ 6.89	+ 7.51	+ 8.62	+10.59
114.68	29,750	+ 8.71	+ 8.82	+ 8.87	+ 9.43	+10.52	+12.54
123.33	30,900	+10.89	+10.99	+11.00	+11.51	+12.59	+14.65
132.67	32,000	+12.40	+12.50	+12.49	+12.95	+13.00	+16.12
142.20	33,000	+13.82	+13.92	+13.89	+14.31	+15.34	+17.50

与えた．その差異はピエゾ点 (8) において最も大きく (9), (10), (11), と出口に近ずくにつれて実験値と計算値の差が小さくなり，ピエゾ点 (12) においては双方の値がほゞ一致していることが分つた．このような現象の理由を推測するに，

(1) 上述の解析法においては直管より曲管への遷移区間を完全に無視し，曲率一定なる連続曲管の仮定に基づいているのであるから，この遷移区間では実際の圧力差が静水圧差から理論値に近ずくことは当然と思われる．

(2) 彎曲管は距離と共に変形しているにもかかわらず $v_z = v_r = \dfrac{\partial v_\theta}{\partial \theta} = 0$ と見做している．

之等が主なる原因として予想されるが，特にピエゾ点 (8) よりピエゾ点 (12) 迄の圧力差の漸増は主として (1) によるものであろうと考え，以下少しく究明してみよう．

ところでこのような遷移区間内の圧力分布並びにその距離の理論的解析は面倒であるから，図—22 の A—B 断面より右側において遠心力の影響が如何に現われるかを実験値より求めてみることにする．このために(130)式に補正係数 F を乗じて

$$\Delta p = 2b\left\{-\cos\theta + F\frac{Q^2}{gA^2R_0}\right\} \quad \cdots\cdots(131)$$

(131) 式の右辺に実験によつて得た圧力差を代入して F を計算し，之を 表—6 に記載した．

表—6 F 表

(a) 実 験 I

Q cm³/sec ＼ ピエゾ番号	7	8	9	10	11	12
22,800	−0.009	+0.264	+0.612	+0.519	+0.900	+1.000
24,200	−0.024	+0.367	+0.631	+0.642	+0.982	+0.968
25,030	−0.227	+0.373	+0.657	+0.708	+0.918	+1.056
27,030	−0.176	+0.395	+0.551	+0.739	+0.894	+0.932
27,500	0.000	+0.369	+0.724	+0.714	+0.876	+0.881
28,300	−0.206	+0.376	+0.637	+0.698	+0.894	+0.903
29,200	−0.135	+0.338	+0.642	+0.734	+0.880	+1.391
30,700	+0.010	+0.367	+0.640	+0.715	+1.116	+1.108
31,300	+0.009	+0.398	+0.661	+0.767	+0.610	+0.953
32,600	+0.008	+0.390	+0.669	+0.680	+0.862	+0.880

(b) 実 験 II

Q cm³/sec ＼ ピエゾ番号	7	8	9	10	11	12
19,000	0.000	0.350	0.661	0.481	0.908	1.125
20,750	0.025	0.162	0.489	0.627	0.692	1.053
22,000	0.011	0.281	0.667	0.677	0.877	1.142
23,750	0.019	0.324	0.689	0.752	0.882	1.131
25,125	0.000	0.406	0.630	0.641	0.788	1.048
26,750	0.007	0.365	0.628	0.673	0.912	1.103
27,625	0.012	0.384	0.644	0.683	0.894	1.059
29,750	0.005	0.386	0.645	0.732	0.803	0.856
30,900	0.106	0.375	0.617	0.686	0.867	1.024
32,000	0.004	0.376	0.626	0.755	0.842	1.066
33,000	0.008	0.388	0.640	0.690	0.899	1.080

実験より求めた F の値には多少のちらばりはあるが，大体において次の事を推論することができる．

(1) F はピエゾメーターの位置のみの函数であつて，流速，水圧等には無関係である．

(2) 図—22 の H 点より出口に近い方では F はほゞ1に等しい．たゞし H 点は直管部下面の延長線が彎曲管上面と交る点である．すなわち前述の遷移区間は A—B 断面より H—I 断面までと考えることができる．

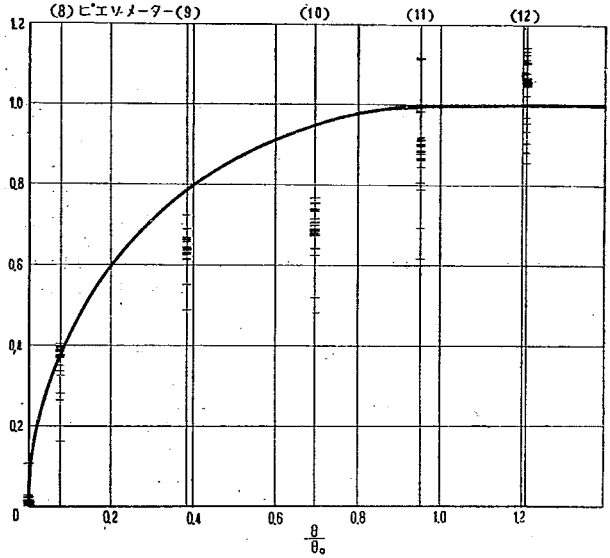
勿論遷移区間は曲管の形状，曲率等によつて異なる筈ではあるが，一般にこの種放水管は大体類似した形状を有しあまり甚だしい変形をとり得ないのであるから，遷移区間に関するこの結果を一般的に適用しても差支えないと信ずる．

今 図—22 において $\angle A0H=\theta_0$，$\angle A0P=\theta$ とすれば，本模型管においては，$\theta_0=27°13'$ であるから，

各断面の θ/θ_0 を求め，この θ/θ_0 と F との関係を 図—24 にプロットした．(表—7)

表—7

ピエゾ番号	7	8	9	10	11	12
θ	0°	2°06′30″	10°23′20″	18°53′50″	25°53′50″	32°54′00″
θ/θ_0	0	0.0775	0.382	0.694	0.952	1.209



図—24　F—θ/θ_0 曲線

一般に F—θ/θ_0 曲線は管の形状に依り変化するものと考えられるが，上述の如くこの種放水管の形状にはあまり差異なく，且つ又遷移区間について正確なる F の値を求めることは容易ではないから，こゝでは簡単に F—θ/θ_0 曲線は

$0<\theta<\theta_0$　の時に　四分の一円弧

$\theta>\theta_0$　の時に　$F=1$

と仮定することにする．図—24 から明らかな如くこの円弧は実験より求めた F を殆んど包括するから，安全側の値を与えることが分る．すなわち

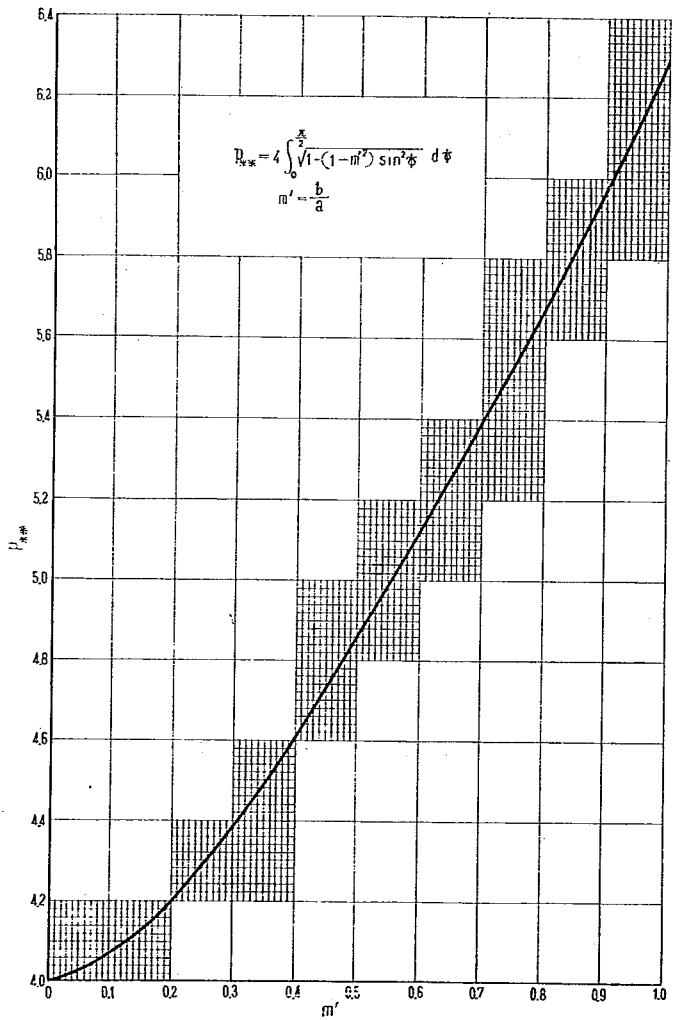
$$\left.\begin{aligned} &0<\theta<\theta_0 \qquad F=\sqrt{\frac{\theta}{\theta_0}\left(2-\frac{\theta}{\theta_0}\right)} \\ &\theta>\theta_0 \qquad F=1 \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(132)$$

こゝに θ_0 は直管底面の延長線が曲管上面と交わる点と，曲率中心とを結ぶ線が鉛直線となす角である．

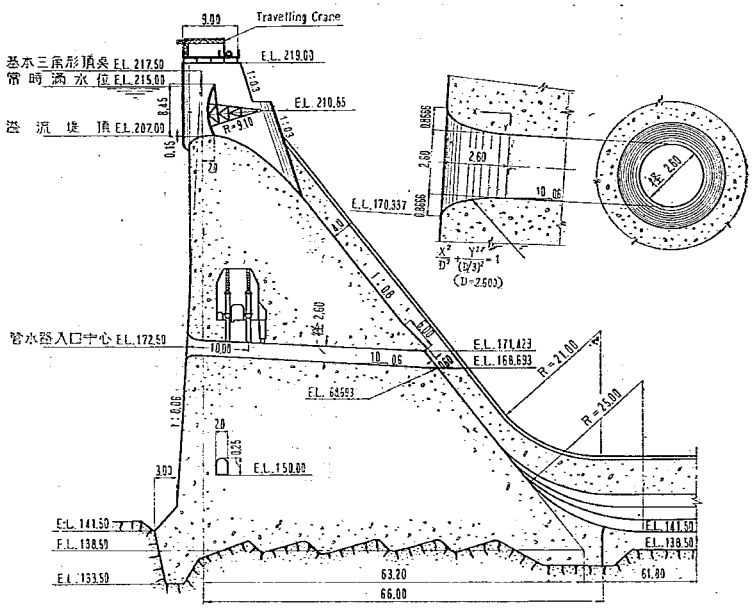
又断面平均圧を p とすれば彎曲管底面圧力，上面圧力は近似的に次式にて表わされる．

$$p_1 = p + b\cos\theta - F\frac{bQ^2}{gR_0} \quad \cdots\cdots(133)$$

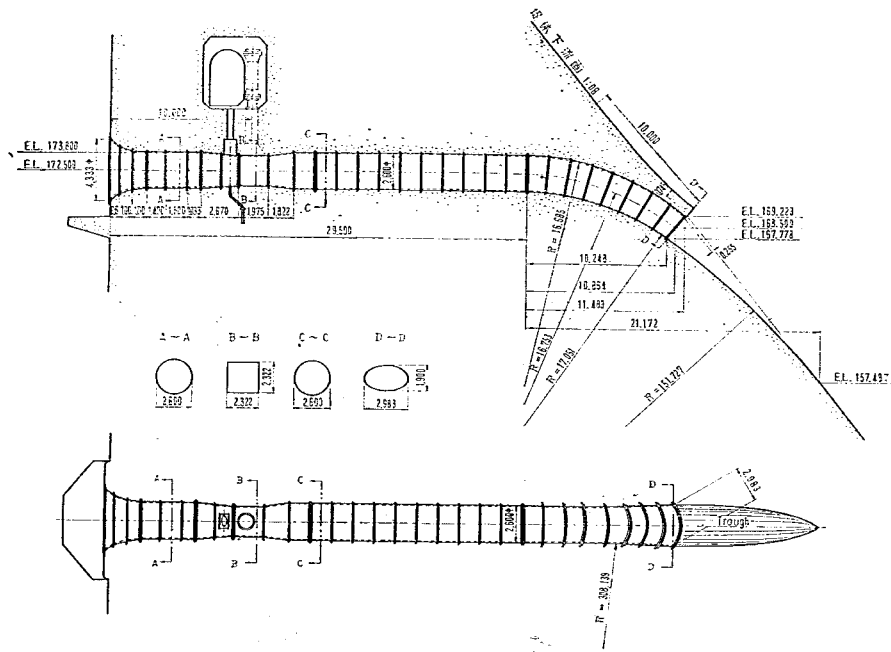
$$p_2 = p - b\cos\theta + F\frac{bQ^2}{gR_0} \quad \cdots\cdots(134)$$

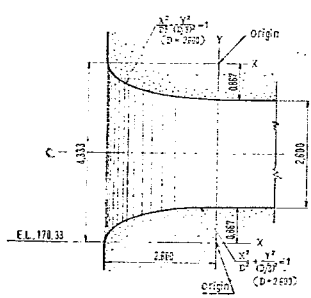


附図—1 $P_{**}\sim m'$ 曲線



附図—2　放水管設計図—Ⅰ（田瀬堰堤）

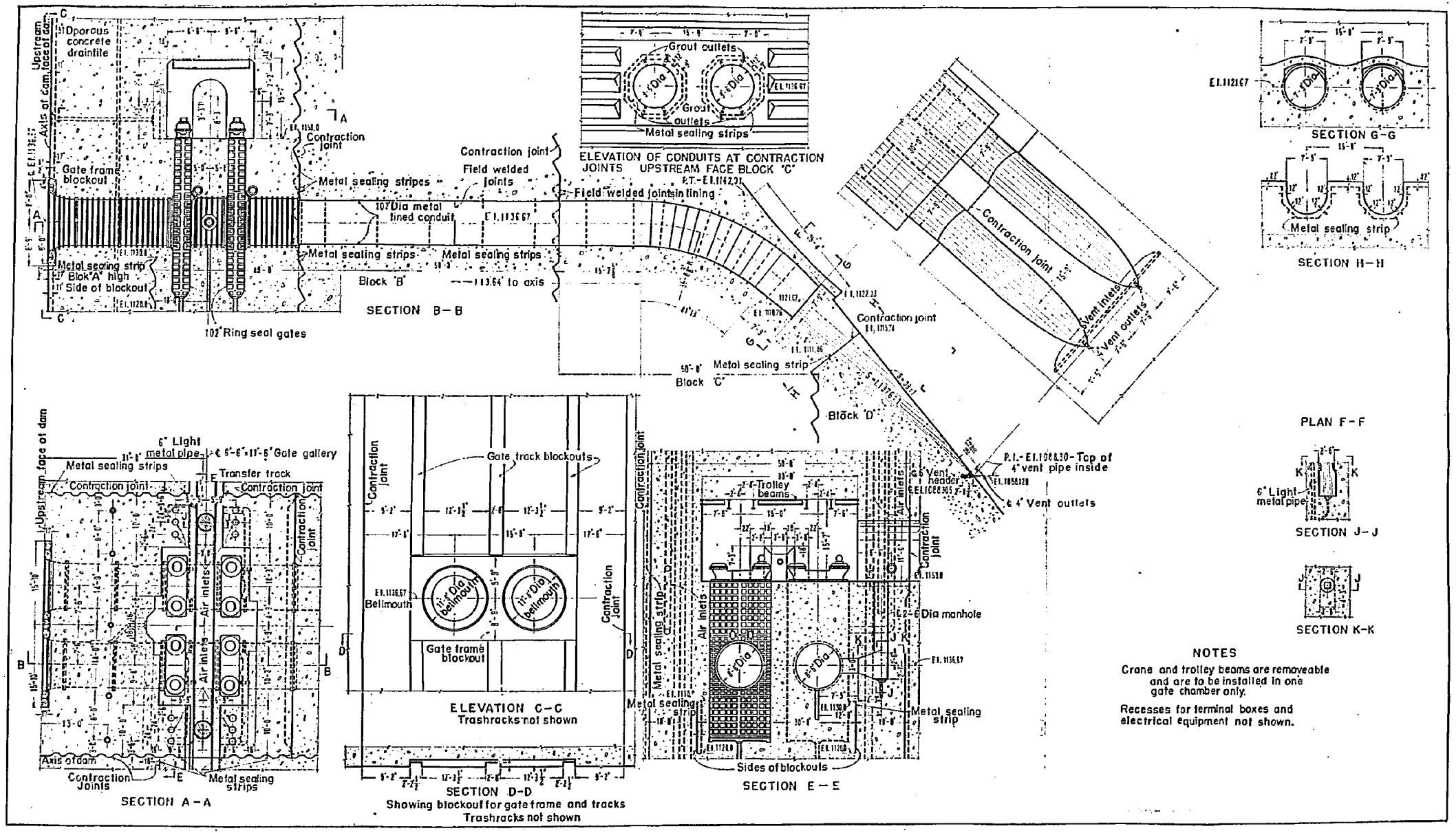




入口曲線座標	
X	Y
0	0.867
0.780	0.835
1.300	0.751
1.600	0.625
2.200	0.462
2.400	0.333
2.50	0.236
2.550	0.169
2.500	0

	要項	
1	形狀大いさ	直管部内径 2.600m 中心長 29.500m
		曲管部変形楕円中心長 11.835
2	設置標高	中心部に於て E.L.172.500
3	構造	鋼板製 板厚 10mm
4	工法	電気溶接工法
5	使用鋼材	SS41

附図—3　放水管設計図—Ⅱ（田瀬堰堤）



附図—4　放水管設計図—I　(Grand Coulee 模型)

田瀬堰堤の余水路に関する模型実験

建設技官　村　幸　雄
建設技官　荒　木　正　夫
建設技官　森　正　秋

（昭和 29 年 4 月）

目　次

I　総　論……(1)
〔1〕堰堤計画……(1)
〔2〕実験装置の大要……(2)
〔3〕模型製作……(2)
〔4〕実験の目的……(4)
〔5〕実験流量……(5)
〔6〕相似律的考察……(5)
II　跳水の水理……(6)
〔1〕水平水叩始端射流水深……(6)
〔2〕跳水共軛水深……(7)
〔3〕露出射流区間長……(8)
〔4〕跳水長……(9)
III　流量係数……(11)
〔1〕溢流係数……(11)
〔2〕放水管……(12)
IV　水叩形状に関する実験……(13)
〔1〕概説……(13)
〔2〕実験方法……(14)
〔3〕各型式の流況比較……(19)
〔4〕下流水位の比較……(24)
〔5〕下流流速分布の比較……(24)
〔6〕各種改良案の綜合比較判定……(27)
V　溢流部門扉の各種組合わせ操作の跳水に及ぼす影響……(27)
〔1〕左側3門全開の場合……(28)
〔2〕右側3門全開の場合……(28)
〔3〕両側各2門計4門全開の場合……(28)
〔4〕中央4門全開の場合……(28)
〔5〕綜括……(28)
VI　結語……(28)

I　総　論

〔1〕堤堰計画

田瀬堰堤（岩手県和賀郡谷内村）は，北上川綜合計画の重要なる一環をなすもので，北上川上流左支川猿ケ

石川に位置し，発電・灌漑並びに洪水調節の機能を兼ねた多目的堰堤である．発電計画としては常時発電力11,700 K.W.，最大22,700 K.W.，年間発生電力量は145,500,000 K.W.H.となつている．灌漑計画としては新規開田2,691町歩，用水補給田3,634町歩を目標とするものであり，洪水調節計画としては，計画洪水量2,700 m³/secを4門の放水管で以て最大放水量を500m³/secに調節して下流に放流する目的を有する．

堰堤型式はコンクリート直線重力堰堤であつて，堰堤高81.5m，堰頂長330.0m，堤体積437,000m³である（附図—1，2，3）．溢流部全幅員は70mであるが，幅2.0mの橋脚5基により，各10m幅のテンターゲートを有する6門の溢流部に分割される．但し洪水調節計画としては放水管に主力をおくものであつて，溢流部流出を許すのは計画洪水量を上回る異常出水の場合に限るのである．

〔2〕 実験装置の大要

田瀬堰堤に関する模型実験は，建設省土木研究所赤羽分室において行つた放水管の実験と，新設の篠崎大型水理実験室において行つた溢流部及び水叩部の模型実験とに分けられる．前者については既に「田瀬堰堤放水管に関する研究」として論じてあるから，本篇においては篠崎実験室において行つた実験についてのみ記述することにする．

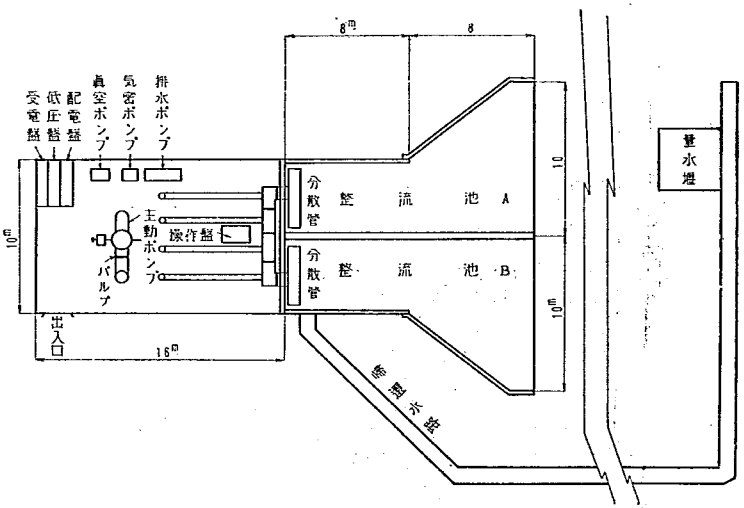
篠崎実験室は堰堤及び河川の大型模型実験場として1953年4月に竣工し，堰堤実験施設としては，次の如きものである．

機械設備	揚水設備	渦巻ポンプ径700m/m（125K.W.高圧モーター直結最大揚程8.54m，揚水最大1,000 l/sec）	1台
		同 附属 気密ポンプ（1HPモーター付）	1台
		真空ポンプ（7.5HPモーター付）	1台
		電動スルースバルブ（3HPモーター付径700m/m）	1台
		チエッキバルブ（径700m/m）	1台
	量水設備	ベンチュリ管（径350m/m）	4台
		水銀マノメーター	4台
		水柱マノメーター	4台
	流量調節	操作盤	1台
	設備	電動スルースバルブ（2HPモーター付径700m/m）	2台
		〃 〃 （〃 600m/m）	2台
		〃 〃 （〃 500m/m）	1台
	排水設備	渦巻ポンプ（7.5HPモーター付）	1台
	送配水設備	送水管 径350m/m 溶接管延長32.0m	
		配分管 径500～700m/m 溶接管延長 8.2m	
		分散管 径700m/m 溶接管延長 8.0m	

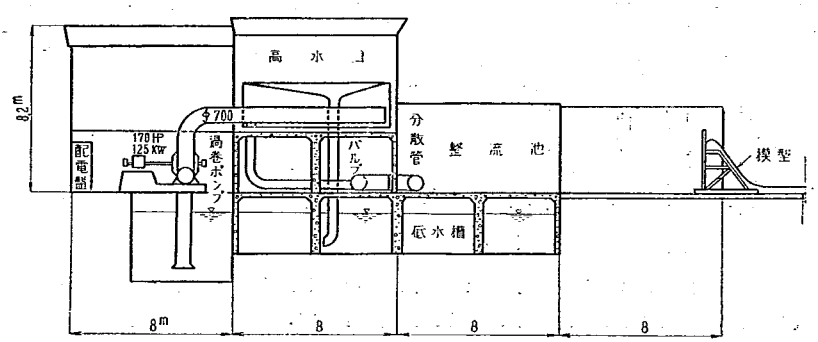
（図—1，2 参照）

〔3〕 模型製作

堰堤及び河川部共に縦横縮尺1/30に製作し，堰体内部には鉄骨トラスを組んで荷重を持たせ，余水路の表面はモルタル磨石仕上とした（図—3，写真—1）



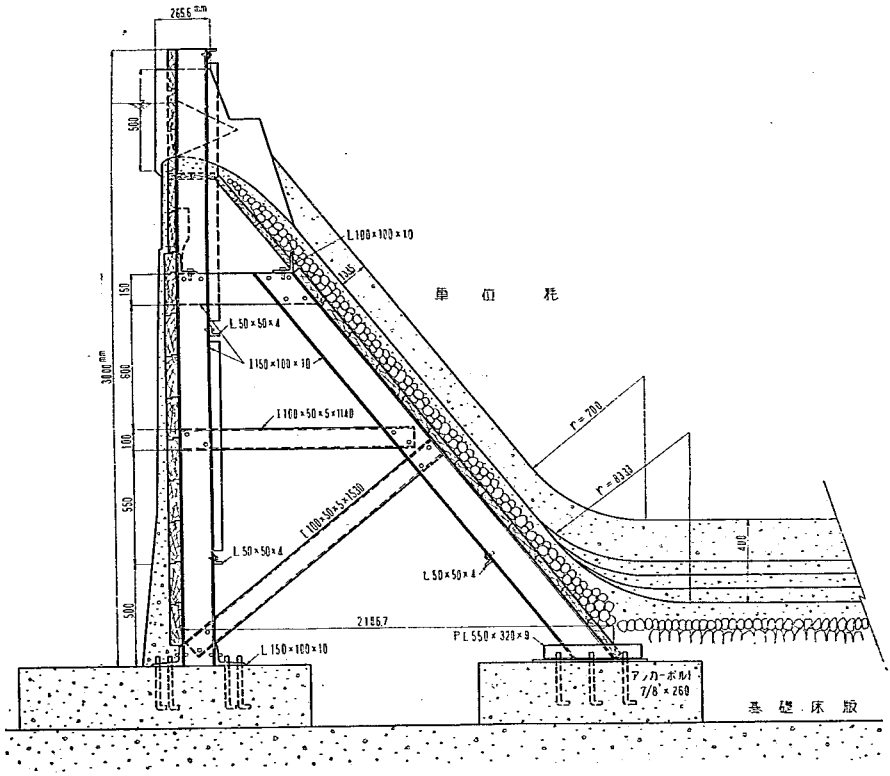
図－1　堰堤実験施設一階平面図



図－2　堰堤実験施設断面図

堰堤上流側の地形は木材張りとしたが，下流側河床は木製枠中に推定岩盤線より5cm（原尺1.5m）下りまでモルタル仕上とし，その上に直径5cmの砕石を敷並べた（写真－2，3）．一般にこの種模型実験において河床には適当な粒度の砂又は砂利を敷いて，河床洗掘状況を調べるのが通例となつているが，河床洗掘実験には多大の時間を必要とするため，模型河床の粗度を所要の粗度に等しくするだけの目的を以て，砕石を敷いたのである．

こゝに用いた砕石河床においては水叩内で跳水を始める場合には，砕石の限界掃流力に達しないために殆んど移動しないが，後で述べる如く露出射流のまゝ水叩外に飛出す場合には容易に流掃され，射流洗掘力の凄し



図—3　模型断面図

さを如実に物語つていた．砕石河床部の長さは水叩尾端より 15m（原尺 450m）まで製作し，その端末に水位調節板を設置し，これを越えた流水は帰還水路を経て低水槽に還流する．

〔4〕 実験の目的

本実験の目的は次のように大別することができる．

(1) 溢流係数測定

(2) 水叩部形状に関する実験

現場工事々務所より，地形．施工その他の条件より原案として提案されたのは，図—12，写真—5 に示す如く，標高 141.0m の水平水叩部の両端に，各 2m の高さの 3 段ステップを切り，且つ水平水叩部末端に高さ 1m の deflector を有する型式であるが，この案が水理学的に是認し得る型式であるか否かを判定せんとするものである．

(3) 溢流部門扉の各種組合わせ操作の跳水に及ぼす影響

6門の溢流部門扉の中，数門のみ開放することは当然考えられることであるが，かゝる場合の各種門扉組合わせ操作法が跳水に及ぼす影響を究明する．

〔5〕 実 験 流 量

実物流量 500 m³/sec (模型流量 101.43 l/sec)，1,000 m³/sec (模型流量 202.86 l/sec) の2種について実験を行うことにした．こゝに 500m³/sec は現地における計画最大放水量であり，1,000 m³/sec は計画放水量の2倍流量として選定した．従つて 1,000 m³/sec を上回る流量が放流される如き異常洪水時には，水叩部並びに下流河床川断面における，多少の破壊はやむを得ないとする基本前提のもとに実験を進めることにした．この選定流量が適切であるか否かは重要ではあるが，別箇に考察すべき問題であろう．

〔6〕 相似律的考察

幾何学的に相似な形状を有する2種以上の相似境界面の周りの流れが，力学的に完全に相似であるためにはそれぞれ次式によつて定義される無次元量である Froude 数 (F_r)，Reynolds 数 (R_e)，Weber 数 (W_e) Caunchy 数 (C_a) が各流れに対して何れも一致しなければならないことは，流体力学において既に証明されている所である．

$$F_r=\frac{V}{\sqrt{gl}},\quad R_e=\frac{Vl}{\nu},\quad W_e=\frac{V^2l}{\sigma/\rho},\quad C_a=\frac{V}{\sqrt{e/\rho}}$$

こゝに V は流速．l は境界面の大いさを表わす基準長，ρ は流体の密度．ν は動粘性係数，σ は表面張力，e は弾性率，g は重力加速度を表わすものとする．

この4種の無次元量について吟味するに，Froude 数は慣性力と重力との比を示すものであり，Reynolds 数は慣性力と粘性力との比を示し，Weber 数は慣性力と表面張力との比を表わし，Cauchy 数は慣性力と弾性力との比を表わすものである．

以上の4箇の無次元量を，大いさの異なる数種の流れに対して悉く一致させるためには，重力加速度，流体の粘性係数，密度，表面張力，弾性率等を自由に変化させ得ることが必要であるが，これは実際問題としては一般に不可能である．ところでこの4箇の量は何れも常に等しい重要性を有するものではなく，場合に応じてその中の1又は2箇のみを一致させれば充分である．

例えばこゝに述べる如き種類の水理実験においては，Weber 数と Cauchy 数は問題とする必要はないものと思われる．従つて，残りの Froude 数と Reynold 数とを一致させることが出来れば充分なのであるが，この為には重力加速度又は流体の動粘性係数の中，何れかを実物と模型とで変化させる必要がある．しかしながら現在の実験技術ではこれは不可能に近いから，やむ

表—1 実物と模型の縮率表

基本量	次元	縮率	
長さ又は水深	L	m	1/30
面積	L^2	m²	1/900
体積	L^3	m³	1/2,700
時間	T	m$^{1/2}$	1/5.477
速度	LT^{-1}	m$^{1/2}$	1/5.477
加速度	LT^{-2}	1	1
流量	L^3T^{-1}	m$^{5/2}$	1/4,929.6
圧力の強さ	$ML^{-1}T^{-2}$	m	1/30
エネルギー	L^2MT^{-2}	m⁴	1/810,000
運動量	LMT^{-1}	m$^{7/2}$	1/147,888
溢流係数	$L^{1/2}T^{-1}$	1	1

なく本模型実験においては両者の中，この場合影響が遥かに大きいと思われるFroude数を，実物と模型とで一致させることにした．従つて当然実物と模型の Reynolds 数は異なることになるが，この影響については未だ不分明の点が多いので将来究明を要すると思う．

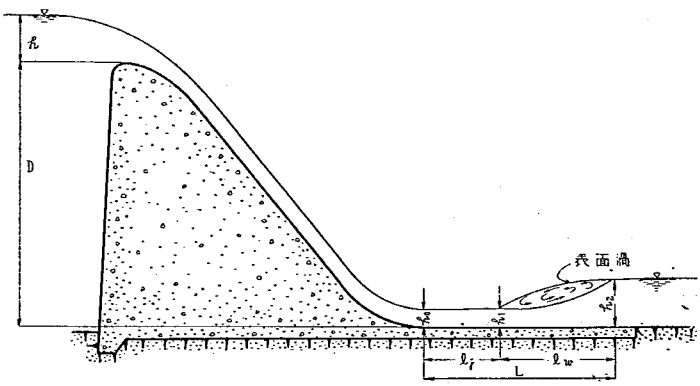
実物と模型の Froude 数を一致させた場合に，各基本量の次元並びに本模型実験における縮率は，表－1に示す通りである．

II 跳水の水理

先ず実験の準備として，本堰堤水叩における跳水の水理を計算してみることにした．

〔1〕 水平水叩始端射流水深

堤体を流下する射流は，厳密には急勾配水路を流下する不等速定流として，計算すべきであるが，佐藤氏等の研究によれば次の如き簡単な計算法でも，実際目的には充分であることがわかつている[1][2]



図－4 跳水現象

今図－4に示す如く，単位幅当りの流量 q が，高さ D なる堰堤より，h なる溢流水深で以て溢流々下する場合に，水平水叩始端における射流水深 h_0 は，溢流水の摩擦損失水頭を h_f とするとき次式にて与えられる．

$$h_0=\frac{q}{\sqrt{2g\,(D+h-h_0-h_f)}} \quad \cdots\cdots(1)$$

但し $$h_f=C_0\frac{D}{h}(D+h) \quad \cdots\cdots(2)$$

こゝに C_0 は無次元の比例常数であつて，主として溢流面の粗度の函数であると考えられる．(1)式の右辺分母の h_0 は，高堰堤の場合には，$D+h$ に比して極めて小さい量であるから，これを無視して(2)式を代入すれば

$$h_0=\frac{q}{\sqrt{2g(D+h)\left(1-C_0\frac{D}{h}\right)}} \quad \cdots\cdots(3)$$

1) 佐藤清一： 水叩に関する水理学的考察，内務省土木試験所報告，第72号，昭 18. 9
2) R. R. Randolph : Hyaraulic Tests on the Spillway of the Madden Dam, Transactions of A. S. C. E., Vol. 103, 1938.

(3)式によつて h_0 の近似値を計算することができる．本堰堤の場合には $C_0=0.02$ と仮定して，各種流量について h_0 を計算し表－2，表－3に示した．

〔2〕跳水共軛水深

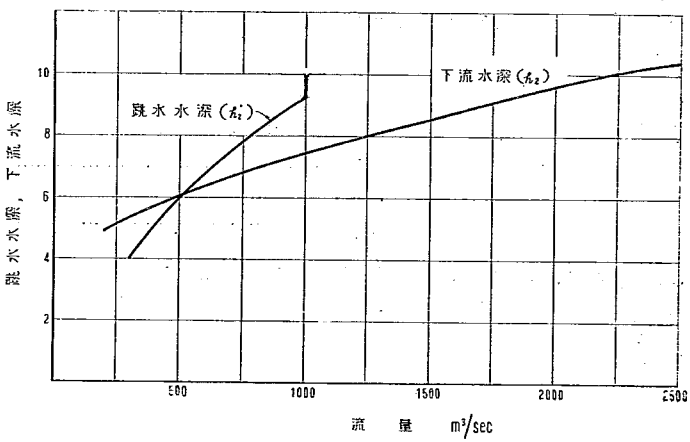
水平水叩始端における射流水深 h_0 が，自然河川の下流水位に対応する共軛射流水深に等しければ，直ちに跳水を生じて常流となり，共軛水深より小さければ露出射流（図－4参照），大きければ潜流を生ずる．

射流及び常流の共軛水深は1対1の対応にあるから，射流水深 h_0 に対応する常流共軛水深(跳水水深) h_2' を運動量理論に基づいて求めれば

$$h_2'=\frac{1}{2}h_0(\sqrt{1+8F_1^2}-1) \quad \cdots\cdots(4)$$

こゝに $F_1=\dfrac{V_0}{\sqrt{gh_0}}=\dfrac{q}{h_0\sqrt{gh_0}}$ $\cdots\cdots(5)$

(4)，(5)両式より跳水水深 h_2' を計算し，表－2，図－5に示した．又水叩部末端より325 m下流の，田瀬橋量水標における水位・流量関係に基づいて，水叩部末端における水位・流量曲線を推定し，これより流量と標高141.0mの水平水叩面より測つた下流水深 h_2 との関係を求め，表－2，3，図－5に示した．



図－5

表－2　跳水水理計算表

全流量 Q m³/sec	単位幅当りの流量 q m³/sec/m	溢流水深 h m	水平水叩始端射流水深 h_0 m	跳水水深 h_2' m	下流水深 h_2 m
300	4.2857	1.8420	0.2208	4.0101	5.32
400	5.7143	2.2314	0.2445	5.0984	5.70
500	7.1429	2.5894	0.2782	5.9798	6.05
600	8.5714	2.9240	0.3149	6.7451	6.36
800	11.4286	3.5422	0.3908	8.0654	6.92
1000	14.2857	4.1104	0.4677	9.2055	7.43

表—3 跳水水理計算表

全流量 Q m³/eec	単位当りの流量 h m³/sec/m	溢流水深 h m	水平水叩始端射流水深 h_0 m	跳水射流水深 h_1 m	下流水深 h_2 m	露出射流長 l_j m	跳水長 l_w m	L l_j+l_w m
600	8.5714	2.9240	0.3149	0.3513	6.36	6.4066	28.62	35.0266
800	11.4286	3.5422	0.3908	0.5179	6.92	24.7390	31.14	55.879
1000	14.2857	4.1104	0.4677	0.6912	7.43	47.0766	33.435	80.5116
1200	17.1429	4.6416	0.5446	0.8690	7.89	72.8104	35.505	108.3154
1400	20.0000	5.1442	0.6212	1.0474	8.32	81.0441	37.44	118.4841
1600	22.8571	5.6229	0.6974	1.2234	8.75	130.0188	39.375	169.3938

図—5より直ちに分る如く，跳水水深 h_2' と下流水深 h_2 の両曲線は，流量 510 m³/sec において交叉するから，510 m³/sec の場合に丁度水叩始端において跳水を起すことになり，流量が 510 m³/sec 以下の時には潜流，以上の時には露出射流を生ずる．従つて本堰堤の計画最大放水量は，前述の如く 500 m³/sec であるから殆んど跳水水位に当り，この意味では水叩高の設計は是認され得るものと言える．流量が 500 m³/sec 以下においては明らかに潜流となり，一般に潜流の場合にはむしろ水叩底面に沿つて速い流れが存在するとされているが，本堰堤においては水叩端末に deflector を設け，底面の速流を河床面より離す方法を採つているから，下流河床の洗掘は防ぎ得られるものと考えた．他方，実験流量として 500 m³/sec の他に，1,000m³/sec をも対象とすることにしたから，次に 1,000 m³/sec の場合に生ずる露出流射の長さを求めなければならない．

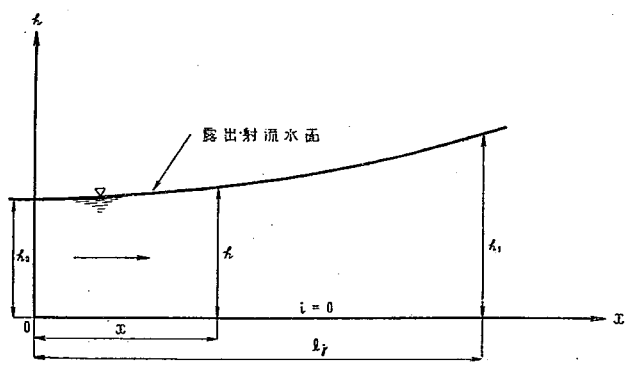
〔3〕 露出射流区間長

ある単位幅当りの流量 q が流れた場合の下流水深を h_2 とし，この下流水深と共軛関係にある射流水深 h_1 とすれば，h_1 は(4)式を変形することにより，容易に次式にて与えられる．

$$h_1=\frac{1}{2}h_2(\sqrt{1+8F_2^2}-1) \quad \cdots\cdots(6)$$

こゝに　$$F_2=\frac{V_2}{\sqrt{gh_2}}=\frac{q}{h_2\sqrt{gh_2}} \quad \cdots\cdots(7)$$

従つて水叩始端における水深 h_0 の射流が，底面に働く摩擦抵抗によつて漸次減速して，h_1 なる水深まで水位が上昇した時，始めて跳水を起し始めることになる．すなわち水平水路床上を流れる射流の水深が，h_0 から h_1



図—6

まで増大するに必要な流走距離が露出射流の長さとなるのである．次にこの長さを与える式を示す．[1]

広矩形断面水路を流れる不等速定流の一般式は，座標軸を図—6の如く選ぶとき，一般に次式にて表わされる

$$\frac{dh}{dx}=\frac{i-\frac{q^2}{C^2h^3}}{1-\frac{q^2}{gh^3}} \quad \cdots\cdots(8)$$

こゝに C は Chèzy の常数で，水深・勾配並びに底面粗度の函数と考えられるが，水深 h の変化は小さいから積分に当つては常数と見なし得る．然る時は $i=0$ であるから(8)式より

$$\frac{dh}{dx}=\frac{-\frac{q^2}{C^2}}{h^3-\frac{q^2}{g}} \quad \cdots\cdots(9)$$

(9)式を積分して $x=0$ の時，$h=h_0$ の条件より積分常数を定めれば，

$$x=C^2\left\{\frac{1}{g}(h-h_0)-\frac{1}{4q^2}(h^4-h_0^4)\right\} \quad \cdots\cdots(10)$$

水深 h_0 より h_1 に上昇するまでに流れる距離が，露出射流長 l_j であるから，(10)式より

$$l_j=C^2\left\{\frac{1}{g}(h_1-h_0)-\frac{1}{4q^2}(h_1^4-h_0^4)\right\} \quad \cdots\cdots(11)$$

上式において C は n を粗度係数とする時，射流の場合にも Manning 公式が成立するものとすれば，次式にて与えられるが，n は常流に対する Kutter の粗度係数値をそのまゝ用いることはできず，当然 Froude 数によつて異なる値を使用しなければならない[3]．しかしながら射流の流体抵抗に関する研究は，未だ充分進んでいないようであるから，如何なる値を選定すればよいかを判断することは容易でない現状にある．こゝでは $n=0.018$ と仮定した．

$$C=\frac{1}{n}\left(\frac{h_0+h_1}{2}\right)^{\frac{1}{6}} \quad \cdots\cdots(12)$$

(11)，(12)式より各流量について露出射流区間長 l_j の値を計算し，表—3に掲げた．

〔4〕 跳 水 長

(6)式により跳水を生ずる場合の，射流と常流の共軛水深は与えられるが，実際には流体は慣性を有するから射流水位より不連続的に常流水位にまで水面上昇するものではなく，ある距離に亘つて上昇を完了するものである．この跳水に必要な距離を跳水長と呼び，この区間においてかなり急な逆水面勾配をなす為に，上部の水は流れに逆つて崩れこみ，激しい渦転流と泡立とを生じて，射流の運動エネルギーの大部分を散逸するものである（図—4，写真—24）．

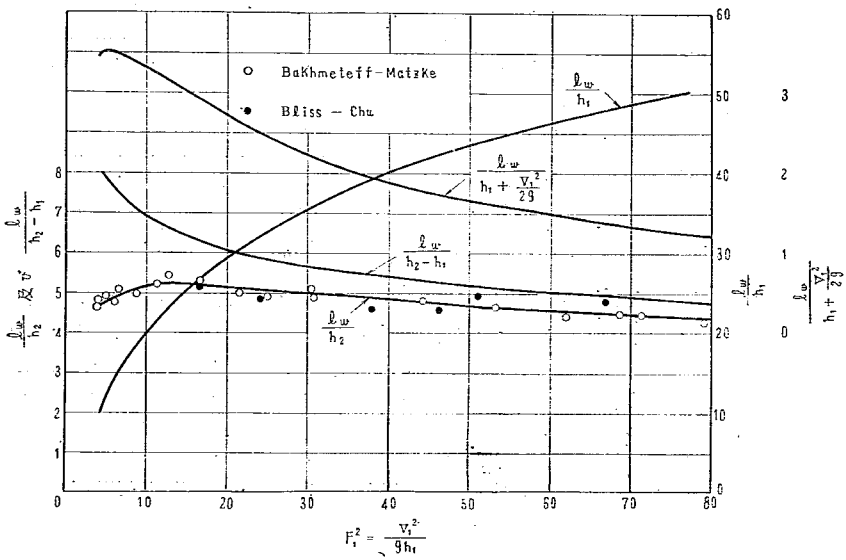
跳水長については人によつて多少定義が異なるが，主として次の何れかの定義に従う人が多いようである．(1)表面渦の長さをそのまゝ跳水長とする．(2)水位が最も上昇する点までの長さをとる．何れの立場もそれぞれ一長一短を有するが，筆者は射流の運動エネルギーが完全に位置のエネルギーに転換された地点として，後者

1) 佐藤清一：前出
3) 木間仁：射流現象特に射流の流体抵抗に就て(1)，土木学会誌，第28巻第5号，昭17. 5

の説をとりたいと思う.

いまのところ跳水長を完全に理論的に求める方法はなく，何れも実験式の域を出ない現状にある。実験式としては Safranez, Ludin, Einwachter, Smetana, Woycicki, Bakhmeteff, Matzke 氏等による多くの公式が発表されているが，これらの内，Bakhmeteff-Matzke 及び Bliss-Chu の実験値を整理した図—7に，跳水長 l_w と射流水深 h_1，常流水深 h_2，水位上昇量 (h_2-h_1) 並びに射流のエネルギー $(h_1+V_1^2/2g)$ 等との比と，Froude 数との関係を示してある[4]. 図—7より l_w/h_2 が最も Froude 数に無関係に近いことは明らかであり，大体において次式により跳水長を計算して差支えないものと思われる.

$$l_w=4.5\sim5.0h_2 \quad \cdots\cdots(13)$$



図—7 跳水長と Froude 数

(13)式は Safranez の公式[5]とも一致するものである. (11), (12), (13)式より，水平水叩始端より跳水が完了するまでの距離を L とすれば，次式にて与えられる.

$$L=l_j+l_w \quad \cdots\cdots(14)$$

(13), (14)両式より l_w, L を計算し表—3に掲げた. 計画水叩長は図—12に示す如く，59m であるから，流量 1,000m³/sec においては水叩内において跳水を始めるが，跳水末端は水叩外に出ることになる. 従つて 1,000m³/sec の流量に対しては，水叩長は多少不足のように見えるが，水叩末端に deflector を有すること

4) B.A. Bakhmeteff, A.E. Matzke: The Hyaraulic Jump in Terms of Dynamic Similarity, Transactions of A.S.C.E., Vol. 101,

5) Kurt Safranez: Untersuchungen Über den Wechselsprung, Mitteilung aus dem Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Berlin, Nr. 6

ではあり，且つ 1,000m³/sec の流量は異常出水の場合に限ることを考慮すれば，まず水叩長をこの程度にとどめるのが常識的であろう．

以上により，少なくとも水叩部の長さ並びに標高については，計算上からは修正の必要はないものと判断された．

III 流 量 係 数

〔1〕 溢量係数

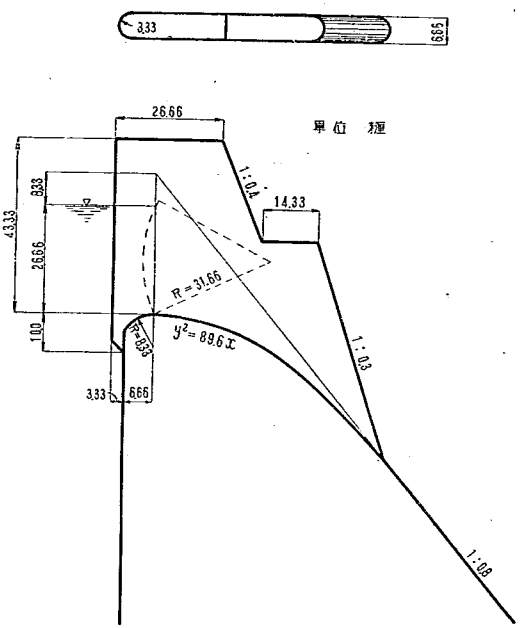
堰堤溢流部模型の型状は図－8に示す．模型における実測によつて得た全門扉開放時の溢流水深 h，流量 Q の関係を表－4，図－9に示した．図－9には相似律による実物に対する換算値をも記入してある．次に最も普通に用いられる堰堤の溢流公式(15)式に基づいて，溢流係数 C を算出しこれを表－4，図－10に示す．

$$Q=CBh^{\frac{3}{2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(15)$$

こゝに B は橋脚を除く溢流部全幅であつて，本模型においては 2.0m (0.3333 m×6 門) である．本堰堤模型においては，溢流係数 C は溢流水深の増大に伴ない幾分増大する傾向を有するが，その変化率は比較的小さく，ほゞ次式にて表わされる．

$$C=1.95+0.23h \quad \cdots(16)$$

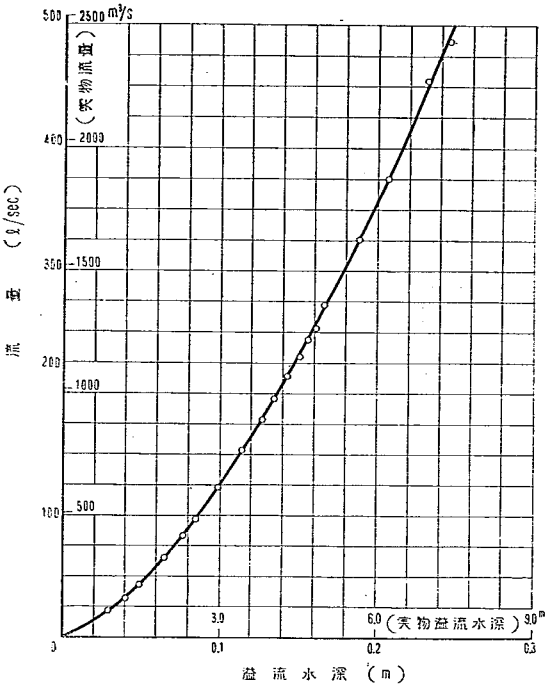
こゝに h はメートル単位である．前章の跳水水理の計算においては近似的に $C=2.0$ とした．但しこゝに求めた溢流係数は，全門扉開放の場合の値であつて，若干の門扉のみ全開の場合の係数とは多少異なる筈であるが[6]，この場合についての実験は行つていない．



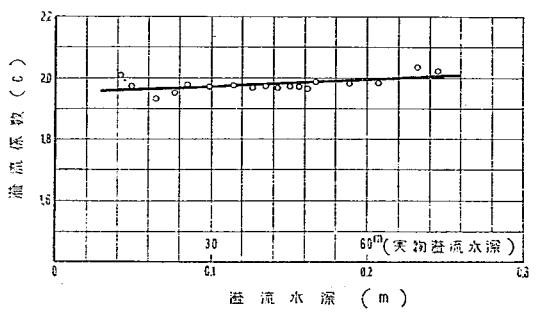
図－8 溢流部模型

(15)式から明らかな如く，C は次元を有する係数であり，こゝに求めた値はメートル・秒単位であるが，相似律から考察すると表－1に記載した通り，幸なことに C の縮率は1となるから，粘性の影響を無視できる場合には，実物にそのまゝ適用することができる．しかし実際には，表面摩擦は実物と模型とでかなり異なる筈であるから，如何に補正すべきかという事は，今後究明を要する重要なる問題である．

6) 山本弘之：堰堤の溢流係数に関する模型実験，内務省土木試験所報告，第66号，昭17.11



図—9　溢流水深・流量曲線



図—10　溢流水深と溢流係数

表—4　溢流係数実測値

No.	h m	Q m³/sec	C
1	0.0410	0.0333	2.0055
2	0.0492	0.0430	1.9701
3	0.0656	0.0650	1.9343
4	0.0765	0.0828	1.9543
5	0.0845	0.0970	1.9744
6	0.0989	0.1226	1.9709
7	0.1145	0.1532	1.9771
8	0.1269	0.1782	1.9708
9	0.1347	0.1957	1.9793
10	0.1435	0.2143	1.9711
11	0.1506	0.2310	1.9762
12	0.1563	0.2438	1.9728
13	0.1608	0.2536	1.9664
14	0.1670	0.2715	1.9892
15	0.1886	0.3253	1.9859
16	0.2073	0.3750	1.9866
17	0.2321	0.4547	2.0335
18	0.2445	0.4890	2.0221

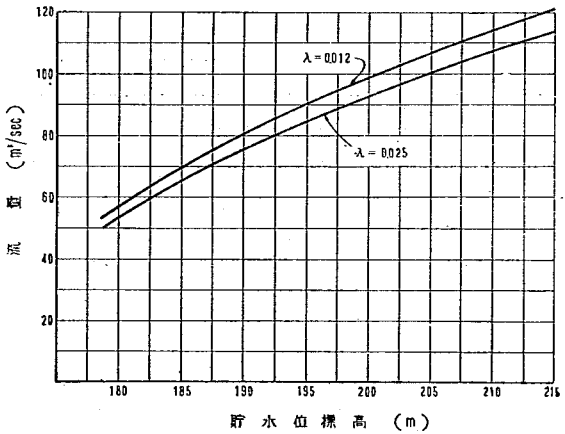
表—5　放水管1門当りの貯水位・流量表

貯水位標高 m	流量 新管 m³/sec	流量 永年使用管 m³/sec
190	80.56	75.82
192	84.50	79.53
194	88.27	83.08
196	91.89	86.48
198	95.36	89.76
200	98.72	92.91
202	101.96	95.97
204	105.11	98.93
206	108.16	101.80
208	111.13	104.59
210	114.02	107.31
212	116.84	109.97
214	119.59	112.56
215	120.95	113.84

〔2〕 放 水 管

放水管については別報に詳論してあるので，こゝでは実際に設置された管水路について，新管の摩擦抵抗係数 $\lambda_1=0.012$，永年使用後の摩擦抵抗係数 $\lambda_2=0.025$ と仮定して，次式により放水管1門当りの貯水位．流

量関係を求め，これを表—5，図—11に示すにとどめる．



図—11　水位・流量曲線（放水管）

$$Q=A_n\sqrt{\frac{2g(H+z_0)}{1+\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2\left(fe+\lambda\frac{L}{D}\right)+\frac{\lambda A_n^2}{8}\sum_{i=1}^{n}\frac{L_i}{R_{i-1}+R_i}\left(\frac{1}{A_{i-1}}+\frac{1}{A_i}\right)^2}}\quad\cdots\cdots(17)$$

こゝに H は管水路入口中心より貯水面までの高さ，z_0 は管出口中心と入口中心との高低差，A_0 は直径 D 長さ L なる直管部の断面積，A_n は管出口断面積，A_i，R_i はそれぞれ曲管部 i 断面の断面積．径深，L_i は曲管部（$i-1$）断面と i 断面間の管中心沿に測つた距離，f_e は入口損失係数，λ は摩擦抵抗係数とする．詳細については脚註の文献を参照されたい[7]．

IV　水叩形状に関する実験

〔1〕概　説

既に第2章において論じた如く，1,000m³/sec 以下の流量が流れた場合には，理論的には水平水叩内において跳水を生ずる筈である．従つて水叩全幅がこの水平水叩からなる場合には，恐らく問題は生じないであろうと推察されるが，現場工事々務所より原案として提案された案においては，両岸の岩盤掘削の関係により図—12に示す如く，両側に各 2 m 高さの3段のステップを切り，更に水平水叩の末端には deflector を有するのに反して，ステップの端末には何等の工作物も備えていない型式である（写真—5）．本型式においてはステップ上を流れる高速流に対しては，下流水深が水平水叩部よりもずつと浅くなる為に，跳水を生じ難く，従つて跳水によるエネルギー減殺が行われ難くなるものと思われる．すなわち溢流水，殊に上段ステップ上を流れる

7)　村幸雄，荒木正夫：堰堤放水管に関する研究(1)，建設省土木研究所報告，第88号，昭29.9

高速流は，落下によつて得たエネルギーの大部分を保持したまゝ水叩外に飛出す為に，水叩より下流河川断面の両岸寄りの流れは，相当の距離に至るまで，河川中央部の流速に比して著しく速く，その河床洗掘力も又甚しきものがあるのではないかと推察された．

以上の理由により，本型式は水理学的に多分の好ましからざる要素を含んでいるように思われるので，当然このステップを取り除いて全部水平水叩とするのが理想的ではあるが，既に工事現場では，図—12のF～F断面までコンクリート打設が完了している現状にかんがみ，実際現場において採用可能と思われる4種の改良案を考案し，これと原案並びに全部水平水叩とする理想的と目される比較案とを併せて，6種の案について比較実験を行うことにした．之等の諸案を一括表示すれば，表—6の通りである（図—12，14,15,16,17,18 参照）．

なお，原案において水理学上好ましからざる現象は，両側ステップ上を流れる高速度であるから，これを消す目的を以て図—13に示す如く，導流壁を内側に寄せて流れを中央部に集める型式も，当然考えられるであろう．しかしながらこの場合には，中央部の射流に両側よりエネルギーを補給する結果，跳水を遅らせる現象を生ずる筈である．田瀬堰堤については理論計算並びに実験共に，1,000m³/sec の流量の場合には，たとえ上段ステップのみを消した時といえども，その影響は顕著であつて，露出射流のまゝ水叩外に飛び出すことになり副堰堤を併設しない限り改良案として採用し得ざることは明らかとなつたから，本篇においては，この型式についてこれ以上の論及は省略する．

表—6 水叩部形状一覧表

番号	種別	図表番号	写真番号	ステップ型	sill 形状			sill の高さ
					下段	中段	上段	
00	原案	図 — 12	写真— 5	3 段	—	—	—	—
10	改良案—1	図 — 14	写真— 9	3 段	1 : 0	1 : 1	1 : 2	下段 1.0m
20	改良案—2	図 — 15	写真—13	水平 2 段 傾斜 1 段(上段)	1 : 0	1 : 1	—	中段 2.0m
30	改良案—3	図 — 16	写真—17	水平 2 段 傾斜 1 段(上段)	1 : 0	1 : 1	1 : 1	上段 2.0m
40	改良案—4	図 — 17	写真—22	2 段	1 : 0	1 : 1	—	
50	比較案—5	図 — 18	写真—26	0	deflector を有す			—

〔2〕 実験方法

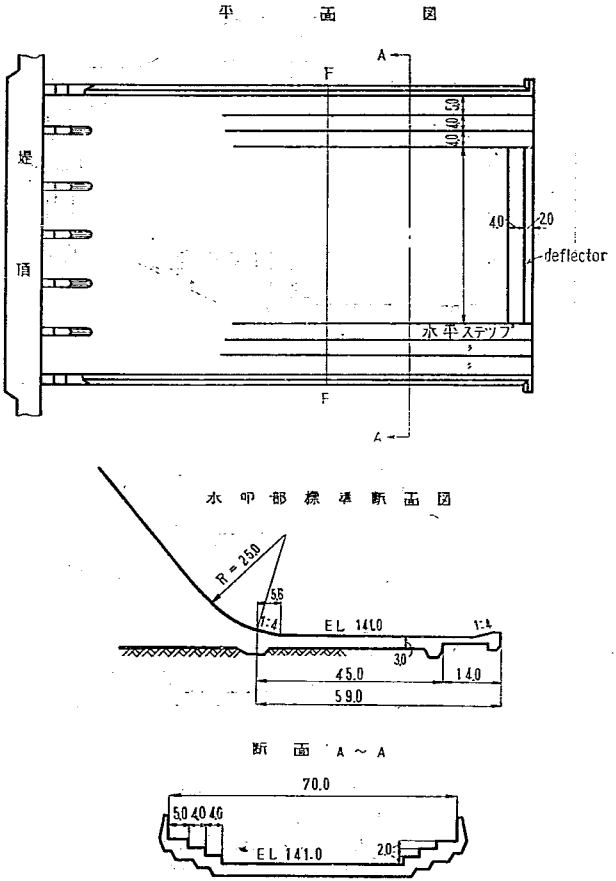
1. 流量

実験流量は 101.43 *l*/sec（実物流量 500m³/sec），202.86 *l*/sec（実物流量 1,000m³/sec）の2種を使用した．流量測定はベンチユリーメーターと測定堰の併用によつて行つたが（写真—42），多少の流量過不足を生ずるのは防ぎ得なかつた．

2. 水位・流量測定

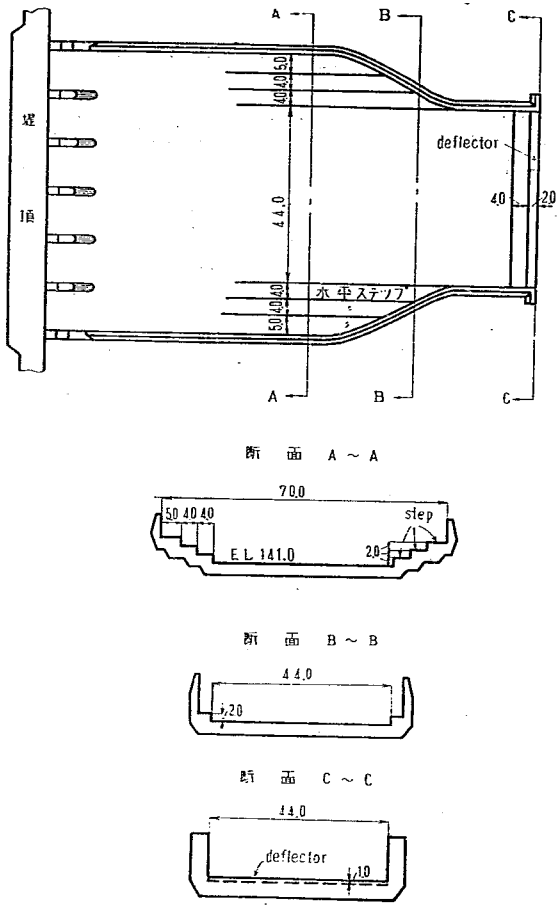
水位及び流速は，水叩末端より 1.833m（原尺 55m）下流断面において，水面測定器及びピトー管を用いて測定した．

3. 跳水位置



図—12 水叩部原案

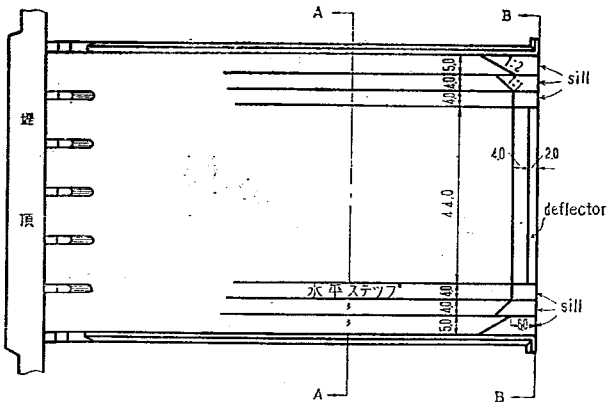
以上の如き実験法に従つて模型に通水した所，流量 202.86 *l*/sec の場合，跳水前線の位置は，ステップ形状並びに流量誤差に極めて敏感であつて，ステップ形状並びに実験流量が異なるに伴ない，大きく前後することが判明した．殊にステップ形状に関しては，第2章の跳水水理計算の仮定形状に最も近い比較案—5の場合に，計算跳水線と実験跳水線とが大凡一致する外は，一般に水叩末端近くより跳水を始めるか，又は全く射流のまゝ水叩外に飛出す結果が得られた．露出射流のまゝ飛出すことは，その案が本当に好ましいものではないこと



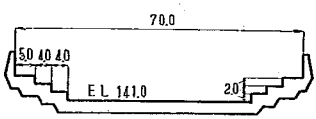
図—13

を意味するのは言うまでもないが，理想形状に近い比較案—5を採用することは，施工上不可能とされている現状においては，かゝる案も一応比較実験する必要はあるものと判断した．ところで実験技術上，露出射流のまゝ河川断面に飛出させれば，水叩下流の河床砕石が跳飛ばされて下流に滞積する為に，水位と河床断面形状が刻々に変化して，測定を困難ならしめるから，これを避ける為にこの場合次の2つの実験法が考えられる．

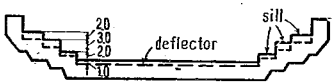
(1) 総ての型式に対して，跳水が水叩内に起る如き流量を選定し，各場合の跳水位置を優劣判定の材料とす



断　面　A ～ A



断　面　B ～ B

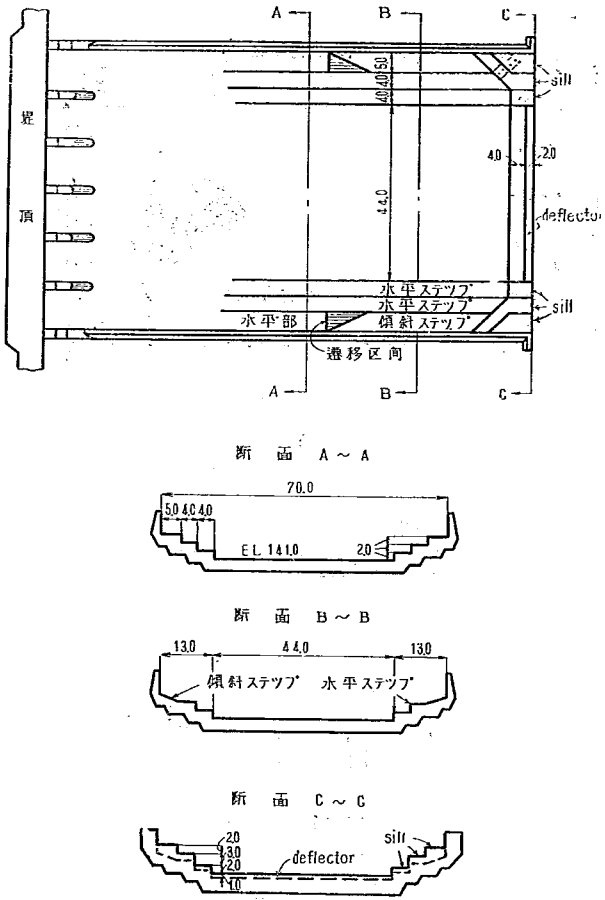


図—14　改良案—1

る．

(2)　流量を所定流量として，跳水位置が第2章における計算位置に来るように下流水位を調節し，下流水深の大小を優劣判定の根拠とする．

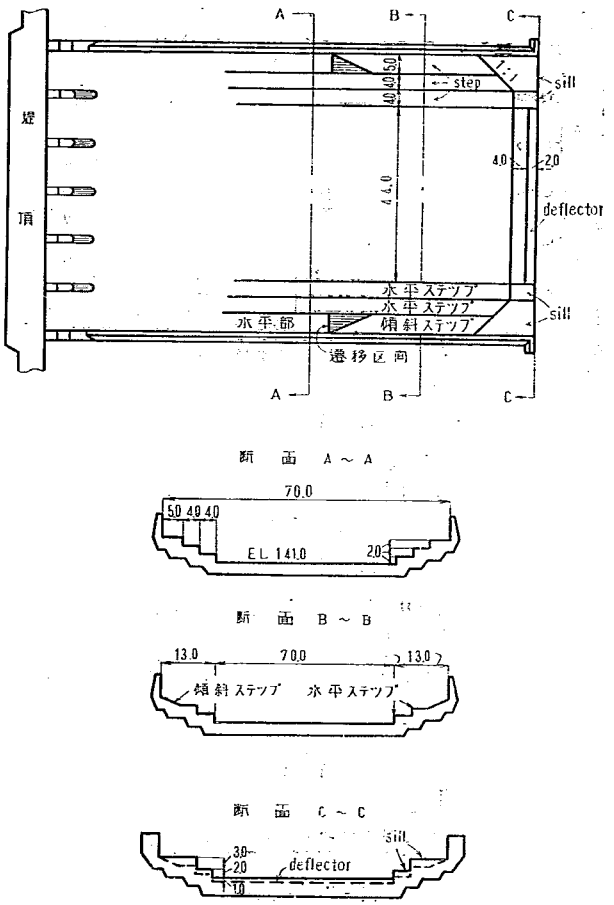
(1)の方法が合理的であることは明らかであつて，通常ならばこの方法を採用すべきであるが，施設の不完全整備と不馴れの為，流量の微細調節が困難であつたのみならず，実験が殆んど終了して後，ベンチユリーメーターの読みを測定堰を用いて補正しなければならなかつた状態にあつたから，流量が不確実で従つて下流水位を決定することができず，やむなく (2) の跳水位置固定法を採用せざるを得なかつたのである．但し流量 101.43 *l*/sec の場合には，各型式共に水平水叩部においては水叩始端より跳水を始めることが分つたので，こ



図—15 改良案—2

の場合には下流水位をベンチユリーメーターの精度の範囲内で，実際下流水位に合わせることにした．従つて流量 202.86 l/sec の場合のみ，各型式共に跳水前線が同一位置にあるように，下流水位を調節することにした．かゝる特別な便宜方法を採用したのであるが，その1利点としては，両岸寄りの速い流れの減衰状況を直接比較することにより，1,000 m³/sec 以下の流量における河床洗掘力をも推定することが可能となつた．

以下各型式の水理学的優劣について論ずるつもりであるが，この判定はあくまで水叩内で跳水を始める場合

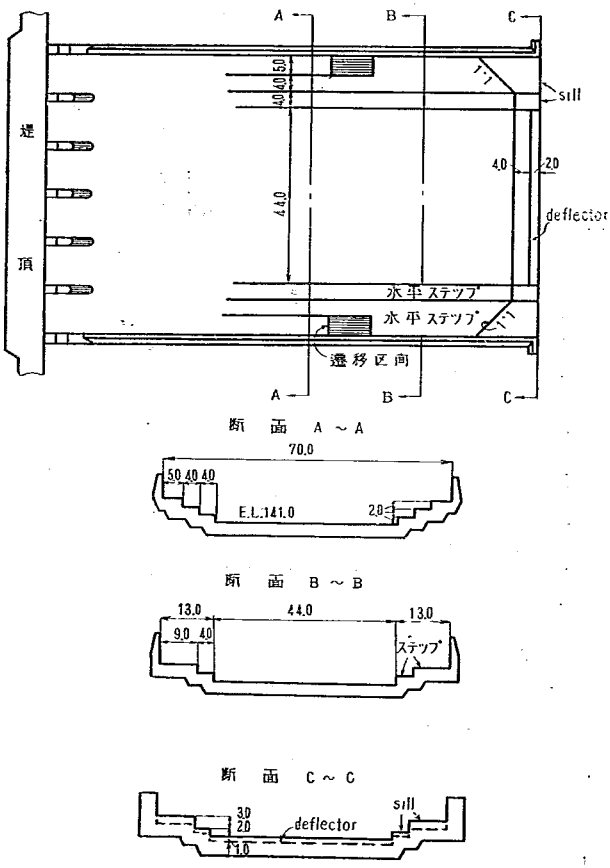


図—16　改良案—3

の比較論であつて，露出射流のまゝ飛出す場合の破壊力については，考慮を払つていないことをお断りする．

〔3〕 各型式の流況比較

各型式の実験について，以下の如き記号を附して分類することにした．すなわち実験番号の10位の数字は各型式の種別を示し（表—6参照），1位の数字は次の放水法を示すものである（表—7）．



図—17 比較案—4

1 流量 101.43 *l*/sec 溢流部全門扉開放

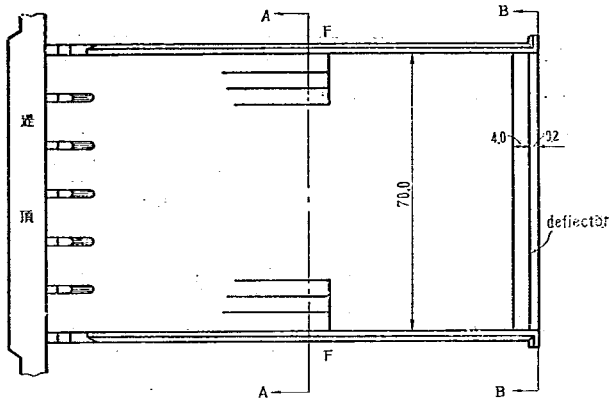
2 〃 101.43 *l*/sec 全放水管より放流

3 〃 202.86 *l*/sec 溢流部全門扉開放

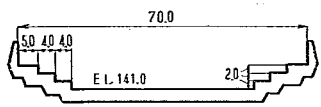
4 〃 202.86 *l*/sec 溢流部全門扉開放と共に全放水管よりも放流

1. 原案 (実験番号 01～04)

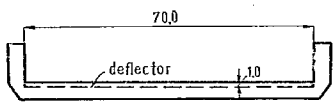
両側各3段のステップ上を流れる高速流はステップ末端に sill を備えていない為，その勢力をあまり減殺



断　面　A ～ A



断　面　B ～ B



図—18　比較案—5.

されることなく，白い泡立を伴なつて遥か下流に迄及ぶのが，写真—6，7，8にも明瞭に見られる．このように両側の跳水開始が著しく遅れる為，跳水前線は中央が突出した舌状をなしているが，この舌状跳水前線現象は，既に水叩末端より 50m 上流のF～F断面（図—12）まで，コンクリート打設が完了している現状においては，何れの改良案においても完全に消し去ることは不可能であつた．水叩下流河川断面においては小流量の場合でも，下流相当の距離に至るまで両側寄りの流速が中央部に比して著しく速く，その洗掘力も甚しいものがあることが確認された．従つて流況観測のみからでも，本案は相当の改良を加えることなしに採用することは，許されないことが明らかとなつた．

2.　改良案—1（実験番号 11～14）

表—7 実験総括表

実験番号	種別	流量 l/sec	放水法	写真番号	実験番号	種別	流量 l/sec	放水法	写真番号
01	原案	99.5	全門溢流	—	31	改良案—3	100	全門溢流	写真—18
02		99.5	全放水管放流	写真—6	32		100	全放水管放流	写真—19
03		196	全門溢流	写真—7	33		192	全門溢流	写真—20
04		196	全門溢流と全放水管放流	写真—8	34		192	全門溢流と全放水管放流	写真—21
11	改良案—1	100	全門溢流	写真—10	41	改良案—4	105	全門溢流	写真—23, 24
12		100	全放水管放流	—	42		105	全放水管放流	—
13		192	全門溢流	写真—11	43		200	全門溢流	写真—25
14		192	全門溢流と全放水管放流	写真—12	44		200	全門溢流と全放水管放流	—
21	改良案—2	104	全門溢流	—	51	比較案—5	100.5	全門溢流	写真—27
22		104	全放水管放流	写真—14	52		100.5	全放水管放流	写真—28
23		195	全門溢流	写真—15	53		202	全門溢流	写真—29
24		195	全門溢流と全放水管放流	写真—16	54		202	全門溢流と全放水管放流	写真—30
					56		406	全門溢流	写真—31

原案において水理上好ましからざる現象は，両側ステップ上の高速流であるから，この高速流の勢力減殺法の第1案として，図—14，写真—9に示す如く，ステップの末端に1種の sill を設けた．この sill の目的はステップ底面に沿う速い流れを1部減殺し，1部は水平水叩内方に転向せしめると共に，ステップ底面を離れて水表面近くを流れる比較的遅い流れはそのまゝ sill を越えさせ，かくして中央部の流況並びに跳水現象にあまり悪影響を及ぼすことなく，下流河川の両岸寄りに生ずる高速流を，可及的減殺させる為のものである．

sill の流向に対する角度については，諸種のものについて比較実験を行つた結果，下段は直角，中段は1:1，上段は1:2位が適当と判断した．上中段も直角にすれば，勢力減殺の点からは最も効果的であるが，水の激衝作用甚しく，特に 1,000m³/sec 以上の流量の場合に激烈であつて，構造上無理があるように思われる．但し上段は1:1としても大した悪影響はないように見受けられる．

sill の高さについては，ある程度までは sill の効果は，大体においてその高さに正比例するようであるが，あまり高くするとやはり破壊の危険性があるので，下段 1.0m，中段 2.0m，上段 2.0m 位が適当ではないかと思う．

本型式に対する実験結果によれば，原案に比して両側の高速流はかなり内側に追いこまれ，相当の改良効果があることは認められたが，原案の欠陥を sill のみによつて満足できるまでに改善することは困難であることが判明した（写真—11，12 参照）．

3. 改良案—2（実験番号 21～24）

原案及び改良案—1において，流況に最も悪影響を及ぼしているのは，上段ステップ上の流であることが明らかとなつたから，この高速流を幾分内側に偏向させることが可能であるか否かを調べる目的を以て，上段の

ステップのみを図—15，写真—13に示す如くに斜に切り，その端末部に2段の sill を設けた．

しかしながら射流はその流れの方向を保持する性質が強いから，傾斜面上の高速流は殆んど内側に転向せず従つてこの改良案の所期の目的は満されることができなかつた（写真—14，15，16）．本案程度のステップ端末 sill を有する場合には，むしろ前案に比して改悪であることが判明したが，sill 形状を今一歩工夫することにより，流況を改善することができるか否かを次に研究してみることにした．

4. 改良案—3（実験番号 31～34）

前案において主なる欠陥と見られたのは，傾斜ステップ上を流れる高速流の中，端末 sill を乗りこえる割合が幾分大き過ぎる点にあつたから，前案の改良策として図—16，写真—17に示す如く，傾斜ステップ上の高速流を更に減殺する目的を以て，更に今1段の sill を取りつけて見たのである．

本型式においては写真—18～21でも幾分分る通り，跳水前線はかなり偏平となり，下流河川断面の流速分布も前各案に比して均一に近ずき，両岸寄りと中央部との流速差が殆んど無くなつた．すなわち水理学的には，以上の各改良案に比すれば明らかに最も良好ではあるが，相当複雑な形状を有する為美観上好ましくなく，又施工上からも大分面倒なように見受けられる．

従つて，今少しすつきりした改良案を工夫する必要があると判断した．

5. 改良案—4（実験番号 41～44）

以上の各種改良案の比較実験により，上段ステップ上の高速流をコントロールするのは甚だ厄介であることが判明したので，最後の改良案としてこの上段ステップを取り去ることにした．既に述べた如く図—12のF～F断面までは施工済であるから，こゝから1:5の勾配で上段ステップを中段ステップの高さまで下げることにした（図—17，写真—22）．中段・下段のステップは，岩盤掘削の都合上下げることは好ましくない上に，これらのステップは流況にそれ程悪影響を及ぼしていないように思われたので，原案の高さのまゝに保つことにした．但し各ステップの端末にはやはり sill を設けた．

本案の流況はこれまでの改良案に比すれば最も良好であつて，跳水前線は下流水位を一定に保つ場合には前各案に比してかなり上流側に移行し，且つ下流河川断面における両岸寄りの高速流も著しく減殺されている（写真—23，24，25）．且つ前案に比してその形状が比較的すつきりしている長所も有する．

6. 比較案—5（実験番号 51～56）

最後に前各改良案の優劣判定の基準とするために，現地には採用不可能なことは，明らかであつたが，図—18，写真—26に示す如くF～F断面から下流側のステップを悉く取去り，全部水平水叩とした場合について実験を行うことにした．

本型式においては写真—27～30に見られる如く，跳水は殆んど水叩全幅に亘つて均等に起り，且つその場合の下流水位は実際下流水位に極めて近く，まず理想的に近いことが判明した．水叩末端には deflector を設けただけであるが，下流河川断面の流速分布もほぼ一様となつた．

なお，附加実験として，現地流量 2,000m³/sec に相当する 406 l/sec を流して流況を調べたところ，写真—31に示す如く，予想通り水叩外において跳水を始め，その露出射流による河床洗掘力は甚しいものがあることが判明した．

以上の如き流況観察結果を，次に実験による下流水位及び流速分布に基づいて，更に論ずることにする．

〔4〕 下流水位の比較

実験流量を 202.86 *l*/sec 前後とした場合について，跳水前線を第2章に求めた理論跳水位置に置いた時の，水叩末端より 1.833m 下流における，水平水叩面を基準とする測定下流水位 h_* と，その流量に対応する河川の実際下流水位 h_2 との比較を表－8に示す．同表において実験流量が一定しないのは，流量コントロールが思うにまかせなかつたからである．

表－8　下流水位比較表

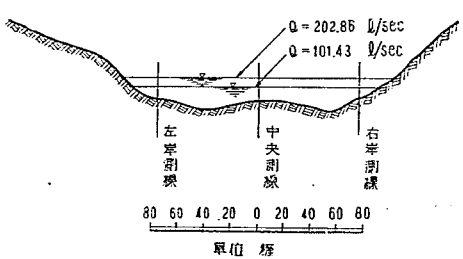
実験番号	種　別	流量		下流水位		h_*-h_2 cm
		実験 *l*/sec	実物 m³/sec	h_* cm	h_2 cm	
03	原　案	196	966.2	27.28	24.50	2.78
13	改良案－1	192	946.5	26.65	24.33	2.32
23	改良案－2	195	961.2	27.33	24.47	2.86
33	改良案－3	192	946.5	26.45	24.33	2.12
43	改案案－4	200	985.9	26.08	24.60	1.48
53	比較案－5	202	995.8	25.08	24.73	0.35

表－8から明らかな如く，比較案－5の場合には測定下流水位と実際下流水位とは，実験誤差の範囲内において殆んど一致し，改良案－4，3と順次差が大きくなる．改良案－2は改良案－1よりも差が大きく，むしろ原案と殆んど一致し，既述の流況観察による結論を裏書きするものである．本表には記載しなかつたが，図－13の導流壁を絞る案の場合は，前述の各案の何れよりも遥かに差が大きく，この点に関しては著しく劣ることが判明している．

従つて下流水位の比較からも，比較案－5，改良案－4，改良案－3，改良案－1，の順に，良好度が低下することが結論ずけ得られるのである．

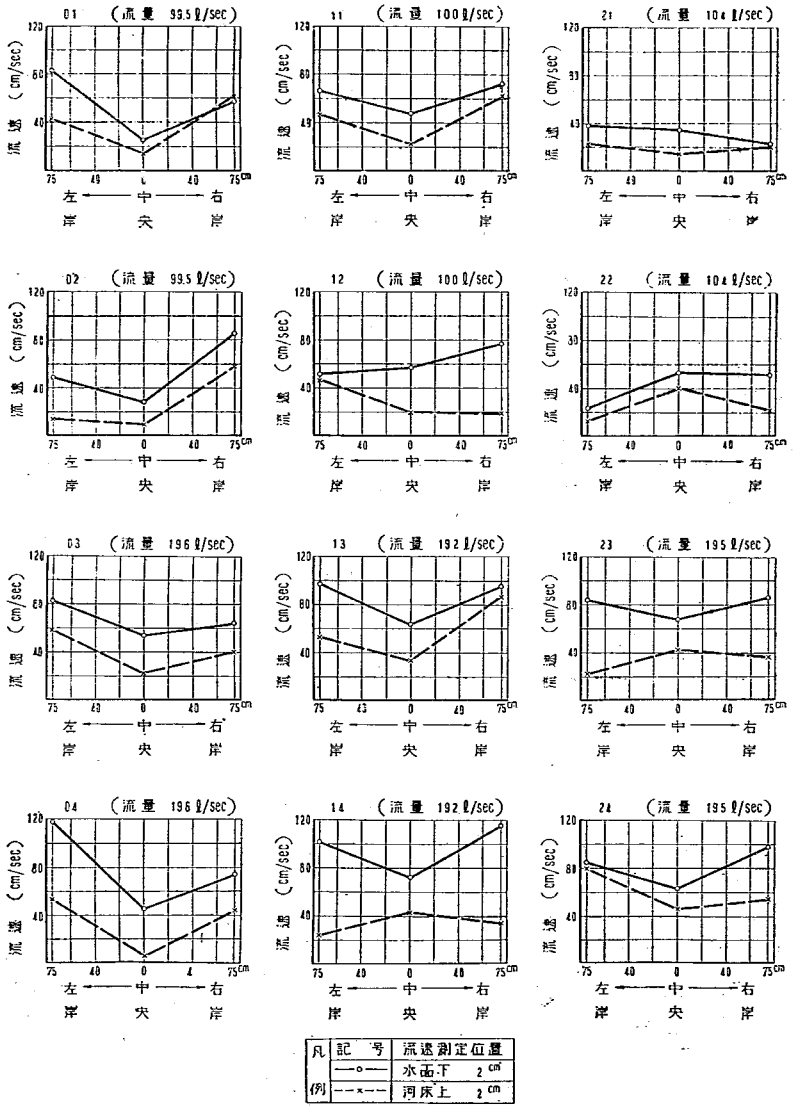
〔5〕 下流流速分布の比較

本章〔3〕節の流況比較に当つて，下流河川断面における両岸寄りの速い流れの程度を，しばしば優劣判定の基準としている．従つてこの要素を数量的に明確ならしめる為に，水叩末端より 1.833m の河川断面において図－19に示す如く，左岸，中央，右岸の3測線を選定し，各測線に沿つてそれぞれ水面下2cm，河床上2cmの各2点合計6点において流速測定を行つた．測定結果を図－20，21に示した．

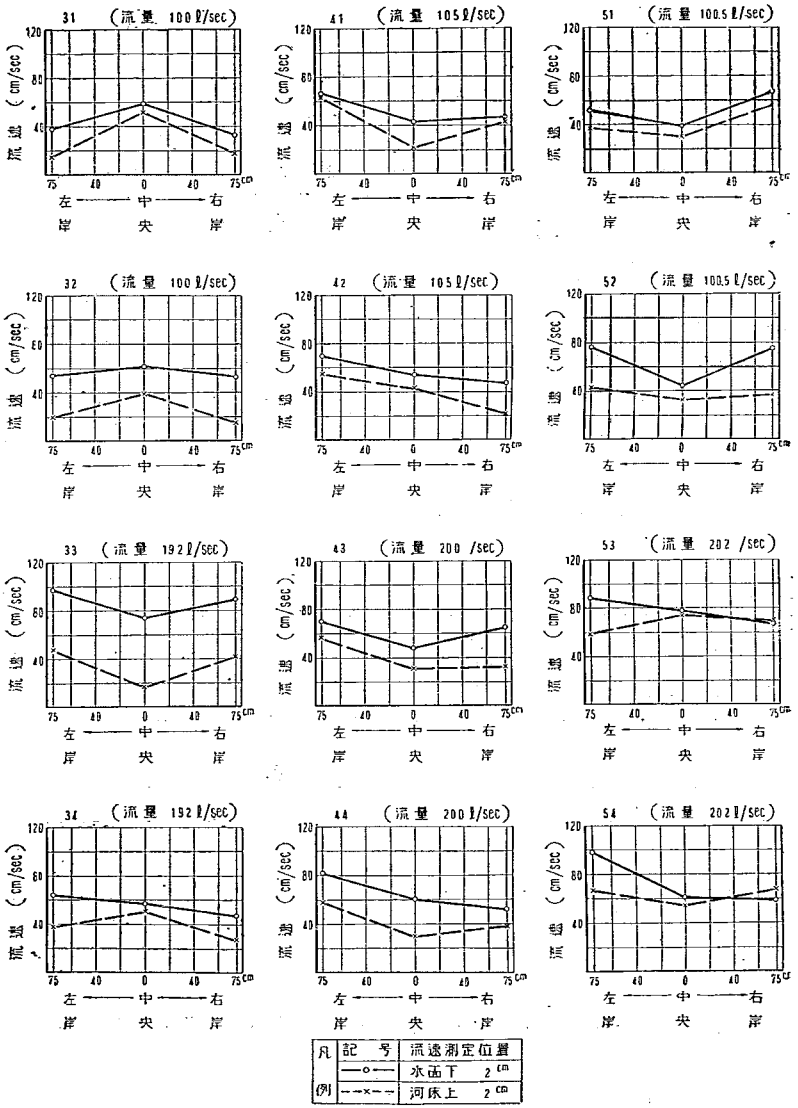


図－19　水叩下流流速水位測定地点断面図

測定結果に基づいて，左岸・右岸各測線上の流速と中央測線上の流速との比を計算し，これからの値を各型式毎に同一流量について平均し，かくして得られた平均値を流速比と呼ぶことにする（表－9）．すなわち流速比が大なる程，両岸寄りの流速が中央の流速に比して速いことを意味し，流速比＝1なる場合にはほぼ流速分布が均等になることを意味するものである．



図—20　水叩下流断面流速分布図—1



図—21 水叩下流断面流速分布図—2

流速比は従つて両岸寄りの速い流れが内側に追い出させる程度を大略示すものであつて，ステップ端末の sill の効果を明確に指示するものではあるが，改良案そのものの優劣判定には，下流水位に比して少なくとも本実験においてはやゝ重要性が劣るものである．何となれば本実験においては，実験下流水位は実際下流水位とは幾分異なつている為，流速分布もその相違による影響を当然受ける筈であるからである．しかしながら，一応の優劣判定の材料に使用することができることは言うまでもない．

表—9　流　速　比　表

種　別	流　速　比		平均値
	102.43 *l*/sec	204.86 *l*/sec	
原　案	3.17	3.45	3.31
改良案—1	2.74	1.45	2.10
改良案—2	0.92	1.02	0.97
改良案—3	0.66	1.19	0.93
改良案—4	1.85	1.27	1.56
比較案—5	1.34	1.10	1.22

表—9 に見られる如く，原案の流速比の平均値 3.31 に比して，各改良案の平均値は 2.10～0.93 と著しく小さく，末端 sill の効果は絶大であることが分る．しかしながら改良案—2 乃至比較案—5 迄の各案の優劣を，流速比からのみ判定することは無意味と思われる．

〔6〕 各種改良案の綜合比較判定

以上論じた原案及び各種改良案について，流況・下流水位差・流速分布より綜合判定して，次のように結論ずけることができる．

(1) 比較案—5 が最良である．これは要するに水叩部両側にステップを切ることは，下流水位がステップ面を流れる射流の共軛常流水位以上に高い場合を除き，水理学的には明らかに不利であつて，如何なる方法によつてもこれを完全に補うことは困難であることを意味する．ステップの代りに滑らかな横断面曲線形を以て水平水叩部と摺附けることも，やはり同様に不良なることが実験的に確められてあるから，水叩全幅を水平水叩にするのが最善の方法である．但し，田瀬堰堤の場合には現場工事の都合上，この案は採用し得ないものと判定された．

(2) 改良案—4 が次位である．これはすなわち田瀬堰堤の場合，中段ステップ程度の水深が最小限保たれなければならぬことを意味するものである．しかしながらこの案も，現地の事情により実際に採用されるに至らなかつた．

(3) 改良案—3 が 3 位である．本案が実際に採用されることになつた．

(4) 改良案—1 が 4 位であり，その他の案は何れも不良である．但し，副堰堤を設けて下流水位を上げる方法を併用すれば，導流壁を設ける案（図—13）は必ずしも棄てることができない．

V　溢流部門扉の各種組合わせ操作の跳水に及ぼす影響

前章迄に論じた所は，すべて 6 門の溢流部門扉を均等に開いた場合の結果であり，実際の門扉操作に当つては 1 門又は若干門のみ開放することも考えられるところである．このような門扉操作を行う場合に，下流流況は如何なる影響を受けるか，従つて実際の門扉操作に当つては，如何なる注意が肝要であるかという問題につ

いて少しく論ずることにしたい.

以下流量 194 l/sec (実物流量 956.3m³/sec), 90 l/sec (実物流量 443.7m³/sec) の2種について, 溢流部門扉の各種組合せ操作した場合の流況を順次説明する.

〔1〕 左側3門全開の場合

左側3門の溢流部門扉を全開し, 右側3門の門扉を閉塞した場合の流況観察によれば次の事が判明した.

実験流量 194 l/sec 流した時の流況は, 写真—32 に見る如く, 高速射流が片側に寄るために水叩内では跳水を生ぜず, 露出射流のまゝ水叩外に飛出す. 且つ, 水叩外の河川区間に入つて一旦跳水を生じた後も, 水叩末端より 10m (原尺 300m) 位までは, かなりの高速流が蛇行状態で続き, 左右両岸を甚しく攻撃浸蝕することが判つた. 流量 90 l/sec の時にも写真—33 に見られる如く, 水叩内で跳水を始めるがやはり相当の高速流が左岸寄りに偏在し, 河岸をかなり浸蝕することは明らかである. 従つてこのような門扉開放操作法は極めて小流量の場合を除き, 一般に許すことができないように思われる.

〔2〕 右側3門全開の場合

実験流量 194 l/sec (写真—34), 90 l/sec (写真—35) の各場合共に, 前と殆んど左右反転の流況が現われ, 従つて前節と同じ結論を下すことができよう.

〔3〕 両側各2門計4門全開の場合

流量 194 l/sec の場合には, 前2例と同様に水叩内で跳水を生ぜず, 且つ跳水後の河川断面内においても両岸寄りに高速流がかなりの距離まで続くが, その破壊力は前2者程には甚しくないように見受けられた (写真—36). 流量 90 l/sec の場合には水叩内で跳水を始めるが, やはり河川断面における両岸寄りの高速流がかなり著しい (写真—37). 従つてかような門扉操作法も一般に好ましくないものと思われる.

〔4〕 中央4門全開の場合

流量 194 l/sec の場合には写真—38に見られる如く, 水叩末端附近において跳水を開始する為, 河床洗掘はかなり著しいが, 洗掘箇所が主として中央部にあるため, 前各場合程には危険性が大きくない. 流量 90 l/sec の場合には写真—39に示す如く, 水叩内において跳水を完了するため, 下流流況は全門扉開放による同一流量放流の時と殆んど変りないようである. 比較的低流量の時には許し得ないものでもないように考えられる.

〔5〕 総 括

以上の如き各種溢流部門扉操作法に関する比較実験より, 次の如く述べることができると思う.

(1) 特別な障害がない限り, 全溢流部門扉を一様に開いて, 所定流量を均等に流下せしめるべきである.

(2) 何等かの事由によりこれが不可能な時には, 中央部2門開放から始めて, 中央部4門開放, 続いて全6門扉開放の順序に, 内側から外に向つて左右対称に開かなければならない. 両側の門扉を先に開くこと並びに左右不対称に開くことは, 何れも絶対に認めてはならない.

(3) 放水管にしても同様に, 全4門のうち中央部2門放水, 続いて全門放水の順序に主動水門を操作すべきである. 閉塞する場合には, 逆に操作すべきことは言うまでもない.

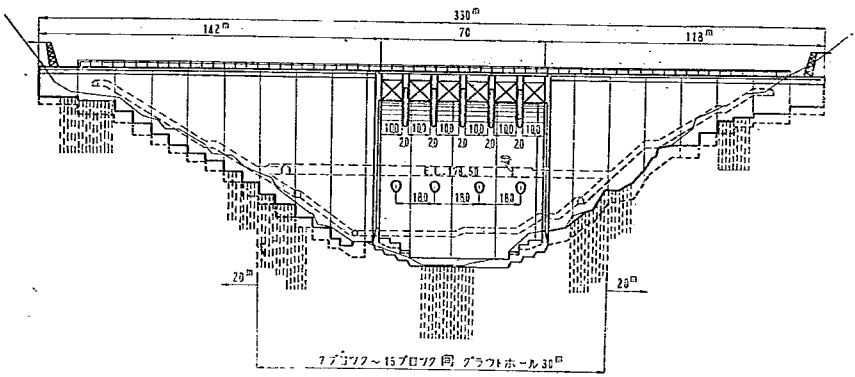
VI 結 語

以上を以て田瀬堰堤の余水路に関する模型実験について, その概要の説明を終ることにするが, こゝに得ら

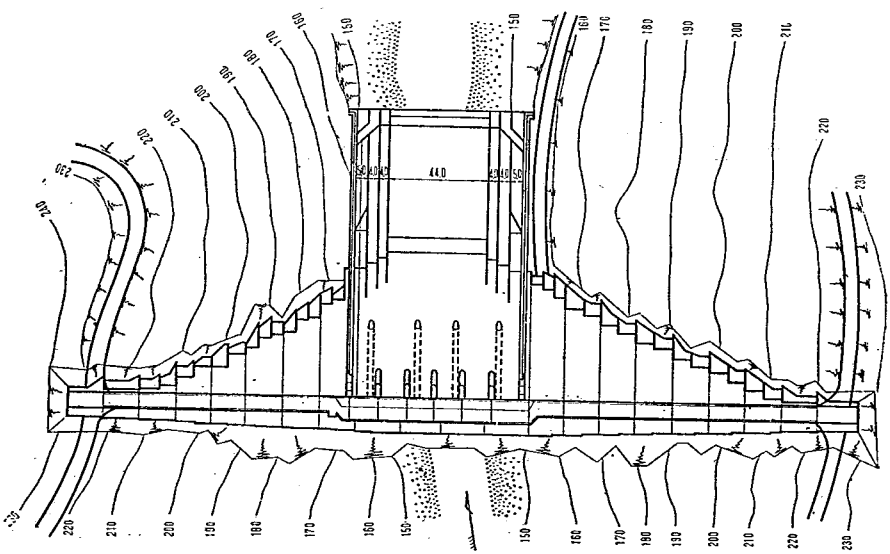
れた諸結果が今後の堰堤計画に多少なりとも参考となる所があれば，筆者等の望外の喜びとするところである．

本稿を終るに望み，本実験に絶大なる御協力を賜つた建設省東北地方建設局猿ケ石工事々務所長始め所員の方々に対し，こゝに深甚の感謝の意を表する次第であります．

平　面　図

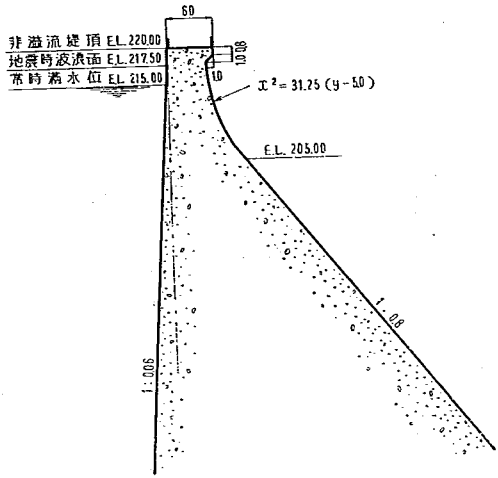


正　面　図

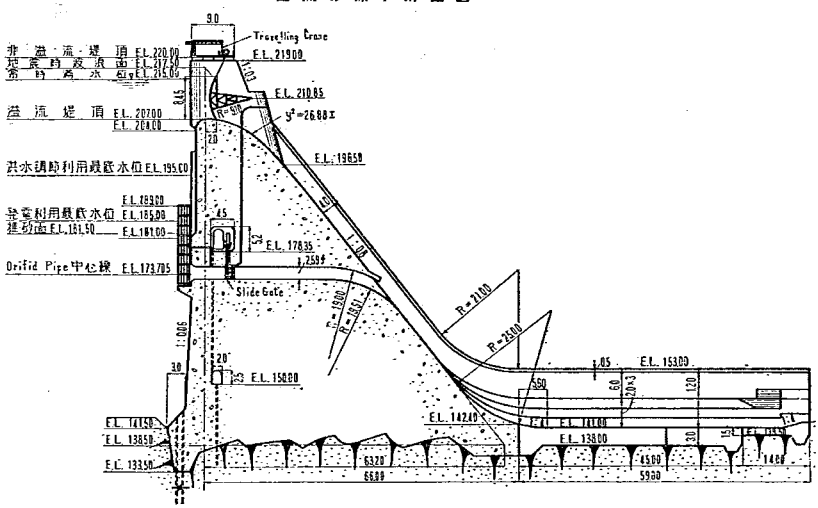


附図—1　田瀬堰堤

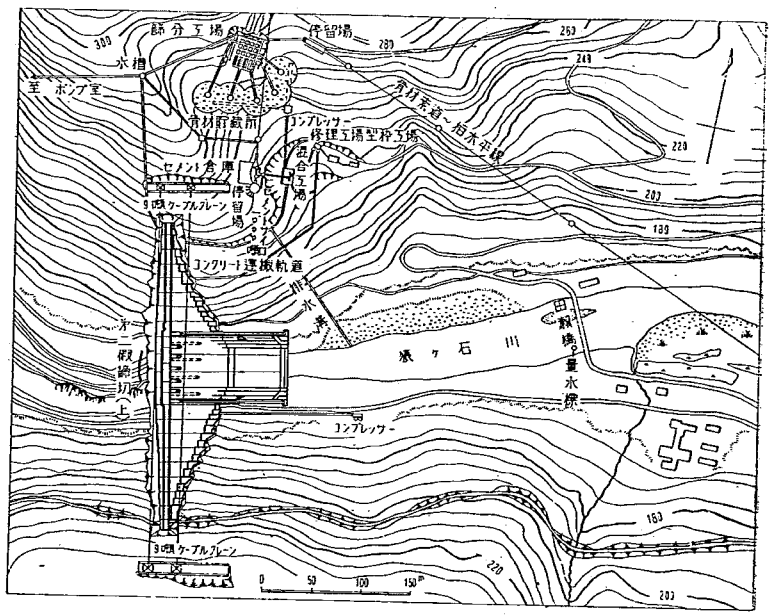
非溢流部標準断面図



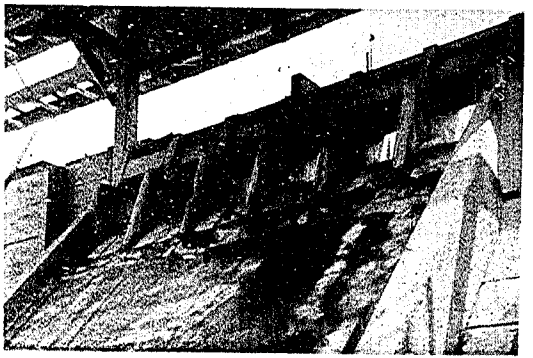
溢流部標準断面図



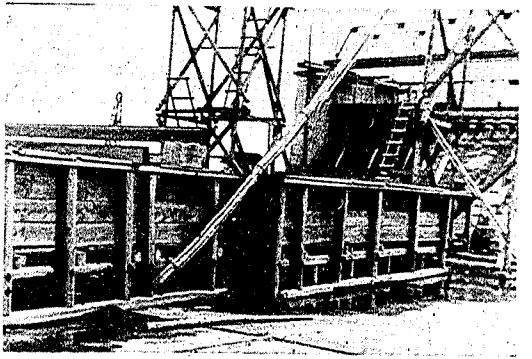
附図—2　田瀬堰堤



附図—3 田瀬堰堤一般平面図



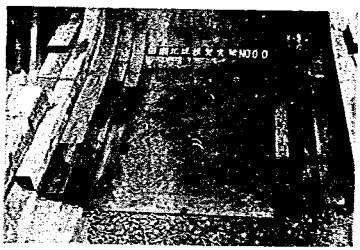
写真—1　堰堤模型溢流部



写真—2　堰堤及び下流河川模型全景

写真—3　下流河川河床の状況

写真—4　放水管より放流状況

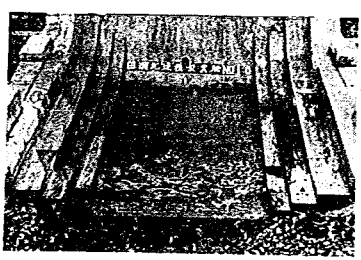


写真—5　水叩部原案

写真—6　原案，流量 99.5 *l*/sec.
全放水管より放流.

写真—7　原案．流量 196 *l*/sec.
溢流部全門扉開放.

写真—8　原案．流量 196 *l*/sec．溢流部
全門扉開放と共に全放水管よりも放流

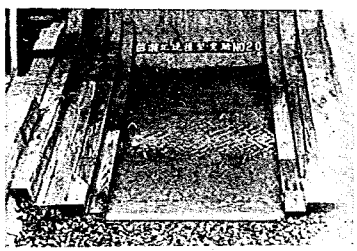


写真—9　水叩部改良案～1.

写真—10　改良案～1．流量 100 *l*/sec.
溢流部全門扉開放.

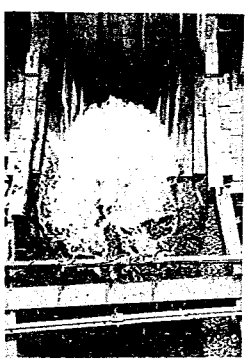
写真—11　改良案～1．流量 192 *l*/sec．
溢流部全門扉開放

写真—12　改良案～1．流量 192 *l*/sec．溢流部
全門扉開放と共に全放水管よりも放流



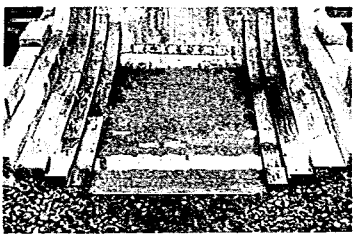
写真—13　水叩部改良案～2

写真—14　改良案～2．流量 104 *l*/sec．
全放水管より放流



写真—15　改良案～2．流量 195 *l*/sec．
溢流部全門扉開放

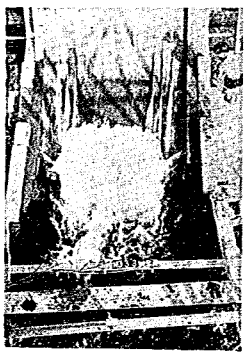
写真—16　改良案～2．流量 195 *l*/sec．溢流部
全門扉開放と共に全放水管よりも放流



写真—17　水叩部改良案～3

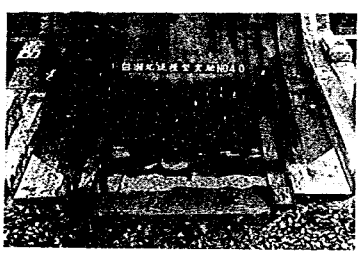
写真—18　改良案～3．流量 100 *l*/sec．
溢流部全門扉開放

写真—19　改良案～3．流量 100 *l*/sec．
全放水管より放流．



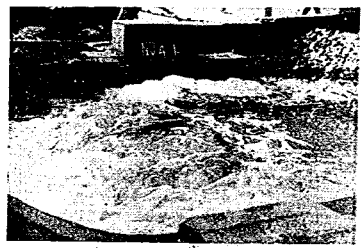
写真—20　改良案～3．流量 192 *l*/sec．
溢流部全門扉開放

写真—21　改良案～3．流量 192 *l*/sec．溢流部
全門扉開放と共に全放水管よりも放流



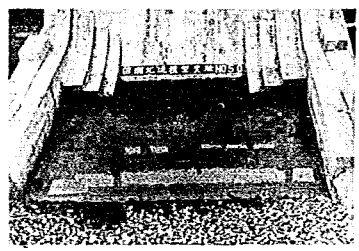
写真—22　水叩部改良案～4

写真—23　改良案～4．流量 105 l/sec
溢流部全門扉開放



写真—24　改良案～4．流量 105 l/sec．
溢流部全門扉開放

写真—25　改良案～4．流量 200 l/sec．
溢流部全開扉開放



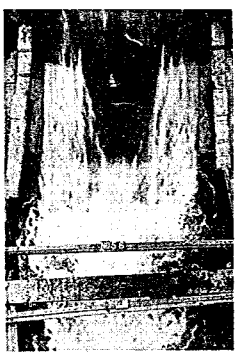
写真—26　比較案～5

写真—27　比較案～5．流量 100.5 l/sec．
溢流部全門扉開放

写真—28　比較案～5．流量 100.5 l/sec
全放水管より放流

写真—29　比較案～5．流量 202 l/sec．
溢流部全門扉開放

写真—30　比較案～5．流量 202 l/sec．溢流部
全門扉開放と共に全放水管よりも放流



写真—31　比較案～5．流量 406 l/sec．
溢流部全門扉開放

写真—32　流量 194 l/sec．
左側3門の溢流部門扉開放

写真—33　流量 90 l/sec．
左側3門の溢流部門扉開放

写真—34　流量 194 l/sec．
右側3門の溢流部門扉開放

写真—35　流量 90 *l*/sec.
右側 3 門の溢流部門扉開放

写真—36　流量 194 *l*/sec.
両側各 2 門の溢流部門扉開放

写真—37　流量 90 *l*/sec.
両側各 2 門の溢流部門扉開放

写真—38　流量 194 *l*/sec.
中央 4 門の溢流部門扉開放

写真—39　流量 90 *l*/sec.
中央 4 門の溢流部門扉開放