土木試驗所報告

第二十號

昭和六年六月

東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗（第一）
基礎の沈下量算定法（第一）
岩淵水門に關する水理試驗
單鉸拱橋模型試驗
國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案

內務省土木試驗所

建設省沼津支所圖書
分類 II－K 番号 1－10
購入年月日 年 月 日

頁	行	正	誤
39	14	$0.528^{kg}/_{cm^2}$	$0.528^{ton}/m^2$
〃	16	9.5	18.8
〃	18	$w_5=1.2^{cm}$	$w_5=2.3^{cm}$
〃	19	$w_7=2.1^{cm}$	$w_7=4.1^{cm}$
〃	20	$w_{10}=2.8^{cm}$	$w_{10}=5.6^{cm}$
〃	下ヨリ4	$0.397^{kg}/_{cm^2}$	$0.397^{ton}/m^2$
〃	〃 3	7.9	15.5
〃	〃 1	$w_5=0.9^{cm}$	$w_5=1.7^{cm}$
〃	〃 〃	$w_7=1.4^{cm}$	$w_7=2.8^{cm}$
〃	〃 〃	$w_{10}=2.1^{cm}$	$w_{10}=4.2^{cm}$
40	3	より小なる	より大なる
〃	下ヨリ14	$0.715^{kg}/_{cm^2}$	$0.715^{ton}/m^2$
〃	〃 12	12.6	24.8
〃	〃 10	$w_5=1.8^{cm}$	$w_5=3.5^{cm}$
〃	〃 〃	$w_7=2.8^{cm}$	$w_7=5.5^{cm}$
〃	〃 〃	$w_{10}=3.9^{cm}$	$w_{10}=7.7^{cm}$
〃	〃 9	$0.53^{kg}/_{cm^2}$	$0.53^{ton}/m^2$
〃	〃 7	10.9	21.7
〃	〃 4	$w_5=1.1^{cm}$	$w_5=2.2^{cm}$
〃	〃 〃	$w_7=1.9^{cm}$	$w_7=3.7^{cm}$
〃	〃 〃	$w_{10}=3.0^{cm}$	$w_{10}=5.9^{cm}$

本報告は東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗、基礎の沈下量算定法、岩淵水門に關する水理試驗、單鉸拱橋模型試驗等の結果及國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案を蒐錄せるものなり。

東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗は軟質地層の支持力決定を目的とする物理的性質の研究の第一步として試みたる結果を記述したるものにして該赤土は相當に彈性的性質を具有し、之を表はす彈性恒數は地層に對する垂直及水平方向に依りて相違するのみならず、自然の狀態に於て有する固有の組織を破壞すれば著しく其の性質を變ずることを明かにしたるものなり。

基礎の沈下量算定法は彈性體に近き力學的性質を有する軟質地盤上に設けたる圓形及矩形基礎の沈下量算定法に就て理論的に研究したる結果の一部の內實際計算に必要なる部分を摘錄せるものにして、沈下量と基礎版の形狀及大さの關係、地下に存する硬地層及軟地層の沈下量に及ぼす影響等を明かならしめたるものなり。

岩淵水門に關する水理試驗は洪水時に於ける同水門下流部に生ずる洗堀狀況を模型に就きて測定せる結果に基き洗堀を最小限度に緩和低減すべき方法を研究せるものなり。

單鉸拱橋試驗は世界に於て未だ實例を見ざる單鉸拱道路橋に關するものにして此種拱橋の理論的得點に着眼し之を實地に採用するの準備として小規模の實物を築造し之に就て等布荷重を全載又は半載せるときの拱頂撓度を實測したるものにして、撓度に及ぼすべき各種の影響を考慮すれば理論と實測の結果とのよく一致することを明かにせるものなり。

國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案は標準設計の確立に先立ち、先づ宏く工事の實際に從事せらるる技術者の意見を求め以て其の萬全を期せんとするものなり。

昭和六年六月

內務省土木試驗所長　內務技師　物　部　長　穗

内務省土木試驗所報告

第二十號

目　　次

一　東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗 (第一)

内務技師　高　田　　昭

頁

I　緒　　言 1

II　東京山手赤土の性狀 1

(1)　組織及鑛物成分 2

(2)　機械的組成分 3

(3)　比重及空隙率 4

(4)　含水量の減少に因る容積收縮 5

III　供試體の製作 7

IV　試驗裝置 9

V　試驗の種類及方法 10

VI　試驗の結果 11

(1)　天然の赤土を水中に於て壓縮したる場合 12

(2)　天然の赤土を空氣中に於て壓縮したる場合 15

(3)　破碎したる赤土の示したる結果 19

二　基礎の沈下量算定法 (第一)

松　村　孫　治

I　緒　　論 27

II　圓形載荷面に一樣なる垂直荷重の作用する場合の沈下量 28

III　矩形載荷面に一樣なる垂直荷重の作用する場合の沈下量 30

IV　計 算 例 37

三　岩淵水門に關する水理試驗

内務技師　青　木　楠　男
伊　藤　令　二

第一節　緒　言 43
第二節　試驗の目的 44
第三節　試驗用模型設備 45
第四節　測定裝置 47
第五節　試驗用砂及試驗流量の決定 50
第六節　水門下游洗掘試驗 55
第七節　新河岸川合流の影響 65
第八節　結　論 67

四　單鉸拱橋模型試驗

内務技師　三　浦　七　郎

I　緒　論 69
1　試驗の目的 69
2　試驗用模型單鉸拱 69
3　實驗裝置の說明 70
4　鐵筋コンクリート彈性率の決定 71
II　滿載荷重 73
5　實　驗 73
6　荷　重 76
7　實驗より求めし拱頂の撓度 76
8　拱の彈性撓度 77
9　橋臺の開きに因る撓度 77
10　橋臺の沈下に因る撓度 78
11　溫度に因る撓度 78
12　計算に由る撓度と實驗より求めし撓度との比較 79
III　半載荷重 79

13 實　驗 79
14 荷　重 82
15 實驗より求めし拱頂の撓度 82
16 拱の彈性撓度 82
17 橋臺の開きに因る撓度 83
18 橋臺の沈下に因る撓度 83
19 溫度變化に因る撓度 84
20 計算に由る撓度と實驗より求めし撓度との比較 84

五　國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案 85
內務技師　大　野　博

東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗 (第一)

內務技師　高　田　　昭

I. 緒　　言

水成岩地層の支持力に關する研究は諸方面に於て行はれ既に諸說の提示されたものも尠くないが、元來水成岩地層には極めて堅硬質なるものもあれば、甚だしく軟弱にして糊狀を爲すものあり、又粗鬆にして單に內部摩擦に依て其の層狀を保持するもの、或は極めて多孔質なるもの等あつて其の質竝に組織に於て著しく相違があるのみならず、之等の相違は一定の限界を有することなく漸移的關係に在り、又或る程度迄は人爲的に之れを變へ得る場合もあるから斯樣な地層の有する支持力も亦樣々の現象を伴つて吾人の眼に映ずるのである。

支持力に關する實驗及其の結果として表はされる構造物の安定等の算定に當り地層に關する條件を內部摩擦力及應剪力にて取扱ふ場合、所謂 Bodenziffer と稱するものに依る場合、或は Verdichtungszifferに依る場合乃至之れを一種の彈性體として取扱ふ場合等がある。孰れの條件も地層の性狀に依て一長一短を有するものであつて之れを考察するには極めて廣汎なる試驗研究の結果に待たねばならぬ。

本試驗は以上の見地に於て先づ東京山手赤土の有する物理的性質就中彈性的性質を攻究せんが爲めに行つたものであつて、其の結果に依れば固有の組織を有する赤土は彈性的性質を具有し、之を表はす彈性恒數は地層に對する方向に依つて相違すること及其の組織を破壞すれば著しく其の性質を變ずることが判明したのである。

II. 東京山手赤土の性狀

茲に東京山手赤土と稱するものは東京市內にて山手と呼ばるる臺地の最上部を構成する地層にして、水分を多量に含有する場合には橙赭色を帶び乾燥すれば淡黃赭色を帶ぶるものである。其の分布は東京府、神奈川、埼玉、千葉、茨城等の諸縣に跨る極めて廣範なる地域に亘り、洪積層の上部を占むるものである。此の地層は從來ローム なる名稱を以て呼ばれて居るが、一般に Loam と呼ばれるものは主として土壤の分

類上の一名稱に用ひられてゐるものにして、元來土壤とは地層の表部が風化作用の爲めに其の組織及び組成分の一部を變じて粗鬆なる粒狀物の集合となり相當の空隙及水分を藏し、又多少の有機質物を含有するものであるから、之れに對し固有の組織を有し且洪積層中の一地層として賦存するものを區別する爲めに本報告に於ては特に赤土と呼ぶ。

赤土層の分布地域は甚だ廣範にして且約 2～10 m に及ぶ厚さを有するにも拘らず、全く層理を缺き其の機械的組成分及鑛物成分が大體一樣なるは地質學上の特徵として認められるものである。赤土は一般に極めて空隙に富み水の滲透性大なるに拘らず、構造物の基礎としては比較的支持力に富み又之れに切取工を施して 1 割以上の急勾配となすも爾後風化作用を受けない限り其の法面を相當に維持し得るものである。

本試驗に使用したる赤土は、東京市本鄉區駒込上富士前町 26 番地内に於て、建物地形工として堀鑿中に採取したるものにして、在來地表より 1～2 m の間は相當に乾燥するのみならず組織を多少異にし、且上下の方向の龜裂を生じ易い傾向に富むから地表下約 3 m の箇所に於けるものを採取す。採取地に在つては赤土層の厚さ約 7.0 m にして、其の下に暗灰色を帶びたる粘土層が位し、地下水面は地表下約 3.7 m にして水位は四季に亘りて大差なきものの如くである。從つて赤土の下部厚さ 3 m 内外の部分は常に水中に存し、之れより上部相當の高さ迄は毛細管水、更に其の上に重力水 (Gravitational water) を含有して居る。

赤土の性狀として特に重要なる點は、其の含水量を重量に於て 80～90% 以上に保たしめなければ收縮龜裂を生ずると共に、其の物理的性質を變化する虞れあることにして、之れを元の儘に保たしむるには濕度約 100% の容器内、若しくは水中に貯藏する必要がある。又水中に貯藏すれば自由に吸水、變形し得る狀態に在るから其の物理的性質を變化する虞れがある如く想像されるが數回に亘る豫備試驗の結果、斯る懸念の無いことが判明したのである。從つて試料は總べて水を少量入れた容器に納れて密閉するか若しくは水中に貯藏す。以下の記述に於て單に試料と稱するものは總べて充分に水を含む狀態に在るものである。

(1) 組織及鑛物成分

本試驗に使用した試料の組織は、外觀上寫眞第一圖に示すが如く極めて多孔質にして、一般に直徑 1～5 mm の細き管狀をなす孔隙が不規則なる形狀をなし且不規則な

る方向に連り、孔内には唯水を含むものと粗鬆にして粘着力に極めて乏しき赤土にて充塡されるもの、或は有機質物を藏するもの等がある。又比較的緻密なる外觀を呈する部分にありても之れを顯微鏡下に於て檢すれば、寫眞第二、三及び四圖に示すが如く恰も浮石(輕石)に見るが如き多孔質なる組織を有す。赤土は元火山砂礫及火山灰の堆積したるものが現狀に於て其の質を相當に變じて今日に至りたるものであるから、組織の内には生成當時多孔質にして浮石狀構造を有した火山砂礫或は浮石の痕跡が、今尙多孔質なる組織となりて殘存す(寫眞參照)。併し斯様なる痕跡は本試驗に供したる試料のみに就て見れば、僅かに顯微鏡にて認め得る程度の小形なるものに止まり、大形なるものは認められない。

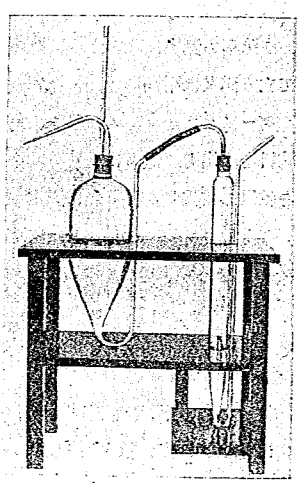
赤土を構成するものは大部分酸化鐵を含む泥及粘土質物にして其の内に長石、輝石、磁鐵鑛、燐灰石、玻璃質物等の小粒が或は單獨に散點し或は多少集團をなして含まれてゐる。

(2) 機械的組成分

機械的分析法には諸種あるが、本試驗は嘗て本邦の農學會土性調査委員會に於て制定されたる所謂淘汰分析法に據つたものである。

試驗には第一圖に示す如き大小2個の硝子罎を用ひ、試料に稀アンモニア水を加へて、其の組織を充分に壞したる後、0.25mm 孔篩にて水篩し之れを通過したるものを小罎に入れ、下底より水を注入し2 mm/sec の流速を與ふれば、試料は流水に攪拌されつつ其の細粒なるものは流されて次の大罎の底に移るが、其の内の流速は 0.2mm/sec に過ぎないから浮流されるもののみが淘汰されて罎外に排出され小罎内には 0.25～0.05 mm、大罎内には 0.05～0.01 mm の大さを有する粒が殘留す。此の方法は試料の準備操作に注意さへすれば、極めて簡單に行はれる方法であつて、0.01mm 以下の微粒物を分析し得ざるを缺點とするが、必要に應じて第三の大罎を用ふれば或る程度迄其の目的

第一圖　機械分析裝置



を達することが出來る。機械分析の結果は第一表に示す如くである。

第一表 機械分析結果

大さ (mm)	(1)	(2)	(3)
2.0 ～0.25	0.20	0.28	0.16
0.25～0.05	9.35	5.63	5.30
0.05～0.01	10.05	6.28	11.23
0.01 以下	80.40	87.81	83.31
合 計	100.00	100.00	100.00

(1) 分析に先だち試料を乾燥したる後組織を壞したるもの（壓縮試驗用供試體 A, B, a, b に用ひたるもの）

(2) 含水狀態の儘にて組織を壞し、其の一部を乾燥して含水量を測定し殘部を分析したるもの（同上）

(3) (2) と同樣（壓縮試驗用供試體 C に用ひたるもの）

(3) 比重及空隙率

比重はルシヤテリー比重壜にてケロシンを用ひて測定し試料はすべて 100～110°C に於て重量の一定となるに至る迄空氣浴にて乾燥したる後に破碎す。

空隙率の測定は次の方法に據る。試料を含水狀態にて銳利なる薄刃のナイフを用ひて立方體又は平面にて圍まれた多面體となしたる後暫らく水中に入れ、豫めメスシリンダーにケロシンを入れ置き、室溫に於て試料、水及ケロシンが同溫度となつた時に試料を取出して直ちにケロシン中に入れ、其の見掛けの容積を測定した後、試料のみを乾燥して重量を秤り先に測定した比重の結果を用ひて空隙率を算出す。

空隙比（Void ratio）とは空隙の量を表す別法にして土の絕體容積に對する空隙容積の比である。從つて空隙百分率（v）及空隙比（e）の間には

$$e=\frac{v}{100-v}$$

なる關係がある。

比重、含水率、空隙率及空隙比は試料毎に多少の相違があつて一定しないが、測定の結果は次の表に示す如くである。

第　二　表

	比　重	含水率	空隙率	空隙比
(1)	2.48	130.8%	75.8%	3.14
(2)	2.45	125.6	75.4	3.07
(3)	2.41	122.1	72.5	2.64
(4)	2.36	108.4	67.3	2.06
(5)	2.30	98.8	66.5	1.99
(6)	2.20	—	—	—
平均	2.37	117.1	71.5	2.58

(4)　含水量の減少に因る容積收縮

赤土は前述の如くに一般に多量の水分を含有するが之れが減少すれば必然的に内應力を生じて容積の收縮を起す。收縮量の測定は含水量の變化と並行して行はねばならぬ、又之れを精密に測定するには相當の設備を必要とするから、今回は先づ概略的の傾向を求める目的にて次の如き方法に據つて測定したのである。

試料よりコーアドリルにて水を注入しつつ直徑 50 mm の圓壔形コーアを切抜き之れを內徑 50.5 mm の眞鍮管に入れ、兩端より交互にプランヂヤーを挿入してコーアの兩端を細歯の鋸及鋭利な薄刃のナイフを用ひて平坦な面に仕上げ、高さ 10 mm 內外の圓盤狀の供試體を作り、最初は充分水を含む場合の重量及見掛容積を測定し、次に之れを小形容器に入れ小孔を穿ちたる蓋を施すか或は他の適當なる方法にて極めて除々に水分を蒸發せしめ、1 日に 1 回宛重量及見掛の容積の變化を測定す。

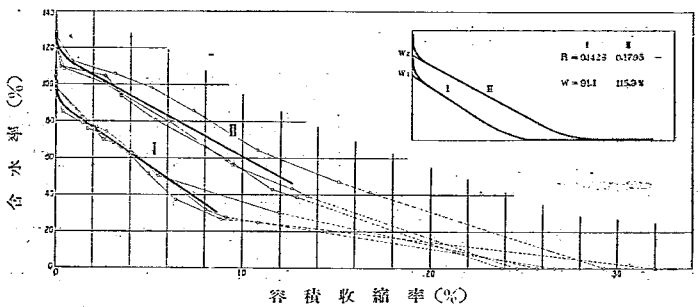
見掛の容積の測定には第二圖に示すが如き裝置を用ふ。卽平底の硝子容器に水銀を滿し之れに硝子の小突起 3 個を附した硝子板を當てて餘分の水銀を排除し、次に此の內に供試體を入れ硝子板の小突起を之れに當て靜かに水銀中に押し込み硝子板にて蓋を施せば、供試體の容積に等しい量の水銀は器外に流出す、從て流出したる水銀の重量を測定すれば此の時の溫度に相當する比重を用ひて供試體の大體の容積を算出することが出來る。

第二圖　容積收縮測定裝置

此の際相當に注意を要するは全裝置を恒溫槽内に置くか又は外界の氣溫の影響を受ることの少ない室内に置き、測定の際には水銀容器に直接手を觸れないこと、及び室内に放置した場合には成る可く早朝に測定することである。

測定の結果は第三圖に示す。但圖中 I, II は異なる箇所より採取した二個の試料より夫々 3 個の供試體を作りて測定したる結果を示し、太線は其の平均値である。測定は三月より四月に亘りて行ひ、測定期間中の水銀の溫度は I にては 11.2～12.8°C、II にては 14.5～15.7°C であつたが、含水率が 40% 以下の場合は I, II 共に氣溫の

第 三 圖　　含水量の減少と容積收縮との關係



激變の影響により I は 13.8°C、II は 17.0～17.5°C に上昇した。

測定結果に依れば含水率及容積收縮の關係は試料 I, II 共に同じ傾向を示すものにして、收縮の始まりには多少曲線的關係に在るが、以後は直線的關係を示し、其の途中含水率が I に在ては約 60%、II に在ては約 85%、卽約 5% 收縮したる時に毛狀の龜裂を生じ以後次第に發達するが供試體を毀損するには至らず。

土壤が收縮するのは含水量の減少に伴ひ各粒子間に作用する毛細管張力に原因すること及含水率と收縮率とは直線的關係に在ることは旣に認められて居る事實にして含水率 (w)、收縮率 (ε_s) とすれば、兩者の關係は $\frac{\varepsilon_s}{w}=R$ にて表はすことが出來る。容積の變化は含水量のみならず溫度の影響をも受けるが、就中含水量に依る影響が著しく現はれ、且其の影響のある範圍内にては溫度による變化は極めて小であるのみならず、R には影響を及ぼさない。

容積收縮の原因が毛細管張力に在るとすれば、最初水を飽和して居た赤土が次第に

之れを減少し組織内に毛細管張力が生ずるに至れば收縮し始めるのであるから、第三圖に實線を以て示す如き曲線的收縮を爲さず W_1 又は W_2 より始まり、含水率に對し直線的關係を以て容積を縮小すべきである。從て容積收縮の始まる時の含水率を W とすれば一般に

$$\varepsilon_v=(W-w)R \quad \text{但} \quad W>w$$

なる關係を有す。

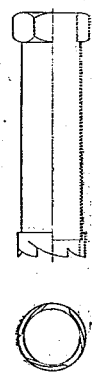
III. 供試體の製作

供試體の形は圓壔形となし大さは試驗裝置の都合上先づ直徑 25 mm、高さ 25 mm となし、次の如き方法にて製作す。

(1) 天然の赤土の供試體

第四圖に示すが如きビットをドリルに取付け、地質のボーリングの場合と同樣に少量の水を内部より注入しつつ靜かにコーアを切抜く。其の兩端の仕上げは最も困難にして銳利な薄刃のナイフを注意して使用すれば相當の仕上面を得られるが、往々にして組織内に硬さの不均等な箇所があれば刳り取られるのみならず緣邊部の仕上が容易でない場合が多い爲め、細い齒を有する鋸を用ひ水を滴下せしめつつ靜かに動かして土を少量づつ搔き取り、最後に銳利なる薄刃のナイフで仕上ぐ。

第四圖



兩端を圓壔の軸に垂直なる樣に仕上げる爲め切抜きたるコーアを眞鍮の圓筒内に入れ、其の切口に倣つて供試體の兩端を仕上ぐ。

天然の赤土より切抜きたる供試體は次の2種とす。

(A) 供試體の高さを天然の堆積狀態に對し垂直なる方向に一致せしめたるもの。

(B) 供試體の高さを天然の堆積狀態に對し水平なる方向に一致せしめたるもの、

孰れの供試體も切抜後は水中に貯藏す。

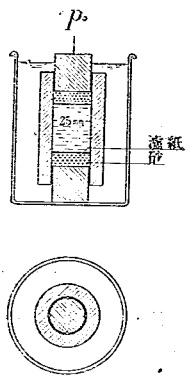
(2) 組織を破碎したる赤土の供試體

赤土の試料を乳鉢内に入れて相當多量の水を加へ、砂粒を粉碎せない樣に注意して

其の組織を壞し 40番篩(孔徑 0.42 mm)にて水共に篩ひ、之れに止るものの内砂以外の土塊は再び注意して其の組織を壞した後、先きに篩を通過したものに混加す。斯くしたものを一晝夜放置すれば、赤土の組成分は總べて器底に沈澱し、餘分の水は極めて清澄となり些かも混濁を呈しない。斯様なる方法を以て準備したものを破碎したる赤土の試料とす。

第五圖

組織を破碎したる赤土より供試體を加壓製作する裝置



此の如き試料より供試體を製作するには、第五圖に示すが如き内徑 25 mm の眞鍮製圓筒と之れに磨き合せたプランヂャーとを用ひて加壓す。而して加壓する場合には試料の兩端に圓形の濾紙を一枚宛當て更に壓縮により水分の排出するを自由ならしめる爲め、セメント試驗に使用する標準石英砂にて厚さ約 10 mm の層を設け、次にプランヂャーを挿入し、所要の荷重 (p_0) を載せて加壓す。

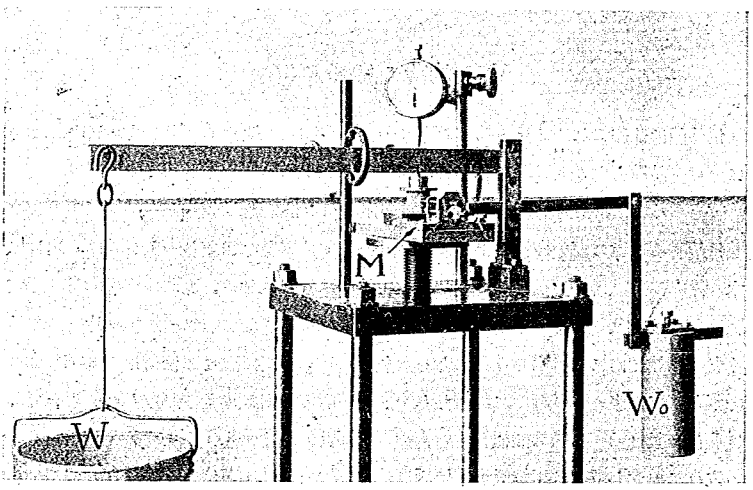
プランヂャーの側面には 4 條の溝を穿ちて砂層内に充滿した水を自由に流出せしむ。加壓時間は一般には試料の性狀特に加壓と滲透係數との關係によりて一定せぬが、此の實驗の如き同一試料を用ひた場合には荷重に關係を有し、最初は著しく壓縮するも逐次少量となり其停止する迄には相當の時日を要す。併し第五圖に示す如く圓筒の兩端にプランヂャーを挿入し、且砂層を設けて加壓すれば試料内の水は兩端より滲出し、壓縮作用も比較的速かに進行するから、本裝置を用ひた場合には加壓期間は 1 週間で充分である。加壓を空氣中で 1 週間に亘つて繼續すればプランヂャーに穿ちたる孔及圓筒との間隙に沿ひ、砂層内の水が蒸發減少し試料内の水分を毛細管作用にて抽出するから荷重以外の裝置は全部水中に置く。

1 週間加壓したる後荷重を除き兩側のプランヂャーを交互に押して砂層を除くと共に試料の兩端面を銳利なる薄刃の ナイフを用ひて仕上げ、且所要の長さに比し 1–2 mm 長きものとなし、兩端面には圓筒内徑と同寸法の濾紙を貼付し、次にプランヂャーを挿入して空氣中に於て再び載荷加壓すること、1 晝夜の後に取り出して直ちに試驗す。

IV. 試 驗 裝 置

試驗裝置は Goldbeck 氏の考案に係る道路路床の支持力比較試驗に使用したるものに類似した機構を有する第六圖に示す如きものにして、荷重(W)を累加し供試體の壓縮量は 0.01mm の讀みを有するダイアルゲーヂに據り、又水平方向の伸張量は (M) にて示す如き裝置に據つて測定す。卽載荷裝置はレバーを四分して其一端をナイフエッヂにて支へ他端に錘 (W) を載せエッヂより全長の $\frac{1}{4}$ の所に於て供試體に載荷せしめ、又レバーの振動を輕減すると共に載荷裝置の重量及壓縮變形の測定に用ひたるダイア

第 六 圖　壓 縮 試 驗 裝 置



ルゲーヂのスプリングより傳はる壓力を打消して之れと釣合はせしむる爲めに W_0 なる一定重量の錘を 丁 字形レバーを用ひて載荷用レバーに對しパンタグラフ式に取付ける。載荷用レバーは厚さ25 mmを有し、之れを支へるナイフエッヂは裝置の安定上其の上面に取付けたるを以て、最初 W=0 の場合には之れを水平に置いて試驗し始めたるも、荷重の增加するに從ひレバーは斜に下方へ傾き之れが爲めに多少の誤差を生ずるも其の量は極めて僅少である。卽一般に供試體の破壞する迄の壓縮量の總計は供試體 (A), (B) の場合には僅かに 0.50 mm 內外、又供試體 (C) の場合には 1.00 mm

以内に過ぎないから、之れを 1.00 mm として其の際に於ける誤差を計算すれば壓縮量に於て 0.6%、荷重に於て 0.5% 孰れも減少となるも、全實驗を通じて供試體毎に現はるる結果の相違と、應力變形率線圖とに徴するもその影響は殆んど無視して差支へなき程度なれば、測定の結果に對しては補整を施さず其儘とす。

加壓の爲めに起る供試體の側面に向ふ伸縮變形量の測定は、第六圖 (M) に示す如き裝置を用ふ。卽水平方面の長さの變化を供試體の側面に於て、上下端より中央に當り且つ中軸に向つて接觸せしめ、其の變位を丸棒を經て其の他端に取付けたる平面鏡に傳へて之れを水平軸の周りに回轉せしめ、其のフレの量を望遠鏡にて觀測し、1/2,000 mm 迄の變化を測定する方法に據る。丸棒を供試體に接觸せしめる爲め平面鏡の裏面の中央に弱きスプリングを取り付け出來得る限り輕く接觸せしむ。

V. 試驗の種類及方法

供試體は前記の如く 3 種としたるも其の内 A 及 B に就いては水中及空氣中の 2 種に分けて試驗したから、試驗の種類は次の 5 種となる。

(A) 天然の赤土を垂直方向に切抜いて作りたる供試體の水中試驗。

供試體を載せる厚い鐵板の上面に油粘土を以て供試體を包圍して壁を設け、之れに水を滿して供試體の下部 $\frac{1}{3}$ を沒せしめて試驗裝置に据付け、更に伸縮變形量の測定裝置を避けて殘りの空氣中に露出する側面には水を含ませたるガーゼの細片を以て弛く卷き供試體内に常に水を飽和せしむ。載荷には 12 號鉛丸を單位荷重 0.847kg/cm² の割合にて出來る限り靜かに增減せしめ、其の都度伸縮變形量を測定したるも、變形は載荷後數分乃至十數分間繼續するものなれば其の全く停止するを待ちて測定す。

之れに要せし時間は壓縮變形率線圖に略々直線となりて現はるる範圍に在つては、每回 5～10分なるも曲線となるに從ひ長時間を要し、1 時間以上を經過せしめたる後に測定したる場合もある。

(a) 天然の赤土を垂直方向に切抜きて作りたる供試體の空氣中試驗。

供試體の含有する水量を飽和狀態に近きものと、之れを多少減少せしめたるものとに就いて試驗す。

飽和狀態に近きものの場合としては水中に貯藏せる供試體を取り出し白布を底に敷き均したる器内に入れて密閉し、1 時間放置したる後に取り出して試驗せしもので

ある。

含水量 90% 內外のものは水を切つた後に供試體と同一の直徑を有する臺の上に載せ、之れを小形の器內に納れ小孔を有する蓋を施して 2～3 日間放置し、其の期間中時々供試體の上下の位置を變更せしめて乾燥したるものである。

此等の供試體は試驗中に次第に水分を發散する傾向あり、之れを防ぐには含水量に應じて室內の濕度を定め之れを一定に保たしめねばならぬが、裝置としては困難が伴ふから此度の實驗に當つては水に浸した布を堅くしぼり供試體より約 10 mm 離して之れを圍繞して供試體の周圍を稍々一定した濕度の空氣にて包圍せしめたる方法を用ふ。又布の含有する水分が過剩なる場合には之れより發散する水分を供試體が吸收する場合が多いから試驗完了と共に布が略々乾燥する程度に堅く水をしぼり取つたものを使用すれば比較的良好なる結果が得られ、試驗前後に於ける含水量の變化を 1%以內に保たしめることが出來る。但し含水量が90%以下の場合には收縮龜裂を生ずる虞れがあると共に水量を一定に保たしめることは著しく困難であつたから斯樣な場合の取扱は中止す。

(B)　天然の赤土を水平方向に切抜きて作りたる供試體の水中試驗。

(b)　天然の赤土を水平方向に切抜きて作りたる供試體の空氣中試驗。

孰れも A, a の場合と同樣の方法に據る。

(C)　組織を破碎したる赤土より加壓形成したる供試體の試驗。

此の供試體の含水量又は空隙量は載荷による壓力に對して一定の關係を有するものであるが使用した單位荷重 (P_3) は 0.3, 0.6, 1.0, 2.0, 3.0 kg/cm^2 の 5 種とす。

型より取り出し其の兩端の濾紙を除き直ちに a 及 b の場合と同樣の方法に據りて試驗す。

VI. 試驗の結果

試驗の結果として現れたる赤土の壓應力と伸縮變形率との關係より見れば赤土は相當に彈性的變形をなすものと認められる。

供試體の示した彈性的性質は一般混凝土に於て認められて居る如く、壓應力に應じて多少變化するが最も顯著なる現象としては何人も想像し得る如く天然地層と之れを濕りたる儘其の組織を破壞したる後加壓形成したるものとの間には全然異る性質を示

し、近時 Terzaghi 氏に依つて提唱されて居る壓力空隙比關係は、人工により混捏した土壤乃至沖積層の或る種のものの如き水中に於て極めて最近に沈澱靜置したものに對しては首肯し得るが、地層としては假令沖積層に屬するもので在つても既に固有の組織を有し、其の一片を水中に長時間放置するも形狀に變化を生じないものに對しては、彼氏の提唱する關係も常に成立し得ないことが本試驗の結果に於ても如實に說明されるのである。

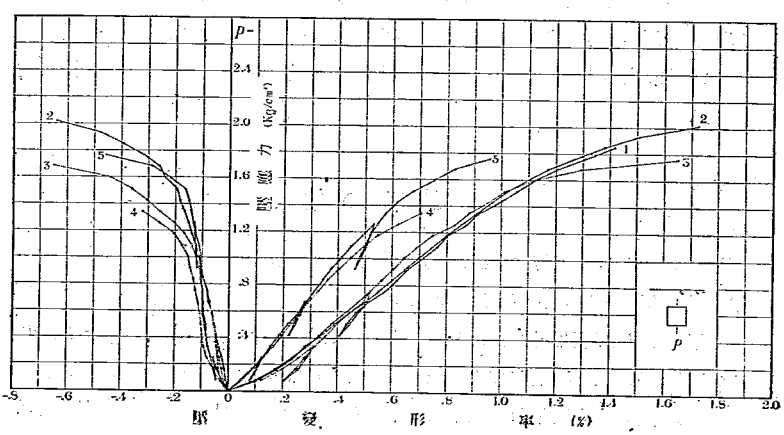
次に天然地層としての赤土の有する彈性的性質及其の量が堆積狀態に於ける方向に依つて相當に相違することが判明した。又赤土が水を飽和する場合と相當に乾燥せる場合とを比較したるに、後者に在つては抗壓强度が著しく增加するが彈性的性質には餘り影響を及ぼさないことも明かになつた。

(1) 天然の赤土を水中に於て壓縮したる場合

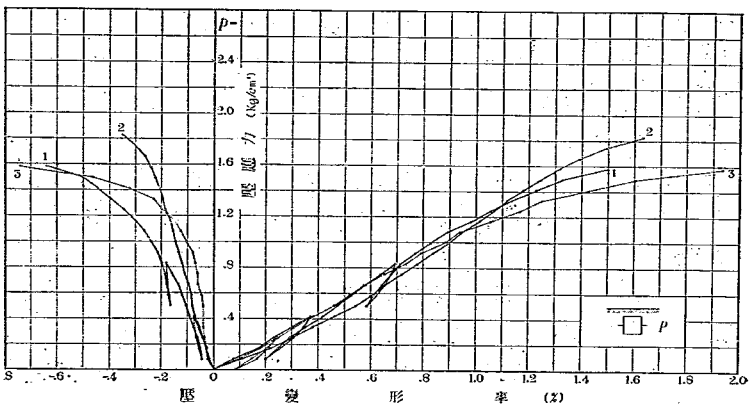
水中に於て壓縮すれば供試體內の空隙にある水は單に之れを充塡するのみで赤土に對し何等の外力をも作用せしめず供試體の伸縮變形により空隙量が變化すれば夫れに應じて自由に出入し得る狀態に在るものにして、水の出入に當りても空隙率は約70%にして、且相當に大なる孔徑を有し水の滲透係數も意外に大なれば、加壓時間 5～10 分に及ぶときには水の滲透抵抗に影響されることなく充分に變形す。

第 七 圖　水の飽和狀態に於る天然赤土の壓力變形率線圖

A（地層の垂直方向に加壓した場合）



第　八　圖　水の飽和狀態に於る天然赤土の壓力變形率線圖
B　(地層の水平方向に加壓した場合)



天然の狀態に對し垂直及水平の二方向に就きて試驗したる結果は附表第一及二に示す如く、又之等の壓力變形率線圖は第七及八圖に示す如くである。

彈性係數　壓縮變形を見るに孰れの場合に在ても、試驗の始めには多少可塑性的變形を示し壓應力が增大して 0.2 kg/cm² 附近を超えたる後は實際上彈性的と認め得る變形をなし、更に進んで其の限界を超ゆれば破壞變形をなすに至る。又變形の途中に於て多少不規則なる變化をなす場合あるも之れは內部組織に著しい局部的變化を生ずる爲めである。又變形の途中に於て壓力を或る程度迄順次に減少し、次に再び增加すれば壓力と變形率との關係は圖に示す如き環狀曲線となる。

彈性係數を壓力變形率線圖に基づき其の直線的關係を有する範圍內に於て求むれば第三表の如くになる。

第　三　表　天然赤土を水中に於て壓縮した場合の彈性恒數

地層の垂直方向				地層の水平方向			
供試體番號	E_v	m_v	G_v	供試體番號	E_l	m_l	G_l
	kg/cm²		kg/cm²		kg/cm²		kg/cm²
A 1	181.5	—	—	B 1	126.3	4.39	51.5
A 2	163.8	5.30	69.0	B 2	142.7	5.63	60.2
A 3	201.6	5.17	85.6	B 3	119.5	12.33	55.3
A 4	256.4	3.58	100.2				
A 5	266.6	6.82	116.2				

A 4, A 5 の値が他のものに比して特に大なるは組織上の相違に基づくものにして、全地層中孰れに屬するものが多數を占めるか不明なるも、構造物の基礎として考慮する場合に沈下量を重要視する關係上、上記の結果中小なる數値を選びて其の平均を求むれば E_v=182.3 kg/cm², E_l=129.5 kg/cm² となる。彈性的變形が赤土地層の垂直及水平方向に依つて相違することは壓力變形率線圖に於ても明なる如く

$$E_v \fallingdotseq 1.4E_l$$

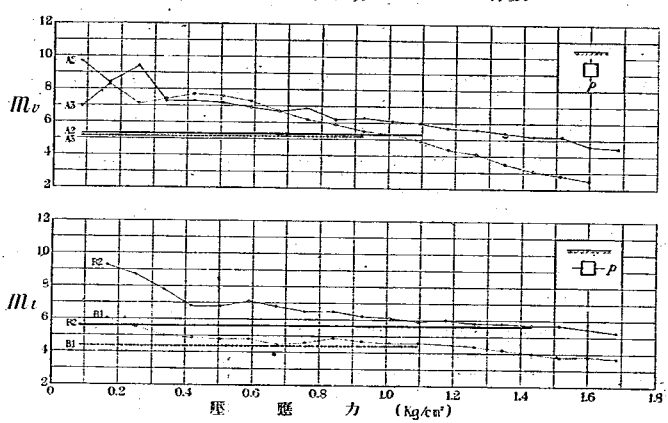
である。其の原因には種々あらうが、赤土の組成分及組織の變化或は之れに作用する外力等が生成後今日に至る迄、主として垂直方向に働いて居ることが主なる原因であると考へらる。

ポアソン係數　ポアソン係數の測定方法は多少不完全なるを免れないが、測定したる結果より見れば大體の値を窺ふに足るものがある。卽ポアソン比 $\sigma=\frac{1}{m}$ に於てポアソン係數 (m) の値を彈性係數の場合と同樣に第七及八圖より求むれば第三表に示す如くである。

各供試體の示した結果の内 A 4 及 B 3 は著しく相違せる値を示すものにして伸縮何れかの變形に於て特に異なる結果として表はれたるものであるが、其原因が組織の局部的相違に在るか、或は其他の理由に依るものか不明なれば之れを探究することは後日に譲る。

第　九　圖

水の飽和狀態に於る天然赤土のポアソン係數



ポアソン係數を測定の結果より求めたるものと、上記の如く壓力變形率線圖より求めたるものとを比較すれば第九圖に示す如くなる。卽前記の値は全曲線中、直線的關係を有する部分より求めたるものなるに反し、測定結果より求めたるものは壓力の增加と共に次第に減少する傾向がある。此の如き傾向は一般に堅硬緻密なる火成岩又は水成岩は勿論一般の金屬材料に於ては認められないものにして、僅かに混凝土に於て壓應力の增加と共に m の値が 12～5 程度に減少する事實に符合するに過ぎない。卽赤土の如き極めて多孔質にして固有の組織を有するものに在つては壓縮變形が組織内に於て壓縮の方向に著しく起る爲にして、此の點に於て一般材料とは相當に區別すべきもの>如く考へられる。

剛性係數　剛性係數(G)の測定は抗捩試驗によるを適當とするが斯樣な試驗は赤土の場合には極めて困難であるから、ポアソン係數を求めた序に赤土にも $G=\frac{mE}{2(m+1)}$ なる關係が常に成立するものと假定して前記の E 及 m より之れを求めたるが其の結果は第三表に示す如くである。

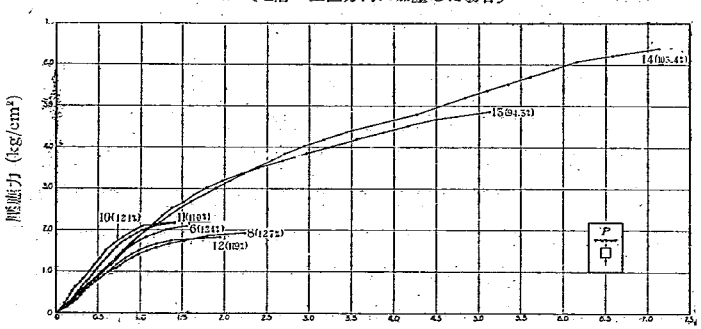
卽剛性係數は地層の方向に依つて相違す。其の原因は前記の如く m に於ては略相等しきも E に於て相當に相違する爲めである。

(2)　天然の赤土を空氣中に於て壓縮したる場合

空氣中に於ける壓縮試驗の主なる目的は赤土の空隙内に存在する水が赤土の組織に對し、毛細管張力を作用して居る場合には彈性的性質に如何なる程度の影響を與へる

第　十　圖　天然赤土の壓力變形率に及ぼす含水率の影響

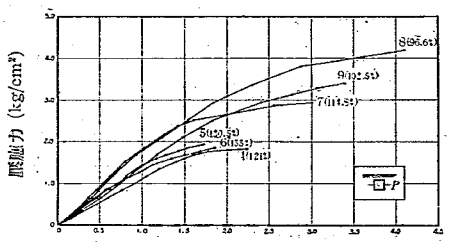
a　(地層の垂直方向に加壓した場合)



第 十 一 圖

天然赤土の壓力變形率に及ぼす含水率の影響

b （地層の水平方向に加壓した場合）



變 形 率 (%)

かを明かにせんが爲めに行つたものである。

壓力變形率は附表第三及四に示す如く又之を圖示すれば、第十及十一圖に示す如く含水量の減少により著しい影響を受くるのは抗壓强度にして、殊に天然の位置に對し垂直なる方向に於て甚大であるが、壓縮變形率に在ては第十四及十五圖に詳細に示す如く多少の差違はあるが供試體による相違の方が大きく含水率の僅少なる差違による影響は殆ど認められない。

彈性的變形の代表的なるものは第十二及十三圖に示すが如く、試驗の始めに現はれる可塑性的變形は極めて僅少にして略々直線的變形をなす。

彈性係數及ポアソン係數を水中試驗の場合と同樣に壓力變形率線圖より求め、又其結果より剛性係數を求め、之等を抗壓强度及含水率と對比すれば、第四表に示す如くになる。

彈性係數　壓力變形率線圖に依ても明かなる如く一般に水中試驗の結果に比較すれば彈性係數を多少增加する傾向を示し、含水量の減少に伴ふ影響は地層の水平方向に於て特に著しく認められるが其の影響も抗壓强度の增加に比較すれば極めて輕微且不定にして、之れを實際的に見れば試驗の範圍内に於ては殆ど影響せざるに等しい程度である。殊に試料の項に於て述べたる如く赤土は其の含水率 80% 附近に於て龜裂を生ずるものなれば 90% 附近以下に之れを減少せしめて試驗することは極めて困難であるが、更に含水量を減少せしむれば供試體としては相當に抗壓强度を增加することは豫想するに難くないが、彈性係數に對する影響は疑問である。

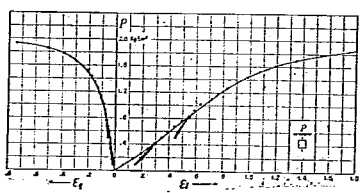
ポアソン係數　ポアソン係數の測定は水中試驗の場合に比すれば極めて困難の如く、壓縮變形が增加するも伸張變形が極めて不連續に起るか或は增減を反覆する等一定せず。惟ふに壓縮變形が主として主應力の方向に於て起るか或は組織の破壞として費され、伸張變形となりては二次的に現はれる爲めであらうか、從つて第四表に示す

第　四　表

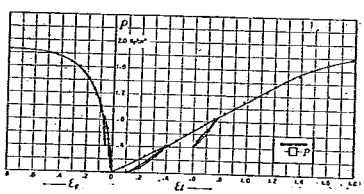
水の不飽和狀態に於て天然赤土に加壓した場合の彈性恒數

地層の垂直方向						地層の水平方向					
供試體番號	含水率	抗壓强度	E_v	m_v	G_v	供試體番號	含水率	抗壓强度	E_t	m_t	G_t
	%	kg/cm²	kg/cm²		kg/cm²		%	kg/cm²	kg/cm²		kg/cm²
a— 6	124	2.203	201.8	3.26	77.2	b—4	121	1.949	117.1	8.19	52.2
a— 8	127	2.033	179.6	6.96	79.6	b—5	121	2.033	148.6	—	—
a—10	121	2.287	259.5	—	—	b—6	133	1.949	129.4	—	—
a—11	110	2.287	252.8	5.57	107.1	b—7	115	3.048	203.5	16.35	96.0
a—12	119	1.949	179.6	—	—	b—8	97	4.317	187.1	—	—
a—13	94	6.605	201.8	—	—	b—9	103	3.645	153.6	7.16	67.4
a—14	103	4.995	197.0	—	—						

第十二圖



第十三圖



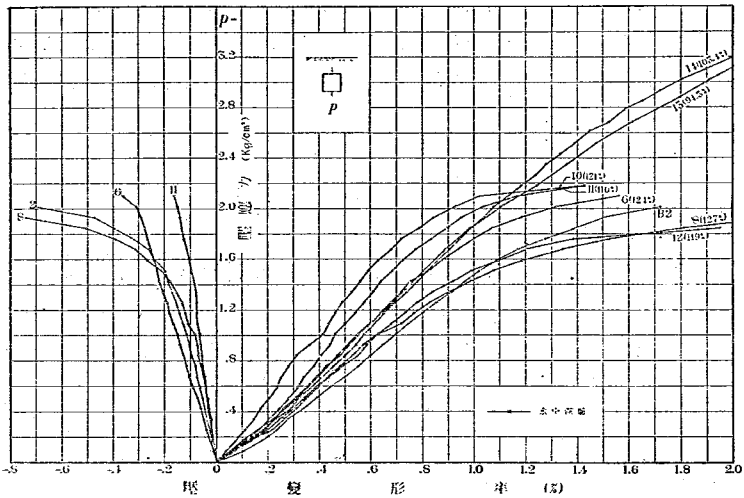
ものは連續的變形をなしたもののみを選擇して揭げたれば或は後日に多少の變更を要することがあるかも知れぬ、殊に含水率の少なる場合を測定し得なかつたことは相當に理由の在ることとも想像される。

孰れにするも測定結果によれば供試體 b 7 の如き極めて大なる値を示すものもあつて上述の意味を多少暗示するかの如くに觀られるものもあるが、前揭の結果のみを以てしてはポアソン係數の受ける影響に就きて論述することは出來ない。

剛性係數　ポアソン係數の場合と同樣の理由に依り之れに關する討議は後日の研究に讓る。

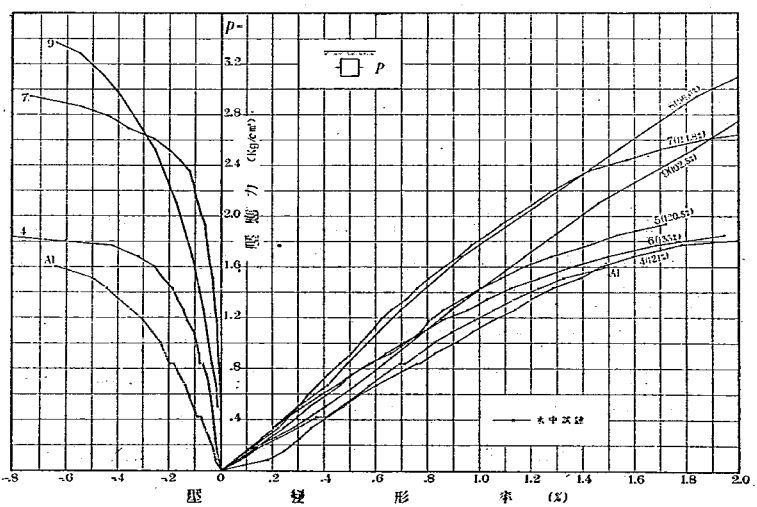
第十四圖　水の不飽和狀態に於る天然赤土の壓力變形率線圖

a　(地層の垂直方向に加壓した場合)



第十五圖　水の不飽和狀態に於る天然赤土の壓力變形率線圖

b　(地層の水平方向に加壓した場合)



(3) 組織を破碎したる赤土の示したる結果

赤土を乾燥せしめずに其の組織を破壞し水中に於て沈澱せしめたる後型に詰めて作製したる供試體も亦彈性的現象を示したるも天然の赤土に比すれば諸種の點に於て著しい相違のあることが判明した。

(A) 供試體の含水量と載荷重との關係

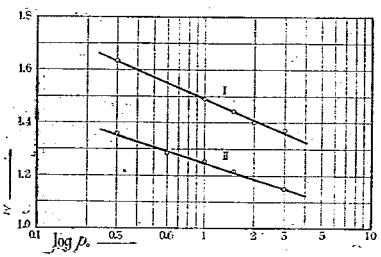
供試體の製作には前述の如く試料を型に詰めて之れに載荷し赤土の組成分子間に働く粘着力及内部摩擦抵抗が荷重と釣合を保つに至る迄變形せしめたのであるから、供試體の單位容積内の空隙量は壓力と密接なる關係に在る。而して之等の空隙は總べて水にて充塡されて居るから化合水以外の含有水量を以て空隙量を表すことが出來る。

測定の結果を圖示すれば第十六圖の如く對數曲線となり、載荷壓力と含水率との間には次の如き關係がある、

$$w=-\frac{1}{A}\log p_3+C$$

但、w は含水率、p_3 は載荷したる壓力、A 及 C は何れも土の性狀に關係ある常數である。第十六圖に示す2曲線は試料の相違に依るものにして、夫々次の如き關係を示す。

第十六圖
載荷壓力と含水率との關係



I;　$w_I=-\frac{1}{3.75}\log p_3+1.49$

II;　$w_{II}=-\frac{1}{4.88}\log p_3+1.25$

以上の關係は之れと同等の地層に載荷して含有水量の變化に基づく沈下を生ずる場合にも成立するものである。但、此の場合には含有水量の變化は水の滲透速度に支配され、卽時間の函數となるから之れを實際の場合に適用する爲めには更に滲透速度と載荷壓力との關係をも明かにする必要がある。

(B) 壓縮試驗の結果

壓縮試驗の結果は附表第五に示すが如く、又壓力變形率線圖は第十七圖に示す如くにして天然赤土の場合に比すれば變形率が大である爲めか一般に試驗の始めより直線的變形をなし、載荷壓力 $p_3=3.0$ kg/cm² のものが稍々曲線的の變形をなしたに過ぎない。

第十八圖に示す彈性係數、ポアソン係數及剛性係數は第十七圖に示す變形率線に基いて求めたる結果(太線で示すもの)及夫々の測定値より算出したる結果を綜括比較したものである。

彈性係數 (E) は壓應力の增減には無關係に常に一定せる値を示すと共に彈性限界は E と共に增加するのみならず、兩者の間には一定の關係が存する様である。p_3 と E との關係は圖に示す如く p_3 が 2.0 kg/cm² を超ゆれば E が著しく增加する傾向を示す。

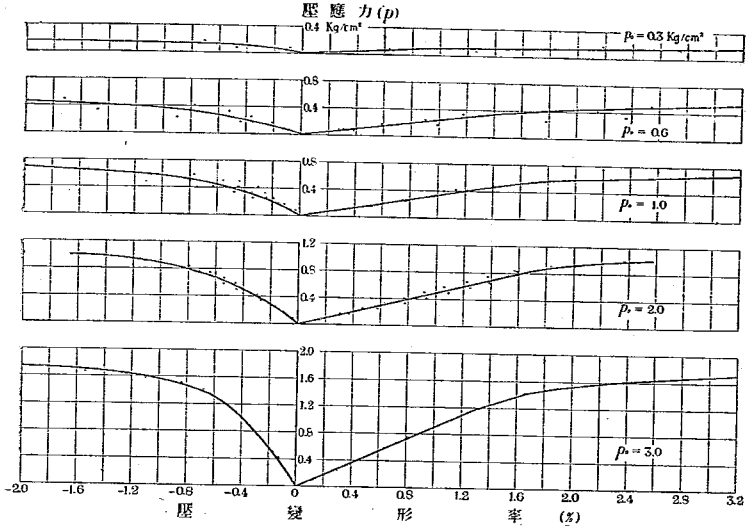
ポアソン係數 (m) は天然赤土の場合と同様に壓應力の增加と共に減少して、次第に 2 に接近し變形率線に於て彈性限界と考へらるる點を超えて變形したる場合には 2 以下となる。又ポアソン係數と p_3 との關係に在つても p_3 が極めて小なる場合には略々液體に近い狀態にあるから p_3=0.3 kg/cm² の如き場合には m の値も 2 より僅かに大なる程度にすぎないが p_3 の增加と共に曲線的關係に於て次第に增加する傾向がある。然し p_3=3.0 kg/cm² の場合の如き其の抗壓强度が天然赤土の夫れに略々近い場合に在つても m は大體 4 以下の値を示し、天然赤土の夫れに比すれば相當に小である。此の事實は既に固有の組織を具有する天然地層と現今河底、海底等に沈積しつつある土砂層或は之れに類似するもので未だ一定の組織を備へない地層或は固有の組織を破壞されたる地層等と比較する場合には基礎的要素として考察せねばならぬものである。

m の値が p_3 と共に增加する傾向は p_3 が 0.3 より 1.0～2.0 kg/cm² に增加する間に在つては比較的急激に增加する様であるが、其の後は p_3 を非常に增大せしめても其の結果として彈性係數及剛性係數は增加するが、ポアソン係數が 5 以上に及ぶことは殆ど無からうと想像するに難くない。何となれば一般に堅硬緻密なる水成岩及火成岩の m は 5 以下であつて、之れを粉碎したる後如何に加壓しても單に壓力のみでは元のものに匹敵する性質を有するものが獲られない事實に徵するも明かである。

剛性係數は天然赤土の場合と同様に E 及 m の値より算出したるものであつて p 及 p_3 に對する關係は既に E 及 m に就いて述べたる結果より充分推定されるから之れに就いて特に記述する必要はないと思ふ。

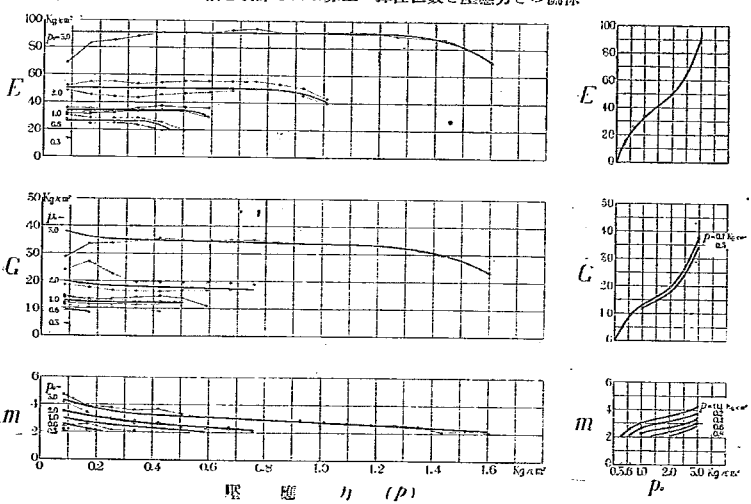
第十七圖

組織を破碎したる赤土の壓力變形率線圖



第十八圖

組織を破碎したる赤土の彈性恒數と壓應力との關係



附表第一　天然赤土を水中に於て地層の垂直方向に壓縮した場合の變形率(%)

p kg/cm²	A—1	A—2		A—3		A—4		A—5	
	ε_l	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q
0.084	0.103	0.103	0.008	0.121	0.018	0.048	0.030	0.050	0.024
.169	.174	.178	.016	.196	.024	.090	.060	.091	.042
.254	.230	.232	.024	.254	.036	.120	.080	.123	.056
.339	.285	.277	.038	.310	.042	.164	.092	.153	.076
.423	.329	.356	.046	.353	.046	.194	.098	.186	.082
.508	.372	.390	.054	.396	.052	.227	.102	.218	.090
.593	.428	.439	.064	.439	.060	.261	.108	.256	.094
.678	.471	.497	.074	.482	.072	.291	.116	.281	.094
.762	.519	.551	.080	.521	.084	.327	.124	.315	.096
.847	.618	.601	.096	.561	.096	.363	.132	.344	.104
.932	.658	.647	.102	.604	.110	.401	.144	.376	.104
1.016	.713	.696	.114	.643	.122	.441	.152	.413	.104
1.101	.765	.746	.124	.690	.140	.494	.176	.449	.112
1.186	.825	.800	.140	.745	.168	.548	.206	.492	.124
1.270	.872	.854	.152	.831	.204	.622	.260	.532	.130
1.356	.916	.912	.168	.882	.256	.703	0.320	.577	.142
1.441	.991	.966	.186	.953	.306			.617	.150
1.525	1.055	1.020	.196	1.012	.360			.678	.164
1.610	1.122	1.095	.238	1.114	.440			.753	.220
1.695	1.206	1.169	.260	1.295	.650			.830	.284
1.779	1.309	1.277	.318	1.650	1.160			.963	.456
1.864	1.420	1.385	.393						
1.949		1.510	.477						
2.033		1.725	.639			(ε_l 壓縮率 ε_q 伸張率)			

附表第二　天然赤土を水中に於て地層の水平方向に壓縮した場合の變形率(%)

p kg/cm²	B—1		B—2		B—3	
	ε_q	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q
0.084	0.076	0.020	0.111	0.016	0.094	0.020
.169	.169	.028	.219	.032	.177	.026
.254	.230	.042	.304	.042	.239	.036
.339	.300	.060	.379	.054	.309	.040
.423	.369	.076	.460	.072	.379	.040
.508	.469	.106	.540	.080	.461	.040
.593	.523	.120	.598	.084	.518	.044
.678	.577	.136	.653	.096	.576	.060
.762	.635	.160	.717	.110	.650	.060
.847	.692	.180	.777	.120	.732	.070
.932	.769	.212	.837	.136	.790	.080
1.016	.827	.238	.897	.146	.885	.104
1.101	.892	.266	.948	.160	.988	.124
1.186	.980	.300	1.012	.168	1.054	.150
1.270	1.054	.348	1.068	.184	1.168	.196
1.356	1.135	.396	1.116	.192	1.250	.228
1.441	1.230	.444	1.180	.206	1.424	.324
1.525	1.327	.501	1.247	.220	1.605	.464
1.610	1.500	.640	1.315	.240	1.934	.740
1.695			1.395	.262		
1.779			1.494	.300		
1.864			1.634	.350		

附表第三　天然赤土を空氣中に於て地層の垂直方向に壓縮した場合の變形率(%)

p kg/cm²	a-6		a-8		a-11		a-10	a-12	a-13	a-14
	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_l	ε_l	ε_l
0.084	0.066	0.012	0.067	0.006	0.065	0.014	0.037	0.065	—	0.060
.169	.123	.024	.134	.012	.113	.020	.071	.155	0.101	.120
.254	.185	.040	.197	.020	.162	.022	.109	.216	—	.180
.339	.226	.050	.246	.026	.203	.026	.139	.261	.221	.225
.423	.267	.060	.291	.032	.244	.030	.169	.310	—	.289
.508	.309	.072	.341	.036	.280	.038	.206	.350	.313	.320
.593	.350	.090	.385	.042	.317	.042	.236	.392	—	.370
.678	.391	.104	.435	.050	.341	.046	.263	.432	.396	.410
.762	.432	.116	.489	.060	.378	.052	.301	.481	—	.454
.847	.473	.124	.543	.070	.406	.058	.331	.531	.470	.498
.932	.514	.140	.583	.072	.439	.062	.361	.571	—	.542
1.016	.555	.150	.628	.082	.467	.066	.413	.633	.553	.574
1.101	.601	.166	.718	.108	.500	.072	.436	.682	—	.615
1.186	.642	.180	.762	.120	.540	.076	.466	.735	.645	.655
1.270	.687	.190	.830	.132	.577	.076	.489	.784	—	.695
1.356	.728	.204	.902	.156	.610	.076	.526	.841	.728	.739
1.441	.753	.220	.987	.178	.642	.086	.564	.919	—	.779
1.525	.823	.228	1.076	.210	.683	.096	.590	.992	.806	.819
1.610	.876	.240	1.190	.266	.742	.104	.632	1.094	—	.860
1.695	.939	.252	1.345	.312	.772	.112	.680	1 204	.885	.904
1.779	1.000	.264	1.525	.390	.837	.122	.722	1.388	—	.944
1.864	1.070	.276	1.816	.508	.894	.132	.790	1.960	.986	.988
1.949	1.185	.290	2.332	.740	.955	.140	.842		—	1.036
2.033	1.318	.310			1.041	.148	.932		1.106	1.076
2.118	1.563	.360			1.168	.160	1.053		—	1.133
2.203					1.423		1.428		1.244	1.188
2.287									—	1.237
2.372									1.360	1.277
2.457									—	1.333
2.540									1.475	1.390
2.710									1.613	1.526
2.880									1.774	1.655
3.048									1.912	1.807
3.217									2.074	1.992
3.386									2.235	2.216
3.556									2.396	2.410
3.731									2.560	2.700
3.895									2.720	2.973
4.064									2.950	3.295
4.233									3.180	3.575
4.402									3.456	3.858
4.571									—	4.180
4.740									—	4.500
4.825									—	4.780
4.910									4.286	5.140
5.255									4.840	
5.419									5.115	
5.588									5.370	
5.758									5.620	
5.926									5.900	
6.095									6.175	
6.265									6.590	
6.435									7.140	

附表第四

天然赤土を空氣中に於て地層の水平方向に壓縮した場合の變形率(%)

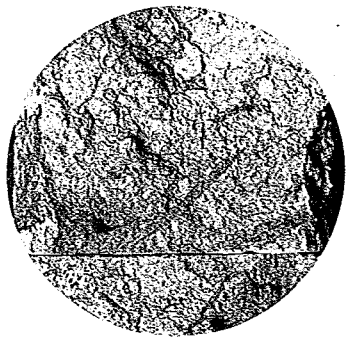
p kg/cm²	b-4		b-7		b-9		b-5	b-6	b-8
	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_l	ε_l
0.084	0.186	0.010	0.056	0	—	—	0.064	0.056	—
.169	.249	.016	.112	0	0.142	0	.127	.104	0.112
.254	.307	.020	.168	0	—	—	.187	.161	—
.339	.352	.026	.224	0	.285	0	.247	.209	.207
.423	.415	.030	.262	0	—	—	.298	.262	—
.508	.477	.034	.299	0	.408	0.012	.345	.318	.301
.593	.531	.040	.337	0.004	—	—	.404	.384	—
.678	.602	.046	.374	.006	.522	.022	.468	.449	.413
.762	.685	.054	.415	.006	—	—	.511	.509	—
.847	.772	.070	.460	.008	.632	.036	.574	.580	.489
.932	.830	.084	.505	.012	—	—	.664	.637	—
1.016	.913	.092	.543	.014	—	—	.723	.712	—
1.101	.975	.104	.580	.014	—	—	.774	.786	—
1.186	1.058	.130	.618	.016	—	—	.808	.861	—
1.270	1.141	.144	.666	.022	.898	.068	.864	.955	.695
1.356	1.203	.168	.719	.026	—	—	.936	1.030	—
1.441	1.286	.186	.760	.030	—	—	1.004	1.124	—
1.525	1.390	.224	.305	.032	—	—	1.085	1.236	—
1.610	1.472	.256	.861	.040	—	—	1.170	1.348	—
1.695	1.597	.320	.921	.048	1.175	.110	1.280	1.498	.932
1.779	1.784	.426	.970	.052	—	—	1.426	1.685	—
1.864	2.240	.880	1.030	.056	—	—	1.532	1.948	—
1.949			1.086	.066	—	—	1.732		—
2.033			1.161	.078	—	—			—
2.118			1.217	.090	1.468	.172			1.240
2.203			1.274	.094	—	—			—
2.287			1.348	.108	—	—			—
2.372			1.423	.122	—	—			—
2.457			1.573	.162	—	—			—
2.540			1.704	.200	1.836	.256			1.542
2.627			1.892	.262	—	—			—
2.710			2.135	.360	—	—			—
2.796			2.322	.430	—	—			—
2.880			2.546	.540	—	—			—
2.965			2.995	.740	2.408	.390			1.842
3.138					2.670	.460			—
3.386					3.390	.640			2.295
3.815									2.970
4.233									4.100

附表第五　組織を破碎したる赤土の變形率(%)（其一）

p	$p_0=0.3$ kg/cm²				$p_0=0.6$ kg/cm²					
	1		2		1		2		3	
kg/cm²	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q
0.084	1.26	0.48	0.635	0.084	0.303	0.136	0.380	0.12	0.272	0.08
.169	3.82	2.10	2.18	.710	.701	.350	.989	.44	.588	.21
.254					1.035	.540	1.787	.90	.902	.36
.339					1.434	.800	2.586	1.48	1.175	.52
.423					2.150	1.380	3.340	2.10	1.606	.78
.508							5.564	3.60	2.545	1.72
.593							6.845	4.48		

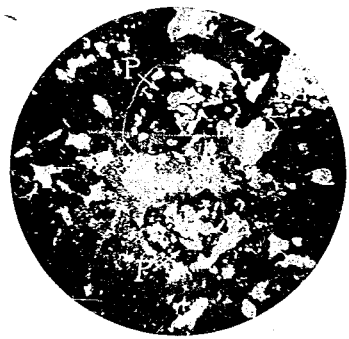
附表第五　組織を破碎したる赤土の變形率（%）（其二）

p	$p_0=1.0$ kg/cm²						$p_0=2.0$ kg/cm²				$p_0=3.0$	
	1		2		3		1		2		1	
kg/cm²	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q	ε_l	ε_q
0.084	0.239	0.06	0.267	0.03	0.252	0.06	0.163	0.04	0.175	0.05	0.125	0.02
.169	.478	.15	.535	.11	.525	.20	.306	.09	.371	.11	.202	.05
.254	.745	.24	.761	.19	.778	.34	.469	.16	.586	.20	.301	.08
.339	.982	.35	.946	.25	1.008	.48	.632	.24	.781	.27	.385	.10
.423	1.220	.45	1.130	.30	1.250	.63	.775	.30	.937	.35	.465	.12
.508	1.458	.56	1.400	.44	1.512	.80	.918	.39	1.093	.45	.558	.16
.593	1.914		1.892	.77	1.995	1.08	1.061	.46	1.250	.54	.648	.20
.678			2.880	1.54	2.940	1.72	1.225	.54	1.386	.60	.729	.24
.762					4.580	3.06	1.372	.64	1.523	.72	.810	.28
.847							1.592	.80	1.718	.88	.923	.32
.932							1.837	1.00	2.015	1.12	1.020	.36
1.016							2.368	1.40	2.575	1.66	1.110	.40
1.101											1.194	.44
1.186											1.295	.49
1.270											1.416	.54
1.356											1.536	.62
1.441											1.660	.68
1.525											1.902	.84
1.610											2.265	1.10
1.695											2.830	1.54
1.779											3.480	2.06



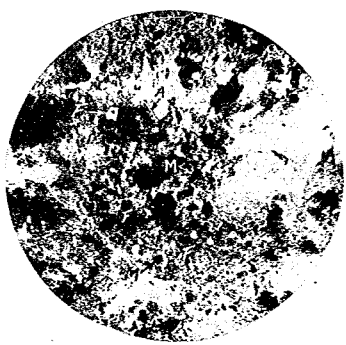
寫眞 一 （×0.58）

乾燥せし赤土の破面を示す、細小なる龜裂には既存のものと粉錆によるものとあり。又圖中に稍黒色を帶び網目狀又は太き線條をなすものは孔隙にして稍に粗悪なる細砂にて充塡されてゐる。



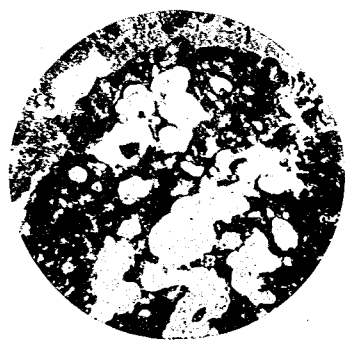
寫眞 二 顯微鏡寫眞（×17）

多孔質なる組織を示す、圖中白色の部分は大體空隙である。 P は浮石又はこれに類する多孔質物の痕跡にして既に全く分解して粘土質物に變化してゐるから容易に破碎される。



寫眞 三 顯微鏡寫眞（×100）

緻密なる組織をなす部分を示す、斜長石(P)磁鐵鑛（M）、燐灰石（A）等が一箇所に集合して殆て一塊をなしてゐたものの如く想像されるが他の部分との境界は不分明である。



寫眞 四 顯微鏡寫眞（×100）

寫眞二中の P の一部を擴大して示す、多孔質物は其の色調に於て他と判然區別し得るのみならず其の中の空隙は稍〻丸味を帶び氣泡に因るものと同樣の構造をなす。

基礎の沈下量算定法 (第一)

松村孫治

I. 緒　論

地盤の支持力は基礎の沈下と密接なる關係あり、殊に軟質地盤に於ては沈下著しく上部構造物に影響する所大なるを以て豫め沈下量を算定し得れば構造物の設計施工に際し極めて有益なり。玆に軟質地盤と稱するは赤土、粘土、砂交り粘土等より成れる地盤を意味す。

軟質地盤上の基礎沈下の原因は大體次の三つに大別し得べし。

(1) 基礎地盤の彈性的變形

(2) 基礎地盤のプラスチツクの流れ

(3) 地盤中に含まるる水分の逸流

是等三原因による沈下量を理論的に算定する事は現在に於ては殆んど不可能と云ふを得べく、勢ひ地盤を構成する物質に比較的簡單なる力學的性質を假定し取扱ひを容易ならしむるは止むを得ざる所にして、加之軟質地盤を構成する物質は種々雜多にして、その力學的性質も著しく異なり、從つて地盤毎に假定すべき力學的性質を適當に撰擇する必要あり。本文に於ては最も簡單なる場合として應力とそれに伴ひて生ずる變形との間に彈性體と同一の關係の成立する地盤を假定せり、而してかかる簡單なる假定の下に於ても數學的取扱ひは頗る煩瑣にして本文に於ては以下に示す載荷面に就きて之を求め得たるに過ぎず。

基礎地盤を彈性體と看做す時は地盤の有する彈性率、剛性率を實驗的に求むるを得ば、地盤の彈性的變形に因る沈下量は沈下量の餘り著しからざる場合、理論的に正確に求むるを得べし、然れども軟質地盤を構成する物質はいづれも水分を含有するものにして水分の逸流に因らざる純粹の彈性的變形を測定するは實驗上可成りの困難を伴ふべし。プラスチツクの流れに因る沈下量は時と共に變形が益々進行する如き狀態を除きては彈性率、剛性率に適當なる修正を施し彈性變形の場合と全く同樣に沈下量を近似的に算定し得べし。水分の逸流による沈下量に就ては高田技師の行ひたる赤土の

耐壓試驗により荷重と壓縮量との間に比例的關係の近似的に成立するを示せり、而して玆に求めたる壓縮量は上記三原因に因るものの總和にして、應力とそれに伴ふ變形との間に彈性體と相似たる性質を有する地盤の在るを知れり。かかる關係が軟弱なる地盤を構成する他の土に就ても成立するや否やは各場合に就き實驗的研究によりて之を決定し得べし。但し第二、第三の原因による沈下は時と共に徐々に生ずるものにして玆に求めんとするはその終極の値なり。

更に沈下量は地盤の力學的性質及び單位荷重の强さ以外に載荷面積の大きさ竝に形により著しく異なるは古來より 幾多の人々により述べられし事實にして、Terzaghi 氏は「凝集力ある土にありては單位荷重による沈下量は載荷面積の平方根に比例し、完全に凝集力なき土にありては面積の大さは餘り影響無し」と述べたるも未だ實驗的に立證されたるものにあらず。又實際の地盤が一樣なる力學的性質を有するは極めて稀にして地下へ進むに從ひ種々變化すると考ふるが至當にして、基礎沈下がかかる場合如何なる影響を受くるかは實際上重要なる問題と云はざるを得ず。本文にありては地盤を彈性體と看做したる場合の載荷面積と沈下量との關係、載荷面積の形と沈下量との關係、力學的性質の異なれる地層の介在の沈下量に及ぼす影響等に就きて述んとす。

本研究は基礎沈下量算定の一部をなすものにして數學的計算は可成り煩雜なれば實用上必要なる部分のみに止め、且つ圖表を用ひて使用に便にせり。

II. 圓形載荷面に一樣なる垂直荷重の作用する場合の沈下量

本文中の記號は次の如し。

a 載荷面の半徑

p_0 單位面積當りの垂直荷重

E 基礎地盤の彈性率

σ 基礎地盤のポアソン比

W_0 彈性係數一樣なる地盤の基礎の中央の沈下量

W_1 地表面下 h なる深さに非常に硬き地層在る場合の基礎の中央の沈下量

W_2 地表面下 h なる深さに非常に軟き地層在る場合の基礎の中央の沈下量

W_1 は上層の地層が境界面に於て滑動せずと假定して求めしものなるが h の餘り小ならざる範圍に於て適用し得べく、W_2 は下部の非常に軟き地層が小なる壓力によりても直ちに流れ上層の地層が粘性に富める液體上に浮べるものとして求めたり。

W_0、W_1、W_2 は彈性體の平衡條件を示す關係式より求め得べく可成り煩雜なる數學的計算を要するを以て途中の過程を省略し其の結果のみを示せば次式の如し。

$$W_0=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}p_0a \quad \cdots\cdots(1)$$

$$W_1=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}p_0a\left\{1-\int_0^\infty f(x)\frac{J_1\left(\frac{a}{h}x\right)e^{-x}dx}{x}\right\} \quad \cdots\cdots(2)$$

$$W_2=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}p_0a\left\{1-\int_0^\infty f'(x)\frac{J_1\left(\frac{a}{h}x\right)e^{-x}dx}{x}\right\} \quad \cdots\cdots(3)$$

但し

$$f(x)=\frac{x(1+x)(\cosh x+\sinh x)+(1-2\sigma)^2\sinh x+4(1-\sigma)^2\cosh x}{x^2+4(1-\sigma)^2\cosh^2 x-(1-2\sigma)^2\sinh^2 x}$$

$$f'(x)=\frac{F\{x(\sinh x+\cosh x)+\sinh x\}-x\{x(1+x)(\sinh x+\cosh x)+\sinh x\}}{F(x+\cosh x\sinh x)+x(\sinh^2 x-x^2)}$$

而して ρ_0 を軟地層の密度とすれば $F=2(1-\sigma^2)\rho_0gh/E$ にて示さる。

(2) 式、(3) 式の第二項が地下に存在する硬地層及び軟地層の基礎沈下量に及ぼす影響を示す項にして夫々 S_1, S_2 にて示せば是等の値は第一表 (a), (b) 及び 附圖一、二の (a), (b) の如し。

第 一 表 (a)

S_1 の値 (圓形載荷面)

a/h		0.1	0.5	1	2	3
σ	0	0.06	0.30	0.51	0.75	0.84
	0.3	0.07	0.33	0.57	0.81	0.89
	0.5	0.09	0.42	0.70	0.92	0.97

第 一 表 (b)

S_2 の値 (圓形載荷面)

a/h		0.1	0.5	1	2	3
F	100	0.06	0.29	0.52	0.74	0.83
	50	0.06	0.28	0.51	0.73	—
	10	0.05	0.24	0.45	0.69	0.80
	5	0.04	0.20	0.39	0.62	0.76
	2	0.02	0.10	0.24	0.47	0.66
	1	−0.01	−0.05	−0.01	0.22	0.48
	0.5	−0.06	−0.27	−0.40	−0.23	0.10
	0.2	−0.16	−0.76	−1.30	−1.65	−1.02
	0.1	−0.30	−1.20	−2.13	−2.68	−2.45
	0.05	−0.40	−1.92	−3.49	−4.78	−4.95
	0.02	−0.70	−3.38	−6.36	−9.19	—
	0.01	−1.00	−4.89	−9.30	−14.6	−18.8
	0.001	−1.18	−5.67	−10.89	−55.0	−75.5

上記の計算より圓形載荷面に一樣なる垂直荷重作用する場合は、

(1) 沈下量は載荷面積の平方根卽ち半徑に比例して增大す。

(2) 硬地層の存る場合は沈下量は減少し、減少度は a/h 及び σ の大なる程大に、

$a/h=0.1$ に於ては僅かに最大 10% 位減少するに過ず、載荷面積の寸法に比して著しく深き所に在る硬地層の影響は之を無視するも差支へ無し。

(3) 軟地層の存在する場合 $2(1-\sigma^2)\rho_3 gh/E$ の或る値以上に於ては沈下量は減少すれどそれ以下の値に對して却つて增大し、$2(1-\sigma^2)\rho_3 gh/E$ の小なる程增加度著し。此の場合にありては減少度又は增加度は a/h と共に一樣に變化せざるも、a/h の著しく小なる時は沈下量に及ぼす影響は殆んど省略し得る程度なり。

III. 矩形載荷面に一樣なる垂直荷重の作用する場合の沈下量

記號は次記の如く其の他は II の場合と同一なり。

2a 矩形の一邊の長さ

2b 矩形の他の一邊の長さ

$$b=na$$

と置けば、$n=1$ は正方形を示す。

此の場合も途中の煩瑣なる計算を省略し結果のみを記すれば基礎の中央の沈下量は (5)、(6)、(7) 式にて示さる。

$$W_0=\frac{2}{\pi}\frac{1-\sigma^2}{E}p_3 a\left\{n\log\frac{\sqrt{n^2+1}+1}{\sqrt{n^2+1}-1}+\log\frac{\sqrt{n^2+1}+n}{\sqrt{n^2+1}-n}\right\} \quad \cdots\cdots(5)$$

$$W_1=\frac{2}{\pi}\frac{1-\sigma^2}{E}p_3 a\left\{n\log\frac{\sqrt{n^2+1}+1}{\sqrt{n^2+1}-1}+\log\frac{\sqrt{n^2+1}+n}{\sqrt{n^2+1}-n}\right\}$$
$$-\frac{8(1-\sigma^2)}{\pi^2 E}p_3\int_0^\infty\int_0^\infty\frac{f(\gamma h)}{\gamma}\frac{\sin\alpha a\sin\beta na}{\alpha\beta}e^{-\gamma h}d\alpha d\beta \quad \cdots\cdots(6)$$

$$W_2=\frac{2}{\pi}\frac{1-\sigma^2}{E}p_3 a\left\{n\log\frac{\sqrt{n^2+1}+1}{\sqrt{n^2+1}-1}+\log\frac{\sqrt{n^2+1}+n}{\sqrt{n^2+1}-n}\right\}$$
$$-\frac{8(1-\sigma^2)}{\pi^2 E}p_3\int_0^\infty\int_0^\infty\frac{f'(\gamma h)}{\gamma}\frac{\sin na\sin\beta na}{\alpha\beta}e^{-\gamma h}d\alpha d\beta \quad \cdots\cdots(7)$$

但し $\gamma=\sqrt{\alpha^2+\beta^2}$ にして $f(\gamma h)$, $f'(\gamma h)$ は II に與へられしものと同一なり。

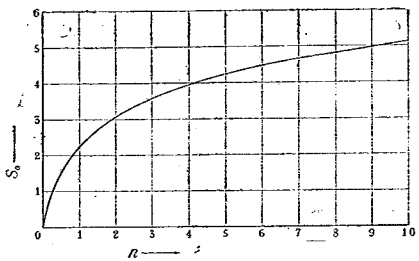
(1) 兩邊の比の沈下に及ぼす影響

S_3 を以て矩形の兩邊の長さの比の沈下量に及ぼす影響を示せば S_3 は (8) 式の如し。

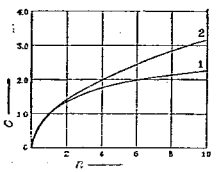
$$S_3=\frac{2}{\pi}\left\{n\log\frac{\sqrt{n^2+1}+1}{\sqrt{n^2+1}-1}+\log\frac{\sqrt{1+n^2}+n}{\sqrt{1+n^2}-n}\right\} \quad \cdots\cdots(8)$$

S_3 の値は第二表及び第一圖に示さる。

第 一 圖



第 二 圖



第 二 表　S_3 の値

n	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	2	3	4	5	7	10
S_0	0	0.83	1.32	1.71	2.00	2.25	3.06	3.57	3.93	4.21	4.63	5.00

更に正方形の沈下量に對する矩形の沈下量の比を C_1, 載荷面積の平方根に比例すると看做して求めたる兩者の沈下量の比を C_2, とすれば C_1 と C_2 との關係は第二圖に示すが如し。

是等の計算より矩形載荷面にありては、

(a) 基礎の中央の沈下量は載荷面積の平方根に比例せず、$n>1$ なる範圍にありては平方根に比例すると看做す場合より小なる沈下量を與ふ。

(b) 圓形載荷面と比較するに直徑に等しき長さの邊を有する正方形の沈下量は圓形の場合より大に兩者の比は 2.25/2 にしてその差は僅に 12% に過ぎず。

(2) 地層の變化の沈下に及ぼす影響

硬地層及軟地層の補正値を夫々 S_1, S_2 とすれば是等は次式の如し。

$$S_1=\frac{4}{\pi}\frac{1}{a}\frac{1}{n\log\dfrac{\sqrt{1+n^2}+1}{\sqrt{1+n^2}-1}+\log\dfrac{\sqrt{1+n^2}+n}{\sqrt{1+n^2}-n}}\int_0^\infty\int_0^\infty\frac{f(\gamma h)}{\gamma}\frac{\sin\alpha a\sin\beta na}{\alpha\beta}e^{-\gamma h}d\alpha d\beta$$

$$S_2=\frac{4}{\pi}\frac{1}{a}\frac{1}{n\log\dfrac{\sqrt{1+n^2}+1}{\sqrt{1+n^2}-1}+\log\dfrac{\sqrt{1+n^2}+n}{\sqrt{1+n^2}-n}}\int_0^\infty\int_0^\infty\frac{f'(\gamma h)}{\gamma}\frac{\sin\alpha a\sin\beta na}{\alpha\beta}e^{-\gamma h}d\alpha d\beta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(9)$$

(1) 載荷面が正方形なる場合

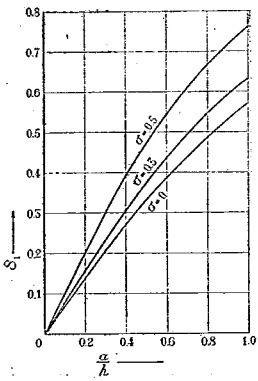
S_1, S_2 は夫々第三表 (*a*), (*b*) 及び第三圖 (*a*), (*b*)に示さる。

第 三 表 (*a*) S_1 の値

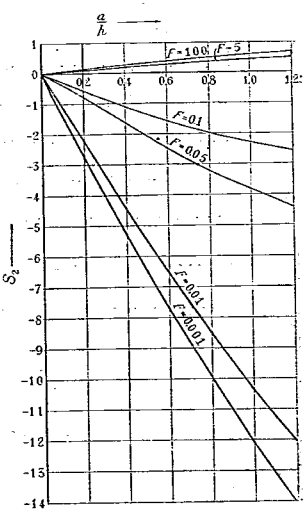
(正方形載荷面)

	a/*h*	0.1	0.5	0.75	1.00
σ	0	0.07 (0.06)	0.33 (0.30)	0.46	0.57 (0.51)
	0.3	0.08 (0.07)	0.37 (0.33)	0.52	0.63 (0.57)
	0.5	0.10 (0.09)	0.47 (0.42)	0.64	0.76 (0.70)

第 三 圖 (*a*)



第 三 圖 (*b*)



第 三 表 (*b*) S_2 の値 (正方形載荷面)

	a/*h*	0.1	0.5	0.75	1.00
F	100	0.07 (0.06)	0.32 (0.29)	0.46	0.58 (0.52)
	50	0.07 (0.06)	0.32 (0.28)	0.45	0.56 (0.51)
	10	0.06 (0.05)	0.27 (0.24)	0.39	0.50 (0.45)
	5	0.05 (0.04)	0.22 (0.20)	0.33	0.43 (0.39)
	2	0.02 (0.02)	0.11 (0.10)	0.19	0.29 (0.24)
	1	−0.02 (−0.01)	−0.05 (−0.05)	−0.05	− 0.02 (−0.01)
	0.5	−0.07 (−0.06)	−0.30 (−0.27)	−0.33	− 0.39 (− 0.40)
	0.2	−0.18 (−0.16)	−0.84 (−0.76)	−1.17	− 1.39 (− 1.30)
	0.1	−0.29 (−0.30)	−1.35 (−1.26)	−1.89	− 2.31 (− 2.13)
	0.05	−0.34 (−0.40)	−2.15 (−1.92)	−3.07	− 3.81 (− 3.49)
	0.02	−0.79 (−0.70)	−3.84 (−3.38)	−5.56	− 6.96 (− 6.36)
	0.01	−1.13 (−1.00)	−5.53 (−4.89)	−8.07	−10.36 (− 9.30)
	0.001	−1.34 (−1.18)	−6.52 (−5.67)	−9.47	−12.03 (−10.89)

括弧内に示せるは一邊の長さと相等しき直徑を有する圓形載荷面の補正値なり。

第三表 (*a*), (*b*) より S_1, S_2 の絶對値は一般に正方形の方大にして $a/h \leqq 1$ なる範圍に於ては兩者の差は約

12%に過ぎず、從つて實用上相等しとするも大なる誤差を生ぜざるべく、正方形載荷面に對しその邊長と相等しき直徑の圓形載荷面の補正値を用ひて差支へなき事を知る。

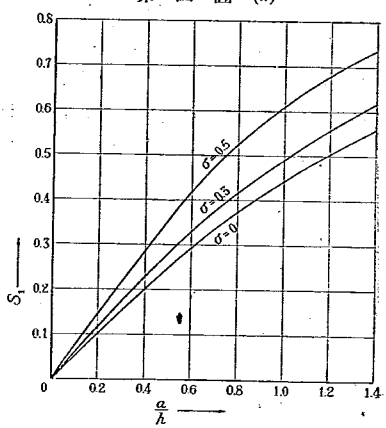
(2) 載荷面が矩形なる場合

矩形の場合の補正値の大體の狀態を知る爲に $n=2$ 及び $n=5$ なる矩形に就き S_1, S_2 の値を計算せる結果は $n=2$ に對しては第四表 (*a*), (*b*) 及び第四圖 (*a*), (*b*) $n=5$ に對しては、第五表 (*a*), (*b*) 及び第五圖 (*a*), (*b*) に示す如し。

第 四 表 (*a*) S_1 の値 ($n=2$)

	a/*h*	0.1	0.5	0.75	1.0	1.25
σ	0	0.05	0.25	0.35	0.44	0.52
	0.3	0.06	0.28	0.40	0.51	0.57
	0.5	0.08	0.35	0.50	0.61	0.70

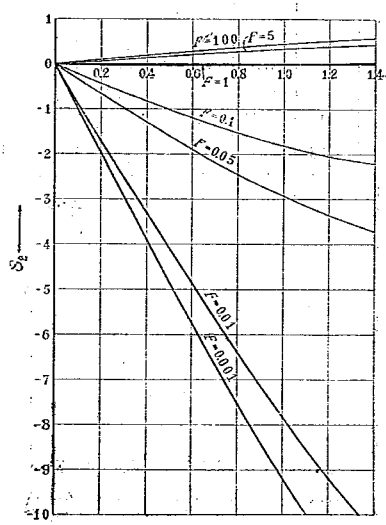
第 四 圖 (*a*)



第 四 表 (*b*) S_2 の値 ($n=2$)

	a/*h*	0.1	0.5	0.75	1.00	1.25
F	100	0.05	0.24	0.35	0.44	0.52
	5	0.03	0.17	0.27	0.33	0.40
	1	−0.01	−0.05	−0.05	−0.02	0.02
	0.1	−0.21	−1.01	−1.45	−1.81	− 2.12
	0.05	−0.33	−1.60	−2.32	−2.95	− 3.45
	0.01	−0.83	−4.08	−6.01	−7.82	− 9.47
	0.001	−0.98	−4.82	−7.08	−9.17	−11.05

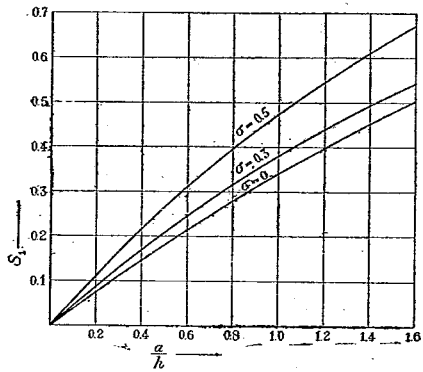
第 四 圖 (*b*)



第 五 表 (*a*)　S_1 の値 ($n=5$)

	a/*h*	0.2	0.5	1.00	1.50
σ	0	0.08	0.18	0.34	0.48
	0.3	0.09	0.21	0.38	0.53
	0.5	0.11	0.26	0.47	0.64

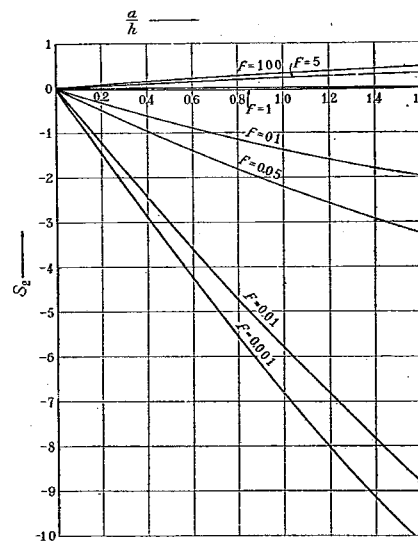
第 五 圖 (*a*)



第 五 表 (*b*)　S_2 の値 ($n=5$)

	a/*h*	0.2	0.5	1.00	1.50
F	100.	0.07	0.18	0.33	0.46
	5.	0.05	0.12	0.24	0.34
	1.	−0.02	−0.04	−0.03	−0.01
	0.1	−0.31	−0.75	−1.38	−1.88
	0.05	−0.49	−1.19	−2.23	−3.09
	0.01	−1.22	−3.02	−5.83	−8.35
	0.001	−1.45	−3.57	−6.85	−9.69

第 五 圖 (*b*)



(3). 正方形と矩形との補正値の比較

矩形と等面積を有する正方形の邊長を $2a'$ とし、$2a'$ の正方形の補正値を夫々 S_1', S_2'

にて表はす時、$n=2$ 及び $n=5$ に對する S_1 と S_1' 及び S_2 と S_2' の値の比較は第六表 (a), (b) 及び第七表 (a), (b) に示す如し。

第 六 表 (a) 補正値 S_1 と S_1' との比較 ($n=2$)

a/h			0.1	0.5	0.75	1.00	1.25
σ	0	矩 形	0.05	0.25	0.35	0.44	0.52
		正 方 形	0.05 弱	0.23	0.33	0.44	0.52
	0.5	矩 形	0.08	0.35	0.50	0.61	0.70
		正 方 形	0.07	0.31	0.47	0.62	0.71

第 六 表 (b) 補正値 S_1 と S_1' との比較 ($n=5$)

a/h			0.2	0.5	1.00	1.50
σ	0	矩 形	0.08	0.18	0.34	0.48*
		正 方 形	0.06	0.15	0.30	0.41
	0.5	矩 形	0.11	0.26	0.47	0.64*
		正 方 形	0.09	0.22	0.43	0.58

第 七 表 (a) 補正値 S_2 と S_2' との比較 ($n=2$)

a/h			0.1	0.5	0.75	1.0	1.25
F	100	矩 形	0.05	0.24	0.35	0.44	0.52
		正 方 形	0.05	0.23	0.32	0.44	0.53
	5	矩 形	0.03	0.17	0.27	0.33	0.40
		正 方 形	0.03	0.16	0.22	0.32	0.39
	1	矩 形	−0.01	−0.05	−0.05	−0.02	0.02
		正 方 形	−0.01	−0.05	−0.05	−0.05	−0.04
	0.1	矩 形	−0.21	−1.01	−1.45	−1.81	−2.10
		正 方 形	−0.20	−0.95	−1.30	−1.80	−2.10
	0.05	矩 形	−0.33	−1.60	−2.32	−2.95	−3.45
		正 方 形	−0.23	−1.50	−2.12	−2.95	−3.50
	0.01	矩 形	−0.83	−4.08	−6.01	−7.82	−9.47
		正 方 形	−0.80	−3.90	−5.50	−7.70	−9.30
	0.001	矩 形	−0.98	−4.82	−7.08	−9.17	−11.05
		正 方 形	−0.92	−4.60	−6.50	−9.00	−10.90

第 七 表 (b) 補正値 S_2 と S_2' との比較 ($n=5$)

a/h			0.2	0.5	1.0	1.5
F	100	矩 形	0.07	0.18	0.33	0.46
		正 方 形	0.07	0.15	0.29	0.41
	5	矩 形	0.05	0.12	0.24	0.34
		正 方 形	0.05	0.10	0.20	0.30
	1	矩 形	−0.02	−0.04	−0.03	−0.01
		正 方 形	−0.01	−0.02	−0.05	−0.05
	0.1	矩 形	−0.31	−0.75	−1.38	−1.88
		正 方 形	−0.30	−0.60	−1.20	−1.70
	0.05	矩 形	−0.49	−1.19	−2.23	−3.09
		正 方 形	−0.35	−0.90	−1.90	−2.80
	0.01	矩 形	−1.22	−3.02	−5.83	−8.35
		正 方 形	−1.00	−2.50	−5.00	−7.20
	0.001	矩 形	−1.45	−3.57	−6.85	−9.69
		正 方 形	−1.20	−3.00	−6.00	−8.50

第六表、第七表より補正値は兩邊の比によりて著しく影響せられず、その差異は兩邊の比大なる程著し、從つて兩邊の比餘り大ならざる矩形に對し a/h 大ならざる時はそれと等面積の圓形載荷面に對する補正値を用ふるも實用上差支へなし。

以上の計算より彈性地盤よりなれる基礎の中央の沈下量は、

(a) 圓形及び正方形載荷面に一樣なる垂直荷重の作用する場合には面積の平方根に比例して增大するも、矩形にありては然らず實際の沈下量は面積の平方根に比例する場合の値より小なり、然れども一般に n の値小なる場合には兩者の差は極めて、尠し。

(b) 地中に存在する硬地層及び軟地層に因る基礎沈下量の變化は、實用上必要なる $a/h \leqq 1$ の範圍にありては正方形及び兩邊の比餘り著しからざる矩形載荷面に對し實用上それと等面積の圓形載荷面に對する値を用ふるも大なる誤差生ぜず。

(c) 地下の地層の力學的性質の變化の基礎沈下に及ぼす影響は可成り著しく、且つその値は a/h に關係し a に比し h の著しく大なる場合は之を無視し得るを以て、小面積載荷試驗より求めし結果は唯地表面に近き地層の力學的性質を示すに止まり、地盤の力學的性質一樣なる場合を除きては大なる載荷面の沈下量を小面積載荷試驗の結果より直ちに導き得ざる事を知る。

IV. 計　算　例

(A) 小面積載荷試験と大なる面積の基礎との沈下量の關係

計算例を述ぶるに先立ち小面積載荷試験より求めし沈下量と實際に存在する大なる基礎の沈下量との間の關係が地中に在る硬地層又は軟地層に因り如何なる變化を受くるかを理論的に示さんとす。勿論此の結果が直ちに實際の場合に適用し得るや否やは地盤の性質によりて異なるも尠くとも定性的には充分なる結果を與へ得ると信ず。

(1) 硬地層による影響

$\sigma=0.3$ なる彈性地盤上に作られし半徑夫々 1^m, 10^m の圓形基礎に p_0 なる垂直荷重一樣に作用する場合の中央の沈下量を夫々 δ, δ' にて表はす。

(a) 地盤が無限の深さ迄一樣なる力學的性質を有する場合には (1) 式より直ちに次の如く求まる。

$$\delta=\frac{1.82}{E}p_0\times 100=182\frac{p_0}{E}$$

$$\delta'=\frac{1.82}{E}p_0\times 1000=1820\frac{p_0}{E}$$

$$\delta'=10\,\delta$$

(b) 10^m なる深さに極めて硬き地層の存在する場合は沈下量に對する補正値 S_1 を附圖一より求むるに、δ に對しては $a/h=0.1$ なるを以て $S_1=0.07$, δ' に對しては $a/h=1$ なるを以て $S_1=0.57$ なれば (2) 式より沈下量は夫々次の如くなる。

$$\delta=\frac{1.82}{E}(1-0.07)\ 100\ p_0=169p_0/E$$

$$\delta'=\frac{1.82}{E}(1-0.57)\ 1000\ p_0=783\ p_0/E$$

$$\delta'=4.6\,\delta$$

(c) 5^m の深さに硬地層在る場合は (a) と同樣に補正値 S_1 を附圖一より求め沈下量は次の如く得らる。

$$\delta=\frac{1.82}{E}(1-0.13)\ 100\ p_0=158\ p_0/E$$

$$\delta'=\frac{1.82}{E}(1-0.81)\ 1000\ p_0=346p_0/E$$

$$\delta'=2.2\,\delta$$

卽ち硬地層存在せざる場合兩者の沈下量の比 10 なりしが 10^m の深さに硬地層存在する時は 4.6 となり、更に 5^m の深さなる場合は僅かに 2.2 に過ぎず。

(2) 軟地層に因る影響

$2(1-\sigma^2)\rho_3 g/E=5\times10^{-5}$ なる地盤をとりて前と同樣に半徑 1^m 及び 10^m の圓形基礎に p_0 なる垂直荷重が一樣に作用する場合の沈下量を夫々 δ, δ' にて表せば、無限の深さ迄一樣なる地盤の場合は旣に求めし如く $\delta'=10\delta$ なる關係あり。

(a) 100^m なる深さに軟地層の存在する場合は $F=0.5$ なるを以て補正値は附圖二の (a) より δ に對しては $a/h=0.01$ なるを以て殆んど零に等しく、δ' に對しては $a/h=0.1$ なるを以て -0.06 なり、故に (3) 式より沈下量は次の如くなる。

$$\delta=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}100\,p_0$$

$$\delta'=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}(1+0.06)\,1000\,p_0=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}1060\,p_0$$

$$\delta'=10.6\,\delta$$

(b) 10^m なる深さに軟地層存在する場合は $F=0.05$ なるを以て補正値 S_2 は附圖二の (b) より求むるに δ に對しては $a/h=0.1$ なるを以て $S_2=-0.40$、δ' に對しては $a/h=1$ なるを以て $S_2=-3.49$ なれば沈下量は次式の如くなる。

$$\delta=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}(1+0.4)\,100\,p_0=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}140\,p_0$$

$$\delta'=\frac{3(1-\sigma^2)}{E}(1+3.49)\,1000\,p_0=\frac{2(1-\sigma^2)}{E}4490\,p_0$$

$$\delta'=32\,\delta$$

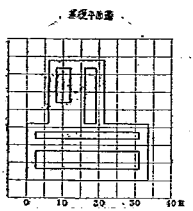
卽ち軟地層存在せざる場合兩者の沈下量の比 10 なりしが 100^m の深さに軟地層存在する時は 10.6 となり、10^m の深さなる場合は 32 に增加す。是等の計算より小面積載荷試驗より得たる沈下量より直ちに大なる面積の場合の沈下量を求め得ざるを知る。

(B) 內務省土木試驗所增築建物の基礎の沈下

基礎の地盤は表面は赤土の層にてその下部に相當硬き粘土層存在し上部赤土の厚さは基礎面下約 3^m と推定さる。基礎は布堀りにして第六圖に示す如く基礎の平面は丁字形をなし根堀りの深さは約 3^m なり。基礎下の赤土の彈性係數は高田技師の實驗に

より $E=182\ kg/cm^2$, $\sigma=0.2$ と求められたり。

第 六 圖



沈下量を算定するに當り本文の公式を適用せんが爲基礎を適當なる矩形と假定し且つ全面を版と考ふるを要すべし、又實際に於ては基礎地盤に作用する垂直荷重の分布は一樣ならざるも是等の影響は著しからざるを以て沈下量の大體の値を求むるには充分なりと考へらる。

基礎の形を先づ基礎と同面積を有する正方形と假定せり。今かかる正方形の一邊の長さを $2a$ とすれば第六圖より $a=14.6^m$ と求め得らる。

下部の粘土層は全く變形せざるものと假定し赤土の深さを夫々 5^m, 7^m, 10^m とすればそれに相當する a/h は夫々 2.92, 2.08, 1.46 となり、補正値 S_1 は附圖一により 0.88, 0.78, 0.70 となる。載荷面正方形の場合の沈下量は (6) 式に $n=1$ と置き、次の (10) 式の如くなる。

$$w=2.25\frac{1-\sigma^2}{E}p_0a(1-S_1) \quad \cdots\cdots(10)$$

E, σ, a は既に與へられ、建物の死荷重は 4,500 噸なれば $p_0=4,500/853=0.528^{ton}/m^2$ となり、是等の値を (10) 式に代入すれば沈下量は次の如くなり、

$$w=18.8(1-S_1)\ (in\ cm) \quad \cdots\cdots(11)$$

上記の S_1 を (11) 式に代入すれば w は次の如く求めらる。

$w_5=2.3^{cm}$

$w_7=4.1^{cm}$

$w_{10}=5.6^{cm}$

但し w_5 は $h=5^m$ なる場合の沈下量を示す。

次に荷重が $33.42\times33.94=1,134\ m^2$ の面積上に一樣に分布すると假定すれば上記の定義によれる a は 16.7^m なるを以て此の場合も赤土の深さを夫々 5^m, 7^m, 10^m とすればそれに相當する S_1 は附圖より 0.89, 0.82, 0.73 と求め得られ、$p_0=4,500/1,134=0.397^{ton}/m^2$ にして是等の値を (10) 式に代入すれば次の如くなり、

$$w=15.5(1-S_1)\ (in\ cm) \quad \cdots\cdots(12)$$

沈下量は次の如し。

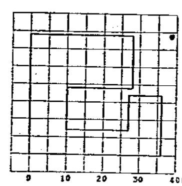
$w_5=1.7^{cm}$　　$w_7=2.8^{cm}$　　$w_{10}=4.2^{cm}$

混凝土打終り後約3ヶ月を經て實測せる結果によれば沈下量は 0.7^{cm} と得たり。然れども實際の場合の h は約 3^m にして上記の計算せしものより小に、且つ根堀の影響、地盤に働らく荷重の不均一等により測定値が計算値より大なるは當然なり。又下部の粘土層の變形を考慮すれば沈下量は增加する惧れあれどその影響は極めて僅小なるべし。而して玆に用ひし測定値は餘り信頼し能はず實際の沈下は實測値より相當大なりしにあらざるかと考へらるる點もあり。

(C) 昭和小學校建物基礎沈下

昭和小學校は本試驗所の隣りに位する鐵筋混凝土建にして、基礎の平面圖は第七圖に示す如し。基礎は布堀にして根堀の深さ約 2^m、一部 5^m に及びし個所もあり、厚さ約 25^{cm} の割栗を敷けり。

第 七 圖



建物基礎の全面積は $874\ m^2$ なるを以て $a=14.8^m$ にして、$h=5^m,\ 7^m,\ 10^m$ に相當する S_1 の値を附圖一より求むるに夫々 0.86, 0.78, 0.69 と得たり。地盤は本試驗所と全く同一なりと考へ得らるるを以て、赤土に對し前記の彈性係數を用ひ、建物の全荷重は 6,520 噸なれば $p_0=6,520/874=0.715^{ton}/m^2$ にして是等の値を代入すれば (10) 式は次の如し。

$$w=24.8(1-S_1)\ (in\ cm) \quad \cdots\cdots(13)$$

(13) 式より沈下量は次の如く求めらる。

$$w_5=3.5^{cm} \qquad w_7=5.5^{cm} \qquad w_{10}=7.7^{cm}$$

外圍内の全面積は $34\times36=1,223m^2$ にして此の場合には $a=17.5^m$. $p_0=0.53^{ton}/m^2$ なるを以て (10) 式は次の如くなる。

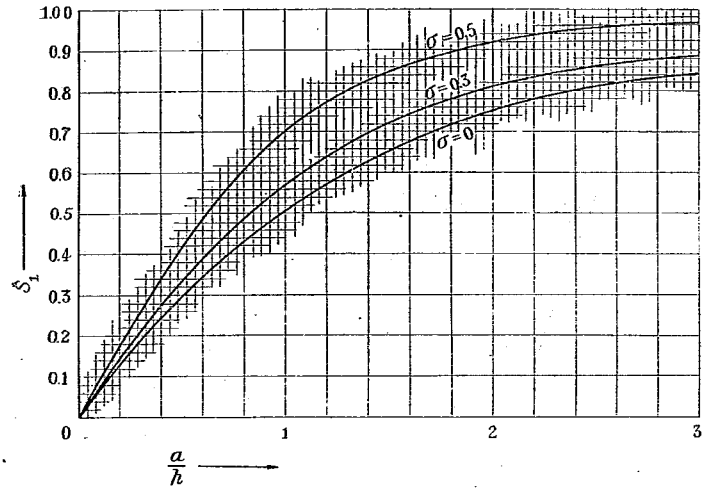
$$w=21.7(1-S_1)\ (in\ cm) \quad \cdots\cdots(14)$$

附圖一より a/h の値に相當する S_1 の値を求むれば 0.90, 0.83, 0.73 と得らるるを以て是等の値を (14) 式に代入し沈下量は次の如く得らる。

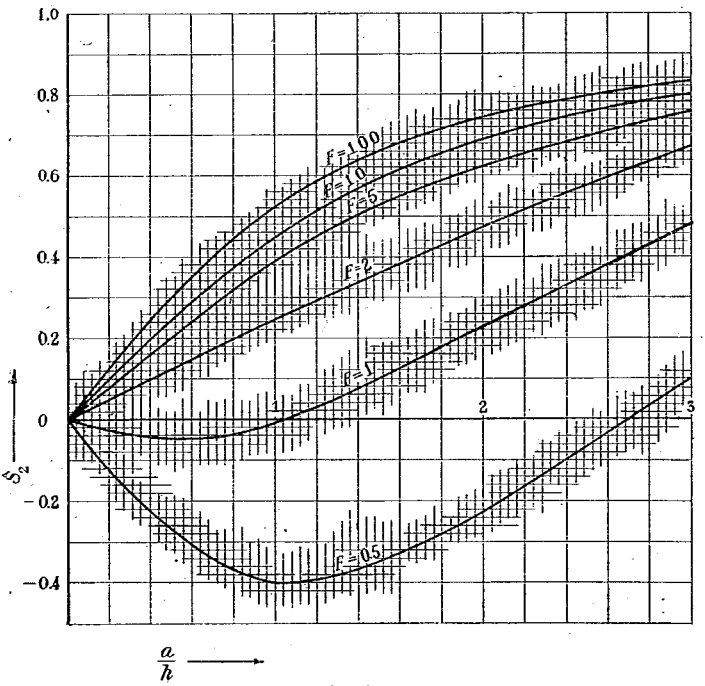
$$w_5=2.2^{cm} \qquad w_7=3.7^{cm} \qquad w_{10}=5.9^{cm}$$

混凝土打終り當時測定せし建物の沈下量は約 2^{cm} なりしも此の沈下量中には割栗の搗固め不充分なりし爲生ぜしものも含まれ實際の基礎地盤のみに因る沈下量は之より多少小なる如し。

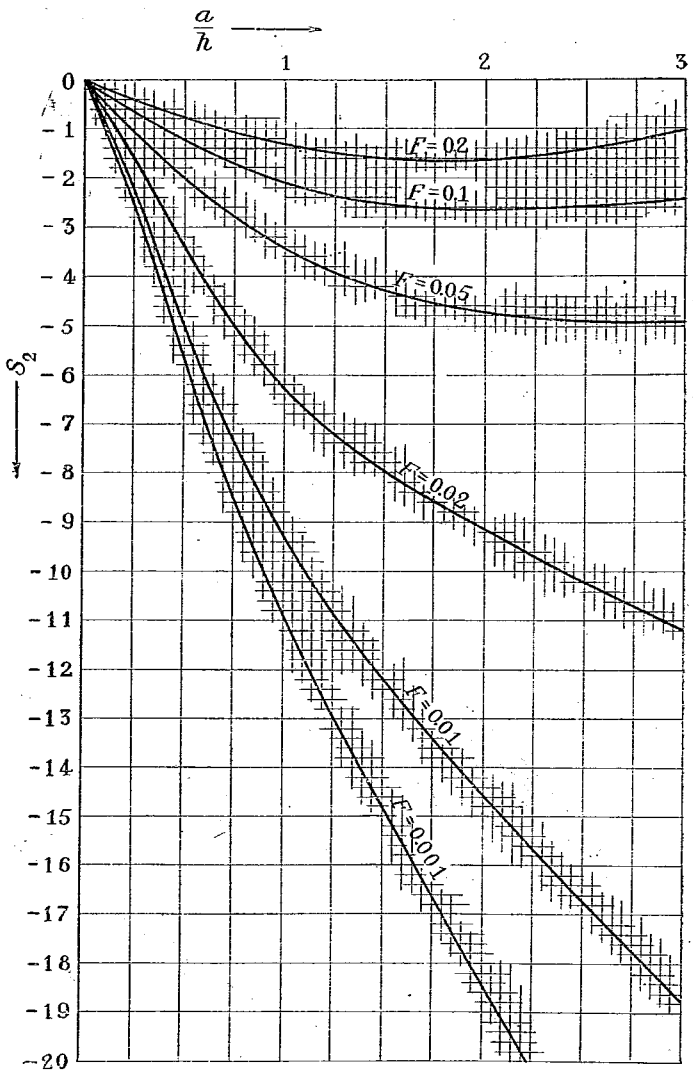
附　圖　一


1.00
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
1
2
3
σ=0.5
σ=0.3
σ=0
δ1
a/h

附　圖　二　(a)


1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0
−0.2
−0.4
1
2
3
F=100
F=10
F=5
F=2
F=1
F=0.5
δ2
a/h

附圖 二 (b)


a/h
1
2
3
0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
-8
-9
-10
-11
-12
-13
-14
-15
-16
-17
-18
-19
-20
S2
F=0.2
F=0.1
F=0.05
F=0.02
F=0.01
F=0.001

岩淵水門に關する水理試驗

内務技師　青木楠男
伊藤令二

第一節　緒　言

岩淵水門は東京府北豐島郡岩淵町地内、新荒川放水路と荒川との分流點に位し、高水時本水門の閉塞により荒川高水量の大部分を放水路に流入せしめ、以て帝都を完全に洪水圍外に置かんが爲め、荒川の計畫高水量毎秒 4,170 m^3（非常高水量毎秒 5,570 m^3）中水門以下の本川に流入する水量を毎秒 830 m^3 以下に制限するを目的とし、内務省東京土木出張所直轄の下に大正5年5月起工、同11年3月竣工せるものである。

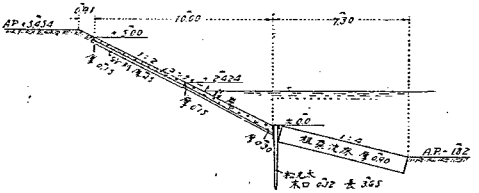
竣工後屢々大洪水に際會せしも、本水門は克く所期の目的を達し沿岸浸水の憂全く其跡を斷つに至り、大正14年8月及昭和3年8月の大洪水に於ては其出水、明治43年8月及大正3年のそれを凌駕するものありしに係はらず、帝都は勿論沿川附近一帶に何等の不安をも感ぜしめなかつた。

岩淵水門の構造は附圖第二に示すが如く、二橋臺四橋脚によつて幅約 9 m の五個の通水路に區劃せられ、其最右岸のものは通船路となつて居る。橋臺及橋脚の下部は鐵筋混凝土床桁、上部は鐵筋混凝土幕壁及橋版によりて互に連結せられ、各水路に設備せる鋼扉の昇降によりて開口を增減し以て流出量を調節する裝置である。平時は鋼扉全部を開放しあるも、洪水に際しては上流よりの水位報告によつて水門箇所の水位の上昇を推定し、其程度によりて扉の一部又は全部を閉塞する。各扉は全部閉塞せるとき尙其の下端より門閾迄の間に深 1.82 m の開口を殘し之に依て高水量の一部を水門より流下せしむるが、通船路のみは此開口を 0.91 m として居る。

各橋臺及橋脚の基礎は 4.1 m 方形、長 17 m の混凝土造井筒2個を砂混り粘土層迄沈下せるものにして、床固は上流側 7.3 m の間は厚 0.9 m の場所詰混凝土を施工し、其上流端は厚約 10 cm、長 3.6 m の松矢板を以て限られ、下流側に於ては 43.6 m 迄厚 1.5 m の割石入場所詰混凝土にして、其下流端に長 4.6 m、厚約 10 cm の松矢板を打込み、更に其下流 36.3 m の間は厚約 0.76 m の沈床を敷き、一廻混凝土

方塊を並置し其間隙に割石を塡充してゐる。これ等上下流床固に接續して更に上流側長 18.2 m、下流側長 14.5 m の區間は 割石を 沈石とせる沈床工を施して居る。水門下流側の護岸は第一圖に示すが如く法面は勾配二割、厚 20 cm の泥凝土張りにして法先に矢板を打込み、根固に幅 7.30 m の沈床工を施して居る。

第　一　圖　下村第一護岸

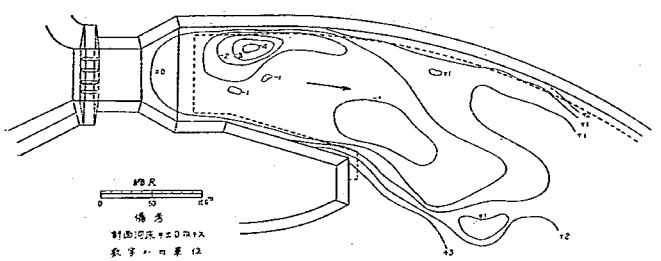


第二節　試驗の目的

岩淵水門附近は荒川の感潮部に屬し、平時の干滿差 1 m 內外にして、平均水位約 A.P.(靈岸島量水標基準面)+1.20 m、水門附近の河床面 A.P.−1.82 m なるを以て、水深は平均約 3.00 m である。水門の最小開口の高は前述の如く、左岸寄りの四水門に於て 1.82 m、最右岸通船路に於て 0.91 m である。而て下流側の水位上昇は上流側のそれと同一割合を以て增加せず、上流側の水位高き程前後の落差大となり、之に應じて水門流出水の流速增大するを以て、下游河床の洗掘は著しくなる。例へば昭和 3 年 8 月の洪水時の狀態を見るに、最高水位に於て水門上流側 A.P.+7.30 m、下流側 A.P.+3.18 m、此水位差 4.12 m に達し、水門流出水の理論流速は 每秒 9.40 m に達せしが、洪水後の深淺測量に據れば第二圖に示す如く最深部の洗掘は計畫河床以

第　二　圖

昭和 3 年 8 月洪水後の岩淵水門下流洗掘狀況，



下 4 m 餘に達し、洗掘は一體に左岸側に著しい。斯の如き傾向は其洗掘が現在の程度に止まる場合は何等の不安を感ぜざるも、若し水門の適當なる開閉順序又は下游水流の制禦等によつて之の洗掘作用を緩和低減し得るに於ては、重大なる使命を有する本水門の將來に對し極めて有益である。

本試驗は上記の目的に對し、先づ洪水の際に生ずる洗掘の原因と其緩和方法を研究せんが爲め、種々の場合に對し模型を以て試驗を行つたものである。尙水門上下流の水位及び水門開口の大小と流出量係數との關係に就ては目下試驗未完なるを以て他日其の結果を發表する豫定である。

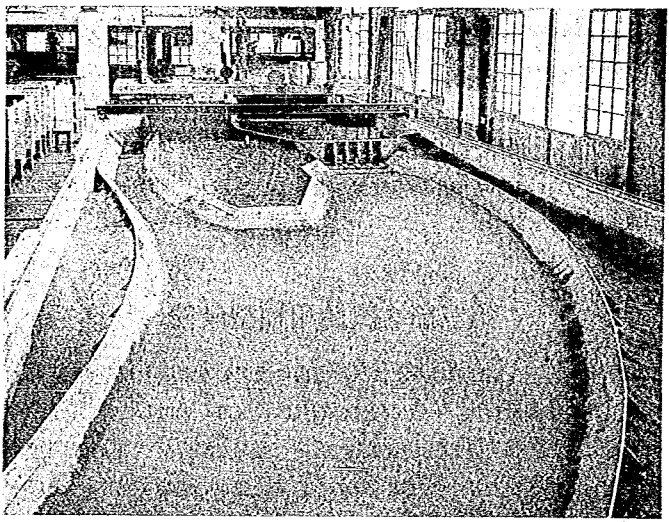
第三節　試驗用模型設備

本試驗は本所岩淵分室に於ける工法試驗樋内に設置せる木造大模型（第三圖及附圖第三參照）に於て施行した。一般に模型の縮尺は成る可く大にして實物に近き程水理學上有利なるも、觀測裝置其他の設備上實施不可能なる場合が多い。又洗掘其他の水理現象は主として流速及び水深に關係するを以て、現在の規模不充分なる假設備を利用して出來得る限り良好なる結果を得んが爲には、水深の縮尺を平面の縮尺より大ならしむる方好都合なるも、其差過大なる場合は種々不利なる影響を生ずるを以て、之等の諸點を考慮し、工法水路内に設置し得る限度に於て比較的有利な縮尺として、鉛直 1:40、平面 1:80 即ち鉛直と平面との縮尺比 2:1 を採用した。

水門及上下游水叩は實物に於ては混凝土工なるも、模型に於ては之を木造とし、左右堤防護岸も之を板張りとなした。實河川に於ける堤防の内法は二割なるを以て、模型にては縮尺の關係上一割勾配となる。前後の水路には下部に厚 30 cm の砂利、其上部計畫河床面迄の間は、福島縣小名濱海岸にて採集せる微細砂を敷いた。上下流水叩に續く河床竝に水門下流の左岸全體及び右岸新河岸川との合流點までは河岸に沿ふて粗朶沈床の模型を置いた。之の模型は藁莚を長さ 25 cm、幅10 cm の長方形に切斷せるもの三枚重ねにして、大さ約 1 cm の小砂利を以て沈石に模した。又下流床固の一部混凝土方塊に對しては、2 cm 立方のセメント・モルタル模型方塊を用ひ、之を藁莚二枚重ねの沈床上に並置した。モルタル方塊及び沈石砂利の寸法は實物の約 1:40、莚沈床は平面に於て實物の 1:80 である。

新河岸川に對する試驗流量は比較的小なるを以て長さ 10 m、内徑 3″ のゴムホー

第三圖　岩淵水門模型試驗設備

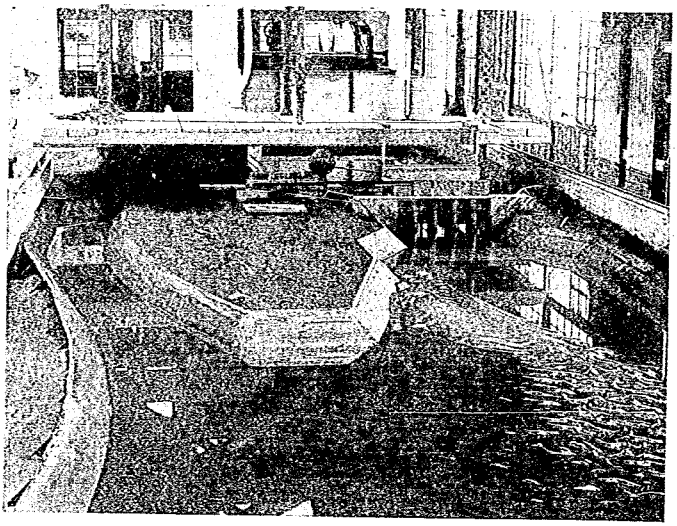


スにより、高水槽より附圖第三 *a* の水槽に導き、三角堰にて流量を測定し、流量調節はホース下端の木製バルブによつた。

工法樋頭に設けたる流量測定堰より流出する水の動勢を減殺し、水流を整齊ならしめんが爲には下流測に G, H なる隔壁及び K なる濾格子を設けた。水路の下流端には L なる細長き板を河床面に蝶番にて取付け、之の起伏によつて水位の調節を行つた。水門上下流の水位の測定は實河川の自記水位計に相當する位置に設けたる M, N の量水標によつた。

實河川に於ける水門上游の河床は大體細砂にして、洪水の際水門を過ぎて荒川に流下する量も少からず、然るに後節述ぶるが如く、試驗流量は試驗の目的上、下流河床の洗掘狀況を出來得る限り實河川のそれと相似ならしむるやう選定したるを以て、水門上流は設備の關係上實河川の狀態に相當する流速を與ふること困難にして河床の砂を移動せしむるに足らざりし爲め、試驗水路に於ては實河川の土砂運搬量に相當する量の細砂を次の方法によつて補給した。卽ち長さ 70 cm、幅 10 cm、深さ 10 cm の木製箱枠の底部に線の太さ 0.15 mm、孔徑 0.17 mm の眞鍮製金網（第三種 80

第四圖　水門上流砂補給裝置



番篩）を張り、兩端にて水平に吊し蝶番を附け自由に振動し得る裝置にして、水門上流の水面近くに置き、これに小名濱砂の細粒を水平に敷き、小型電動機により水平に振動せしめ略一定量の砂を水門上流に落下せしむるものである。（第四圖參照）

第四節　測定裝置

流量測定用矩形堰　流量の測定は樋頭水槽と工法試驗樋との間に設けられたる幅 1 m の眞鍮製矩形鋭頂堰に依つた。（本所報告第 15 號、昭和 5 年 2 月、4 頁參照）實測の結果より求めたる溢流水深 (H) と流量 (Q) との關係が Francis 氏の公式

$$Q=0.623\times\frac{2}{3}\sqrt{2g}\,(B-0.2H)\,H^{\frac{3}{2}},\ m-sec. \quad\cdots\cdots(1)$$

に極めてよく一致する。實測の方法は一定流量に對する溢流水深 (H) を水面測定器にて測定し、堰より流出する水を一定時間 (T) 工法試驗樋内に貯へ其の容量 (V) を測定し、$Q=V/T$ より測量 (Q) を求めた。其後本試驗施行に際して行ひたる實測の

結果をも合せ觀測總數 24 となりたるを以て、更に最小自乘法により公式

$$Q=c\frac{2}{3}\sqrt{2g}BH^{\frac{3}{2}}$$

の係數 c を求めたるに次式を得た。

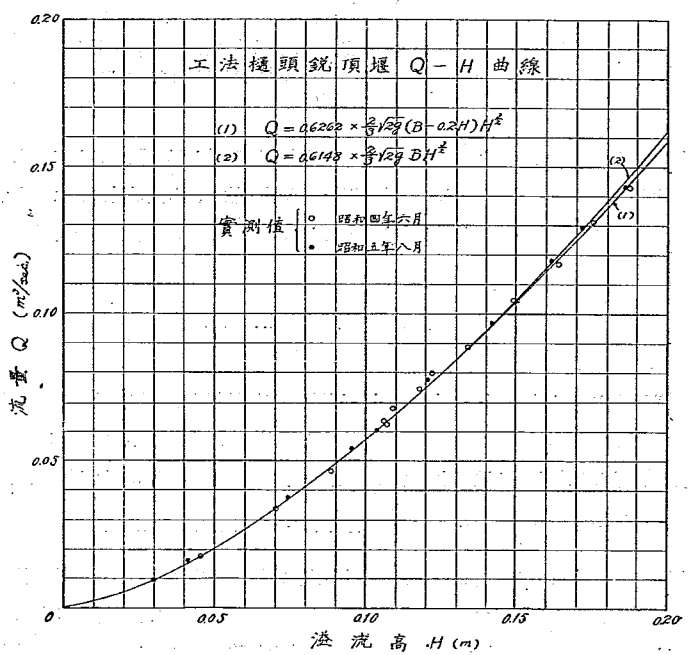
$$Q=0.6148\times\frac{2}{3}\sqrt{2g}\ BH^{\frac{3}{2}}\qquad m-sec.\cdots\cdots(2)$$

但し接近流速は甚だ小なるを以て之を無視して居る。

更に Francis 氏の公式型 $Q=c_1\frac{2}{3}\sqrt{2g}\,(B-0.2H)\,H^{\frac{3}{2}}$ が幅 (B) に比して溢流水深 (H) の大ならざる場合に比較的良結果を得ることを本溢流堰の實測より知り得たるを以て、本式の係數 c_1 を前同樣最小自乘法によつて決定し次式を得た。

$$Q=0.6262\times\frac{2}{3}\sqrt{2g}\,(B-0.2H)H^{\frac{3}{2}}\qquad m-sec.\cdots\cdots(3)$$

第　五　圖



第五圖は實測の結果及び式 (2), (3) を表はしたもので同圖によりて明かなる如く、(3) 式の示す曲線が比較的によく實測の結果と一致するを以て、本試驗に於て流量の決定は (3) 式に據る事とした。

流量測定用三角堰　新河岸川に對する試驗流量は其量著しく小なる爲め第六及第七圖の如き矩形水槽に取付けたる厚さ 1/8″ の眞鍮板三角形鋭頂堰を用ひた。三角堰の理論公式は

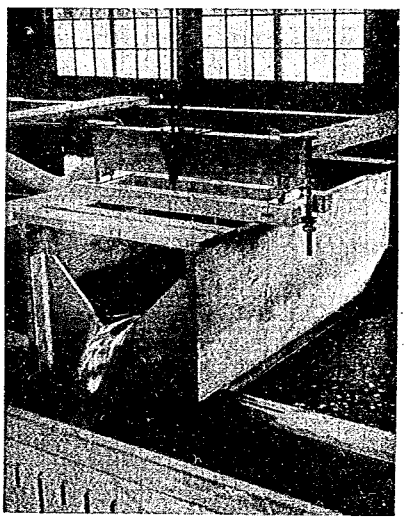
$$Q=c\frac{8}{15}\sqrt{2g}\tan\frac{\alpha}{2}H^{\frac{5}{2}}$$

にして、本鋭頂堰は $\alpha=90°$ なるを以て

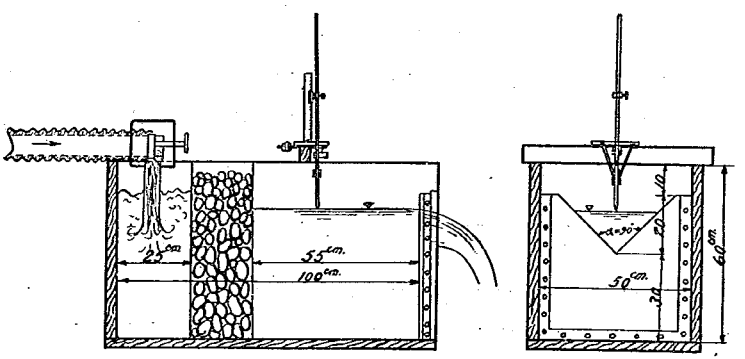
$$Q=c\frac{8}{15}\sqrt{2g}\,H^{\frac{5}{2}}$$

となるも檢定の結果 H の指數は角 α、堰の上流側水路の幅、堰頂の狀態等により 5/2 と多少の差ある事を發見せるを以て、$Q=CH^n$ なる形式とし、實測結果より最小自乘法によつて C 及 n を決定して次式を得た。

第 六 圖　流量測定三角堰



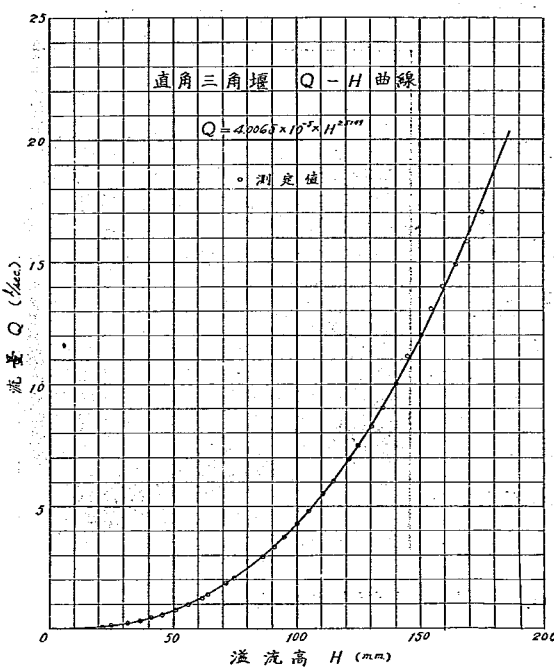
第 七 圖　流量測定用三角堰



$$Q=4.0065\times10^{-5}\times H^{2.5149} \quad \cdots\cdots(4)$$

こゝに Q は l/sec, H は mm である。實測の方法は矩形堰の場合と同樣にして、計算には 40 の觀測結果を用ひた。第八圖は觀測結果と (4) 式を示すものである。

第　八　圖



水位の測定　水位の大體は附圖第三の量水標 M 及 N によつて測り、精密なる測定には精度 1/10 mm の眞鍮製水面測定器を使用した。(報告第 15 號、5 頁參照)。

同高線の測定　一定時間通水したる後の水門下游河床洗掘の狀況を示す同高線を得んが爲に、上記の水面測定器によつて深淺測定を行つた。測定には水面測定器を試驗樋の兩側壁上のレール上を移動する徑間 4 m の 5″ 溝形鋼桁上に載せ、任意の橫斷線に沿つて一定間隔毎に河床面の高低を測定してその橫斷圖を求め、これによつて同高線圖を作成した。

第五節　試驗用砂及び試驗流量の決定

岩淵水門附近の地質は附圖第二に示すが如く、河床面 A.P.－1.80 m より以下 A.P.－3.20 m 位までは小砂利混り砂質にして、これ以下は細砂混り粘土である。洪

水に際して水門下游の河床は或る深さまで洗掘さるるも、減水時及以後の平水時又は小洪水により上流より運搬せらるゝ砂及び泥土によつて若干埋戻され、略當初と同性質の河床を形成する。斯の如く實河川の河床が粘土を含む場合に模型河川の河床を如何に決定すべきかは頗る困難なる問題なるが、一般に實驗用の砂は前報告（報告第15號、10頁）に於て述べたる如く、略縮尺に比例する大さのものを適當とするも、多くの場合斯の如き微細砂を得ることは不可能である。又粘土を使用すれば流水の混濁を來し觀測上頗る困難なるのみならず、本試驗設備の如く水を循環使用する場合に於ては到底之を行ふ事は出來ない。

上述の如く合理的なる大さの砂を得ること極めて困難なるを以て、本試驗に於ては本邦各地產の砂の中最も細粒なりと認めらるゝ福島縣小名濱海岸產のものを使用し、砂粒の合理的ならざる點は之を試驗流量の調節によつて補足せんとするものである。小名濱砂及び岩淵水門下流の最も著しく洗掘を受くる河床より採取せる砂の篩分試驗及比重測定の結果を第一表に、其特性曲線を第九圖に示した。

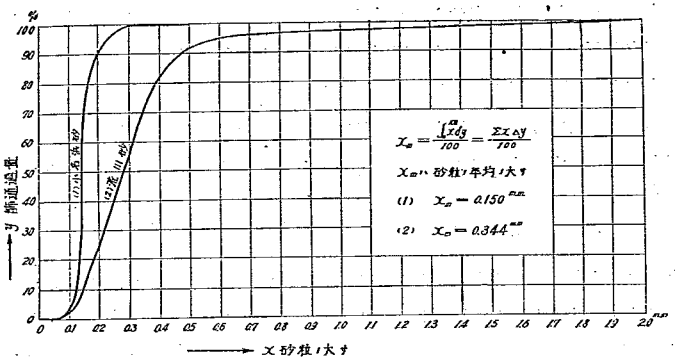
第　一　表

篩分試驗				小名濱砂	荒川砂
篩通過	篩止	mm以下	mm以上	%	%
1/4″孔	10番	6.40	2.00		0.60
10番	20	2.00	0.85		2.30
20	30	0.85	0.50		5.74
30	40	0.50	0.36	0.03	17.24
40	50	0.36	0.29	0.15	21.74
50	80	0.29	0.17	18.72	35.40
80	100	0.17	0.14	41.33	8.12
100	200	0.14	0.074	39.05	8.22
200		0.074		0.72	0.64
合　計				100.00	100.00
比　重				2.64	2.68

此等の結果より明かなる如く、小名濱砂は 0.1 mm 乃至 0.2 mm の大さのもの約 90% を占め、極めて均等せる微細砂なることを知る。

今この特性曲線により砂粒の平均の大さを求むるに、x を砂粒の大さとし y を百分率として曲線を $x=f(y)$ にて表はせば、砂粒の平均の大さ x_m は

第 九 圖　實驗用細砂特性曲線



$$x_m = \frac{\int_0^{100} x dy}{100} \fallingdotseq \frac{\Sigma x_i \Delta y_i}{100} \qquad \cdots\cdots(5)$$

によつて與へられ、

小名濱砂　$x_m = 0.150$ mm

荒 川 砂　$x_m = 0.344$ mm

となる。

本試驗は水門下游河床の洗掘狀況を知るを主眼とするが故に、試驗流量は模型河床の洗掘量を出來得る限り實河川のそれと等しき割合ならしむるため河床の砂礫運搬に關する推流力原理 (Schleppkrafttheorie) を應用して、模型縮尺の關係より次の如き方法によつてこれを定めた。

今實河川に於けるものに大字を、試驗水路に於けるものに小字を使用して次の記號を定む。

W, w　川幅 1 m 當りの砂礫運搬量、m^3/sec.

V, v　平均流速、m/sec.

U_0, u_0　河床に於て一層の砂礫が動かさるゝ速度、m/sec.

D, d　河床砂礫の平均の大さ、m

H, h　平均水深、m

I, i　水面勾配

γ_1　砂礫 1 m^3 の重さ、瓲

γ　水 1 m³ の重さにして卽ち 1 瓲

f　砂礫の移動する場合の摩擦係數

C, c　Chezy 氏流速公式の係數、卽ち $V=C\sqrt{HI}$ 及 $v=c\sqrt{hi}$

U_m, u_m　河床の砂礫移動の平均速度、m/sec.

Q, q　全流量、m³/sec.

B, b　平均川幅、m

s　試驗水路の水門上流に於ける砂の補給量、m³/sec.

$m=B/b$　$n=H/h$　$p=V/v$

du Boys 氏の推流力原理による砂礫の運搬量は川幅 1 m に就て毎秒 m³ にて表はせば次の如くなる。

$$W=\frac{DU_0\gamma^2}{2S_0^2}HI\left(HI-\frac{S_0}{\gamma}\right)=\frac{U_0\gamma^2}{2f^2D(\gamma_1-\gamma)^2}\frac{V^2}{C^2}\left(\frac{V^2}{C^2}-\frac{S_0}{\gamma}\right) \quad \cdots\cdots\cdots(6)$$

こゝに $S_0=fD(\gamma_1-\gamma)$ にして砂礫の一層を動かすに要する推流力である。故に砂礫を動かし得る限界流速 V_c は (6) 式に於て $W=0$ より

$$V_c=C_c\sqrt{S_0}=C_c\sqrt{fD(\gamma_1-\gamma)} \quad \cdots\cdots\cdots(7)$$

こゝに C_c は V_c に對する Chezy 氏流速公式の係數である。

同原理による運搬せられつゝある砂礫の平均速度 (U_m) は

$$U_m=\frac{\gamma U_0}{2S_0}HI=\frac{\gamma U_0}{2f(\gamma_1-\gamma)D}\frac{V^2}{C^2} \quad \cdots\cdots\cdots(8)$$

今此等を試驗水路につきて考ふるに幅 1 m 當りの砂礫運搬量 (w) 及び平均運搬速度 (u_m) は次の如くである。

$$w=\frac{du_0\gamma^2}{2S_0^2}hi\left(hi-\frac{s_0}{\gamma}\right)=\frac{u_0\gamma^2}{2fd(\gamma_1-\gamma)^2}\frac{v^2}{c^2}\left(\frac{v^2}{c^2}-\frac{s_0}{\gamma}\right) \quad \cdots\cdots\cdots(9)$$

$$u_m=\frac{\gamma u_0}{2s_0}hi=\frac{\gamma u_0}{2fd(\gamma_1-\gamma)}\frac{v^2}{c^2} \quad \cdots\cdots\cdots(10)$$

こゝに $s_0=fd(\gamma_1-\gamma)$ である。

實河川の或る横斷面に於て川幅 1 m に就き毎秒洗掘さるゝ斷面積は W/U_m にして、試驗水路に於ては w/u_m となる。これ等の値は幅 1 m に對するものなるが故に河床洗掘の深さを示す事となる。模型の鉛直縮尺は $1:n$ なるを以て、試驗水路の河床が實河川と同一割合の洗掘を受くる爲には次の關係が必要となる。

$$\frac{W}{U_m}\Big/\frac{w}{u_m}=n$$

今 (6), (8), (9) 及 (10) の諸式を之に代入すれば

$$\frac{v^2}{c^2}-\frac{s_3}{\gamma}=\frac{1}{n}\left(\frac{V^2}{C^2}-\frac{S_3}{\gamma}\right).$$

Manning 氏の流速公式の C を用ひ $C=KH^{\frac{1}{6}}$ 及 $c=kh^{\frac{1}{6}}$ に於て、$K=k$ と假定すれば $\frac{C}{c}=\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{1}{6}}=n^{\frac{1}{6}}$ となる。依つて $V=pv$ とし上式より p を算出すれば

$$p=\frac{n^{\frac{1}{6}}\frac{V}{C}}{\left\{\frac{1}{n}\left(\frac{V^2}{C^2}-\frac{S_3}{\gamma}\right)+\frac{s_3}{\gamma}\right\}^{\frac{1}{2}}}=\frac{n^{\frac{1}{6}}\sqrt{HI}}{\left\{\frac{1}{n}\left(HI-S_3\right)+S_3\right\}^{\frac{1}{2}}} \quad \cdots\cdots(11)$$

從つて實河川に於ける流量 Q に對する試驗流量 q は次の如くなる。

$$q=bhv=\frac{BHV}{mnp}=\frac{Q}{mnp} \quad \cdots\cdots(12)$$

本試驗に (11) 式を適用するに、$S_3=fD(\gamma_1-\gamma)$ 及 $s_3=fd(\gamma_1-\gamma)$ に於て、荒川砂及び小名濱砂に就て實測の結果

$$D=0.000344\ \text{m}, \qquad d=0.000150\ \text{m},$$
$$\gamma_{1a}=1.91\ \text{t/m}^3, \qquad \gamma_{1s}=1.95\ \text{t/m}^3,$$

を得たるを以て、今 $f=0.6$ と假定すれば次の如き値となる。

$$\left.\begin{aligned} S_3&=0.6\times0.000344\times(1.91-1)=0.000188\\ s_3&=0.6\times0.000150\times(1.95-1)=0.0000855\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(13)$$

而して $n=40$ なるを以て (11) 式は次の如くなる。

$$p=\frac{1.85\sqrt{HI}}{\left\{\frac{1}{40}\left(HI-0.000188\right)+0.0000855\right\}^{\frac{1}{2}}} \quad \cdots\cdots(14)$$

次に模型試驗に於て水門の上流側に補給すべき砂の量は次の如き方法によつて求めた。卽ち洪水時上流より運搬さるゝ砂礫の量は可成り多量ならんも、水門下流の洗掘部分に沈澱するものは其一少部分に過ぎずして、他の大部分は尙下流に運搬せられる。而して本試驗の主なる目的が水門下游の洗掘及び沈澱の狀態を知るにあるを以て、河水中に浮游する土砂の量は餘り重要視する必要はない。依つて本試驗に於ては水門上流の河床に於て前記の推流力原理により洗掘せらるゝ土砂の量の中、水門よりの流出量に相當するだけの土砂の量を考へて、之に對する模型試驗の砂の量を算出して補給量とした。卽ち (6) 式より

$$W=\Psi HI\left(HI-\frac{S_0}{\gamma}\right)=\Psi\frac{V^2}{C^2}\left(\frac{V^2}{C^2}-\frac{S_0}{\gamma}\right),\quad \text{但し}\quad \Psi=\frac{DU_0\gamma^2}{2S_0^2}\quad\cdots\cdots(15)$$

Ψ は砂の大さ石質及び流速等により異る係數である。0.9 mm 乃至 6.5 mm の大さの砂に就て行つた Schoklitsch 氏の實驗によれば

$$W=540\frac{\gamma^2}{\gamma_1'-\gamma}HI\,(HI-S_0)\quad\cdots\cdots(16)$$

こゝに γ_1' は砂の實質比重にして之を假りに 2.68 とすれば

$$\Psi=540\times\frac{1}{2.68-1}=320$$

岩淵水門附近の河床砂は Schoklitsch 氏の實驗せる砂粒に比して頗る細粒なるを以て、Ψ の値は之に比して相當大なりと考へられる。水門の上流は大洪水時平均流速毎秒 2 m 内外なるを以て、底流速は凡そ毎秒 1 m と考へて大過ない。依つて Ψ の大體の値を推定せんが爲に、實驗室内の水路に於て荒川の河床より採取せる砂を使用し、約毎秒 1 m の流速を與へて砂の運搬量 W を測定し、(15) 式より Ψ の値を算出せるに約 600 を得た。故に今水門上流の河床が下流にて採取せると同質の砂とすれば

$$W=600\ HI\,(HI-0.000188)\quad\cdots\cdots(17)$$

川幅を B とすれば土砂の全運搬量は BW となる。全流量 Q_0 の中、水門よりの流出量を Q として、模型試驗に於ける砂の補給量 (s) を次式によつて決定した。

$$s=\frac{BW}{mnp}\cdot\frac{Q}{Q_0}\quad\cdots\cdots(18)$$

實河川に於ける或る一定の通水時間 T によつて生ぜる洗掘の量と同一割合の洗掘を生ずべき、試驗水路に於ける通水時間を t とすれば、T と t との間には理論上次の如き關係が存在する。

$$y=\frac{T}{t}=\frac{L}{V}\frac{v}{l}=\frac{m}{p}\quad\cdots\cdots(19)$$

第六節　水門下游洗掘試驗

水門下游の洗掘は水門よりの流出量、上下流の水位及び各水門開口高さの度合ひ等により影響せらるゝを以て、これらの諸條件を種々に變化して、高水時如何にすれば下游洗掘を小ならしめ得るかを推定せんが爲めに、次の如き諸種の場合に就て洗掘

試驗を行つた。各場合に對する門扉の開口狀態は略圖を以て之を示して居る。尙以下用ふる所の主なる記號は次の如く、大字にて示せるは實河川に對する量を表はす。（第十圖參照）

Q　水門よりの流出量、m^3/sec.

Q_s　荒川との合流點に於ける新河岸川の計畫高水量、m^3/sec.

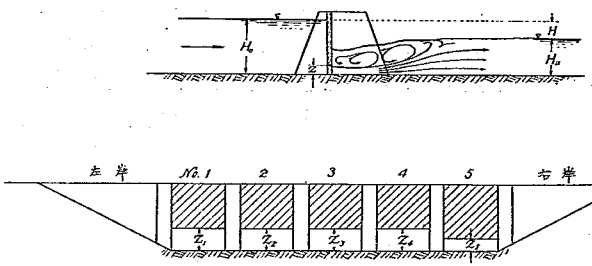
H_0　水門上流側の水深、m

H_u　水門下流側の水深、m

H　水門前後の落差、m

Z　門扉開口の高、m

第 十 圖　開口を圖示せる各場合の水門番號



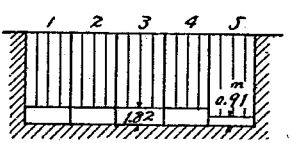
(1)　昭和 3 年 8 月高水に相當する模型試驗

$Q=500$ m^3/sec,　　$H=4.12$ m,

$H_0=9.12$ m,　　$H_u=5.00$ m.

昭和 3 年 8 月 1 日より同 4 日に亘れる大洪水は岩淵水門竣工後に於ける最大の高水にして、水門上游の最高水位は A.P.+7.30 m, 卽ち水深 9.12 m に達し、計畫高水位 A.P.+7.73 m に比し僅かに 0.43 m 低きに過ぎず、約 4 日間水門全部の開口を最小に制限せるため水門下游の水位は著しく低く、最高 A.P.+3.18 m に過ぎなかつた。然るに當事者は各方面の警戒に多忙を極め流量測量を行ふの餘裕なかりし爲め、實際の流出量を測定し得ざりしは甚だ遺憾なりしも、其最大流出量Qを推定するに、次式に於ける流量係數 μ_1 を 0.75 と假定すれば

(1)



$$Q=\mu_1 BZ\sqrt{2gH}=0.75\times 9.09\times(4\times 1.82+0.91)\times\sqrt{2\times 9.8\times 4.12}\fallingdotseq 500\,\mathrm{m^3/sec.}$$

試驗流量の決定には (14) 式に於ける水深 H は 5.00 m、水面勾配 I は水位差の實測により略 1:6 000 なりしを以て (14) 式より

$$p=5.31$$

にして從つて試驗流量 (q) は (12) 式により次の如くなる。

$$q=0.0294\ \mathrm{m^3/sec}=29.4\ \mathrm{l/sec.}$$

砂の補給量を求むるに、(17) 式に於ける H は水門上流測の平均水深 (H_m) を採用するものとすれば、低水敷は川幅約 100 m にして水深 9.1 m、高水敷は幅約 500 m にして水深 4.1 m なるを以て

$$H_m=\frac{9.1\times 100+4.1\times 500}{600}=4.93\ \mathrm{m}$$

となり、水面勾配は水位の實測より約 1:5 000 なりしを以て、川幅 1 m 當りの砂礫運搬量は (17) 式より $W=0.000475\ \mathrm{m^3/sec/m}$ となる。水門上流に於ける荒川の最大高水量は當時實測せざりし爲不明なるも、計畫高水に比して水位は僅かに低く、水面勾配は略々等しかりしを以て、流量は公式 $Q=AV=KBH^{\frac{3}{2}}$ によつて、計畫高水量 $Q_{9m}=4170\ \mathrm{m^3/sec}$ より次の如く推定した。

$$Q_9=Q_{9m}\left(\frac{H_9}{H_{9m}}\right)^{\frac{3}{2}}=417\times\left(\frac{9.12}{9.55}\right)^{\frac{3}{2}}=3880\ \mathrm{m^3/sec.}$$

故に模型試驗の水門上流に於ける砂の補給量 (s) は (18) 式により

$$s=0.00000224\ \mathrm{m^3/sec}=0.135\ \mathrm{l/min.}$$

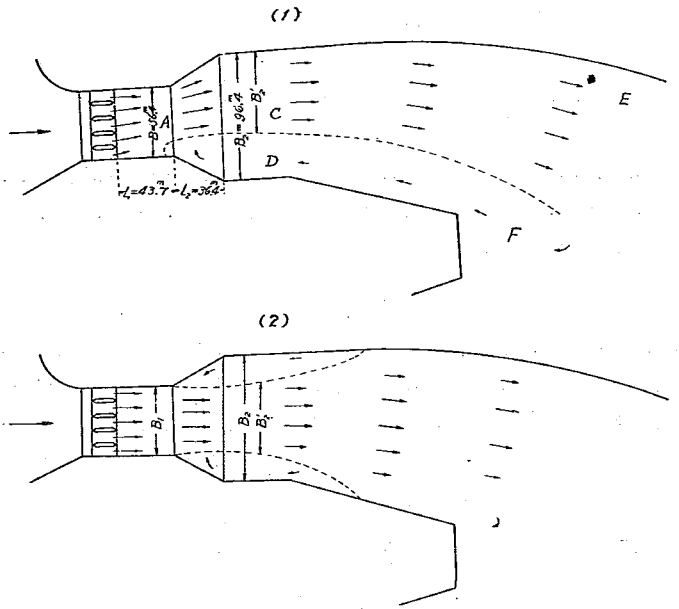
試驗の方法は最初に試驗水路の河床を計畫河床の高さに均らし、一定時間水門上流より砂を補給しつゝ試驗流量 (q) を通水したる後、通水を中止して水面測定器にて洗掘の狀態を測定し、然る後更に或る一定時間通水しては順次同樣の作業を繰返した。昭和 3 年 8 月の洪水の際は水門を閉塞せる期間約4 日間に至れるを以て之に對する模型の試驗時間 (t) は時間の關係式 (19) より

$$t=\frac{p}{m}T=\frac{5.31}{80}\times 4\times 24=6.4\ \text{時間}$$

となる。依つて試驗繼續時間を 8 時間となし、1, 2, 4, 6, 8 の各時間毎に洗掘の測定を行つた。尙通水 6 時間以後に於ては次第に流量を減じて出來得る限り實際の洪水に模した。$t=6$ 時間に於ける洗掘狀況を附圖第四 (1) 及寫眞第三 (1) に示す。之を第二圖に示したる洪水後に於ける實測の結果と比較するに、左岸寄りの最も著しく

第十一圖

模型河川に於ける水門下游の水流狀況



洗掘を受けたる箇所は略類似せる狀況を示し、深さも大體一致せるを見る。模型試驗に於て右岸寄りに非常に多量の沈澱を生じたるは、實河川に於ては此の箇所に於て尙相當の流速を有し土砂を沈澱せしめざるも、試驗水路に於ては砂が理論上必要なる程度の細砂を得ること能はずして、比較的に大なる砂を使用し、此の砂により洗掘の狀況を實河川と一致せしむる如く試驗流量を定めたるが故に、此箇所に於ける流速が旣に試驗に使用せる砂を動かし得る限界速度以下に下りたるためである。故に此の砂を使用して實河川と同樣なる沈澱の狀態を得んとすれば更に大なる試驗流速を必要とするを以て、洗掘は實河川に比して著しく過大となる。卽ち模型試驗に於て理論的に必要なる細砂を得ること能はずして任意の砂を使用したる場合は、洗掘と沈澱との兩者を同時に實河川と一致せしむることは不可能である。本試驗は洗掘の狀況を知ることを主なる目的とせるを以て、沈澱狀態は之を重要視せざることゝした。

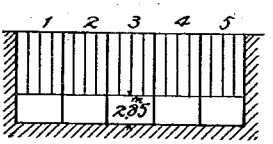
次に、本水門下游の形狀が左岸に於て凹狀の彎曲をなし、右岸は凸狀をなして水門より約 300 m にて突然に終止し、新河岸川を合流せしめ急激に川幅を增大せるを以て、第十一圖 (1) に於ける左岸 E 及び右岸 F 附近に沈澱を生ずることは試驗を行ふまでもなく水流の性質上明かである。又同圖に於て A より C に急激に幅員を增大せる爲めに、右岸寄り D の部分に著大なる渦流を生じ岸邊にては相當大なる逆流速を生ずる。その爲に正流の幅員 B_2' は實際の幅員 B_2 より著しく小なることは實際の洪水に於ても目擊し得る所にして、模型試驗にて實測の結果 B_2' は B_2 の約 3/5 に過ぎざることを知つた。故に C 部に於ては D 部に逆流速あるために、水門よりの流出量 Q よりも大なる流量を、幅員却つて減少せる B_2' によつて流下せしめなければならぬ爲めに非常に大なる流速となり、著しき洗掘を生ずる原因となる。又次項 (2) に於ける實驗の如く、水門の開きを全部一樣となせる場合は第十一圖 (2) の如く流心は略々河心と一致するも、B_2 の部分に於てはやはり幅員の急激なる增大の爲めに兩岸に近く渦流を生じ、其のために正流の幅員 B_2' は却つて B_1 よりも小となり、從つて河の中央に於て大なる流速となる。後に述ぶる總ての試驗の結果に於ても同樣にして、幅員の急激なる增大は渦流を生ずる爲めに却つて正流の幅員を減少せしむる結果となり、其の爲めに流速の增大を來し洗掘を促進せしむる傾向を生ずる。之の現象は如何なる方法を取るも之を根絶する事は不可能なるが增幅率、兩岸の曲線形、水路の斷面形等に相等著しき影響を受くべきに依り之等の點に關しては更に研究を續くる事とする。

(2)　$Q=830$ m³/sec (計畫最大流出量)、$H=3.18$ m

$H_0=9.55$ m,　　$H_u=6.37$ m.

計畫高水位の場合に水門の開口を全部同一となして計畫最大流出量を水門より流下せしめたる場合に就いての試驗を行つた。水門下游に於ける計畫水面勾配 $I=1/7\,000$、水深 $H_u=6.37$ m なるを以て試驗流量 (q) は (12) 及 (14) 式より次の如く定めた。

(2)



$$p=5.47,\qquad q=0.0477\ \text{m}^3/\text{sec}.$$

水門上游に於ける平均水深 H_m は

$$H_m=\frac{9.5\times100+4.5\times500}{600}=5.3\ \text{m}$$

なるを以て、砂の補給量 (s) は (17) 及 (18) 式より次の如くなる。

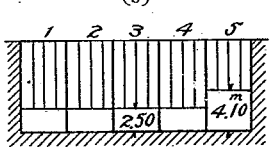
$G=0.000554$ m³/sec/m,　　$s=0.00000378$ m³/sec.$=0.227$ l/min.

通船水門の閉塞には二枚の鋼扉を上下に重ねて之を行ひ、門閾より下部鋼扉の下端までの高さ $Z_3=0.91$ m となる如く設計しあるを以て、現在の儘にては $Z_3=2.85$ m となす場合には2枚を上下に重ぬること不可能にして、1 枚の鋼扉を中途にて吊すことゝなる。鋼扉1枚の高さは 5.45 m なるを以て扉の上端は門閾上 2.85m+5.45m=8.30 m、卽ち A.P.+6.48 m となり、上流の水位がこれより高き場合には水が扉の上端を越えて溢流することとなりて不可なるも、本試驗は之を溢流せしめざるやう水門を改造せるものとして施行した。

通水 6 時間後に於ける洗掘狀況を附圖第四 (2) 及寫眞第四 (2) に示す。試驗時間は 6 時間なるを以て實際の場合の凡そ 90 時間に相當する。此場合洗掘は略河心に於て最大にして、兩岸に近き所に於ては却つて砂の沈澱を見、而かも洗掘の最も著しき箇所に於ても約 2.5 m に相當するに過ぎざるを以て河床は安全と見ることが出來る。次の各項に述ぶる所の種々なる試驗の結果より明かなる如く、洗掘を生ずる箇所は水門の開閉狀態によりて著しく變ずるものにして、如何なる流出量の際に於ても門扉が一樣なる開きの際には河心附近が洗掘を受け、而かも其程度小にして河床は比較的安全である。これは一樣なる門扉の開きの際は流水が河幅全體に比較的一樣に流れ、各部の流速均等にして割合に小となるによる。

(3)　$Q=830$ m³/sec,　　$H=3.18$ m,

$H_3=9.55$ m,　　$H_u=6.37$ m.



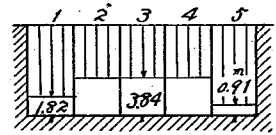
前項 (2) の場合と同一の水位にして且同一の流量を流出せしむる場合なるも、門扉の閉塞狀態を異にする。卽ち通船路水門の扉 1 枚を以て其上端が上流側計畫高水位 A.P.+7.73 m に一致せしむる如く吊したる場合にして $Z_3=4.10$ m となる。此場合試驗流量及び砂補給量は (2) の場合と同一である。

通水 6 時間後に於ける洗掘狀況を附圖第五 (3) 及寫眞第四 (3) に示す。同圖より明かなる如く、此場合に於ては右岸寄りの彎曲部に於て洗掘特に著しく、最も深き箇所は實河川に於ける 5 m 餘に相當する。通水時間の經過するに從つて次第に右岸寄りの河床が侵され、3 時 13 分同圖の A 部に於ける上部の模型沈床が 1 枚流失し、其後暫時沈床に異常なかりしも、5 時 13 分より 21 分の間に於て A 部の中下部及び B 部の上中下部の沈床全部が流失して、右岸が著しく不安の狀態を呈するに至つた。卽

ち本試験の結果より見るに、洪水期間餘り長きに亘らざればさして危險と云ふには非らざるも、右岸の護岸及沈床等を破壊さるゝ虞がある。

(4)　$Q=830\ m^3/sec$,　　$H=3.18\ m$,
　　$H_d=9.55\ m$,　　$H_u=6.37\ m$.

(4)

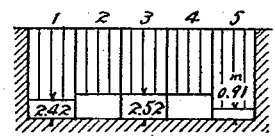


(2) 及 (3) の場合と同様に計畫高水位の際に計畫最大流量を流出せしむるも、門扉閉塞の狀態を異にする。卽ち最左岸第一水門は基準の閉塞狀態たる $Z_1=1.82\ m$ にして、最右岸通船水門も亦最初の計畫の如く 2 枚の扉を上下に重ねて $Z_5=0.91\ m$ となし、中央部三水門は同一の開き $Z=3.84\ m$ として大部分の水をこれより流出せしむる如くした。試驗 1 時間後の洗掘狀況を附圖第五 (4) 及寫眞第四 (4) に示す。通水約 50 分にして左岸 A 及び B の部分の沈床全部の 6 枚共流失した。最も深き箇所は中央より稍左岸寄りにて、實河川に於ける 7 m 以上に相當する。卽ち同圖に於て明かなる如く、流心は稍左へ寄り左岸を侵す危險あり、且洗掘も非常に著しきを以て、此の如き門扉の閉塞狀態は甚だ不適當と考へなければならない。

以上種々の場合の試驗結果より考察するに、(2) の場合の如く門扉を全部一樣に開きたる場合は、洗掘が河道の中央部に於て割合に大にして兩岸へ略對稱的に減少するも、(3) 及 (4) の如く多少にても流出量が非對稱的なる場合には流量の多き側が著しき洗掘を受ける。卽ち洗掘箇所は門扉の閉塞狀態によつて最も大なる影響を受くることを知る。

(5)　$Q=610\ m^3/sec$,　　$H=3.18\ m$,
　　$H_d=9.55\ m$,　　$H_u=6.37\ m$.

(5)



計畫高水位の場合に水門よりの流出量を每秒 $830\ m^3$ となす時は、前述の (2) の場合の如く門扉の開口を全部一樣にせざる限り安全に之を流下せしむること能はざるを以て、次に門扉の開口を小にして流出量を減少せしめ、如何なる門扉の閉塞狀態によつて幾何の流量まで安全に流下せしめ得るかの限度を明かにする爲めに次の種々の場合に就て試驗を行つた。

先づ流出量を $610\ m^3/sec$ に減少して、門扉の閉塞狀態上圖の如き場合に就て試驗を行つた。此場合 (14) 式に於ける p は (2) の場合と同一にして 5.47 となるを以て、

試驗流量 (q) は (12) 式より

$q=0.0349\ m^3/sec.$

となる。砂の補給量 (s) も同様にして (18) 式より

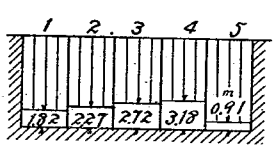
$s=0.0000028\ m^3/sec=0.165\ l/min.$

試驗 4 時間後に於ける洗掘狀況を附圖第五 (5) 及寫眞第五 (5) に示す。門扉の開口狀態は (4) の場合に類似して最右岸通路水門を特に著しく閉塞せるを以て、流心は稍左岸寄りとなり、洗掘は略 (4) の場合と同樣の狀況を示した。通水後 3 時 30 分より 3 時 50 分の間に圖に A, B, C, D, E を以て示したる左岸の模型沈床全部 15 枚流失し、水叩下流の沈床 F 及 G の部分も 3 時 15 分より 3 時 40 分の間に流失し、更に 3 時 50 分頃に H の部分の模型方塊 18 個押し流された。而して洗掘の最も著しき所は實河川にて 8 m 以上に相當する。卽ち此場合試驗時間にて 3 時間（實際にては約 45 時間に相當する）以上に亘る時は相當の不安の狀態を呈すべきことを知る。

(6) $Q=610\ m^3/sec,$ $H=3.18\ m,$

$H_9=9.55\ m,$ $H_u=6.37\ m.$

(6)

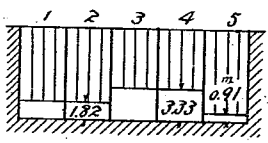


(5) の場合と同一の水位及び流出量なるも、門扉閉塞の狀態を異にし、通船水門は $Z_5=0.91$ m となし他の四水門は最左岸第一水門を基準の $Z_1=1.82$ m としてそれより右に順次に開口を大にして、出來得る限り流量を河心に對稱的となるやう努めた。通水 3 時間後に於ける洗掘狀況を附圖第五 (6) 及寫眞第五 (6) に示す。試驗開始より 2 時 10 分にして圖に於ける A 部の沈床一枚流出し、續いて 2 時 30 分より 2 時 50 分の間に左岸 B, C, D, E の部分の沈床 15 個流失した。而して洗掘の最も著しき箇所は (5) の場合と略同じ箇所にして、通水 3 時間にて實河川に於ける 7 m 餘に達した。これらの結果より觀察するに此場合の門扉の閉塞狀態は (5) の場合よりも一層不良なることを知る。

(7) $Q=610\ m^3/sec,$ $H=3.18\ m,$

$H_9=9.55\ m,$ $H_u=6.37\ m.$

(7)



(5) 及 (6) の場合と同一の水位及流出量なるも、水門の閉塞狀態を更に變へて試驗を行つた。通水 3 時間後に於ける洗掘狀況を附圖第五 (7)

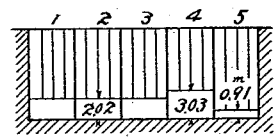
及寫眞第六 (7) に示す。試驗開始後 2 時 30 分より 3 時の間に於て水叩下流A部の沈床 2 枚及び左岸 B, C, D, E の部分 12 枚流失した。而して洗掘の最も著しき所は (5) 又は (6) の場合と略同一の箇所にして、試驗 3 時間後にて實河川に於ける 8 m に達した。卽ち (6) の場合と略同程度の不良なる結果を示した。

以上述べだる (5), (6) 及 (7) の何れの場合より考察するも、計畫高水位の場合に水門よりの流出量を 610 m³/sec となす場合は長期間の大洪水に際して水門下游の洗掘を輕減せしむる事困難なることを知る。只通船水門の開口を任意の高さになし得る如く改造して全水門を同一の開口とすれば (2) の場合の試驗結果より最も安全なるべきを推定し得る。

(8)　Q=555 m³/sec,　　H=3.18 m,

H_0=9.55 m,　　H_u=6.37 m.

(8)



計畫高水位の場合に水門よりの流失量を 610 m³/sec となすも、前述の如く下游河床の洗掘を輕減することは困難なるを以て、更に流出量を減少して 555 m³/sec の場合に就き實驗を試みた。門扉の閉塞は現在の設備にて出來得る限り流出量を川幅全體に亘り均一ならしむるやうに選定した。此場合の試驗流量(q) 及び砂の補給量 (s) は (12) 及 (18) 式より次の如くなる。

q=0.0317 m³/sec,

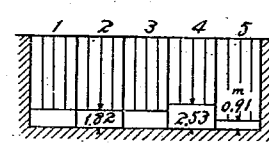
s=0.00000253 m³/sec≒0.15 l/min.

試驗 5 時間後に於ける洗掘狀況を附圖第五 (8) 及寫眞第六 (8) に示す。洗掘の最も著しき所は河心より稍左岸寄りにて實河川にて 5 m 餘に相當し、模型沈床は 1 枚も流失しなかつた。試驗 5 時間は實際にて約 3 日間に相當するを以て、荒川に於ける普通程度の洪水繼續期間にては甚だしき洗掘を見るに到らない。卽ち計畫高水位の場合には水門よりの流出量を凡そ 550 m³/sec 以下に制限すれば水門下游の河床は頗る安全である。

(9)　Q=555 m³/sec,　　H=4.70 m,

H_0=9.55 m,　　H_u=4.85 m.

(9)



水門の上流側が計畫高水位の場合に、水門よりの流出量を計畫最大流出量よりも減少せしむれば下流側の水位が計畫高水位よりも低くなる

ことは當然にして、(8) の場合の如きは實際には殆んど起り得ないと思はれる。而して岩淵水門附近は荒川の感潮部に屬し、下游の水位は特に潮汐の干滿の影響を受くること著しく、洪水の際と雖も水門よりの流出量のみにて下游の水位を決定することが出來ない。昭和 3 年 8 月の洪水の際は水門閉塞中上游水位は最高 A.P.+7.30m より A.P.+4.00 m に降下せる間に、下游の水位は最高A.P.+3.18 m より最低 A.P.+2.50 m の間を、潮汐の干滿に應じて昇降して居る。依つて流出量 555 m³/sec 程度に於ては下游の水位は平均凡そ A.P.+3.03 m と看做し得るを以て、此水位に於て試驗を行つた。

試驗流量 (q) の決定には、(14) 式に於ける水面勾配を $I=1/6\,000$ と假定して、$p=5.25$ となるを以て q は (12) 式より次の如くなる。

$$q=0.033\ \mathrm{m^3/sec.}$$

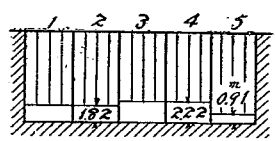
砂の補給量 (s) は (18) 式より

$$s=0.00000264\ \mathrm{m^3/sec}=0.158\ l/\mathrm{min.}$$

試驗 3 時間後の洗掘狀況を附圖第六 (9) 及寫眞第六 (9) に示す。最も著しく洗掘せられたる箇所は河心より稍左寄りにて深さ約 5 m に相當し、左岸の沈床一部崩れたるも流失するには至らなかつた。試驗 3 時間は實際にて約 2 日間に相當するを以て、洪水繼續期間餘り長きに亘らざれば先づ安全と見ることが出來る。

(10) $Q=500\ \mathrm{m^3/sec}$, $H=3.03$ m, (10)

$H_0=7.88$ m, $H_u=4.85$ m.



水門上游の水位 A.P.+6.06 m 卽ち $H_0=7.88$ m は凡そ 3, 4 年毎に起る高水位程度にして、此場合に水門よりの流出量を 500 m³/sec とすれば下游の水位は平均凡そ A.P.+3.03 m と考へて大差ないと思はる。

試驗流量 (q) を定むるに當り、(12) 式中の p は略前項 (9) の場合と同一と考へらるゝを以て、

$$q=0.0298\ \mathrm{m^3/sec.}$$

次に水門上流に於ては此場合水面勾配を 1:5 500 と假定し、平均水深は

$$H_m=\frac{7.85\times100+2.85\times500}{600}=3.7\ \mathrm{m}$$

となるを以て川幅 1 m 當りの砂礫運搬量 (W) は (17) 式より

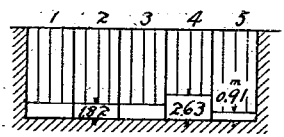
$W=0.000196$　m³/sec/m.

此場合に於ける荒川本流の流量は凡そ 3 000 m³/sec と推定し得るを以て、砂の補給量 (s) は (18) 式より次の如くなる。

$s=0.00000117$　m³/sec=0.07　l/min.

試驗 5 時間後の洗掘狀況を附圖第六 (10) 及寫眞第七 (10) に示す。洗掘の最も著しき所は河心より稍左寄りにて 7 m 餘に相當する。試驗開始後 4 時 12 分より 18 分の間に圖に於ける A 部の沈床 3 枚流失した。試驗 5 時間は實際にて約 3 日間に相當するを以て、此の程度の洪水にては河床は先づ安全と考へて可ならん。

(11)　$Q=500$ m³/sec,　$H=3.03$ m,　$H_0=7.88$ m,　$H_u=4.85$ m.



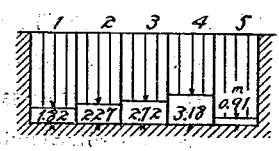
(11)

(10) の場合と同一の水位及び流出量なるも只門扉の閉塞狀態を異にするのみ、試驗 5 時間後の洗掘狀況を附圖第六 (11) 及寫眞第七 (11) に示す。(10) の場合と略同樣の狀況を呈した。洗掘の深さは (10) の場合より稍少きを以て此場合の如き門扉の閉塞狀態の方が良好なる結果を與へることを知る。

第七節　新河岸川合流の影響

荒川の支川新河岸川は現在に於ては岩淵水門の上流約 10 km の地點に於て右岸より荒川本流に合流し居るも、改修計畫に於ては此合流點を遮斷し、荒川の右岸新堤に沿ひ新たに新川を開鑿して之を導き、岩淵水門下流約 350 m の地點に於て荒川に合流せしめ、荒川の高水と絕緣して逆流の患を除き、沿岸惡水の排除を容易ならしめ、併せて水運の便を增進することゝなつて居る。依つて本改修工事竣工後、洪水時新河岸川の合流が岩淵水門下游の洗掘に如何なる影響を與ふるかを模型水路に於て試驗することゝした。

(12)　$Q=610$ m³/sec,　$Q_s=220$ m³/sec,　$H=3.18$ m,　$H_0=9.55$ m,　$H_u=6.37$ m.



(12)

新河岸川の計畫高水量は 220 m³/sec にして、之が荒川の最大流量と同時刻に到達するとは限

らざるも、假りに同時に岩淵水門附近に達するものと假定する。岩淵水門以下に於ける荒川の河積は最大流量 830 m³/sec を流下せしめ得るやうに計畫しあるを以て、水門よりの流出量を 610 m³/sec として計畫高水位の場合に就き試驗を行つた。卽ち水位、流量及門扉の閉塞狀態等を (6) の場合と同一になし、只新河岸川の流量が之に加はりたるのみである。新河岸川の試驗流量 (q_s) は本川と同一の割合、卽ち (14) 式に於ける $p=5.47$ にして、(18) 式より

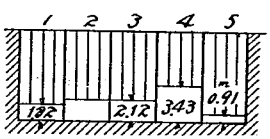
$$q_s=0.0126 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

試驗 3 時間後の洗掘狀況を附圖第六 (12) 及寫眞第八 (12) に示す。試驗開始後 2 時 25 分に圖に於ける A 部、2 時 52 分に B 部の沈床各 1 枚づゝ流失した。卽ち (6) の場合と比較して殆んど差異を認めない。新河岸川の流水の爲めに水門下游の水流の方向が影響を受けて、洗掘を受くる箇所に變化を生ぜざるやの疑を抱きしも、試驗の結果最も著しく洗掘を受くる箇所にては未だ新河岸川の影響により流心の變化を來すに到らざることを知り得た。然し合流點附近に於ては水流の方向に相當の影響あることを認め得たるを以て、沈澱の狀態は相當の變化を受くべしと思はる。

(13) $Q=610$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec, (13)

$H=3.79$ m, $H_0=9.55$ m,

$H_u=5.76$ m.



水門下游の洗掘は同一の流量に對して水位低き程著しきこと明かなるを以て、計畫水位より低き A.P.+3.94 m 卽ち $H_u=5.76$ m に於て實驗を試みた。此場合の水面勾配を 1:6 500 と假定して、(14) 式より $p=5.43$ となるを以て、本流の試驗流量 (q) は次の如くなる。

$$q=0.0351 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

砂の補給量及新河岸川の試驗流量は (12) の場合と同一とする。

試驗 3 時間後の洗掘狀を況附圖第六 (13) 及寫眞第八 (13) に示す。試驗開始後 2 時 7 分より 2 時 45 分の間に左岸 A, B, C, D の部分の沈床全部流失し、洗掘の狀況は (5), (6) 及 (12) 等の場合と殆んど同樣の結果を得た。

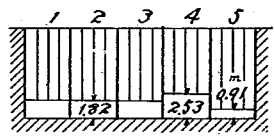
(14) $Q=555$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec,

$H=4.70$ m, $H_0=9.55$ m, $H_u=4.85$ m.

諸種の條件を (9) の場合と同一になし、只新河岸川の流量を加へたるのみ。試驗 3

時間後の洗掘狀況を附圖第六 (14) 及寫眞第八 (14) に示す。試驗開始後 2 時 40 分に左岸 A 部の沈床 3 枚流失し、其上流に續く部分も下面の砂洗ひ出されて沈下せしが、(9) の場合と比較して殆んど差異を認めぬ。卽ち模型實驗に於ては新河岸川の合流は水門下游の洗掘には殆んど影響無きことを知る。然し計畫高水時に於ける新河岸川の合流點に近き部分の實流速は平均約 1 m/sec に達し、從て河床の砂は推流され且上流より土砂を流下し來り之が幅員急激に增大せる本流に入りて沈澱すべきにより、水門下游の沈澱狀態は相當の影響を受くることと思はるる。

(14)



第八節　結　　論

(1)　水門下游河床の洗掘は水門より流出する流水の動勢に起因するを以て、上下流の水位、落差及流出量に關係し、模型實驗の結果より推定すれば岩淵水門に於ては計畫高水位の際に於て水門よりの流出量を約 550 m^3/sec 以內に制限すれば河床に不安を生ずる程度の洗掘を起さぬが、計畫最大流出量 830 m^3/sec を流出せしむる場合に於ては著しき洗掘を生ずる。

(2)　洗掘を受くる箇所は門扉の閉塞狀態によつて最も著しき影響を受くるものにして、第六節 (2) の場合の如く門扉の開口を全部一樣となす場合が最も結果良好にして、河心附近が洗掘を受け而かも其程度が比較的に小である。多少にても流心が左右何れかに偏すればその側の護岸の根固めの安定は保證し得ぬ。門扉の開口一樣なる場合には流出量 830 m^3/sec にても洗掘比較的小にして河床は安全なるも、現在の門扉を少しく改造するに非ざれば計畫高水位の際、此の如き門扉の閉塞を實行することは不可能である。

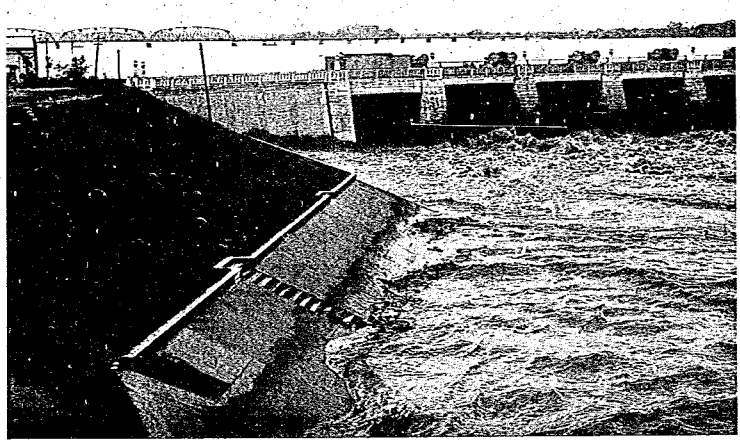
(3)　現在の設備にて可能なる範圍に於て下游洗掘を比較的減少せしめ得る門扉の閉塞狀態は、第六節 (8), (9) 及 (11) の場合の如く、

$$Z_1=Z_2=Z_3\fallingdotseq\frac{1}{2}\left(Z_4+Z_5\right)\quad\text{但し}\quad Z_5=0.91\text{ m},$$

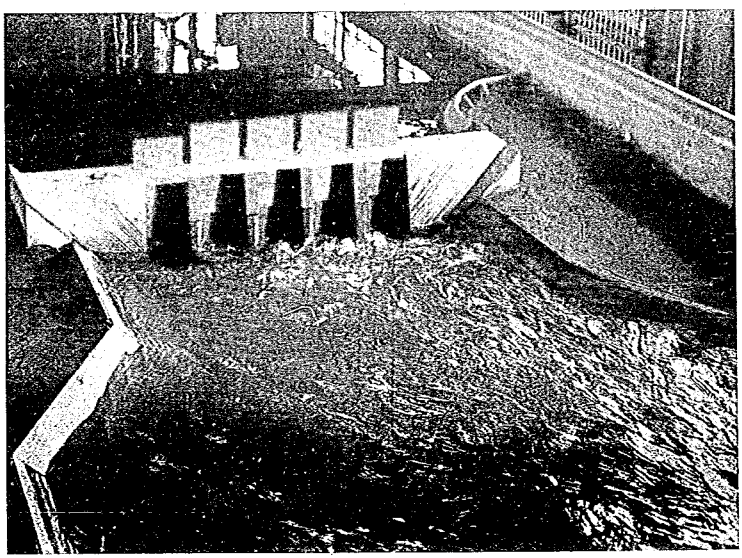
となす場合である。此場合は比較的によく流心が河心と一致し、洗掘の箇所が河心に近づき其の深さも小となる。

(4) 第六節 (2) の終りに於て述べたる如く、河幅の急激なる增大は渦流を生ずるが爲に却つて正流の幅員を減少せしむる結果となり、惹て流速の增大を來し洗掘を促進せしむる結果となる傾向を生ずるを以て其の緩和方法に就ては更に研究を要する。

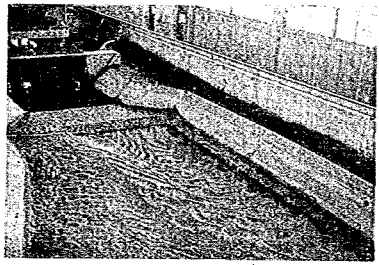
(5) 第七節に於て述べたる如く、新河岸川の合流は岩淵水門下游の洗掘に殆んど無影響なることを知り得た。但實河川に於ては合流點外の河幅激增の爲め自ら流下し來れる土砂の沈澱は相當著しかるべく、從て幹川の沈澱箇所に對しては相當の影響あることが推測出來る。(終)



寫眞第一　昭和 3 年 8 月大洪水時に於ける岩淵水門實景



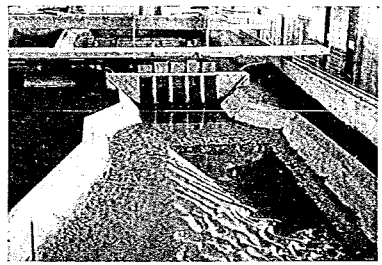
寫眞第二　昭和 3 年 8 月洪水に相當する模型水門下游の狀況



(1) (*a*). $t=1$ 時間

$Q=500\ m^3/sec$, $H=4.12\ m$

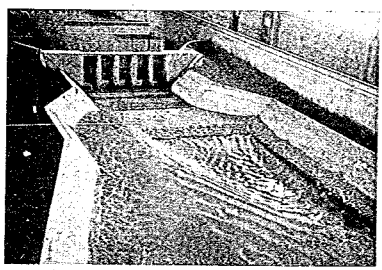
$H_0=9.12\ m$, $H_u=5.00\ m$



(1) (*b*) $t=2$ 時間

$Q=500\ m^3/sec$, $H=4.12\ m$

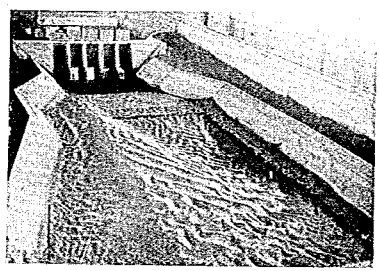
$H_0=9.12\ m$, $H_u=5.00\ m$



(1) (*c*). $t=4$ 時間

$Q=500\ m^3/sec$, $H=4.12\ m$

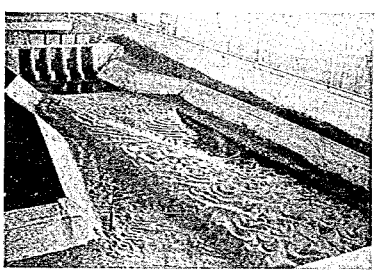
$H_0=9.12\ m$, $H_u=5.00\ m$



(1) (*d*) $t=6$ 時間

$Q=500\ m^3/sec$, $H=4.12\ m$

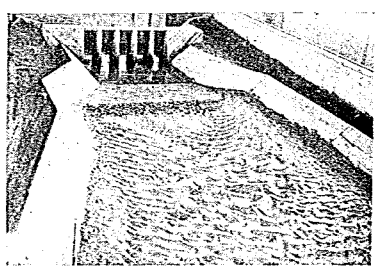
$H_0=9.12\ m$, $H_u=5.00\ m$



(1) (*e*). $t=8$ 時間

$Q=500\ m^3/sec$, $H=4.12\ m$

$H_0=9.12\ m$, $H_u=5.00\ m$

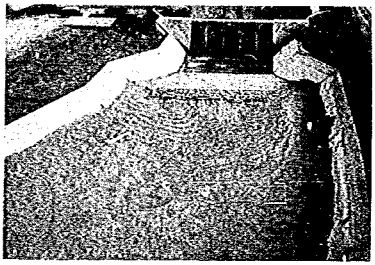


(2) (*a*). $t=2$ 時間

$Q=830\ m^3/sec$, $H=3.18\ m$

$H_0=9.55\ m$, $H_u=6.37\ m$

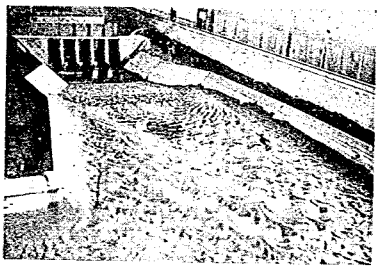
寫眞第三　模型水門下游洗掘狀況（其一）



(2) (*b*). t=4 時間

Q=830 m³/sec, H=3.18 m

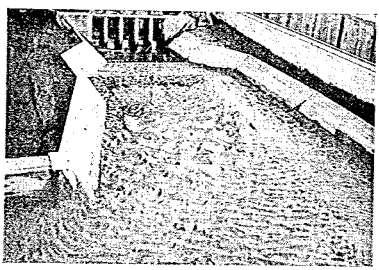
H_0=9.55 m, H_u=6.37 m



(2) (*c*). t=6 時間

Q=830 m³/sec, H=3.18 m

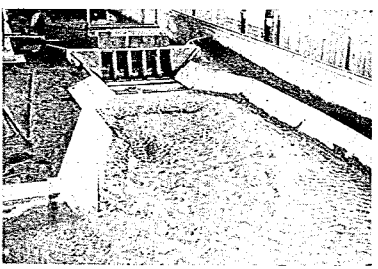
H_0=9.55 m, H_u=6.37 m



(3) (*a*). t=2 時間

Q=830 m³/sec, H=3.18 m

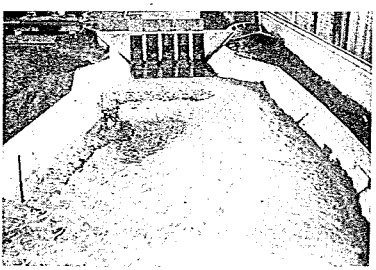
H_0=9.55 m, H_u=6.37 m



(3) (*b*). t=4 時間

Q=830 m³/sec, H=3.18 m

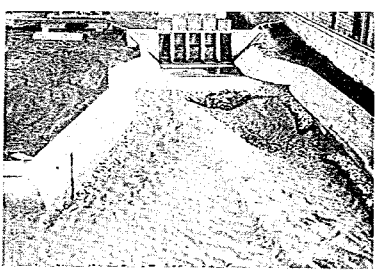
H_0=9.55 m, H_u=6.37 m



(3) (*c*). t=6 時間

Q=830 m³/sec, H=3.18 m

H_0=9.55 m, H_u=6.37 m

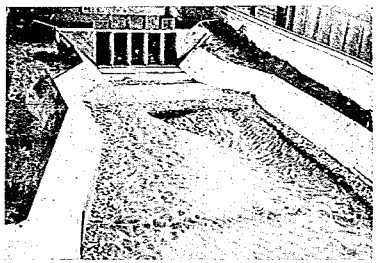


(4) t=1 時間

Q=830 m³/sec, H=3.18 m

H_0=9.55 m, H_u=6.37 m

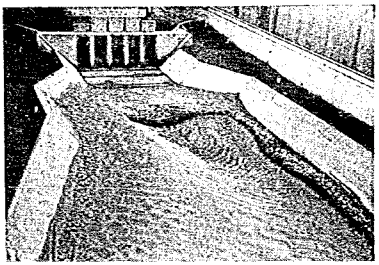
寫眞第四　模型水門下游洗掘狀況（其二）



(5) (*a*). $t=1$ 時間

$Q=610\ m^3/sec$, $H=3.18\ m$

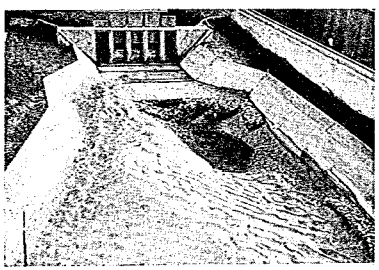
$H_0=9.55\ m$, $H_u=6.37\ m$



(5) (*b*). $t=2$ 時間

$Q=610\ m^3/sec$, $H=3.18\ m$

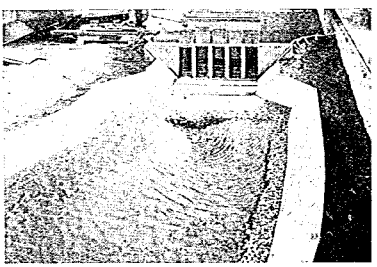
$H_0=9.55\ m$, $H_u=6.37\ m$



(5) (*c*). $t=4$ 時間

$Q=610\ m^3/sec$, $H=3.18\ m$

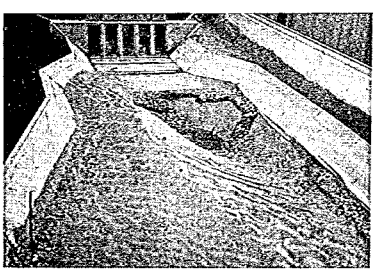
$H_0=9.55\ m$, $H_u=6.37\ m$



(6) (*a*). $t=1$ 時間

$Q=610\ m^3/sec$, $H=3.18\ m$

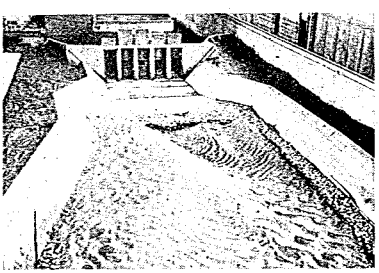
$H_0=9.55\ m$, $H_u=6.37\ m$



(6) (*b*). $t=3$ 時間

$Q=610\ m^3/sec$, $H=3.18\ m$

$H_0=9.55\ m$, $H_u=6.37\ m$

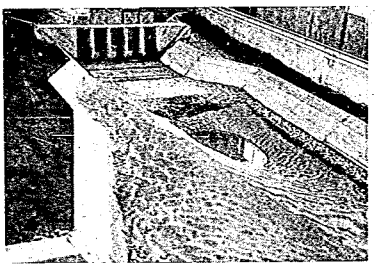


(7) (*a*) $t=1$ 時間

$Q=610\ m^3/sec$, $H=3.18\ m$

$H_0=9.55\ m$, $H_u=6.37\ m$.

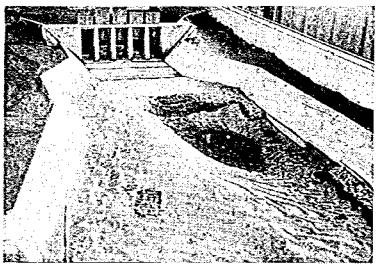
寫眞第五　模型水門下游洗掘狀況（其三）



(7) (*b*). $t=2$ 時間

$Q=610$ m³/sec, $H=3.18$ m

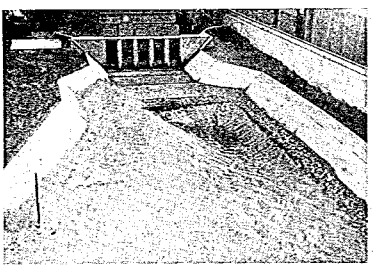
$H_0=9.55$ m, $H_u\times 6.37$ m



(7) (*c*). $t=3$ 時間

$Q=610$ m³/sec, $H=3.18$ m

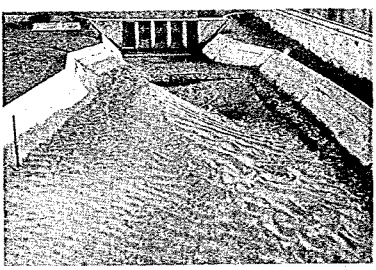
$H_0=9.55$ m, $H_u=6.37$ m



(8) (*a*). $t=3$ 時間

$Q=555$ m³/sec, $H=3.18$ m

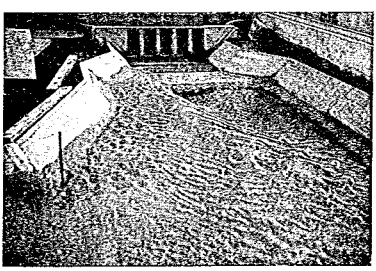
$H_0=9.55$ m, $H_u=6.37$ m



(8) (*b*). $t=5$ 時間

$Q=555$ m³/sec, $H=3.18$ m

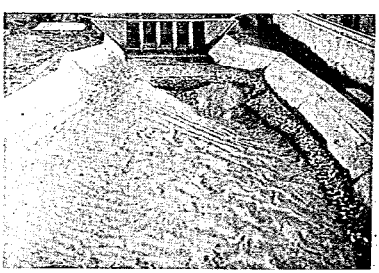
$H_0=9.55$ m, $H_u=6.37$ m



(9) (*a*). $t=1$ 時間

$Q=555$ m³/sec, $H=4.70$ m

$H_0=9.55$ m, $H_u=4.85$ m

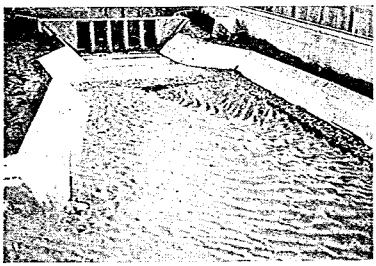


(9) (*b*). $t=3$ 時間

$Q=555$ m³/sec, $H=4.70$ m

$H_0=9.55$ m, $H_u=4.85$ m

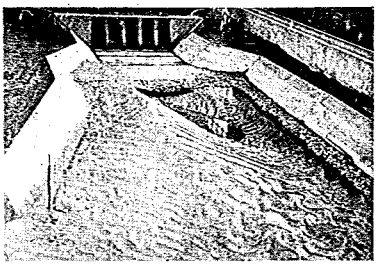
寫眞第六　模型水門下游洗掘狀況（其四）



(10) (*a*). t=1 時間

Q=500 m³/sec, H=3.03 m

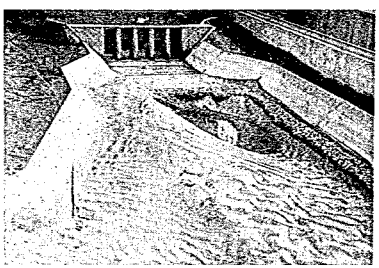
H_0=7.88 m, H_u=4.85 m



(10) (*b*). t=3 時間

Q=500 m³/sec, H=3.03 m

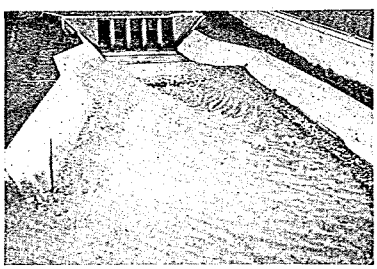
H_0=7.88 m, H_u=4.85 m



(10) (*c*). t=5 時間

Q=500 m³/sec, H=3.03 m

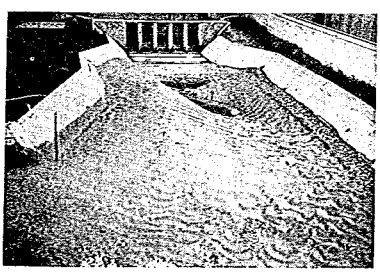
H_0=7.88 m, H_u=4.85 m



(11) (*a*). t=1 時間

Q=500 m³/sec, H=3.03 m

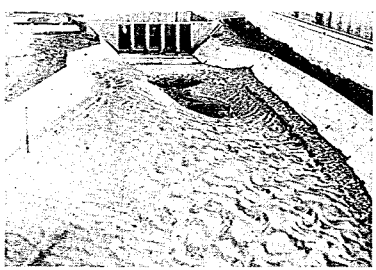
H_0=7.88 m, H_u=4.85 m



(11) (*b*). t=3 時間

Q=500 m³/sec, H=3.03 m,

H_0=7.88 m, H_u=4.85 m

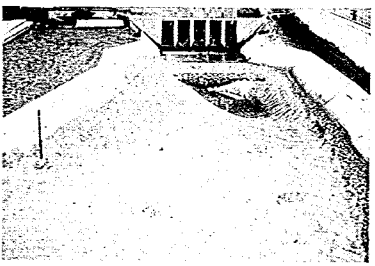


(11) (*c*). t=5 時間

Q=500 m³/sec, H=3.03 m

H_0=7.88 m, H_u=4.85 m

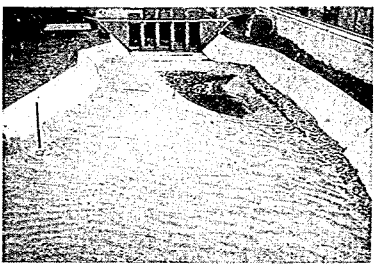
寫眞第七　模型水門下游洗掘狀況（其五）



(12) (*a*). $t=1$ 時間

$Q=610$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec

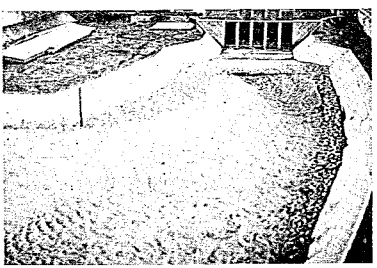
$H=3.18$ m, $H_0=9.55$ m, $H_u=6.37$m



(12) (*b*). $t=3$ 時間

$Q=610$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec

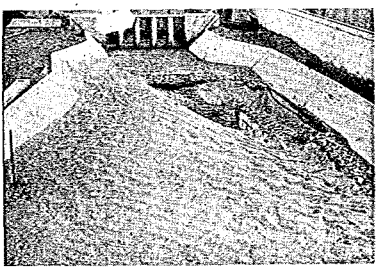
$H=3.18$ m, $H_0=9.55$ m, $H_u=6.37$ m



(13) (*a*). $t=1$ 時間

$Q=610$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec

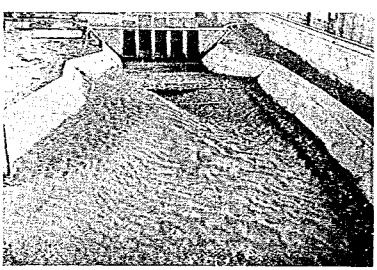
$H=3.79$ m, $H_0=9.55$ m, $H_u=5.76$ m



(13) (*b*). $t=3$ 時間

$Q=610$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec

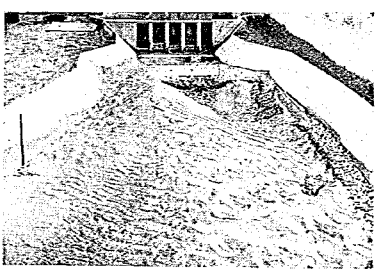
$H=3.79$ m, $H_0=9.55$ m, $H_u=5.76$ m



(14) (*a*). $t=1$ 時間

$Q=555$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec

$H=4.70$ m, $H_0=9.55$ m, $H_u=4.85$ m



(14) (*b*). $t=3$ 時間

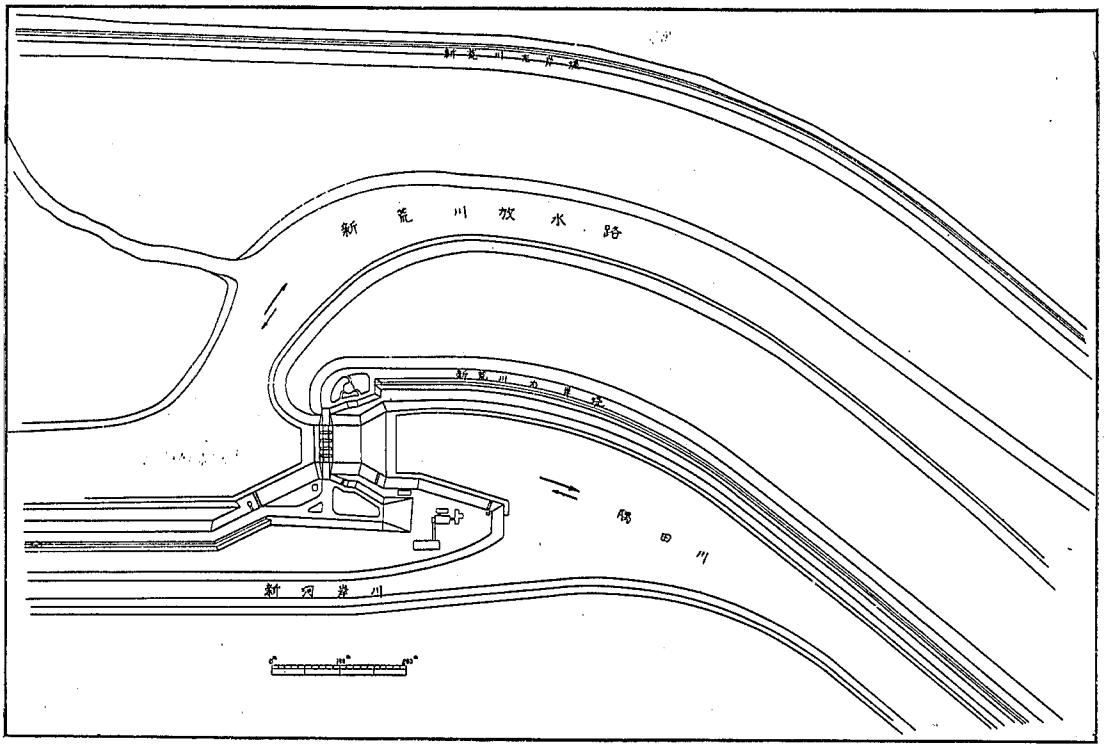
$Q=555$ m³/sec, $Q_s=220$ m³/sec

$H=4.70$ m, $H_0=9.55$ m, $H_u=4.85$ m

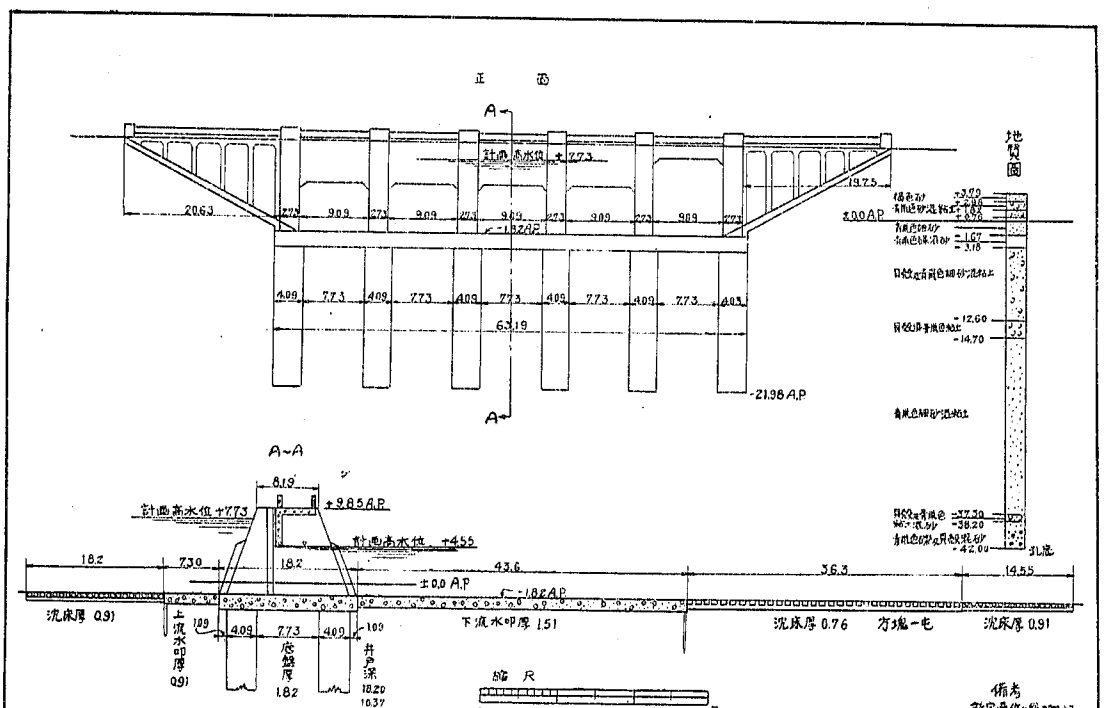
寫眞第八　模型水門下游洗掘狀況（其六）

附圖第一

岩淵水門附近平面圖

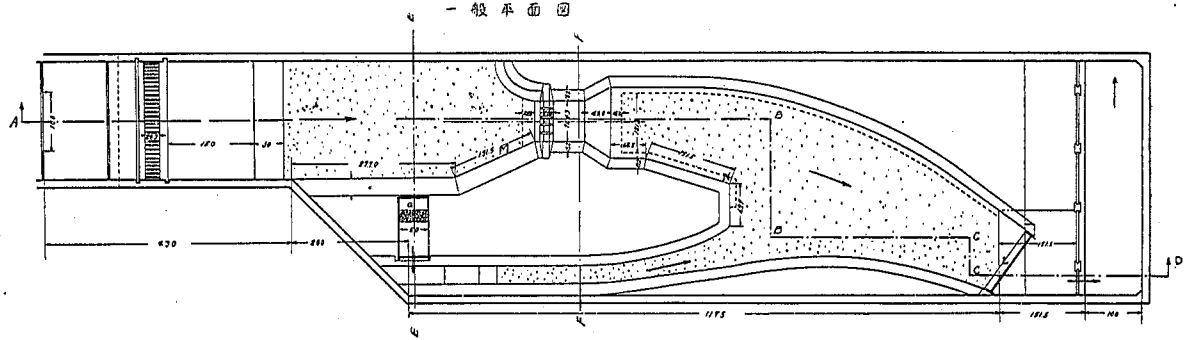


附圖第二　　岩淵水門

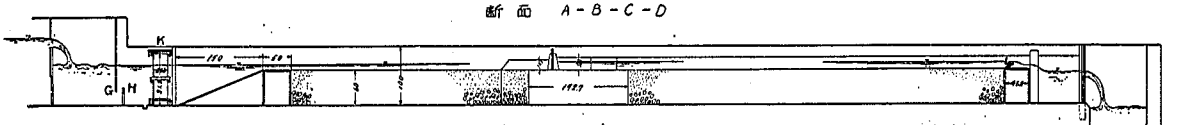

正　面
A
A
計畫高水位 +7.73
20.63
19.75
3.00 A.P
4.09
7.73
6.319
-21.98 A.P
地質圖
A~A
8.19
+9.85 A.P
計畫高水位 +7.73
計畫高水位 +4.55
18.2
7.30
18.2
43.6
36.3
14.55
±0.0 A.P
-18.2 A.P
沈床厚 0.91
上流水叩厚 0.91
1.89
4.09
7.73
4.09
1.09
底盤厚 1.82
井戶深 18.20 16.37
下流水叩厚 1.51
沈床厚 0.76
穴塩ー屯
沈床厚 0.91
-12.60
-14.70
-17.30
-38.20
-42.00
孔底
縮尺
0
10
20
30m
備考
數字單位m 縮尺1/m

附圖第三　　岩淵水門水理試驗設備

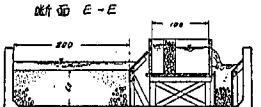
一般平面図



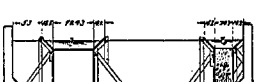
断面　A－B－C－D

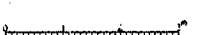


断面　E－E



断面　F－F

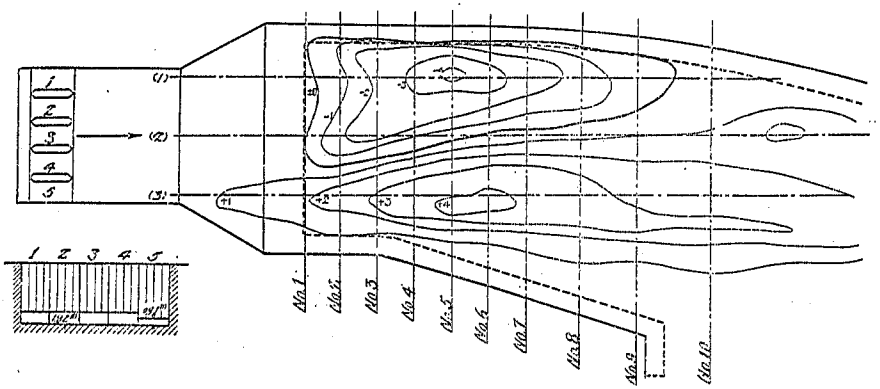


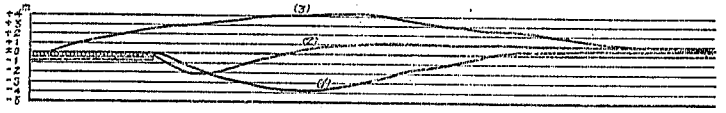


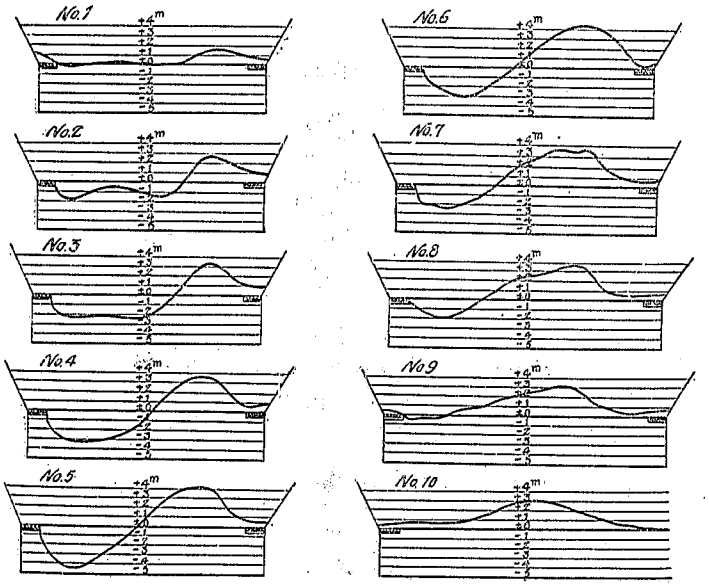
附圖第四　模型水門下游洗掘狀況（其一）

(1)　$Q=500\ m^3/sec$　$H=4.12\ m$　$t=6$ 時間

（昭和三年八月の洪水に相當）

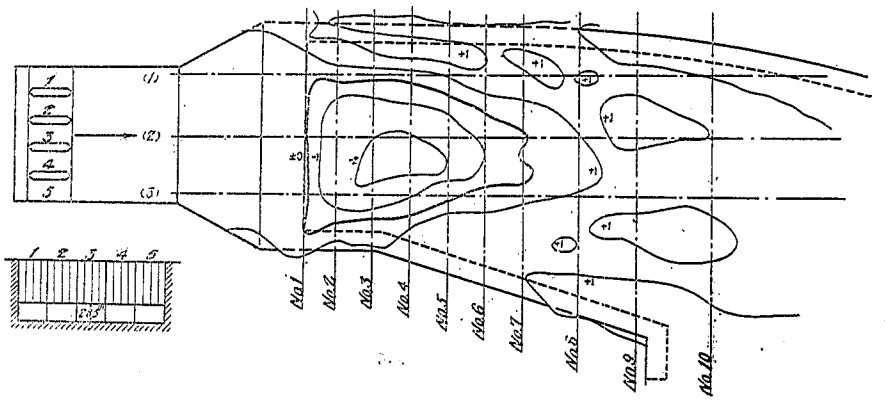


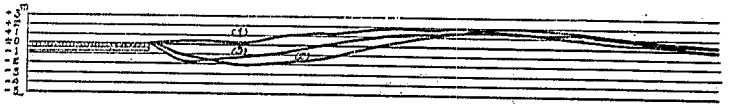


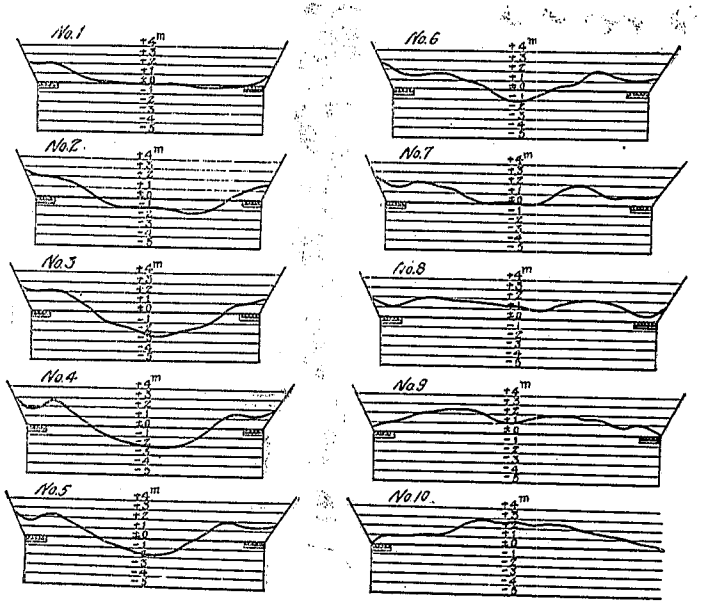


(2)　$Q=830\ m^3/sec$　$H=3.18\ m$　$t=6$ 時間

（計画高水位に相當）

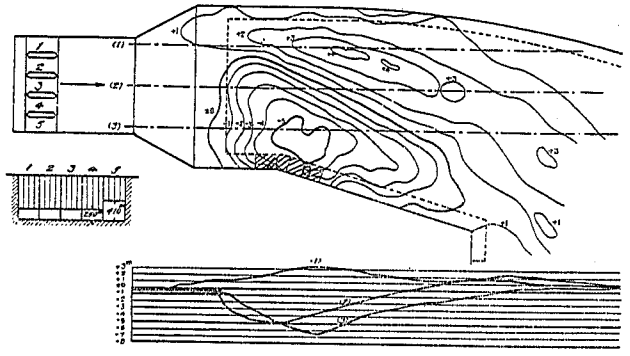




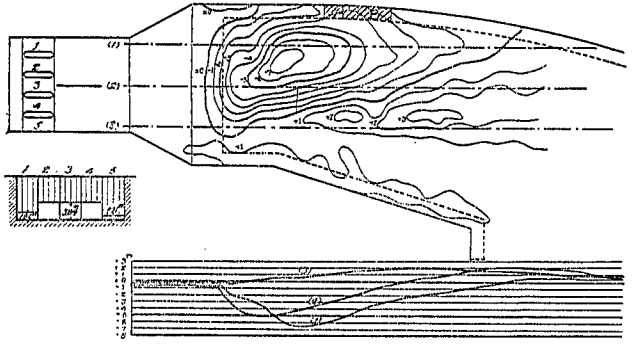


附圖第五 模型水門下游洗掘狀況（其二）

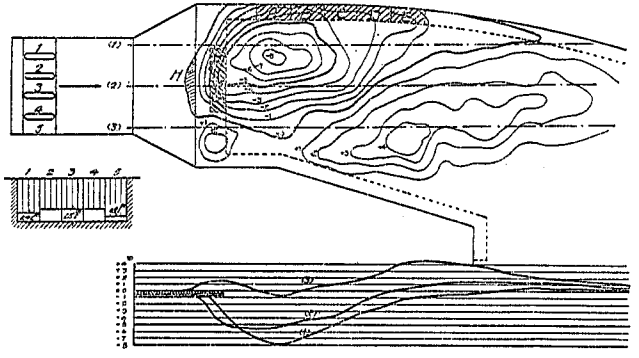
(3) Q=830 m³/sec H=3.18m t=6時間



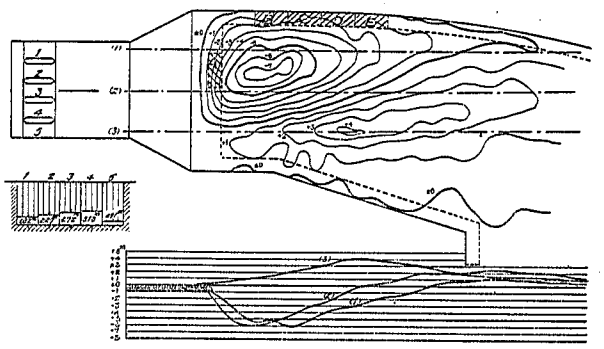
(4) Q=830 m³/sec H=3.18m t=1時間



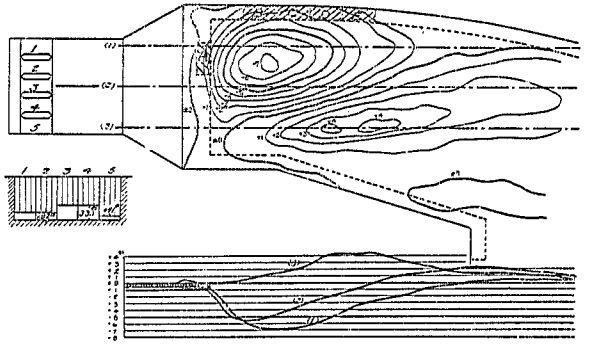
(5) Q=610 m³/sec H=3.18m t=4時間



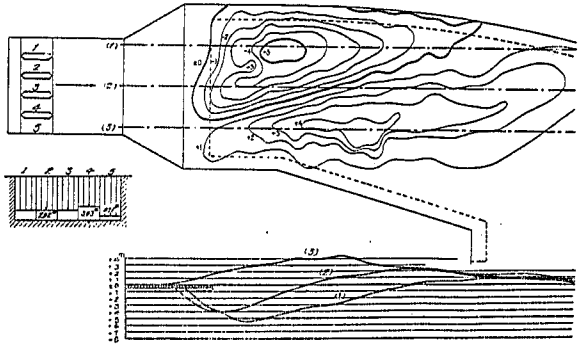
(6) Q=610 m³/sec H=3.18m t=3時間



(7) Q=610 m³/sec H=3.18m t=3時間

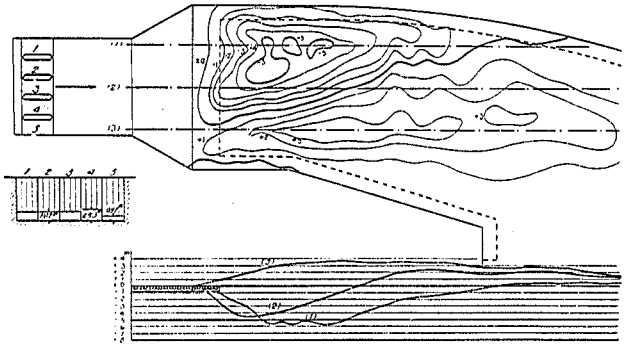


(8) Q=555 m³/sec H=3.18m t=5時間

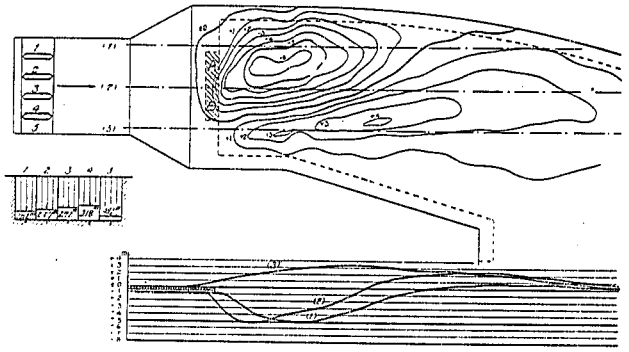


附圖第六 模型水門下游洗掘狀況（其三）

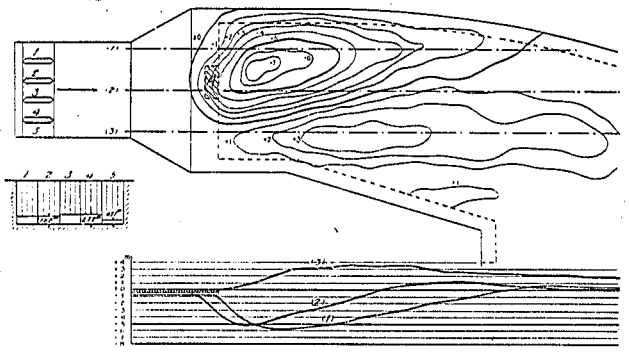
(9) Q=555 m³/sec H=470m t=3時間



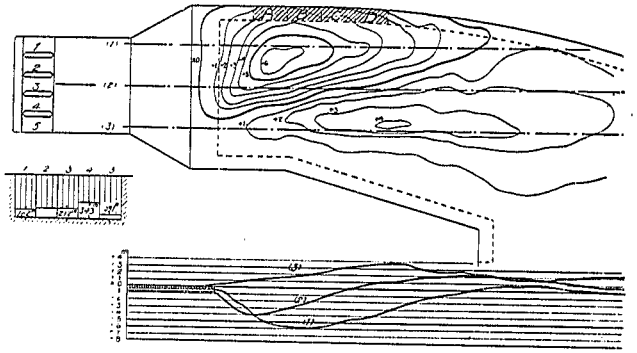
(12) Q=610 m³/sec Q₀=220 m³/sec H=318m t=3時間



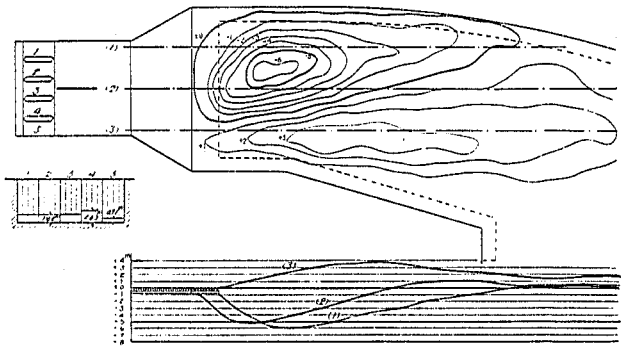
(10) Q=500 m³/sec H=303m t=3時間



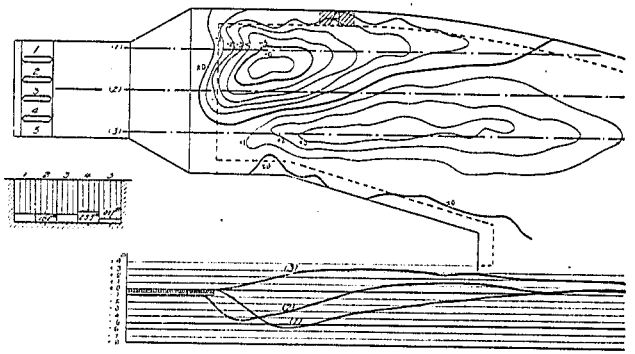
(13) Q=610 m³/sec Q₀=220 m³/sec H=379m t=3時間



(11) Q=500 m³/sec H=303m t=5時間



(14) Q=555 m³/sec Q₀=220 m³/sec H=470m t=3時間



單鉸拱橋模型試驗

內務技師 三浦七郎

I. 緒論

1. 試驗の目的

本試驗は單鉸拱橋が等布荷重をうけたる場合の拱頂撓度に關するものにして、撓度に及ぼすべき溫度、橋臺の沈下、兩橋臺相互變位其他の影響を考慮するとき理論と實測とのよく一致することを明かにせんとするものなり。

2. 試驗用模型單鉸拱

實驗に用ひし單鉸拱の寸法は附圖第一の如し。

拱肋には配合 1:2:4、橋臺には 1:3:6 のコンクリートを用ひ、拱肋には上下に 5.4 糎目 12 番線鐵網を挿入し、其の覆深を 2 糎となす。橋臺は充分搗き固めたる栗石基礎上に設けられ底面階段形をなせり。

鉸の詳細は附圖第二の如し。

拱肋に用ひし配合 1:2:4 コンクリートの試驗成績は第一表の如し。

第一表

供試體番號	スランプ (糎)	水/セメント %	供試體 徑(糎)	供試體 高(糎)	供試體 斷面積(平方糎)	總荷重 (瓲)	耐壓强度 (瓲/平方糎)	材齡 日
0—1	13.0	81	10.16	20	81.07	11.700	144.4	28
0—2	12.0	81	10.16	20	81.07	9.200	113.5	28
0—3	6.5	99	10.15	20	81.07	17.500	215.9	28
平均							157.9	

使用骨材の試驗成績は第二表の如し。

第 二 表

				砂利		砂
				拱肋用	鉸用	
比重				2.71	2.67	2.66
單位重量(瓲/立方糎)				1,695	1,598	1,549
空隙率(%)				37.5	40.1	42.1
篩分	篩通過	篩止	(粍)以下 (粍)以上			
	3/4 吋目	3/8 吋目	19.0 9.5	39.07	0.46	
	3/8 吋目	4 番	9.5 4.76	42.36	52.00	
	4 番	8 番	4.76 2.38	15.51	37.33	0.36
	8 番	16 番	2.38 1.19	2.77	9.27	1.32
	16 番	30 番	1.19 0.59	0.17	0.76	12.49
	30 番	50 番	0.59 0.297	0.09	0.15	66.87
	50 番	100 番	0.297 0.149	0.02	0.02	17.82
	100 番		0.149	0.01	0.01	1.14
	合計			**100.00**	**100.00**	**100.00**

3. 實驗裝置の說明

實驗裝置の詳細は附圖第二、第三及寫眞第一乃至第三に明示せり。

本試驗に使用したる各臺上の鉄鐵荷重は等布荷重と見做し

$$p=\frac{6\times W}{3.388}$$ 瓲/橋長米 (但し W は一個の臺上の荷重)

なる値を採りたり。

撓度を測るダイアルゲージは拱の中心線に沿ひて七個を取付け、百分の一粍までの目盛を有す。

橋臺は荷重又は溫度變化に因る水平推力の爲めに外側に幾分の彈性變位を示し、拱頂撓度を增大せしむ。この橋臺相互の變位を測定せんがために附圖第三の如き裝置をなしたり。裝置に用ひたる鋼針は溫度に因り伸縮するを以て兩橋臺相互の眞の動きを知らんとするには次の補正を要す。

$$\Delta l_t=+0.000012\,l t^\circ \qquad (l \text{ は鋼針の長})$$

$$=+0.000012\times 3600\times t^\circ$$

$$=+0.0432\,t^\circ \text{ (粍)}$$

橋臺は又荷重の負荷に因り幾分の沈下を示せり。之れが測定は橋臺を跨ぎて設けたる固定溝形鋼と橋臺上面との間に設置せるダイアルゲージによりたり。而して其の尖端は起拱點上に置きたり。(附圖第二)

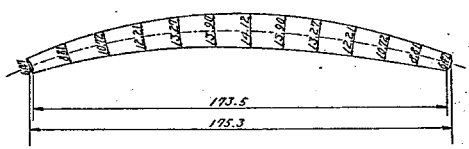
又拱に及ぼす溫度の影響を算定するに必要なる溫度の測定には圖示の位置に埋込みたる七個の溫度計によりたり。

其の外應力測定の爲めにストレーンゲージ四個、角變位測定のために反射鏡裝置四個を取り附けたるも充分なる結果を得ること能はざりき。

4. 鐵筋コンクリート彈性率の決定

本試驗に用ひし單鉸拱には上下兩緣に鐵鋼を挿入したるを以て、實驗に用ひし單鉸拱と同樣の鐵鋼を挿入せる第一圖の如き曲桁の撓度を觀測しこれより E を決定せり（寫眞第四參照）。曲桁に用ひし 1:2:4 コンクリートの試驗成績は第三表の如し。

第　一　圖



第　三　表

供試體番號	スランプ（糎）	水/セメント %	供試體 徑（糎）	高（糎）	斷面積（平方糎）	總荷重（瓲）	耐壓强度（瓲/平方糎）	材齡日
3—1	15	79	10.13	20	80.75	8.100	100.3	28
3—2	9	76	10.15	20	81.07	12.500	154.2	28
3—3	8	92	10.15	20	81.07	8.800	108.5	28
平均							121.0	28

圖に就て見るに曲桁の中立線の曲率半徑は相當大なるを以て直桁と見做して大差なし。

桁の中央に於ける惰性率を　J_m

桁の兩端に於ける惰性率を　J_0

桁の任意の點に於ける惰性率を　J

とし、$\frac{1}{J}$ が拋物線に變化するものと假定せば

$$\frac{1}{J}=\frac{1}{J_m}\left\{1+\alpha\left(1-2\frac{x}{l}\right)^2\right\}$$

但し l=徑間　　x=桁端より任意の點に至る距離

にして桁の中立線の方程式は次の如し。

$$\frac{d^2y}{dx^2}=-\frac{M}{EJ}$$

中央に P なる集中荷重を載せし場合、桁端より x なる距離にある點の彎曲率は

$$M=\frac{Px}{2}$$

故に中立線の方程式は

$$\frac{d^2y}{dx^2}=-\frac{Px}{2EJ_m}\left[1+\alpha\left(1-2\frac{x}{l}\right)^2\right]$$

にして

$$y=-\frac{P}{2EJ_m}\left[\frac{1+\alpha}{6}x^3-\frac{\alpha}{3}\frac{x^4}{l}+\frac{\alpha}{5}\frac{x^5}{l^2}\right]+c_1x+c_2$$

但し c_1 c_2 は限界條件に由りて決定さるべき定數なり。限界條件として

$$\begin{cases} x=\dfrac{l}{2} & \text{の時} \quad \dfrac{dy}{dx}=0 \\ x=0 & \text{の時} \quad y=0 \end{cases}$$

を代入すれば

$$c_1=\frac{Pl^2(6+\alpha)}{96EJ_m} \qquad c_2=0 \qquad \text{を得。}$$

故に　$$y=-\frac{P}{2EJ_m}\left[\frac{1+\alpha}{6}x^3-\frac{\alpha}{3}\frac{x^4}{l}+\frac{\alpha}{5}\frac{x^5}{l^2}\right]+\frac{Pl^2(6+\alpha)}{96EJ_m}x$$

なる解を得。桁の中央に於ける撓度 y_m は $x=\dfrac{l}{2}$ と置く事に由つて求めらる。卽ち

$$y_m=\frac{Pl^3(10+\alpha)}{480\,EJ_m} \qquad \text{故に} \quad E=\frac{Pl^3(10+\alpha)}{480\,y_mJ_m}$$

本式を用ひて實驗の結果より E を計算すれば第四表の如し。

第　四　表

P (瓲)	第一回		第二回		平均 (瓲/平方糎)
	y_m (糎)	E(瓲/平方糎)	y_m(糎)	E(瓲/平方糎)	
391.9	24.8×10	230,000	26.0×10	219,000	225,000
580.6	41.9 〃	210,000	38.0 〃	221,000	215,000
769.3	60.6 〃	185,000	60.0 〃	186,000	186,000
958.0	74.0 〃	188,000	76.0 〃	183,000	186,000
1146.7	92.8 〃	180,000	95.8 〃	174,000	177,000
1335.4	110.6 〃	176,000	108.7 〃	179,000	177,000
1524.1	123.8 〃	179,000	125.0 〃	177,000	178,000
1712.8	140.6 〃	177,000	138.0 〃	180,000	178,000
1901.5	165.8 〃	167,000	164.8 〃	168,000	168,000

之れを圖表に書けば附圖第四の如し。

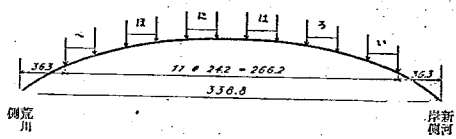
第四表より明らかなる如く E は荷重の大小に因り、又は荷重を負載せし時間に依りて異る。今回の實驗に於ける荷重は小なるを以て $E=225{,}000$ 瓲/平方糎 と假定せり。

II. 滿載荷重

5. 實　驗

實驗の結果は第五表乃至第八表竝附圖第五に掲げたり。

第五表　載荷方法



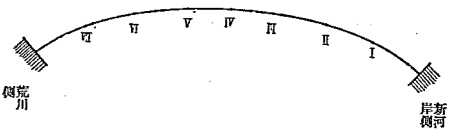
滿載荷重の場合は次表の如く **い** より始め、**へろほは** 及び **に** に至る如く對稱的に載荷し各載荷毎に觀測す。

以上の順序を以て各點に三回載荷して、一個所の荷重 450 瓲總荷重 2,700 瓲となる時之れを了る。次に以上の順序を逆に荷重を卸す。

載荷順序		へ		ほ		に		は		ろ		い	
載荷	卸下	載荷(瓲)	總荷(瓲)	載荷(瓲)	總荷(瓲)	載荷(瓲)	總荷(瓲)	載荷(瓲)	總荷(瓲)	載荷(瓲)	總荷(瓲)	載荷(瓲)	總荷(瓲)
1	36	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	175.0	175.0
2	35	175.0	175.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	〃
3	34	—	〃	—	—	—	—	—	—	175.0	175.0	—	〃
4	33	—	〃	175.0	175.0	—	—	—	—	—	〃	—	〃
5	32	—	〃	—	〃	—	—	175.0	175.0	—	〃	—	〃
6	31	—	〃	—	〃	175.0	175.0	—	〃	—	〃	—	〃
7	30	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	145.0	320.0
8	29	145.0	320.0	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃
9	28	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	145.0	320.0	—	〃
10	27	—	〃	145.0	320.0	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃
11	26	—	〃	—	〃	—	〃	145.0	320.0	—	〃	—	〃
12	25	—	〃	—	〃	145.0	320.0	—	〃	—	〃	—	〃
13	24	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	130.0	450.0
14	23	130.0	450.0	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃
15	22	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃	130.0	450.0	—	〃
16	21	—	〃	130.0	450.0	—	〃	—	〃	—	〃	—	〃
17	20	—	〃	—	〃	—	〃	130.0	450.0	—	〃	—	〃
18	19	—	〃	—	〃	130.0	450.0	—	〃	—	〃	—	〃

第六表　拱體垂直撓度の測定

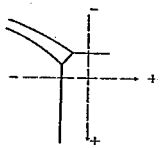
ダイアルゲージ配置圖



No.	I 讀み (1/100耗)	I 差 (1/100耗)	II 讀み (1/100耗)	II 差 (1/100耗)	III 讀み (1/100耗)	III 差 (1/100耗)	IV 讀み (1/100耗)	IV 差 (1/100耗)	V 讀み (1/100耗)	V 差 (1/100耗)	VI 讀み (1/100耗)	VI 差 (1/100耗)	VII 讀み (1/100耗)	VII 差 (1/100耗)
0	280.8	—	525.7	—	261.5	—	179.3	—	260.5	—	314.6	—	487.8	—
1	283.5	2.7	530.0	4.3	263.2	1.7	178.8	-0.5	258.7	-1.8	311.5	-3.1	486.9	-0.9
2	283.0	2.2	528.8	3.1	263.0	1.5	179.0	-0.3	262.1	1.6	316.1	1.5	486,8	-1.0
3	286.0	5.2	536.7	1.1	271.0	9.5	185.0	5.7	263.6	3.1	315.0	0.4	〃	〃
4	284.1	3.3	535.8	10.1	274.1	12.6	192.5	13.2	274.2	13.7	323.8	9.2	487.0	-0.8
5	284.2	3.4	542.8	17.1	294.8	33.3	216.3	37.0	287.4	26.9	326.0	11.4	〃	〃
6	282.0	1.2	544.1	18.4	308.2	46.7	243.0	63.7	307.0	46.5	332.6	18.0	〃	〃
7	285.3	4.5	549.0	23.3	312.1	50.6	244.6	65.3	307.0	46.5	331.1	16.5	〃	〃
8	285.0	4.2	548.8	23.1	312.3	50.8	245.2	65.9	310.0	49.5	335.0	20.4	〃	〃
9	287.9	7.1	556.2	30.5	320.7	59.2	252.0	72.7	312.1	51.6	333.8	19.2	〃	〃
10	286.8	6.0	555.9	30.2	322.7	61.1	257.1	77.8	321.0	60.5	341.0	26.4	〃	〃
11	286.8	6.0	562.0	36.3	338.0	76.5	278.9	99.6	332.2	71.7	343.1	28.5	〃	〃
12	285.0	4.2	564.0	33.3	351.1	89.2	302.5	123.2	349.0	88.5	349.3	34.8	〃	〃
12′	284.1	3.3	564.9	39.2	353.5	92.0	306.0	126.7	351.4	90.9	350.1	35.5	〃	〃
13	286.9	6.1	567.8	42.1	356.0	94.5	305.6	126.3	350.3	89.8	348.9	34.3	〃	〃
14	286.2	5.4	567.1	41.4	356.0	94.5	306.5	127.2	353.0	92.5	352.4	37.8	〃	〃
15	288.8	8.0	573.5	47.8	363.2	101.7	311.0	131.7	354.8	94.3	352.0	37.4	〃	〃
16	287.9	7.1	573.5	47.8	365.8	104.3	317.9	138.6	362.2	101.7	358.4	43.8	〃	〃
17	288.0	7.2	579.0	53.3	379.5	118.0	336.0	156.7	373.1	112.6	360.3	45.7	〃	〃
18	286.3	5.5	581.1	55.4	390.9	129.4	358.6	179.3	389.4	128.9	366.0	51.4	〃	〃
18′	286.0	—	583.1	—	395.0	—	365.9	—	394.0	—	368.0	—	497.1	—
19	287.0	1.0	582.5	-0.6	389.9	-5.1	352.2	-13.7	389.0	-5.0	344.1	-23.9	487.0	10.1
20	287.0	1.0	577.9	-5.2	378.0	-17.0	335.9	-30.0	375.1	-18.9	363.0	-5.0	〃	〃
21	288.2	2.2	578.8	-4.3	376.0	-19.0	330.0	-35.9	367.3	-26.7	356.8	-11.2	〃	〃
22	286.0	0	572.0	-11.1	368.5	-26.5	325.0	-40.9	365.5	-28.5	357.1	-10.9	〃	〃
23	286.8	0.8	572.9	-10.2	368.9	-26.1	324.0	-41.9	362.9	-31.1	353.5	-14.5	〃	〃
24	283.8	-2.2	569.0	-14.1	366.0	-29.0	323.4	-42.5	363.0	-31.0	354.0	-14.0	〃	〃
25	285.3	-0.7	567.9	-15.2	356.0	-39.0	302.9	-63.0	348.0	-46.0	348.0	-20.0	〃	〃
26	285.1	-0.9	561.8	-21.3	339.0	-56.0	281.0	-84.9	337.2	-56.8	346.2	-21.8	〃	〃
27	286.8	0.8	562.1	-21.0	335.2	-59.8	273.0	-92.9	327.9	-66.1	338.4	-29.6	487.1	-10.0
28	283.8	-2.2	554.2	-28.9	326.0	-69.0	265.0	-100.9	324.9	-69.1	338.9	-29.1	〃	〃
29	284.2	-1.8	555.0	-28.1	326.0	-69.0	264.3	-101.6	322.0	-72.0	334.9	-33.1	487.0	-10.1
30	281.0	-5.0	550.0	-33.1	324.5	-70.5	264.0	-101.9	322.3	-61.7	335.7	-32.3	〃	〃
31	282.5	-3.5	548.1	-35.0	311.2	-83.8	238.5	-127.4	303.1	-90.9	328.0	-40.0	〃	〃
32	282.1	-3.9	540.0	-43.1	289.0	-106.0	208.1	-157.8	287.9	-106.1	325.7	-42.3	〃	〃
33	283.9	-2.1	540.0	-43.1	283.0	-112.0	197.0	-168.9	273.1	-120.9	315.1	-52.9	486.1	-11.0
34	281.2	-4.8	531.7	-51.4	270.7	-124.3	188.2	-177.7	270.0	-124.0	315.1	-52.9	486.0	-11.1
35	282.0	-4.0	532.0	-51.1	270.0	-125.0	185.9	-180.0	264.0	-130.0	310.1	-57.9	483.5	-13.6
36	278.8	-7.2	526.3	-56.8	245.8	-149.2	183.3	-182.6	264.7	-129.3	310.0	-58.0	483.2	-13.9

備考　積荷開始午前11時20分、積荷完了午後2時5分。12は休憩直前午後0時50分、12′は再開始午後1時20分、18′は荷重卸下前2時30分に於ける測定。卸下完了3時55分。

第七表　橋臺の開き及び沈下の測定

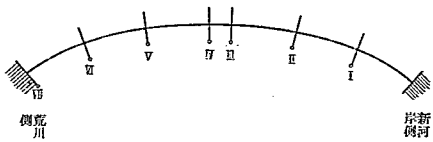


No.	橋臺の開き		鋼針の温度		橋臺の沈下			
					荒川側		新河岸側	
	讀み ($\frac{1}{100}$ 粍)	差 ($\frac{1}{100}$ 粍)	讀み (攝氏度)	差 (攝氏度)	讀み ($\frac{1}{100}$ 粍)	差 ($\frac{1}{100}$ 粍)	讀み ($\frac{1}{100}$ 粍)	差 ($\frac{1}{100}$ 粍)
0	−1.0	—	8.0	—	25.0	—	25.0	—
1	−1.0	0	8.0	0	25.2	0.2	28.9	3.9
2	−1.1	−0.1	8.5	0.5	27.9	2.9	29.4	4.4
3	−0.3	1.3	8.5	0.5	27.9	2.9	30.0	5.0
4	−2.0	3.0	8.6	0.6	29.6	4.6	30.0	5.0
5	−7.0	8.0	8.8	0.8	29.8	4.8	30.1	5.1
6	−12.0	13.0	9.0	1.0	29.8	4.8	30.0	5.0
7	−12.6	13.6	9.0	1.0	29.8	4.8	31.2	6.2
8	−12.7	13.7	9.1	1.1	30.6	5.6	31.8	6.8
9	−14.2	15.2	9.2	1.2	30.9	5.9	33.3	8.3
10	−16.0	17.0	9.5	1.5	32.8	7.8	32.6	7.6
11	−21.0	22.0	9.7	1.7	33.4	8.4	33.4	8.4
12	−25.5	26.5	9.8	1.8	33.8	8.8	33.9	8.9
12′	−23.8	24.8	10.2	2.2	35.2	10.2	34.1	9.1
13	−24.3	25.3	10.5	2.5	35.1	10.1	35.2	10.2
14	−24.9	25.9	10.5	2.5	36.2	11.2	35.0	10.0
15	−26.8	27.8	10.5	2.5	36.2	11.2	36.5	11.5
16	−28.9	29.9	10.4	2.4	37.1	12.1	36.9	11.9
17	−33.0	34.0	10.6	2.6	37.8	12.8	36.9	11.9
18	−37.2	38.2	10.7	2.7	38.5	13.5	36.8	11.8
18′	−40.5	—	10.8	—	38.2	—	37.3	—
19	−38.2	−2.3	10.7	−0.1	37.9	−0.3	37.0	−0.3
20	−34.6	−5.9	〃	〃	37.2	−1.0	36.8	−0.5
21	−33.2	−7.3	10.8	0.0	36.0	−2.2	37.0	−0.3
22	−31.8	−8.7	10.7	−0.1	35.5	−2.7	35.5	−1.8
23	−31.9	−8.6	〃	〃	33.3	−4.9	35.3	−2.0
24	−32.0	−8.5	10.5	−0.3	32.7	−5.5	34.2	−3.1
25	−27.8	−12.7	10.6	−0.2	31.2	−7.0	34.9	−2.4
26	−23.0	−17.5	10.5	−0.3	30.9	−7.3	〃	〃
27	−21.0	−19.5	〃	〃	28.9	−9.3	36.2	−1.1
28	−18.3	−22.2	10.9	+0.1	28.2	−10.0	34.4	−2.9
29	−18.0	−22.5	10.6	−0.2	26.3	−11.9	34.2	−3.1
30	−18.5	−22.0	10.3	−0.5	26.0	−12.2	32.0	−5.3
31	−13.8	−26.7	10.2	−0.6	25.1	−13.1	32.2	−5.1
32	−8.5	−32.0	10.1	−0.7	24.9	−13.3	31.6	−5.7
33	−6.1	−34.4	10.0	−0.8	22.9	−15.3	32.1	−5.2
34	−4.5	−36.0	〃	〃	28.1	−10.1	31.0	−6.3
35	−4.0	−36.5	9.9	−0.9	25.2	−13.0	33.7	−3.7
36	−4.1	−36.4	9.6	−1.2	25.0	−13.2	30.2	−7.1

備考　12 は休憩午後 0 時 50 分、　12′ は再開始午後 1 時 20 分、　18′ は荷重卸下開始前の讀み。

第八表 拱の温度

寒暖計の配置



時間	大氣の温度(攝氏度)	I(攝氏度)	II(攝氏度)	III(攝氏度)	IV(攝氏度)	V(攝氏度)	VI(攝氏度)	VII(攝氏度)
午前 11—20	8.0	2.0	4.0	3.9	2.0	——	1.3	2.2
午後 0—50	10.6	4.0	6.0	6.0	4.2	——	3.7	3.8
午後 1—20	11 3	4.7	6.8	6.7	4.9	——	4.3	4.7
午後 2— 5	11.0	5.8	7.7	7.6	7.5	——	5.4	5.4
午後 2—30	10.7	6.2	8.0	8.0	7.9	——	5.7	5.8
午後 3—55	10.0	7.7	8.9	8.6	8.8	——	6.8	6.3

No. V の寒暖計は破壊し使用せず

6. 荷重

本試驗は次の三つの場合に就て行ふ。

(1) (一箇所の臺上の荷重 175 瓲)

等布荷重 $p_1=\frac{6\times175}{3.388}=309.92$ 瓲/橋長米

(2) (一箇所の臺上の荷重 320 瓲)

等布荷重 $p_2=\frac{6\times320}{3.388}=566.71$ 瓲/橋長米

(3) (一箇所の臺上の荷重 450 瓲)

等布荷重 $p_3=\frac{6\times450}{3.388}=796.93$ 瓲/橋長米

これ等の荷重による模型單鉸拱の彎曲率圖を附圖第六に示せり。

7. 實驗より求めし拱頂の撓度

(1), (2), (3) の荷重による拱頂撓度實測の結果は次表の如し。

	等布荷重(瓲/橋長米)	拱頂に於ける拱の撓度 (粍)
(1)	309.92	0.64
(2)	566.71	1.23
(3)	796.93	1.79

8. 拱の彈性撓度

單鉸拱に等布滿載荷重を負載せし場合、其の拱頂に於ける撓度は

$$\Delta f=\frac{pl^4}{128}\frac{\mu}{EJ_s}+X_p\frac{f}{EF_s}$$

にて表はさる (土木學會誌第十五卷第十一號 828 頁)

本式に於て

$E=225{,}000$ 瓲/平方糎

$$\mu=\frac{5}{2(1+5n)}\left(\frac{d_s}{f}\right)^2=0.0286$$

$$\because\quad n=\frac{J_s}{J_k\cos\varphi_k}=0.13 \qquad d_s=6.47\text{糎} \qquad f=47.06\text{糎}$$

$$X_p=\frac{pl^2}{8f}\frac{1}{1+\mu}=2.96p \qquad (p=\text{瓲/橋長米})$$

$$\because\quad l=3.388\text{米}$$

$$J_s=\frac{bh^3}{12}=0.00001467\text{(米)}^4 \qquad F_s=bh=0.04206\text{平方米}$$

故に $\Delta f=0.000966$ 粍

本式を用ひて (1), (2), (3) の場合の撓度を計算すれば

	等布荷重 (瓲/橋長米)	拱頂の撓度 (粍)
(1)	309.92	0.30
(2)	566.71	0.55
(3)	796.93	0.77

9. 橋臺の開きに因る撓度

橋臺相互の變位 Δl の爲めに生ずる拱頂の撓度は

$$\Delta f=\Delta l X_{p_{c=1}}$$

なる式にて與へらる (土木學會誌第十五卷第十一號 826 頁參照)。此際の Δl は鋼針の長さに對する溫度變化を補正せるものとす。$X_{p_{c=1}}$ は土木學會誌第十五卷第十一號 826 頁 の表を用ひ ($n=0.13$, $m=2.2$) $X_{p_{c=1}}=2.5139$ 瓲なる値を得

故に $\Delta f=2.5139\Delta l$

第七表に依り

	ダイアルゲージに表れし橋臺の開き (粍)	試驗開始時よりの温度變化	温度に對する補正 (粍)	實際の橋臺の開き (粍)
(1)	0.13	+1.0°C	0.043	0.173
(2)	0.265	+1.8°C	0.077	0.342
(3)	0.382	+2.7°C	0.117	0.499

之れより拱頂に於ける撓度を計算すれば

	實際の橋臺の開き (粍)	拱頂に於ける撓度 (粍)
(1)	0.173	0.435
(2)	0.342	0.840
(3)	0.499	1.254

10. 橋臺の沈下に因る撓度

橋臺は荷重の爲め沈下す。之れに對する撓度は第七表より次の平均値を得。

	等布荷重 (瓲/橋長米)	沈下 (粍)		
		荒川側	新河岸側	平均
(1)	309.92	0.048	0.050	0.049
(2)	566.71	0.088	0.089	0.089
(3)	796.93	0.135	0.118	0.127

11. 温度變化に因る撓度

温度の昇降に因る拱頂の撓度は

$$\Delta f = -\varepsilon l^2 (f + lX_{fc=1})$$

なる式にて與へらる (土木學會誌第十五卷第十一號 826 頁參照)。

ダイアルゲージを支へる臺も温度に依て伸縮するを以て本式中に於ける f は考慮せざるを可とす。

故に $\Delta f = -\varepsilon l^2 l X_{fc=1}$

$X_{fc=1} = 2.5139$ 瓲, $\varepsilon = 0.000012$, $l = 3.388$ 米

故に $\Delta f = -0.1022\, l^2$ 粍

之れを前記 (1), (2), (3) の場合に適用すれば

	拱の平均温度	拱の温度差	拱頂に於ける拱の撓度 (粍)
試驗開始時 (午前 11 時 20 分)	2.6°C	—	—
(1) の狀態 (午後 0 時 5 分)	3.6°C	1.0°C	−0.1
(2) の狀態 (午後 0 時 50 分)	4.6°C	2.0°C	−0.2
(3) の狀態 (午後 2 時 5 分)	6.6°C	4.0°C	−0.4

12. 計算に由る撓度と實驗より求めし撓度との比較

	拱の彈性撓度 (粍)	橋臺の開に因る撓度 (粍)	橋臺の沈下に依る撓度 (粍)	温度變化に因る撓度 (粍)	計算に依る總撓度 (粍)
(1)	0.30	0.435	0.049	−0.1	0.68
(2)	0.55	0.840	0.089	−0.2	1.28
(3)	0.77	1.254	0.127	−0.4	1.75

之れを圖表に表せば附圖第七の如し。

本表に由りて見るにダイアルゲージに表れし撓度と計算に由る撓度とは殆んど一致するを知る。等布荷重の增加に伴ひ計算に由る撓度の次第に減少せるは、荷重の增加に從ひコンクリートの彈性率 E は減少するにも拘はらず之れを一定なりと假定せるに基因するものなり。

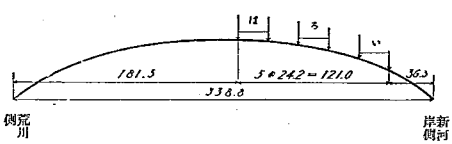
又橋臺の開きに因る撓度が拱の彈性撓度に比し大なるは地盤軟弱の個所に於て往々實驗する所にして拱の橋臺相互間の變位を相當考慮すべきを示すものなり。

III. 半載荷重

13. 實　　驗

半載荷重に對する實驗の結果は第九表乃至第十二表竝に附圖第八の如し。

第九表　載荷方法



半載荷重の場合は次表の如く **いろは** の順序に載荷し、各點に五回載荷して一個所の荷重 650瓲、總荷重 1,950 瓲となる時、之れを了る。次に以上の順序を逆に荷重し、一回毎に觀測す。

載荷順序		は		ろ		い	
載荷	卸下	載荷 (瓲)	總荷 (瓲)	載荷 (瓲)	總荷 (瓲)	載荷 (瓲)	總荷(瓲)
1	30	—	—	—	—	175.0	175.0
2	29	—	—	175.0	175.0	—	〃
3	28	175.0	175.0	—	〃	—	〃
4	27	—	〃	—	〃	145.0	320.0
5	26	—	〃	145.0	320.0	—	〃
6	25	145.0	320.0	—	〃	—	〃
7	24	—	〃	—	〃	130.0	450.0
8	23	—	〃	130.0	450.0	—	〃
9	22	130.0	450.0	—	〃	—	〃
10	21	—	〃	—	〃	165.0	615.0
11	20	—	〃	165.0	615.0	—	〃
12	19	165.0	615.0	—	〃	—	〃
13	18	—	〃	—	〃	35.0	650.0
14	17	—	〃	35.0	650.0	—	〃
15	16	35.0	650.0	—	〃	—	〃

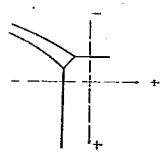
備考　No. 1—No. 15 は載荷 No. 16—No. 30 は卸下

第十表　拱體垂直撓度の測定

測定個所	I		II		III		IV		V		VI		VII	
No.	讀み (1/100耗)	差 (1/100耗)	讀み (1/100耗)	差 (1/100耗)	讀み (1/100耗)	差 (1/100耗)	讀み (1/100耗)	差 (1/100耗)	讀み (1/100耗)	差 (1/100耗)	讀み (1/100耗)	差 (1/100耗)	讀み (1/100耗)	差 (1/100耗)
0	281.9	—	702.8	—	262.0	—	173.6	—	206.0	—	296.1	—	486.0	—
1	285.6	3.7	707.5	4.7	265.0	3.0	175.0	1.4	205.1	−0.9	295.0	−1.1	486.1	0.1
2	289.0	7.1	717.1	14.3	276.6	14.6	184.0	10.4	208.0	2.0	294.0	−2.1	486.1	0.1
3	290.1	8.2	725.6	22.8	298.0	36.0	207.0	33.4	221.0	15.0	294.8	−1.3	484.1	−1.9
4	293.1	11.2	730.0	27.2	301.4	39.4	207.8	34.2	220.8	14.8	283.4	−12.7	483.1	−2.9
5	297.0	15.1	738.9	36.1	310.9	48.9	218.1	44.5	222.3	16.3	291.8	−4.3	481.0	−5.0
6	298.0	16.1	745.9	43.1	326.1	64.1	242.0	68.4	232.1	26.1	291.0	−5.1	478.9	−7.1
7	301.0	19.1	750.0	47.2	329.9	67.9	244.5	70.9	232.5	26.5	289.2	−6.9	478.0	−8.0
8	304.5	22.6	758.8	56.0	338.9	76.9	251.9	78.3	234.0	28.0	286.5	−9.6	475.2	−10.8
9	306.0	24.1	765.9	63.1	356.0	94.0	272.0	98.4	242.9	36.9	284.9	−11.2	472.5	−13.5
10	310.9	29.0	772.1	69.3	361.0	99.0	274.0	100.4	242.1	36.1	282.1	−14.0	470.8	−15.2
11	315.1	33.2	784.0	81.2	374.0	112.0	282.1	108.5	243.8	37.8	278.2	−17.9	467.7	−18.3
12	318.1	36.2	794.8	92.0	394.8	132.8	311.1	137.5	254.8	48.8	274.0	−22.1	462.0	−24.0
13	320.0	38.1	797.3	94.5	397.5	135.5	314.0	140.4	255.0	49.0	273.0	−23.1	461.5	−24.5
14	321.0	39.1	800.0	97.2	401.2	139.2	317.0	143.4	255.1	49.1	272.0	−24.1	460.8	−25.2
15	322.0	40.1	803.0	100.2	407.5	145.5	323.9	150.3	258.8	52.8	271.0	−25.1	459.7	−26.3
15′	324.0	—	807.6	—	414.2	—	330.0	—	259.8	—	268.6	—	457.5	—
16	324.3	−0.3	807.1	−0.5	412.0	−2.2	326.0	−4.0	258.0	−1.8	268.5	−0.1	457.0	−0.5
17	324.0	0	805.9	−1.7	410.0	−4.2	325.2	−4.8	258.0	−1.8	269.0	0.4	〃	〃
18	323.5	−0.5	805.0	−2.6	409.5	−4.7	325.5	−4.5	258.1	−1.7	269.1	0.5	457.1	−0.4
19	323.0	−1.0	798.0	−9.6	393.0	−21.2	304.5	−25.5	249.0	−10.8	270.1	1.5	457.0	−0.5
20	320.2	−3.8	779.3	−28.2	382.5	−31.7	296.5	−33.5	247.0	−12.8	273.0	4.4	〃	〃
21	316.9	−7.1	784.9	−22.7	379.0	−35.2	296.0	−34.0	247.9	−11.9	274.8	6.2	〃	〃
22	316.0	−8.0	778.1	−29.5	364.9	−49.3	276.9	−53.1	239.9	−19.9	275.9	7.3	458.0	0.5
23	313.1	−10.9	770.4	−37.2	355.5	−58.7	270.4	−59.6	238.0	−21.8	278.0	9.4	460.0	2.5
24	310.5	−13.5	766.8	−40.8	353.0	−61.2	270.0	−60.0	238.9	−20.9	279.5	10.9	461.0	3.5
25	309.5	−14.5	759.0	−48.6	333.1	−81.1	245.2	−84.8	228.0	−31.8	281.0	12.4	462.9	5.4
26	306.1	−17.9	749.9	−57.7	323.9	−90.3	236.1	−93.9	226.1	−33.7	283.9	15.3	465.4	7.9
27	302.8	−21.2	745.0	−62.6	320.0	−94.2	234.2	−95.8	226.1	−33.7	285.4	16.8	466.0	8.5
28	301.1	−22.9	735.9	−71.7	299.5	−114.7	205.0	−125.0	213.1	−46.7	286.6	18.0	469.7	12.2
29	297.0	−27.0	724.5	−83.1	288.8	−125.4	193.0	−137.0	209.1	−50.7	289.1	20.5	471.9	14.4
30	292.6	−31.4	718.2	−89.4	278.5	−135.7	191.0	−139.0	209.1	−50.7	290.9	22.3	473.0	15.5

備考　ダイアルゲージ取付位置満載荷重の時と同様。積荷開始午前11時20分、積荷完了午後0時50分。15′は荷重卸下開始1時40分の讀み、卸下完了3時50分。

第十一表　橋臺の開き及び沈下の測定



No.	橋臺の開き		鋼鉸の温度		橋臺の沈下			
					荒川側		新河岸側	
	讀み ($\frac{1}{100}$ 耗)	差 ($\frac{1}{100}$ 耗)	讀み (攝氏度)	差 (攝氏度)	讀み ($\frac{1}{100}$ 耗)	差 ($\frac{1}{100}$ 耗)	讀み ($\frac{1}{100}$ 耗)	差 ($\frac{1}{100}$ 耗)
0	−0.5	—	6.3	—	25.0	—	28.0	—
1	−0.9	0.4	6.4	0.1	25.0	0	29.9	1.9
2	−2.7	2.2	6.3	0	25.0	0	31.3	3.3
3	−7.0	6.5	6.4	0.1	24.8	−0.2	32.1	4.1
4	−7.5	7.0	6.3	0	24.7	−0.3	34.1	6.1
5	−9.6	9.1	6.4	0.1	24.4	−0.6	35.7	7.7
6	−14.2	13.7	6.4	0.1	24.2	−0.8	36.7	8.7
7	−14.5	14.0	6.4	0.1	24.0	−1.0	38.8	10.8
8	−15.0	14.5	6.4	0.1	23.6	−1.4	40.4	12.4
9	−15.0	14.5	6.5	0.2	23.4	−1.6	41.4	13.4
10	−15.0	14.5	6.6	0.3	22.9	−2.1	44.3	16.3
11	−15.0	14.5	6.8	0.5	22.3	−2.7	46.8	18.8
12	−17.2	16.7	7.0	0.7	20.3	−4.7	48.2	20.2
13	−17.8	17.3	7.0	0.7	19.8	−5.2	49.0	21.0
14	−18.1	17.6	7.0	0.7	19.8	−5.2	49.9	21.9
15	−19.9	19.4	7.0	0.7	19.6	−5.4	50.4	22.4
15′	−21.2	—	7.3	—	14.1	—	52.5	—
16	−20.5	−0.7	7.5	0.2	13.4	−0.7	〃	0
17	−20.0	−1.2	〃	〃	12.9	−1.2	〃	0
18	〃	〃	〃	〃	12.2	−1.9	52.7	0.2
19	−17.8	−3.4	7.7	0.4	11.7	−2.4	52.5	0
20	−15.5	−5.7	7.9	0.6	11.6	−2.5	51.5	−1.0
21	−15.0	−6.2	〃	〃	〃	〃	50.0	−2.5
22	−11.0	−10.2	〃	〃	12.0	−2.1	49.3	−3.2
23	−8.9	−12.3	〃	〃	12.2	−1.9	48.5	−4.0
24	−8.5	−12.7	〃	〃	12.3	−1.8	47.0	−5.5
25	−4.0	−17.2	〃	〃	13.0	−1.1	46.1	−6.4
26	−1.3	−19.9	〃	〃	13.8	−0.3	44.9	−7.6
27	−0.6	−20.6	8.0	0.7	14.1	0	43.1	−9.4
28	+4.5	−25.7	〃	〃	18.1	+4.0	45.9	−6.6
29	+7.6	−28.8	〃	〃	20.0	+5.9	46.1	−6.4
30	+8.1	−29.3	〃	〃	20.5	+6.4	44.3	−8.2

備考　15′ は荷重卸下着手前の讀み。

第十二表　拱の溫度

時　間	大氣の溫度（攝氏度）	I（攝氏度）	II（攝氏度）	III（攝氏度）	IV（攝氏度）	V（攝氏度）	VI（攝氏度）	VII（攝氏度）
午前 11—20	6.9	5.8	6.5	6.1	6.7	—	6.0	5.6
午後 0—50	7.3	6.0	7.0	6.9	6.9	—	6.1	6.0
午後 1—40	7.8	6.5	7.0	7.0	6.9	—	6.2	6.0
午後 3—50	8.7	6.7	8.0	7.5	7.9	—	7.1	6.7

備考　寒暖計の配置は滿載荷重の時と同樣なり。

14. 荷　　重

荷重を載せる裝置は滿載荷重の場合と全く同樣なり。等布荷重は

(1)　$p_1=\frac{6\times175}{3.388}=309.92$　瓲/橋長米

(2)　$p_2=\frac{6\times320}{3.388}=566.71$　〃

(3)　$p_3=\frac{6\times450}{3.388}=796.93$　〃

(4)　$p_4=\frac{6\times615}{3.388}=1089.14$　〃

(5)　$p_5=\frac{6\times650}{3.388}=1151.12$　〃

これ等の荷重による模型單鉸拱の彎曲率を附圖第九に示せり。

15. 實驗より求めし拱頂の撓度

	等布荷重（瓲/橋長米）	拱頂に於ける拱の撓度（粍）
(1)	309.92	0.334
(2)	566.71	0.684
(3)	796.93	0.984
(4)	1089.14	1.375
(5)	1151.12	1.503

16. 拱の彈性撓度

半載荷重の際に於ける拱頂の撓度は滿載荷重の際の二分の一に等し。

$$\Delta f=\frac{0.000966}{2}p=0.000483\,p \quad 粍$$

(p=瓲/橋長米)

故に

	等布荷重(瓩/橋長米)	拱頂に於ける撓度(粍)
(1)	309.92	0.150
(2)	566.71	0.274
(3)	796.93	0.385
(4)	1089.14	0.526
(5)	1151.12	0.556

17. 橋臺の開きに因る撓度

	ダイアルゲージに表はれし橋臺の開き(粍)	試驗開始時よりの温度變化	温度に對する補正*(粍)	實際の橋臺の開き(粍)
(1)	0.065	0.1°C	0.004	0.069
(2)	0.137	0.1°C	0.004	0.141
(3)	0.145	0.2°C	0.009	0.154
(4)	0.167	0.7°C	0.03	0.197
(5)	0.194	0.7°C	0.03	0.224

上表中温度の補正*は第 3 節により $\Delta l = \varepsilon l t = 0.0432\, l t$ 粍を用ひたり。

橋臺の開きに因る拱頂の撓度は第 9 節により

$$\Delta f = 2.5139\, \Delta l$$

にして下表の結果を與ふ。

	橋臺の開き(粍)	拱頂に於ける拱の撓度(粍)
(1)	0.069	0.173
(2)	0.141	0.354
(3)	0.154	0.387
(4)	0.197	0.495
(5)	0.224	0.562

18. 橋臺の沈下に因る撓度

第十一表により

	等布荷重(瓩/橋長米)	橋臺の沈下(粍)		
		荒川側	新河岸側	平均
(1)	309.92	−0.002	0.041	0.020
(2)	566.71	−0.008	0.087	0.040
(3)	796.93	−0.016	0.134	0.059
(4)	1089.14	−0.047	0.202	0.078
(5)	1151.12	−0.054	0.224	0.085

19. 溫度變化に因る撓度

滿載荷重の場合と同じく溫度の昇降に因る拱頂の撓度は

$$\Delta f = -0.1022\, t^{\circ} \quad 粍$$

にて表はさる。

	拱の平均溫度	拱の溫度差	拱頂の撓度(粍)
開始時(午前 11 時 20 分)	6.0°C	—	—
(1) ——	—	0.1°C	−0.01
(2) ——	—	0.2°C	−0.02
(3) ——	—	0.3°C	−0.03
(4) ——	—	0.4°C	−0.04
(5) (午後 0 時 50 分)	6.5°C	0.5°C	−0.05

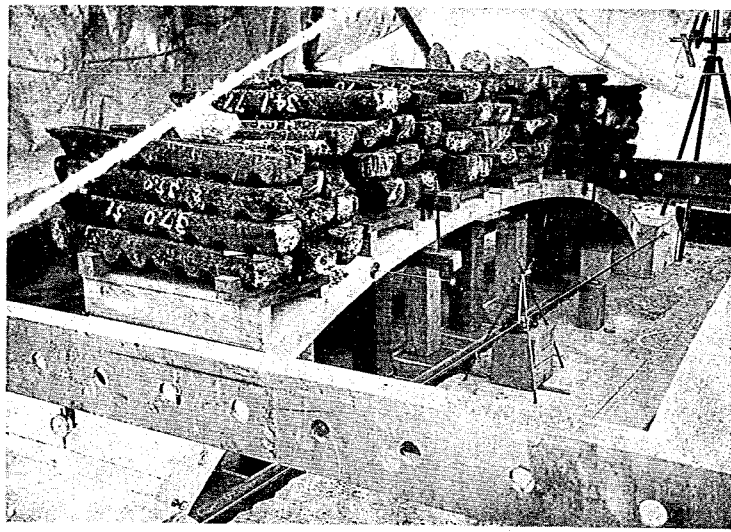
20. 計算に由る撓度と實驗より求めし撓度との比較

	拱の彈性撓度(粍)	橋臺の開きに因る撓度(粍)	橋臺の沈下に因る撓度(粍)	溫度變化に因る撓度(粍)	計算に依る總撓度(粍)
(1)	0.150	0.173	0.020	−0.01	0.333
(2)	0.274	0.354	0.040	−0.02	0.648
(3)	0.385	0.387	0.059	−0.03	0.801
(4)	0.526	0.495	0.078	−0.04	1.059
(5)	0.556	0.563	0.085	−0.05	1.154

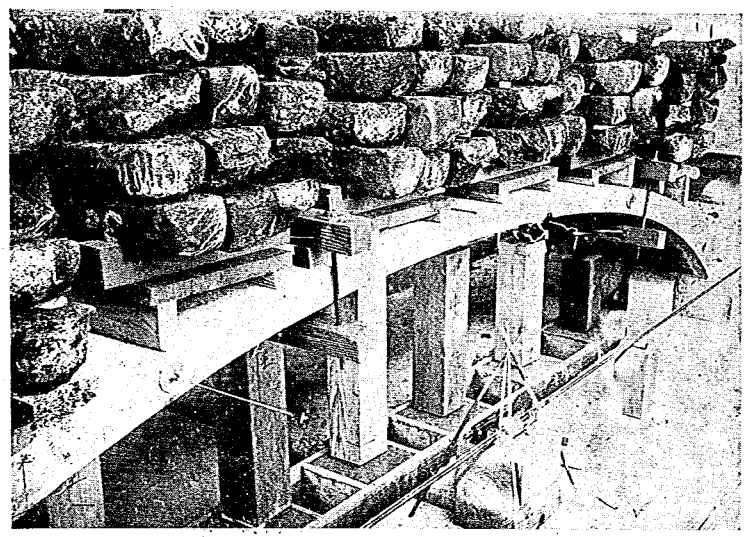
之等を圖表に書けば附圖第十の如し。

荷重の小なる間は計算より見出せる撓度は實驗より觀測せる撓度と一致せるを見る。荷重の加はるに從て計算に由る撓度が觀測せる撓度に比し著しく減ぜるはコンクリートの彈性率 E を一定とせるに因る。實際にはコンクリートの彈性率 E は荷重の增加に伴ひ減少するを以て荷重の增減に應じ齎梅せば尙一層一致すべきを知る。

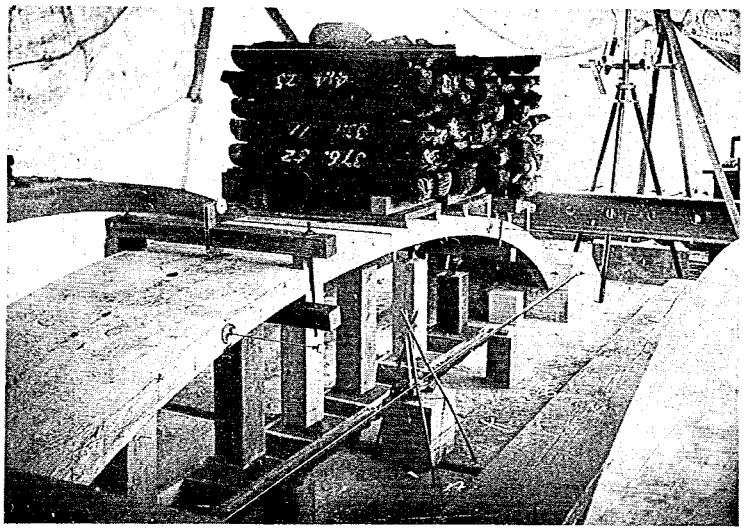
本試驗は內務省土木試驗所岩淵分室に於て行へるものにして靑木內務技師其他所員を煩すこと大なり。



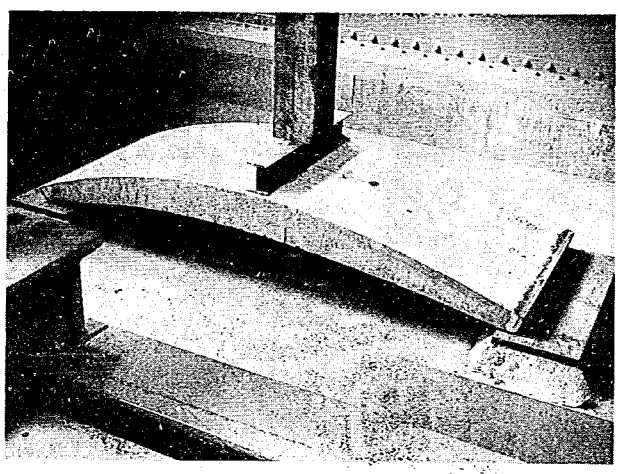
寫眞第一　荷重を滿載せる模型單鉸拱橋 (其一)



寫眞第二　荷重を滿載せる模型單鉸拱橋 (其二)

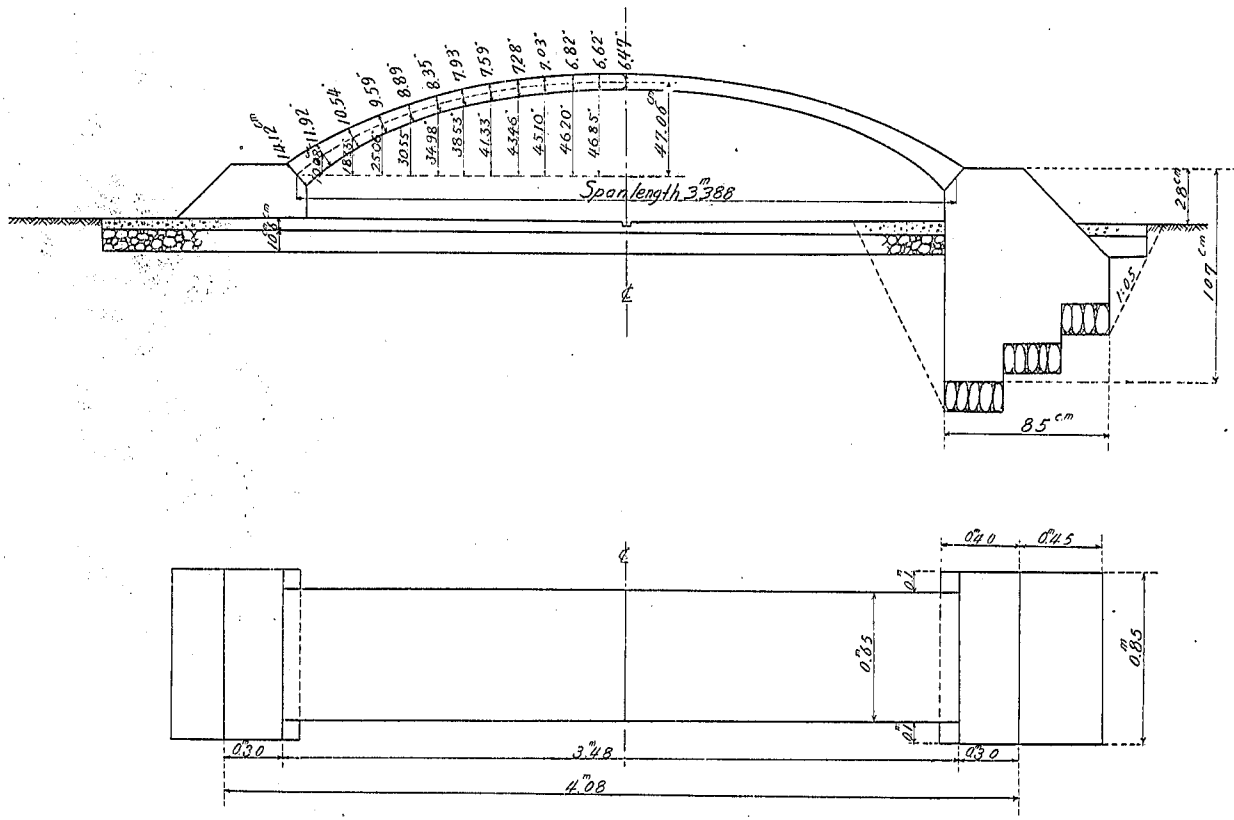


寫眞第三　荷重を半載せる模型單鉸拱橋

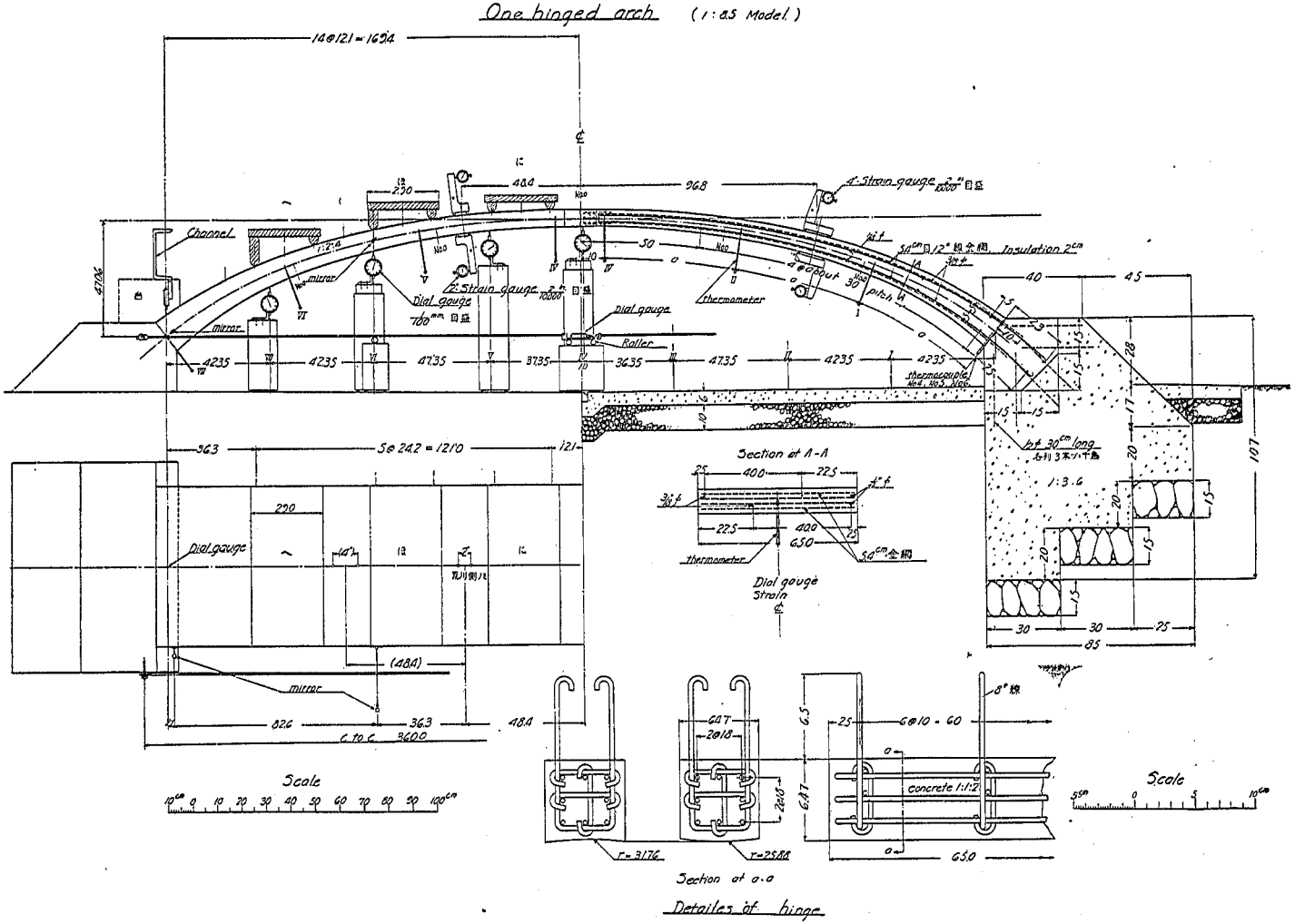


寫眞第四　鐵筋コンクリート彈性率測定實驗

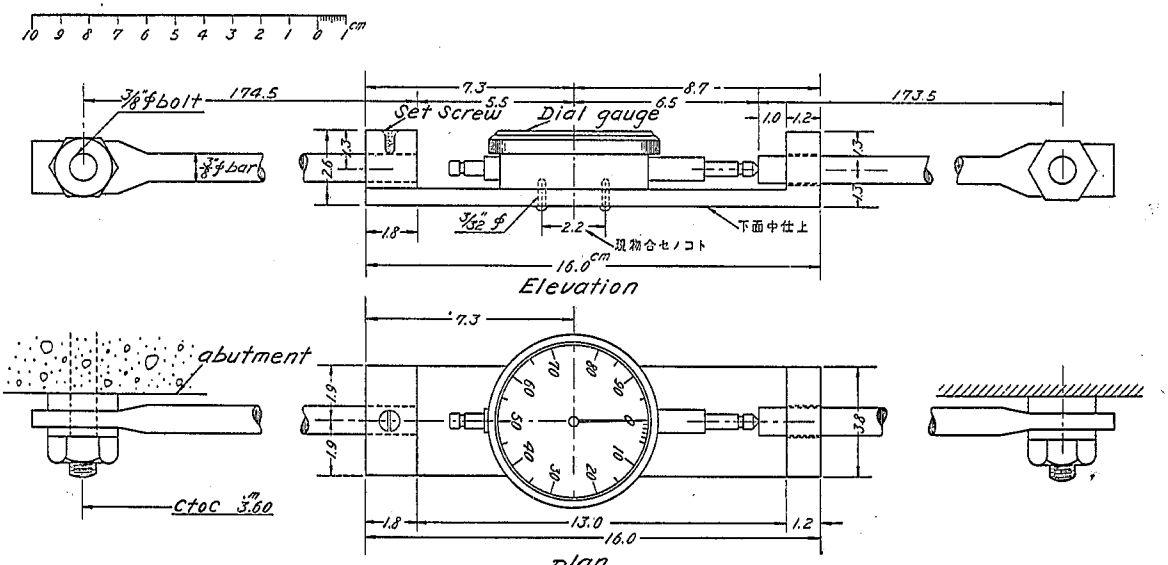
附圖第一　　模型單鉸拱橋


Span length 3.388
Span length 3.388
11.12
11.92
10.54
9.59
8.89
8.35
7.93
7.59
7.28
7.03
6.82
6.62
6.47
47.08
18.35
23.06
30.15
34.98
38.53
41.33
43.46
45.10
46.20
46.85
47.08
28cm
107cm
1:0.5
85cm
0.40
0.45
0.85
0.85
0.30
3.48
0.30
4.08

附圖第二　　各種測定裝置竝鉸詳細圖

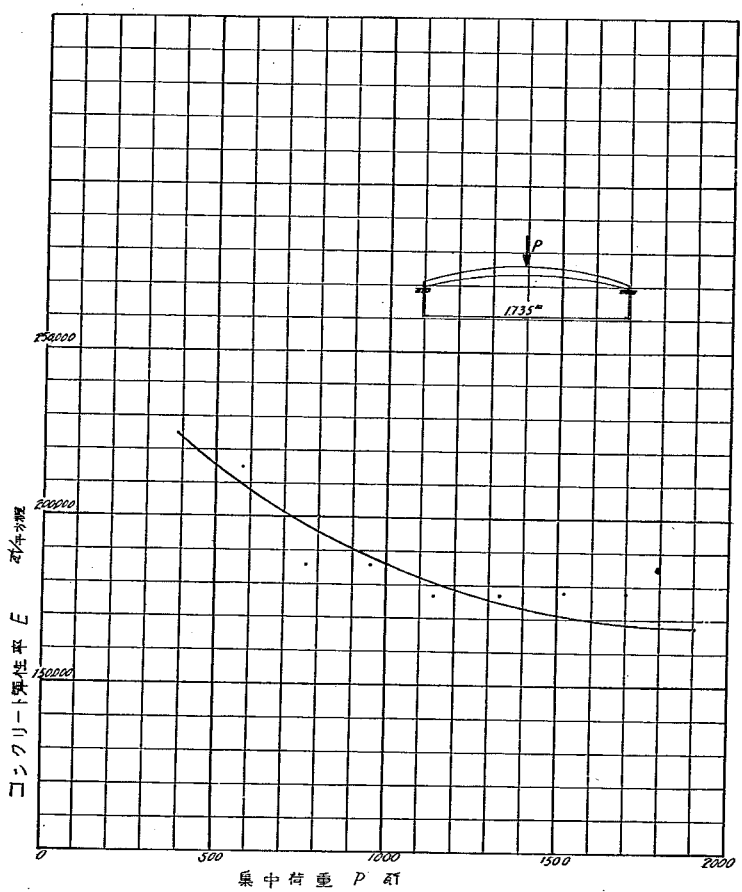


附圖第三　　橋臺變位測定裝置

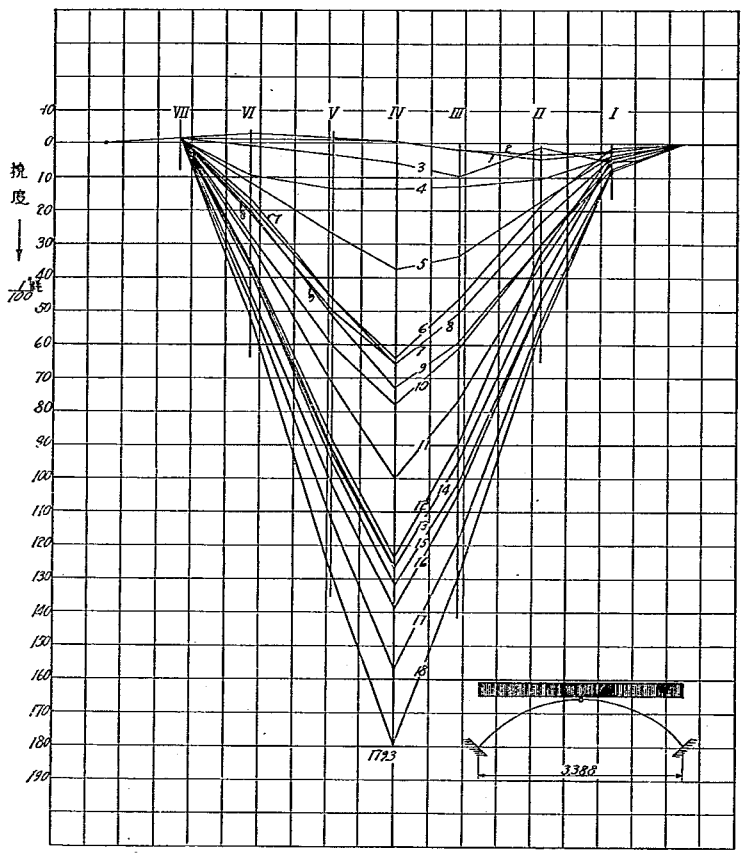


附圖第四

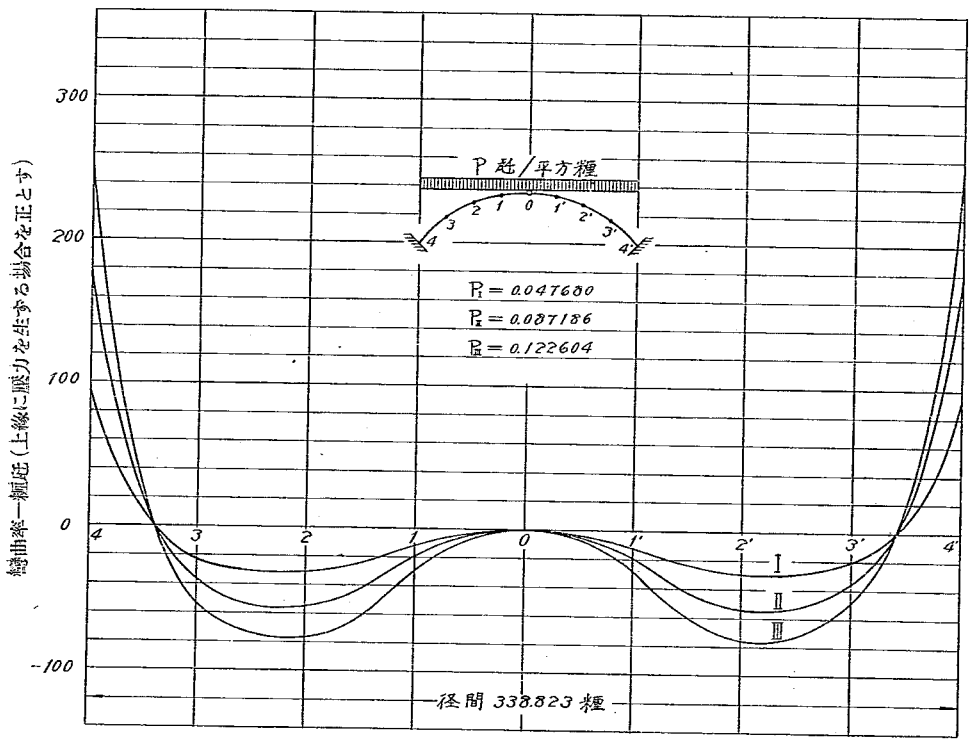
鐵筋コンクリート彈性率曲線



附圖第五　　等布蒲荷重の場合の撓度圖

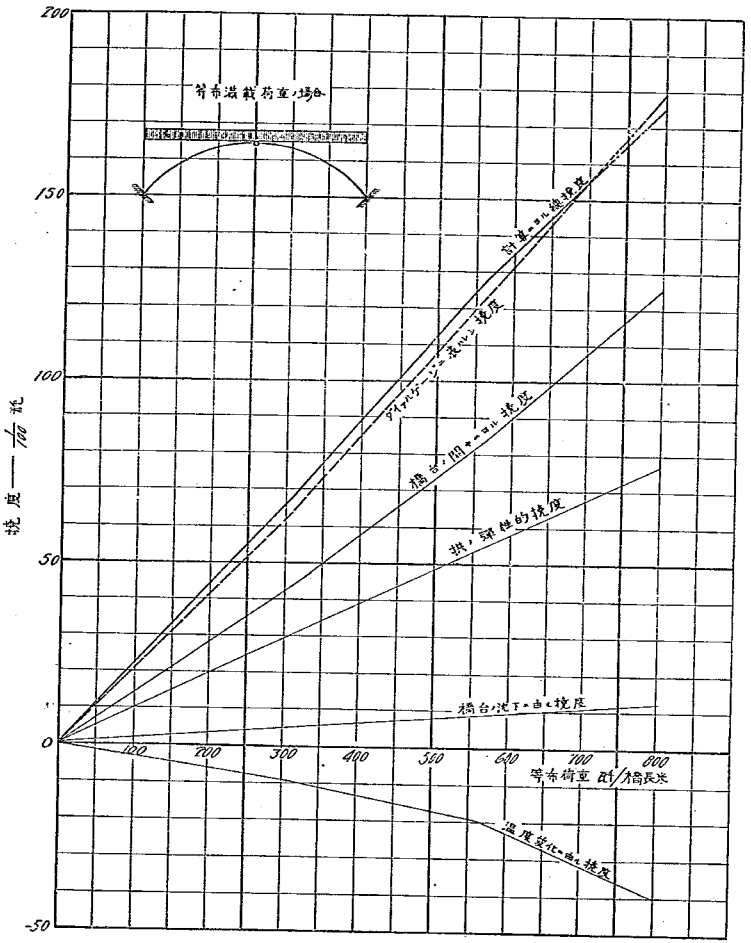


附圖第六　　等布荷載荷重に對する彎曲率圖

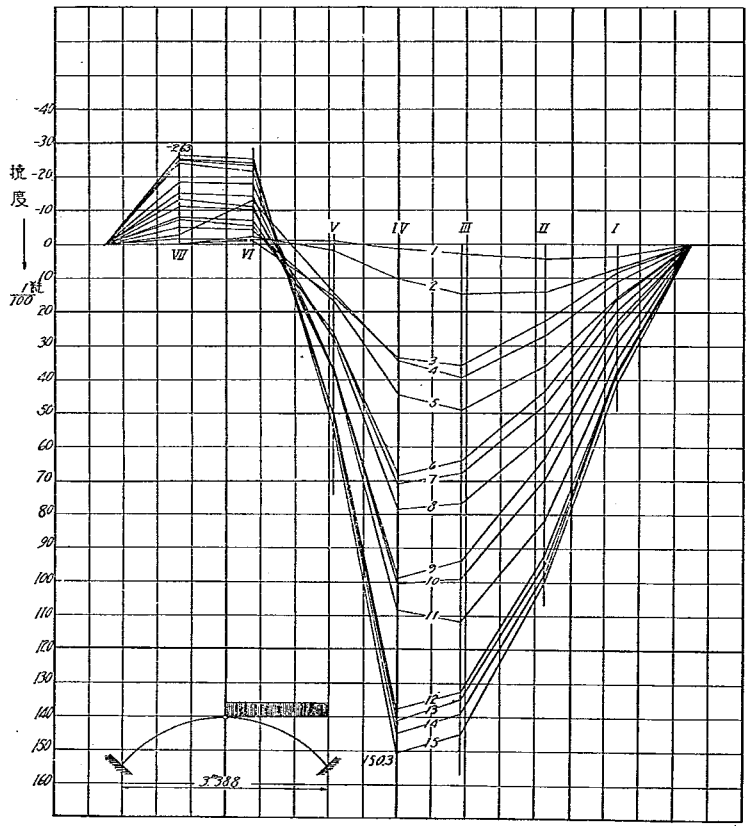


附圖第七

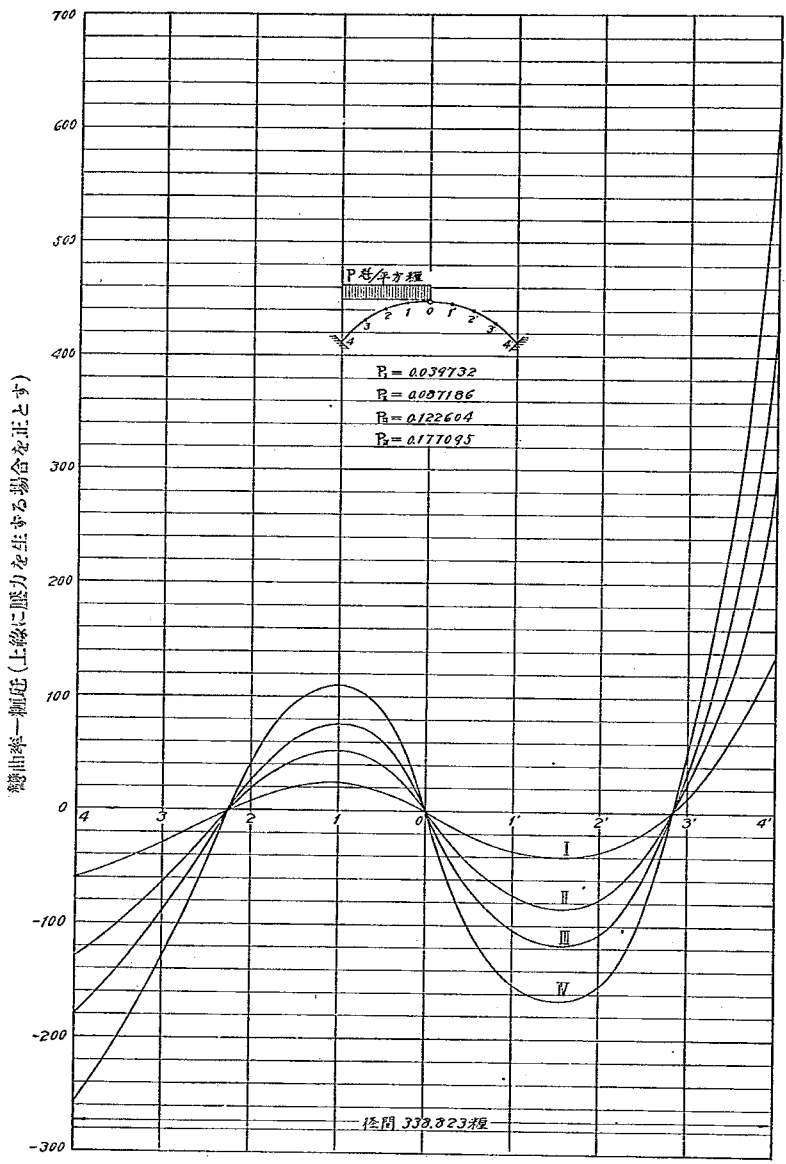
等布滿載荷重による拱頂撓度圖表



附圖第八　　等布半載荷重の場合の撓度圖

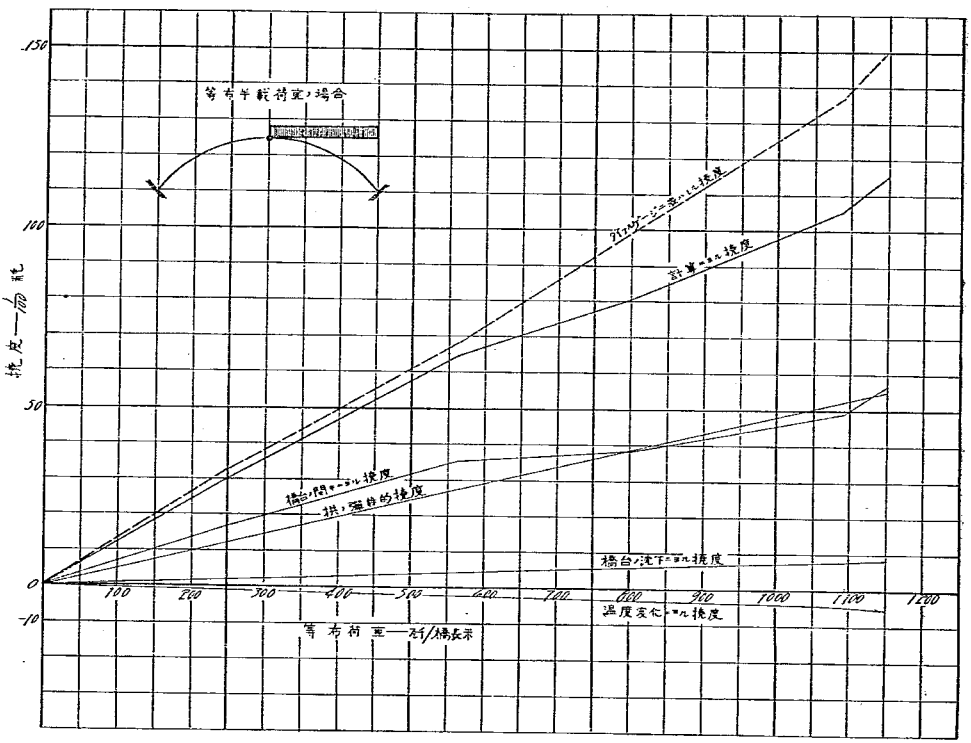


附圖第九　　等布半載荷重に對する彎曲率圖



附圖第十

等布半載荷重による拱頂撓度圖表



國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案

內務技師　大　野　　博

本稿は國道に架する鐵筋混凝土丁桁橋に對する設計案にして、標準設計を確定するに當り先づ宏く架橋工事の實際に從事せらるゝ技術者の意見を求め、然る後に最適の設計に到達せんとするものなり。

設計概要

國道改良工事の方針に據り標準有効幅員は 7.5, 9.0 及 11.0 m の三種とし、支間は便宜上 5, 6, 7, 8, 9, 10 及 11 m の七種とし、二等橋荷重を用ひたり。中間支間のものは上位の支間のものに準ずるを可とす。

鋪裝竝に縱橫斷勾配は各架橋地點の狀況に適する樣之を定め、從つて橋上路面の排水設備も之に適應する樣定むるものとす。但し本設計に於ては鋪裝及敷混凝土の重量として 220 kg/m² を假定せり。高欄は設計或は工事擔當者の考案により地方的狀況に適せしむるを可となすを以て、單に重量を各側 500 kg/m と假定して計算せり。

1. 主桁中心間隔

所報第十八號[1]所載の如く二等橋に對する經濟的主桁中心間隔は次の如し。但し L は支間、l は中心間隔を表はす。

$$l=0.14L+0.35 \quad (\mathrm{m})$$

支間 (L)	5	6	7	8	9	10	11 (m)
間隔 (l)	1.05	1.19	1.33	1.47	1.61	1.75	1.89 (m)

$L<1.5$ m に於ては床版所要厚は 15 cm 以下となるも、施工の都合を考慮し最小間隔を 1.5 m とし、且設計及施工を便ならしむる爲 $L=5$, 6, 7 m に對し $l=1.6$ m を、$L=8$, 9, 10, 11 m に對し $l=2.0$ m を用ひたり。但し有効幅員 11 m の場合に限り兩側端に於ける床版突出を過大ならしめざる爲 7 m 以下の支間に對し $l=1.5$ m を用ひたり。

2. 床版

所報第十八號 113 頁及 123 頁參照

---

[1] 土木試驗所報告第十八號 115 頁

3. 主桁

彎曲率　計算の結果は桁の絶對最大彎曲率及其の位置は、支間中央及其の最大彎曲率と大差なく、又最大彎曲率の變化は拋物線として設計上差支なきを以て、最大彎曲率圖は所報第十八號[2]所載の計算による支間中央最大彎曲率を最大縱距とする拋物線と假定せり。第一圖は各支間に對する中央最大彎曲率を示すものなり。

剪力　最大剪力圖も亦支間中央に於る最大剪力と支點最大剪力を直線を以て、結ぶものとして十分なるを以て、普通の計算より第二圖を作製して用ひたり。

腹部の寸法　腹部の高さ z, 及 幅 b_3 は所報第十八號[3]に より次式を用ひて計算し、附圖に示す寸法に切捨又は繰上けたり。

$$z=0.12\sqrt{M_r} \qquad b_3=0.16\sqrt[4]{M_r} \qquad (z,\ b_3,\ \text{cm})$$

M_r=腹部死荷重以外の總荷重による中央最大彎曲率 (ton m)

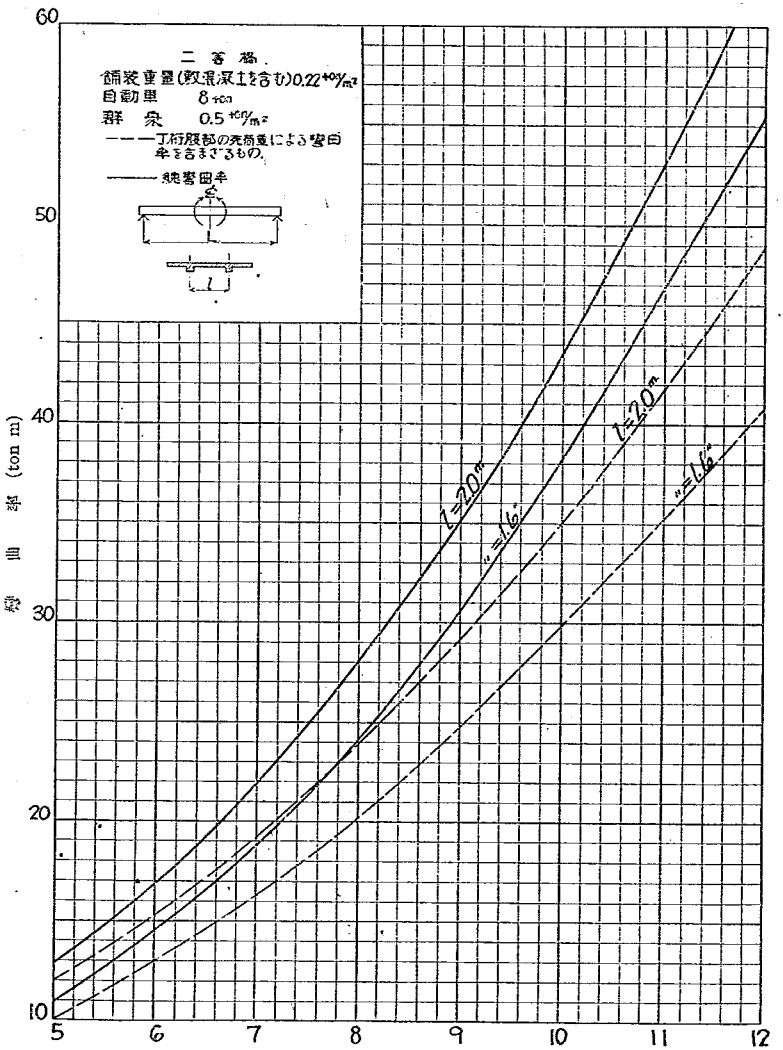
4. 橋臺頂部

鐵筋混凝土丁桁橋震害の跡を見るに、橋臺に於る桁承及胸壁 (Parapet) の部分に被害最も甚し、故に本設計には、この點に特別の注意を拂はれたき意味に於て、該部分の圖面を挿入することとなしたり。

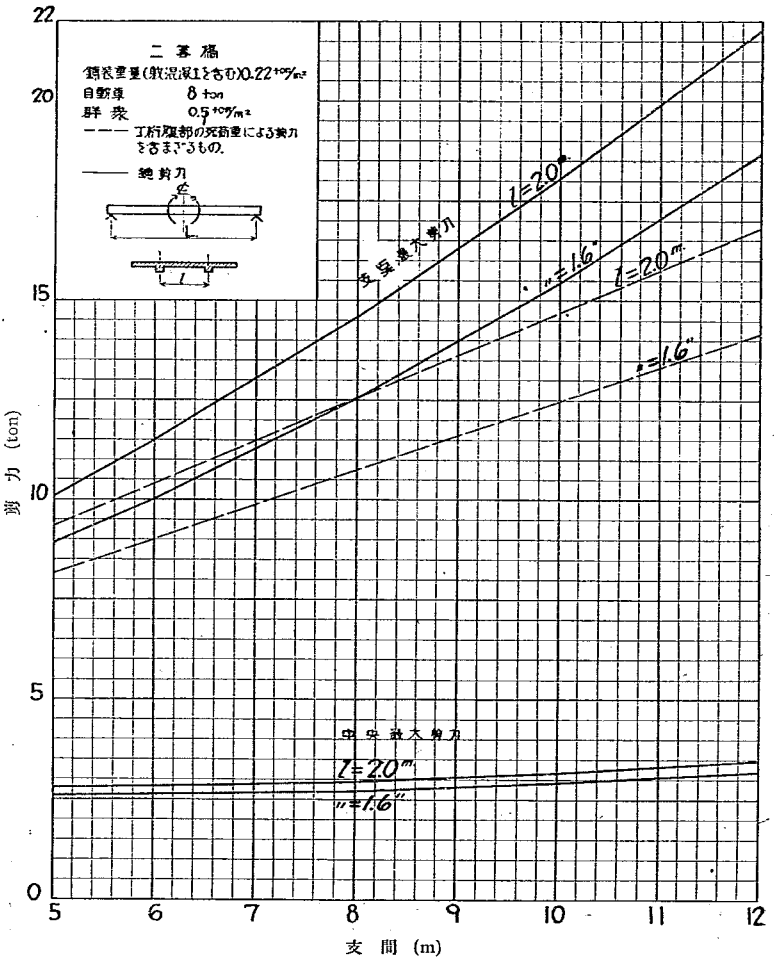
---

(2) 土木試驗所報告第 18 號 113 頁 及 131 頁
(3) 同　上 110 頁 及 111 頁

第　一　圖　丁桁中央最大彎曲率



第二圖 丁桁最大剪力


二等橋
鋪裝重量(敷混凝土を含む)0.22 t/m²
自動車 8 ton
群衆 0.5 t/m²
---- 工桁腹部の死荷重による剪力を含まざるもの
—— 純剪力
l
l=2.0m
〃=1.6m
l=2.0m
〃=1.6m
中央最大剪力
l=2.0m
〃=1.6m
剪力 (ton)
支間 (m)
0
5
10
15
20
22
5
6
7
8
9
10
11
12

土木試驗所出版圖書

報告

第一號	路面及勾配が馬車運送に及ぼす影響に就ての研究中間報告。瀝青質材料並瀝青質混合物に關する研究第一報	大正十四年三月發行
第二號	瀝青質材料針度に就て	大正十五年一月發行
第三號	「ヴァイアログ」に依る路面凹凸調定。瀝青混合物に關する研究。「アスファルト」合材混合の際に於ける「アスファルト」の粘度に就て	同　二月發行
第四號	急硬セメントに關する試驗報告	同　五月發行
第五號	簡易鋪裝に關する試驗報告	昭和二年三月發行
第六號	混凝土及鐵筋混凝土抗扭力試驗報告	同　五月發行
第七號	八幡製鐵所副產部製品、瀝青質材料、瀝青質鋪裝、「セメント」類及揮發油に對する「アスファルト」の可溶率等に關する試驗成績	同　七月發行
第八號	瀝青質材料標準試驗方法。　石材類標準試驗方法	同　十月發行
第九號	急硬性「セメント」に關する試驗。「ソリデチット」の耐壓强度に關する試驗。「ブロック」に關する試驗。高知縣黒瀧川產砂に關する試驗。多摩川產砂利及砂に關する調查。石材類試驗成績	同　十一月發行
第十號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て（第一）道路橋振動試驗	昭和三年三月發行
第十一號	瀝青滲透ブロック試驗成績。鋪裝工事用サーフエス・ヒーターの碎石に及ぼす影響に關する試驗。常願寺川產砂に關する試驗	同　七月發行
第十二號	アスファルト・ブロック試驗成績。各種アスファルト・ブロック比較試驗成績。石油アスファルトとコール・タール・ピッチとの混合物に關する試驗。瓦斯爐及骸炭爐タール及ピッチに關する試驗成績。コール・タール・ピッチ中の純瀝青に就て。大氣中に於けるアスファルト・セメントの變化。石炭瓦斯のアスファルト・セメントに及ぼす影響。標準砂モルタルの强度に及ぼす火山灰及石粉の影響。	同　四年一月發行
第十三號	ポートランドセメント混凝土鋪裝の磨耗試驗。橋梁用敷板强度試驗。舊鐵橋鐵材の腐蝕に關する調查。鋪裝用鑄鐵ブロック磨耗試驗。	同　五月發行
第十四號	瀝青乳劑及ピチユマルス鋪裝に關する試驗 瀝青滲透ブロックに關する試驗 瀝青質材料の滲透性に關する試驗 瀝青質材料の粘度及膨脹係數に關する試驗	同　十二月發行
第十五號	北上川降開式轉動堰模型試驗。電氣鎔接法による鐵筋の接合。現場打混凝土の耐壓試驗報告	同　五年二月發行
第十六號	路面の構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て（第二）。瀝青滲透ブロック鋪裝試驗。工事用石材試驗成績	同　五月發行
第十七號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て　（第三）	同　五月發行

（注　意）　裏面ニ續ク

第十八號　混凝土鋪裝の粗骨材別磨耗比較試驗。鋪裝混凝土工に及ぼす氣象作用の影響竝に之に應ずる設計及工法に就て(一)。鬼怒川上流改修工事用角礫凝灰岩砂利及砂に關する試驗。鐵筋混凝土道路橋設計資料。各種土木工事用材料試驗成績　昭和五年十月發行

第十九號　路面構造の運輸經濟に及ぼす影響竝に之に基く道路設計の基本に關する研究（第四）　同　十一月發行

其他

本邦道路橋輯覽　大正十四年十二月發行

本邦道路橋輯覽（增補）　昭和三年三月發行

昭和六年六月二十五日 印刷
昭和六年六月三十日 發行

内務省土木試驗所
東京市本郷區駒込上富士前町二十六番地

東京市本所區厩橋一丁目二十七番地ノ二
印刷者 井上源之丞

東京市本所區厩橋一丁目二十七番地ノ二
印刷所 凸版印刷株式會社本所分工場

橫斷面圖

支間 5m

支間 6m

支間 7m

支間 8m

支間 9m

支間 10m

支間 11m

主筋斷筋

用心鉄筋配置図

縦断面圖

端部支承部鉄筋配置圖

床版鉄筋配置圖

支間5.6.7 m 平面圖 支間8.9.10.11 m

鉄筋表

支間 m		5			6			7			8			9			10			11		
		数	寸	長	数	寸	長	数	寸	長	数	寸	長	数	寸	長	数	寸	長	数	寸	長
主桁主鉄筋		12	26	60	18	26	70	18	26	80	20	26	91	20	26	101	20	26	111	20	26	121
		12	26	66	12	25	76	18	26	85	12	26	96	10	26	106	10	26	116	10	25	125
											10	25	97	10	26	107	10	26	118	10	28	129
														5	26	98	5	26	108	5	28	120
																	5	26	98	5	28	110
斜角用鉄筋		444	8	12	516	8	15	612	9	16	690	8	19	530	8	24	592	8	21	660	8	23
																	32	8	23	30	8	23
横桁		4	24	90	4	26	90	4	25	98	5	26	96	6	26	92	5	26	98	6	28	90
		42	9	12	40	8	13	42	8	14	48	8	17	48	8	18	48	8	17	48	8	21
床版主鉄筋		28	12	53	20	12	53	28	12	53	50	12	53	56	12	53	62	12	53	66	12	53
		28	12	37	20	12	53	28	12	53	50	12	53	56	12	53	62	12	53	66	12	53
		28	12	28	12	12	28	28	12	28	46	12	36	52	12	36	58	12	36	64	12	36
		28	12	21	22	12	21	28	12	21	46	12	25	52	12	25	58	12	25	64	12	25
		28	12	21	22	12	21	28	12	21	46	12	25	52	12	25	58	12	25	64	12	25
		13	12	55	15	12	55	18	12	55	25	12	47	27	12	47	31	12	47	33	12	47
		28	12	33	28	12	33	32	12	33	46	12	32	52	12	32	58	12	32	64	12	32
		28	12	33	28	12	33	32	12	33	46	12	36	52	12	36	58	12	36	64	12	36
		28	12	32	28	12	32	32	12	32	46	12	36	52	12	36	58	12	36	64	12	36
		28	12	32	28	12	32	32	12	32	46	12	36	52	12	36	58	12	36	64	12	36
		28	12	31	30	12	31	38	12	31	50	12	35	56	12	35	62	12	35	66	12	35
		28	12	31	30	12	31	38	12	31	50	12	35	56	12	35	62	12	35	66	12	35
		28	12	14	30	12	14	38	12	14	50	12	15	56	12	15	62	12	15	66	12	15
		28	12	14	30	12	14	38	12	14	50	12	15	56	12	15	62	12	15	66	12	15
床版横鉄筋		166	12	32	166	12	37	164	12	42	166	12	48	186	12	53	146	12	55	146	12	65
																	73	12	32	73	12	42
突人鉄筋		32	12	68	30	12	79	38	12	10	24	12	11	24	12	13	26	12	13	26	12	14
		-									12	12	19	13	12	21	12	12	23	12	12	25

一覧表

（注意 鉄筋重量中、緊結用個数は含まず）

支間 m	主桁間隔 m	主桁寸法 cm	床版厚 cm	混凝土体積 m³	鉄筋重量 t	型枠面積 m²	首鉄
5	1.5	30.40	15	16.323	2.109	86.33	20-D13@50
6	1.5	30.45	15	17.463	2.592	105.68	20-D13@50
7	1.5	30.50	15	20.786	3.737	124.23	20-D13@50
8	2.0	35.60	15	27.812	3.983	158.53	20-D13@50
9	2.0	40.65	15	32.330	4.586	172.16	20-D13@50
10	2.0	40.70	16	36.674	5.215	195.20	20-D13@50
11	2.0	40.80	16	42.638	6.220	224.60	20-D13@50

施工継目

鉄筋曲方 折曲

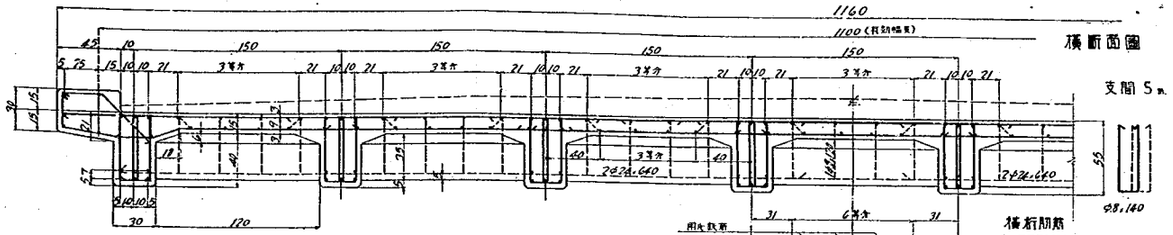
鉄筋継手

有効幅員	9 m
支間	5. 6. 7. 8. 9. 10. 11 m
荷重	二等橋荷重
上置層	平均 220 kg/m² 以下
高欄	500 kg/m 以下
備考	排水設備3連当り鉄1ヶ所
昭和 年 月	
内務省土木試験所	

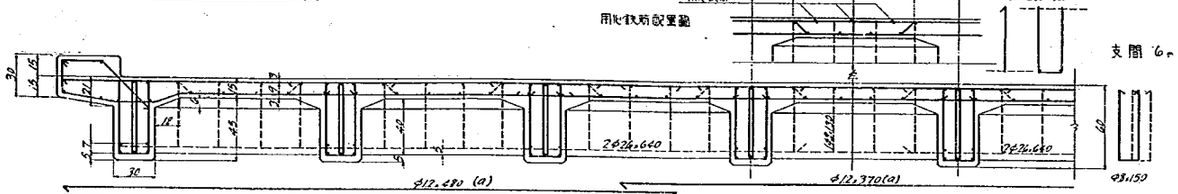
標準國道橋(8-9)

鐵筋混凝土丁桁橋

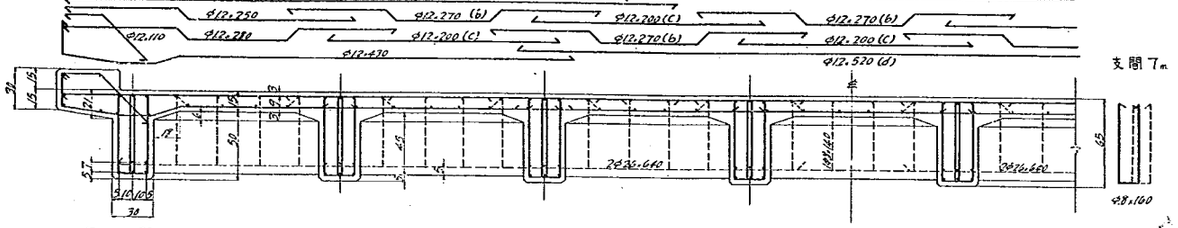
横断面図



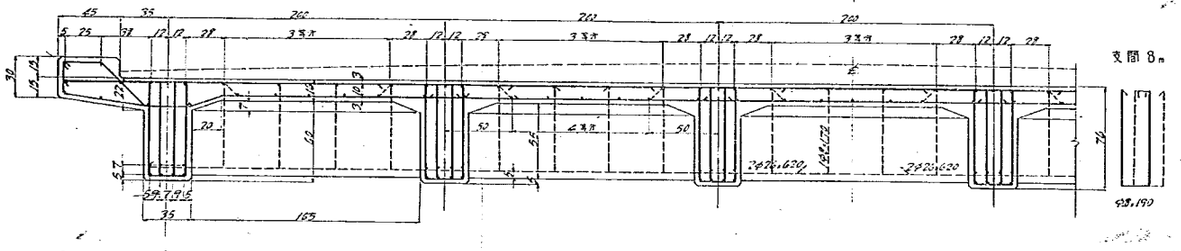
支間 5m



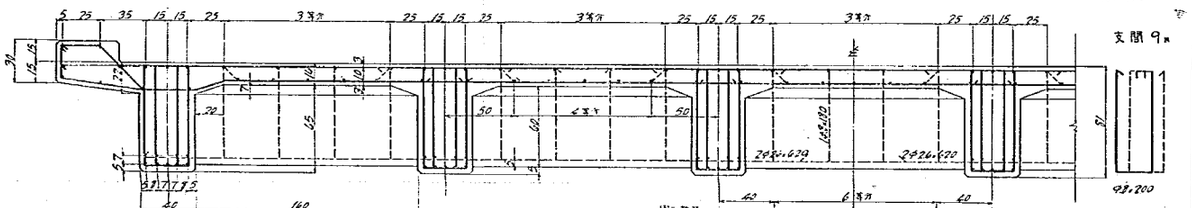
支間 6m



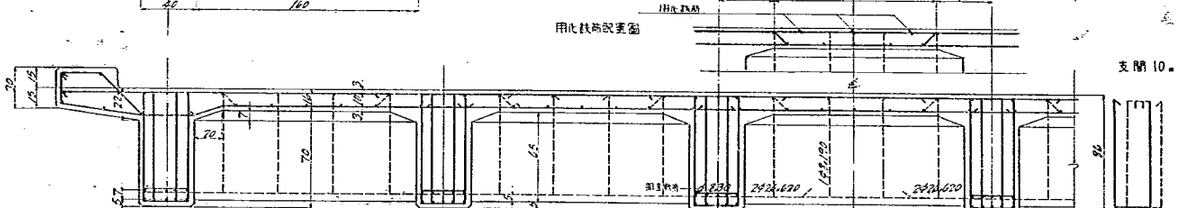
支間 7m



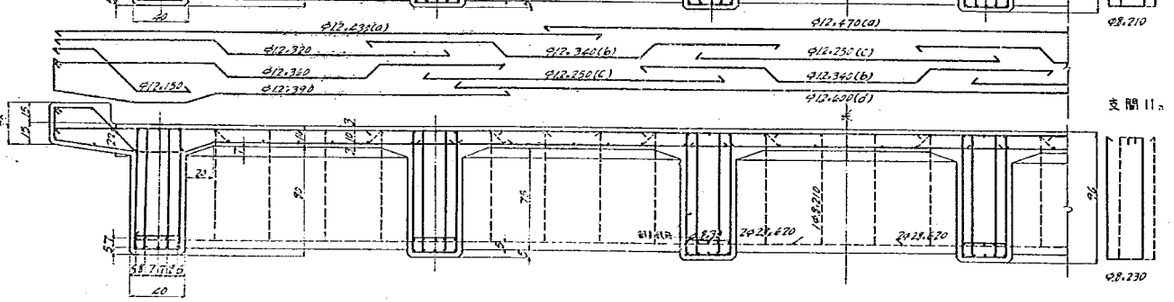
支間 8m



支間 9m

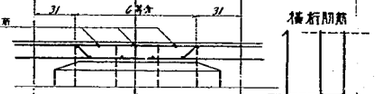


支間 10m

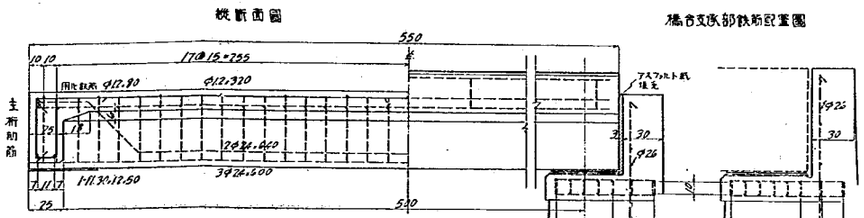


支間 11m

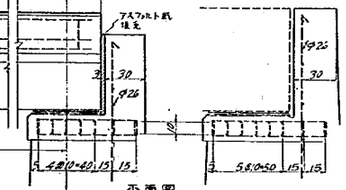
用心鉄筋配置図



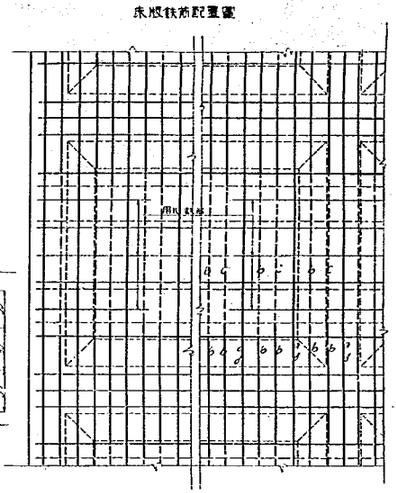
横断面図



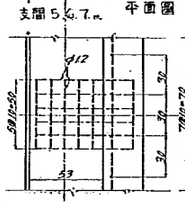
橋台支承部鉄筋配置図



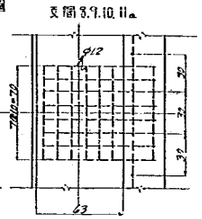
床版鉄筋配置図



支間 5.6.7.m 平面図



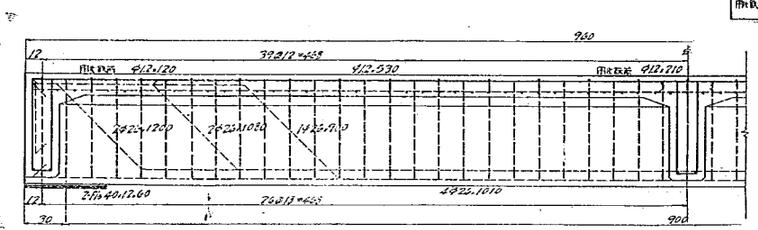
支間 8.9.10.11m



鉄筋表

支間m	5			6			7			8			9			10			11		
	数	径mm	長m	数	径mm	長m	数	径mm	長m	数	径mm	長m	数	径mm	長m	数	径mm	長m	数	径mm	長m
主桁主鉄筋	24	24	6.0	24	25	7.0	24	25	8.0	24	25	9.1	24	25	10.1	24	25	11.1	24	25	12.1
	16	22	6.6	16	25	7.4	24	25	8.5	12	25	10.9	12	25	12.3	12	25	13.3	12	25	13.5
										12	25	9.7	12	25	11.1	12	25	12.8	12	25	12.7
													6	25	9.9	6	25	10.2	6	25	11.0
																6	25	9.0	6	25	10.8
主桁腹鉄筋	592	5	1.4	681	5	1.5	776	5	1.6	592	5	1.7	635	5	2.0	708	5	2.1	782	5	2.3
縦鉄筋																35	5	1.3	36	5	1.3
横桁	5	25	6.4	5	25	6.4	5	25	6.4	12	25	6.7	12	25	6.7	12	25	6.7	12	25	6.2
鉄筋	56	5	1.2	56	5	1.3	56	5	1.4	56	5	1.7	56	5	1.8	56	5	1.9	66	5	2.1
床版主鉄筋	24	12	4.3	24	12	4.8	24	12	5.1	12	12	4.3	12	12	4.3	12	12	4.3	12	12	4.3
	12	12	3.7	15	12	3.7	12	12	3.7	12	12	4.7	12	12	4.7	12	12	4.7	12	12	4.7
	42	12	2.7	24	12	2.7	24	12	2.7	24	12	2.6	24	12	2.6	24	12	2.6	24	12	2.6
	60	12	2.4	70	12	2.4	84	12	2.4	84	12	2.5	84	12	2.5	84	12	2.5	84	12	2.5
	12	12	5.3	15	12	5.2	17	12	5.2	25	12	4.1	27	12	4.1	31	12	4.1	33	12	4.1
	24	12	2.5	28	12	2.5	32	12	2.5	48	12	2.5	52	12	2.5	56	12	2.5	64	12	2.5
	24	12	2.3	28	12	2.3	32	12	2.3	44	12	2.6	52	12	2.6	56	12	2.6	68	12	2.6
	24	12	4.3	32	12	4.3	32	12	4.3	52	12	3.9	56	12	3.9	62	12	3.9	66	12	3.9
	24	12	1.1	32	12	1.1	32	12	1.1	52	12	1.5	56	12	1.5	62	12	1.5	66	12	1.5
床版腹鉄筋	212	12	3.2	212	12	3.7	212	12	4.2	174	12	4.8	174	12	5.3	174	12	4.5	174	12	4.5
																37	12	3.2	37	12	4.2
斜鉄筋	42	12	1.5	42	12	1.7	42	12	1.8	31	12	1.1	31	12	1.2	32	12	1.3	30	12	1.4
										15	12	1.9	15	12	2.1	15	12	2.3	15	12	2.5

橋台支承部鉄筋配置図

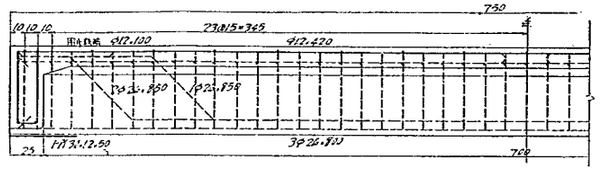


一覧表

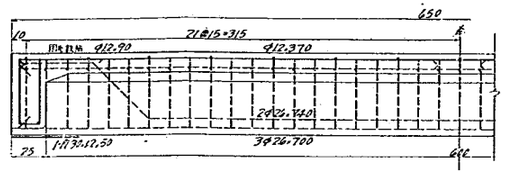
(注意 鉄筋重量中・業務用鋼線を含まず)

支間m	主桁間隔m	主桁巾cm	床版厚cm	混凝土体積m³	鉄筋重量t	型枠面積m²	首数
5	1.6	32.40	15	17.861	2.747	104.97	1kP 3kR 2kT
6	1.6	32.40	15	21.610	3.363	123.36	1kP 3kR 2kT
7	1.6	30.30	15	25.757	4.182	142.10	1kP 3kR 2kT
8	2.0	35.60	15	32.662	4.937	158.76	2kP 3kR 2kT
9	2.0	40.85	15	38.778	5.552	216.13	2kP 4kR 2kT
10	2.0	42.70	15	43.973	6.819	233.27	2kP 4kR 2kT
11	2.0	44.81	15	51.165	7.527	271.77	2kP 4kR 2kT

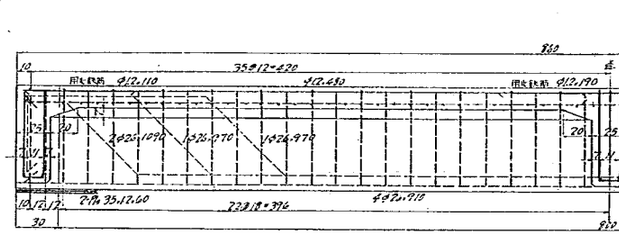
支間 5 鉄筋展開図



支間 6 鉄筋展開図

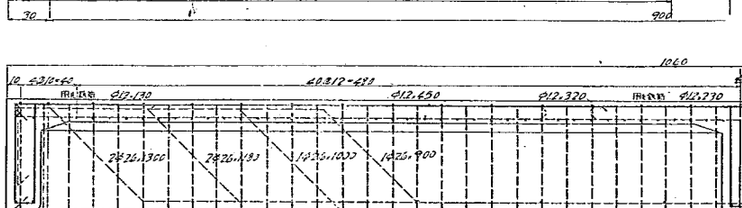


支間 7 鉄筋展開図

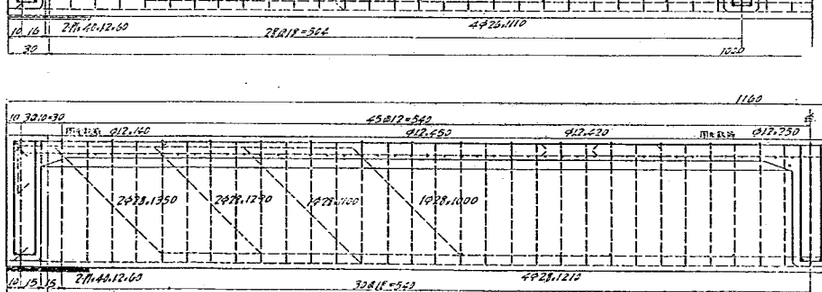


支間 8 鉄筋展開図

支間 9 鉄筋展開図

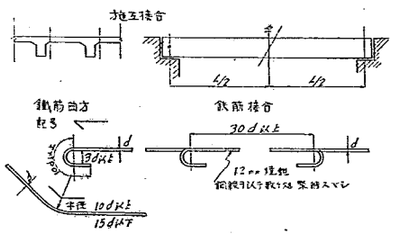


支間 10 鉄筋展開図

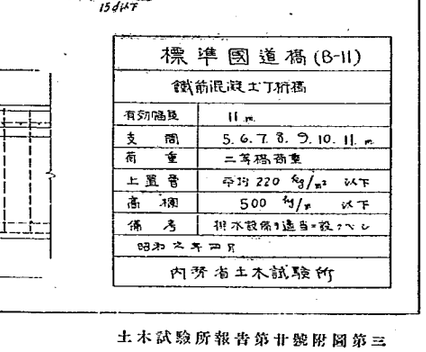


支間 11 鉄筋展開図

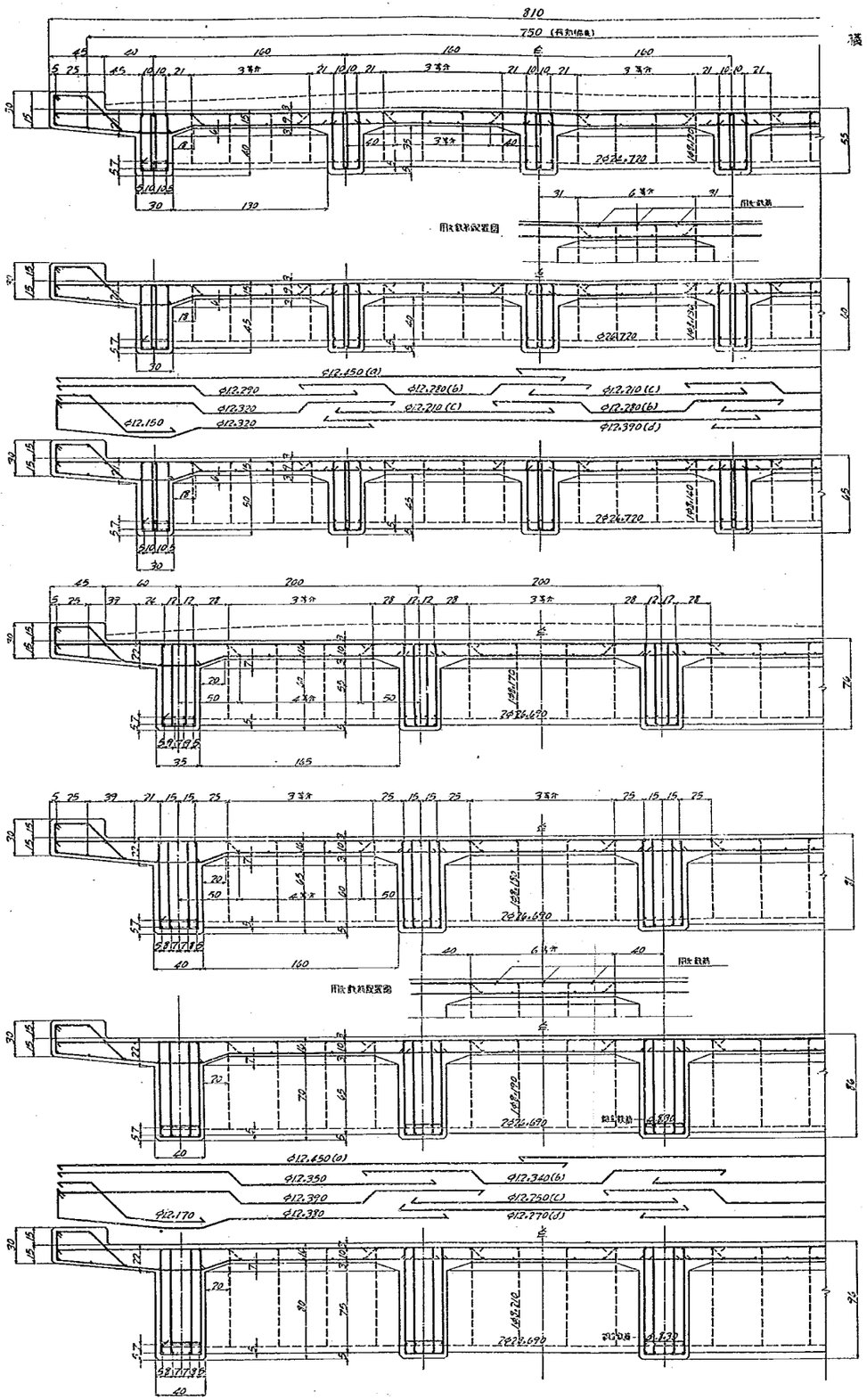
継手接合



鉄筋継手



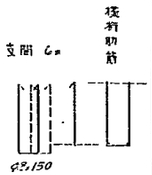
標準国道橋(B-11)	
鉄筋混凝土丁桁橋	
有効幅員	11m
支間	5.6.7.8.9.10.11.m
荷重	二等橋荷重
土置巾	平均 220 kg/m² 以下
高欄	500 kg/m 以下
備考	排水設備ノ適当ニ設ケヘシ
昭和 之年 四月	
内務省土木試験所	



横断面図

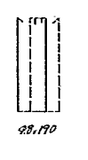
支間 5m

支間 6m

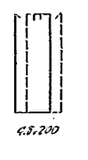


支間 7m

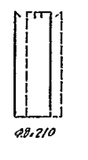
支間 8m



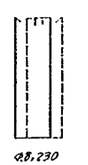
支間 9m



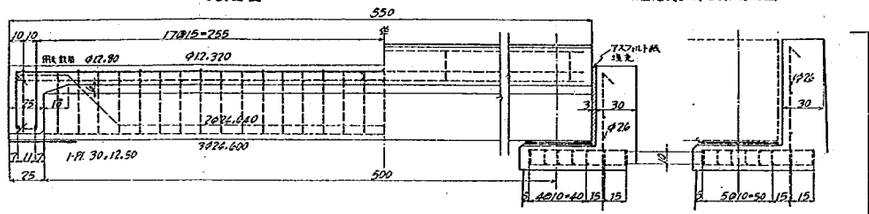
支間 10m

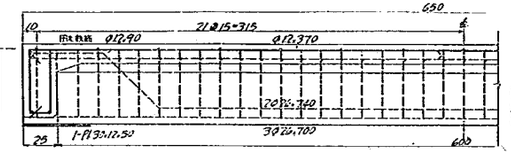


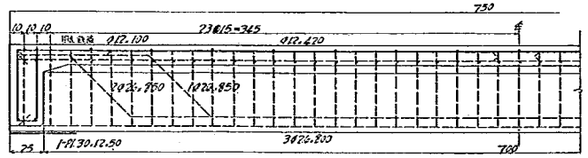
支間 11m

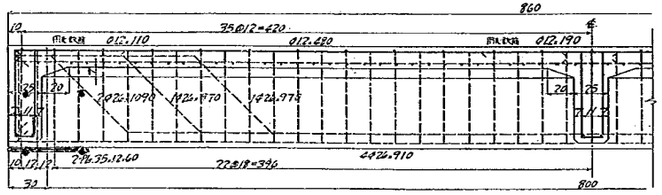


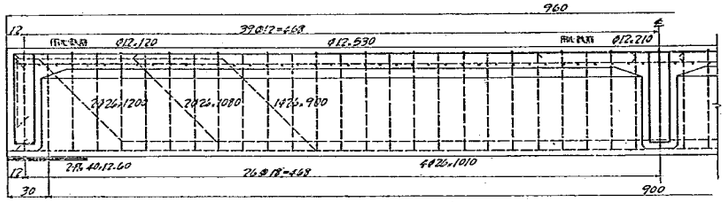
縦断面図

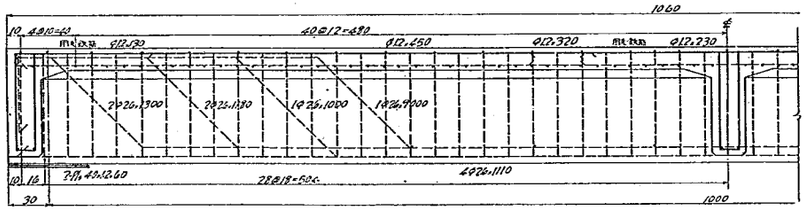


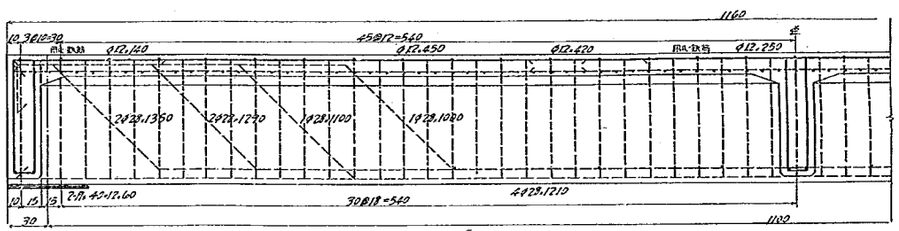




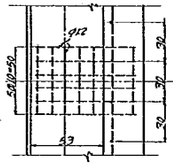






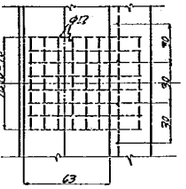


支間 5.6.7 m.

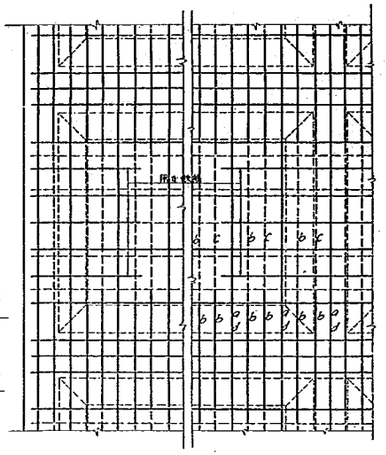


平面図

支間 8.9.10.11 m.



床版鉄筋配置図



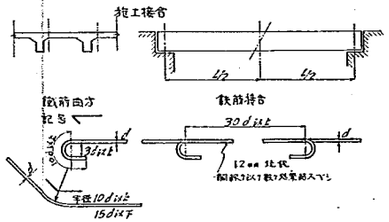
鉄筋表

支間 m	5			6			7			8			9			10			11		
	数	径 mm	長 m	数	径 mm	長 m	数	径 mm	長 m	数	径 mm	長 m	数	径 mm	長 m	数	径 mm	長 m	数	径 mm	長 m
主桁主鉄筋	15	26	60	15	26	70	15	26	80	16	26	91	16	26	101	16	26	111	16	28	121
	10	24	66	10	26	76	15	26	85	8	26	97	8	26	120	8	26	132	8	28	135
										8	26	103	8	26	113	8	26	113	8	28	129
													4	26	90	4	26	98	4	28	118
																4	26	98	4	28	118
主桁配筋	373	8	14	430	8	16	510	8	16	392	8	19	424	8	20	472	8	22	520	8	23
斜鉄筋																24	8	13	24	8	13
横桁	4	26	72	4	26	72	4	26	72	6	26	62	6	26	69	6	26	68	6	28	69
	32	8	12	32	8	13	32	8	14	36	8	17	36	8	18	32	8	19	36	8	21
床版主鉄筋	26	12	65	30	12	65	30	12	65	50	12	65	58	12	65	62	12	65	66	12	65
	26	12	29	28	12	28	32	12	28	24	12	36	26	17	38	30	12	24	32	12	24
	26	12	21	28	12	21	32	12	21	22	12	25	26	12	25	28	12	25	32	12	25
	13	12	39	15	12	39	19	12	37	25	12	27	27	12	27	31	12	27	33	12	27
	24	12	29	28	12	29	32	12	29	48	12	35	52	12	35	60	12	35	64	12	35
	26	12	32	28	12	32	32	12	32	44	17	39	52	12	39	56	12	39	66	12	39
	26	12	32	30	12	32	38	12	32	50	12	39	54	12	39	62	12	39	66	12	39
	26	12	15	30	12	15	38	12	15	50	17	17	58	12	17	62	12	17	66	12	17
床版横鉄筋	138	12	31	138	12	37	138	12	42	126	12	49	126	12	53	138	12	45	126	12	65
																63	12	32	63	12	42
用心鉄筋	24	12	13	24	12	19	24	12	10	18	12	11	18	12	12	18	12	13	18	12	14
										7	12	17	9	12	21	9	12	23	9	12	25

一覧表

(注意 鉄筋量中一覧前面積(m²)ヲ含ム)

支間 m	主桁間隔 m	主桁巾 cm	床版厚 cm	混凝土体積 m³	鉄筋重量 t	型枠面積 m²	首級
5	1.6	30.40	15	12.168	1.771	69.80	18号-12.50m
6	1.6	30.45	15	16.806	2.182	85.88	11号-13.50
7	1.6	30.50	15	17.617	2.714	102.55	11号-13.50
8	2.0	35.60	16	22.336	3.216	119.64	16号-15.00
9	2.0	40.65	15	26.731	3.770	137.95	16号-15.00
10	2.0	40.70	16	30.309	4.361	155.02	16号-15.00
11	2.0	40.81	16	35.155	5.193	180.59	16号-15.00



標準國道橋 (B-75)	
鉄筋混凝土丁桁橋	
有効幅員	7.5m
支間	5.6.7.8.9.10.11m
荷重	二等橋荷重
上置荷	平均 220 kg/m² 以下
高欄	500 kg/m 以下
係数	排水設備ヲ適当ニ設ケヘシ
昭和 三年 月	
内務省土木試験所	