

$$i\theta \text{ (回転半径)} = 37.0524 \text{ cm}$$

$$j\theta/i\theta \text{ (鉄の船長比)} = 60.2255$$

本橋は橋齢既に40の尙余年の古きに達したため、各部材の節点に弛みを生じてより振動が非常に大きく、且つ活荷重も皆の状態で計算したるものであるから近代重量交通に耐えるには不充分であり本県に於ては嚴重なる荷重制限を実施してきたものである。此の様に非常に危険なる状況にあつたので本年5月着手前昭和24年12月建設省土木研究所に対し旧橋の強度試験を依頼し之が報告を得たのである。之が概要を列記すれば次の通りである。

- (1) 本橋の鋼重量は 113.46 t/m^2 であり、普通の上路2鉄束の支間27.30のものに鋼重量266.71 t/m^2 (試験報告第57号青木技師の報告に依る)であつて、非常に小さい。而もこの橋の床部即ち縱桁及び敷板は木材であるから全死荷重は普通の橋梁に較べて更に小さいものである。一般に橋梁に対する衝撃係数は橋梁の全死荷重と走行荷重との比に比例するものであるから、この点から見て本橋は同一支間の橋梁と同じ衝撃係数を計算上採用するとしても実際上は衝撃の効果はそれ以上になり危険側にある事になる。

尚鋼道橋設計示方書案に示されている最小山形鋼 $75 \times 65 \times 8$ より小さい山形鋼を使用している。

- (2) 床部の剛性がないこと

床部の横桁は鋼材 (I 桁鋼) であるが、縱桁及び敷板は木材であり何等の鋪装もされてない。しかも縱桁は連続桁として横桁上により横桁との結合は極めて簡単である。そして中央部以外は扶肋と相当高い前に脆弱なる支柱に依り支えられている。床部は非常に剛性が小さい。この事も本橋の振動の大きい一つの原因と考えられる。

- (3) 橋梁上の路面の凹凸の甚だしいこと。

路面は敷板を並べたのみである。木材は相當に磨耗して処々に溝が出来ていた。而も管桁釘の抜けた敷板も遶り自動車の進行に當つては敷板のはづむ部分が各所に見受けられた。

- (4) 主扶肋その他の剛性が小さいこと。

対横構は全然なく横構及び支柱は簡略なる構造となし使用する山形鋼も小さい、これが鋼重量の減少した原因となつている筈であるがこの為剛性が小さく更に縱桁と横桁との結合、横桁間の連絡が不充分で従つて集中荷重を橋梁の広い部分に伝達することが困難で主扶の振動を制限する作用に乏しい。この事も本橋の振動の大きい原因の一つと考えられる事が出来る。

- (5) 甚だしく腐蝕の進行していること。

本橋は橋齢古く維持も充分でないため各部に相當腐蝕の進行しているのが認められた。殊に接地箇所たる橋台附近は甚だしく腐蝕し該構の切断せるものもある状況である。この腐蝕のため橋梁全体が弛んで振動並に変形に悪影響を与えているものである。

(B) 強度試験及び振動測定の結果

(1) 測定機械及び測定方法

扶肋橋面下横桁の撓度及び振動測定には田辺式撓度計2個を用い、橋面の振動測定には炭素式変位振動計 (水平二成分一個上下成分一個) を用いた。此の他ロイナー応力計並にヒューゲンベルゲル歪計

により拱肋上弦材の応力振動を測定したが荷重の過小のため殆んど指針のフレは見受けられなかった。振動を起させた走行荷重は橋梁巾員の狭小取付道路の急カーブによる運動の不自由及び堅荷重でも記録し得る振動が起るの総重量/台 (前輪 250^{kg} 后輪 750^{kg}) となる様に荷物を積載したオート三輪車の走行速度は予定速度 5^{km/hr} より 5^{km/hr} づつ増し 25^{km/hr} まで 左岸又は右岸より一逐速度で運行せしめた。

(B) 振動測定結果

上記測定方法に依り撓度並に振動を測定した結果より

$$\text{衝撃率} = \left(\frac{\text{〔衝撃に依る最大撓み〕} - \text{〔最大静的撓み〕}}{\text{〔最大静的撓み〕}} \right)$$

は所定速度に比して極めて大となり又振動週期の減衰が非常に早い事が測定された。前者は瞬間荷重に依り大きく撓む事を示すものであつて構梁の結構師のゆるみを示すものであり、後者は橋梁のゆるみに依つて振動エネルギーを急激に吸収する為であり、尚測定箇所によつて異つてゐるのは相対的に橋梁の部分損傷を示している事が解る。次に固有振動周期の計算値と実測値の比較に依り拱肋の曲げ剛性が最大起拱部附近に 7% 最大拱頂部に 43% の低下を示していることが解つた。

(C) 補強工事施行方法

先に掲げた建設省土木研究所の調査試験報告にも示す通り旧橋が極めて危険な状態にある事が判明し又本橋架設の位置が見直し甚だ不良なる状態で、現行巾員 3.05^m では到底頻繁なる交通情勢を円滑に処理することが困難であるため可能な範囲の拡張の必要により之等種々の條件並びに要求を解決せんがために現在拱肋の補強と巾員の拡大に対する方策として鉄骨鉄筋コンクリート拱肋として補強改築止人として之が経済的施行方法として現在拱肋を利用するメラ式互法を採用し有効巾員 4.50^m のものにした。之が実施に當つては下記の要に留意して施工法を決定した。

設計施工計画の主眼点は次の通りである。

(1) 鉄鉄筋の形状

現在拱肋を利用し且つ現在橋脚並に橋台を活用補強して鉄筋コンクリート拱橋としての形式をとるには、二鉄拱とするか四鉄拱とするかの二つの方法があるが四鉄拱とするためには起拱部鉄筋の埋込み長さを必要且充分なだけとするためには橋脚橋台を相当な範囲に嵌めとらなければならないのである。此のことは既存の橋体の死荷重が負載せられてある以上極めて危険且つ殆んど不可能であるとの見解より構造上多少不完全ではあるが変形メーザ鉄筋ヒンザを使用することに依つて上記の施工上の缺點と危険を避ける事が出来ると云ふ利便から二鉄式鉄筋コンクリート拱橋としたのである。此の変形メーザ鉄筋ヒンザの形状並びに旧拱肋、補強鉄筋及び旧ヒンザの関係位置については別紙図-3に示す通りである。尚現在並使用せられていたヒンザは全 100^{mm} のものであるが之が完全ヒンザとしての働きをし直軸力を受けてくれるものとすれば、凡そ 60% の直軸力を負担してくれるものであるが前記の通り相当荷重して居り、その腐蝕の程度及び材料の疲勞の程度が数年的に調査する事が困難であつたので、此のヒンザについては直軸力の負担を考慮せず、鉄筋ヒンザのみにより充分負担可能な様に設計した。又ヒンザ鉄筋の数が計算上相当多数必要である事が結果として現はれたのであるが

既設位置並に上記の如く狭い範囲に挿入せねばならぬと言ふ事から考えて鉄筋ヒンガを既設ヒンガを中心として左右対称に両側に配置するのが最も妥当であると考え径28mmの鉄筋2本を既設ヒンガに配置したのである。

図系の如き扇状の変形メナーゼヒンガを採用したる理由は荷重が負載せられたる橋脚、橋台が既に存在し、且つこれを利用しなければならぬため橋脚及び橋台の埋込部分には最小範囲のみを採取する事で済む様に並行な束とし、今後施行する部分即ち扶助の部分は扶助よりの扶軸力を充分に広く理想的に伝達し且つピンの部分でのヒンガ作用が完全である様に考えた結果である。

(2) 扶助混凝土施工に必要充分なる扶助鉄骨断面

現在扶助部材が受持つ最大応力受は前述の通り建設省土木研究所の試験報告に示されたる通り現在有する断面に対して最大(起扶部にて)7ノ% ~ 最小(扶頂部にて)5ノ%の範囲にあることが判明したのであるが、補強部分の全断面に対する割合、結構部に於ける局部的な地みの進行の度合並に特に大なる箇所等の詳細にして正確なる数字を挙げる事が出来ないと云ふことと、試験調査せる箇所が全体の1/8である事から上述の通りの概略の数値の内安全側として50%強度が低下せるものとして扶助混凝土施工時に於ける応力度の計算をなし、それに対して必要なる鉄骨断面を決定した。尚施工時に於ける荷重は混凝土型枠、現在扶助、補充鋼材(鉄)、灰組、軌條、枕木の死荷重のみとし活荷重は考慮しなかつた。此の方法により計算したる結果は鋼道橋補強設計示方書案に規定せられたる許容応力度によれば現在扶助断面が当初に於いて現在に規定せられたる許容応力度を有していたものとすれば、それ自身にて100%の断面を有するので混凝土施工時に充分安全となるのであるが試験結果に示す如く50%強度低下せるものであるから結局混凝土施工時に50%の補充が必要となった。茲に鋼材の安全率を2倍程度に引下げるならば、そのままで充分なのであるが、現在扶助の強度の低下が單に材料の疲勞からきた強度低下のみではなくて相対的な扶助結構の地みからも来たものであるから、安全率を引下げる事に依り載荷時に於ける許容応力度を大きくして材料そのものの負担を大とする結果結構部により大きな力を作用せしめることになり、部分的破損を早めることになるのではないかと言ふ憂慮から過去に於てメラン式工法として旧扶助を利用した例を聞かないので以上の如き危険を冒さず多少不経済であつたが安全率を下げずに50%の補充を行つたのである。之が具体的工法としては鉄接又は銲接工法に依り鋼板を添接するものであるが、銲接工法の方が既設材料に孔をあける事による断面の減少を防ぐ事が出来且つ互等そのものも鉄接合方法より簡單に且つより完全に出来るのではないかと言ふ観念から電気銲接工法を採用した。

上記の補強鋼材並に電気銲接については上弦材に対しては厚16mm幅190mmの鋼板を下弦材に対しては厚22mm幅230mmの鋼板を各ノ枚づゝ、横厚3枚、脚長5枚補強並1枚にて連続銲接とした。

尚扶助結構は全体に腐蝕甚しく特に持地箇所附近は切断して被覆としての用を為さざるものもある状況である。その上混凝土扶橋として施行する場合に混凝土扶橋としての施行する場合に混凝土型枠を入れる時までそのまゝ存置しておく事はむしろ施工上の不都合が大であつて混凝土硬化後には何れも切取らなければならないのであるから型入の前に現在扶助結構を除去し、此の代りに新しく設置すべ

き扶助横樑の位置に鉄骨の横樑を取付け扶助混凝土施工時に於ける扶助の安全並びに型枠の支保として且混凝土施工後は鉄筋の代りとして使用出来ると言う利点からして上下弦材とも $100 \times 75 \times 75 \times 6$ 純のものを使用した扶助横樑を電気溶接工法により上記扶助の補強工事と同時に実施した。

上記電気溶接工事は現在各種の鉄骨工事に採用せられて居り特に本橋の如き補強修繕工事についても非常に有利であると考えられる。

電気溶接工事は横河橋梁製作所が隨意契約により施工した。溶接機は直流 15 KW 電気溶接機3台を使用した。

(c) 其の他

現在の本橋(橋面)を混凝土橋として幅員を 3.05 米より 4.50 米に拡大するため死荷重並に活荷重の大橋な増大により橋脚、橋台の安定及び強度の安全性については現在橋脚並に橋台は夫々鋼骨製のもので非常に小型のものであるから各々については補強も必要とするのであるから最大荷重による最大応力、変を算出して必要にして充分なるだけの鉄筋を挿入したのであるが、その被覆厚さについては現在鉄の鉄骨部のピンの高さ(支承上より)までしか高く出来ない、之は新橋を二枚式の型式が有利であるとの見地から旧橋のピン位置は危くまで元の通りに保たねばならないからである。従つてこの制限せられた高さ迄しか算出することが出来ないで、之に対応して鉄筋断面を決定した。両橋脚の主鉄筋は各 16 本を、下半分には 16 本間隔とした。尚橋脚は単純梁として片側に荷重満載し片側は現在死荷重を負載した状態で計算した。又橋脚は比較的細くその上基礎は岩盤上に固定せられず支承せられている状態であつたので埋込の長さを充分にして完全に固定せしめるために現在岩盤面より 1.00 米張状に掘下げた。此の工事でも施工する際岩盤が非常に緻密で硬固で爆薬の使用は橋脚の安定を阻害するおそれがあるので手掘により掘鑿したので非常に手間が掛り普通の4倍の手間が掛つた。

右岸橋台は相当強固な岩盤上支承用礎石を置いたのみであつたが此の設置が非常に粗末なもので裏に混凝土が入っていない状況であつた。之を新しく混凝土にて固め計算は基礎級として計算した。

次に左岸橋台の基礎岩盤は相当亀裂が生じているのが見られ、又自動車通行の際に生ずる橋梁の振動の伝播の際も右岸際は殆んど感じられないのが左岸側では硝子がかたかた音を立てる程度であつたので混凝土橋に改築した際に生ずる凡そ 270 本の全直軸力を負担するために岩盤に生じた亀裂によりズレが起るのではないかと言う危険があるので岩盤の亀裂状況を調査すると共に之等の亀裂による空隙を充填する様セメント注入を計画実施したのであるが、予算の関係上規模を充分大きくする事が出来ず簡単な調査工事しか出来なかつたが、結果から見れば此の調査も噴水頭圧によるのみで微弱な圧力の不足のためセメントの注入量は微々たるものでありセメント注入は成功したと考えられなかつたが亀裂が外見より内部には殆んどみられない程度であつた。ボーリングは岩盤の質が非常に硬固のもので掘進は捗りなかつた。掘進量は二本共 6 本であつたボーリング機械は 15 馬力のもので利根ボーリング機械型式 $R/L-500$ 型で穿孔銃は当初はタンガロイメタルに依つたのであるが $10 \sim 20$ 種穿孔するとメタルが磨耗してしまうのでショットに依り穿孔した。此の種付クラウンの外径は共に 3 寸である。穿孔量は前者の場合は $60 \text{ cm}^3/\text{日}$ 平均 $40 \text{ cm}^3/\text{日}$ 後者の場合 $80 \text{ cm}^3/\text{日}$ 平均 $50 \text{ cm}^3/\text{日}$ であつた。

(D) 施行時に於ける諸問題

施工実施に当て種々検討せられ経験とし問題の機軸について述べれば次の通りである。

(1) 橋脚上の鉸鉄筋挿入について

鉸鉄筋の形状並に針金の趣旨については前記の通りであるが実施に当り特に困難を感じた事は既設橋脚には絶えず治荷重が買載せられ而も死荷重が相当大きく買載せられる状態に於て互事を実施せねばならない事であつた。

之は予算の都合により互事が2ヶ年間に亘つたため第一年度に於ては橋脚及び橋台の基礎工事のみ実施しその翌年度に上部構造を完成するために事を一旦中止せねばならないと云ふを得ない理由から橋体及び橋面を取外す事が出来ないで橋脚上に相当な死荷重が働いているからである。従つて鉸鉄筋を挿入する際の孔あけの程度が橋脚自体の強度低下を最小限にして且つ橋脚の破損を出来得る限り進行せしめない様に考慮せねばならないので鉸鉄筋を挿入すべき必要にして充分なる最小限の 0.4×0.4 米の正方形の深さ 0.80 米のものをあけることにしたのであるが、此の孔の部分の材料が花崗岩のノ枚の台で相当に硬く爆薬類の使用は極めて危険であるので手掘による外なかつた。

鉸鉄筋を挿入設置した後電線土を打込む際旧橋脚と新混凝土とが密接に附着せしめ一体となつて作用せしめるため入念に捣固を行い、混凝土打ちの前にその部分をよく洗滌し適當なる濕度を与へ、又鉸鉄筋束が細い所に太い鉄筋(直径 28 筋)が多少も挿つて入つていたので此の部分のみは砂利を通常の 30 の粒内外のものを再度篩にて通し 75 粒内外のものとしてセメントの配合 $1:1:1:2$ 程度の割合合として充分注意して施工したのであるが非常に手間が掛り困難な作業であつた。

(2) 扶肋混凝土型枠

型枠支保の経費節減のためメラン式互法を採用して現在扶肋から吊ボルトにより型枠板を取付け吊下げ扶肋混凝土による主桁を現在扶肋に持たせたのである。

此の詳細は図へ4に示す通りである。此の型枠を吊下げるに際して都合の悪い事には扶肋が外側に何つて一部分の勾配で傾斜しているため吊ボルトが鉛直方向に向はず混凝土の重力方向と幾分角度を以て傾斜するので型枠を固定し安定を期することが困難な問題となつて来るのである。従つてこれに対しては型枠を組み順序を同側の起扶肋より組み始め次第に扶肋部に達し此処で下方に向う型枠のズレを調整すればよいと云ふことになる然し撐方向の傾斜に対しては之では効果がないし、混凝土自體は相当に大きいので簡易で完全な固定方法と云ふものは考えられないので、実際には吊ボルトを設置するに際して扶肋のフランジにボルトの通る穴の孔をあけて締付ければ傾斜しには現在扶肋が安全限り安定するのであるけれども経費が幾む上に又ボルトの孔をあける事に版(フランジ)の断面が幾分でも減少するりる之が可哀となるのは理にたいので、不完全な方法ではあつたが施工時に於ける混凝土打の順序を特に厳重にし左右平均する様に実施した。又両扶肋間に平行及び斜方向に引張り並に支圧材を縱横に完全に打つ事にした。混凝土実施後の感じとしては型枠の支保材を全体としてもう少し減らしても良いのではないかと種々の改竄すべき思があつたと思ひ私自身経験がないので余り大事をとりすぎた處がある。

(3) 扶肋混凝土施工時に於ける扶肋各異り撓みについて

扶肋混凝土施工に際し、現在扶肋は如何に撓むであるか頗る興味のある問題であつたので扶肋の撓

みに、ついて実測したものである。此の際扶肋混凝土の施工法がメラン式であるので荷重の積載の順序にその撓みの変化する状態が観察せられるものであるから扶肋混凝土打ちの一工程毎に各格奥の撓みを実測したものである。結果は図一〇に示す通りである。

区々の傾形とあるのは旧橋の橋面敷板高欄を取り外した時のもので溶接工事終了後に実測したものであり、墜入とあるのは扶肋型枠を取付完了した時のもので(1)(2)(3)(4)等数字にて記載しあるのは上の方に示された順序に混凝土施行直後のものである。尚各奥に於て傾形を〇として載荷順に実測した数値が傾形より上昇した場合を(+)とし下降した場合を(-)の符号を以て表した。此の結果を見れば扶肋の傾形が均一で各奥について差異が負載荷重に対応して一様であれば施工順序に従つて順次一様に撓むべき筈であるが実測値は各奥については夫々異つた値を示し相対的にも理論に合致しない様な変化を示したものである状況である。之は多分扶肋が永年に亘る荷重により部分的破損を露呈したものであり結構部の弛みを示したものであると考えられる。又部分的に特に変化の甚だしい奥があるのはその奥が他の奥に比べて特に破損の甚だしいものと考えられる。尚混凝土硬化後型枠取外し後の実測は工事の都合上出来なかつたのは残念であつた。

(4) 扶肋補強鉄筋断面計算上の問題について

扶肋鉄筋の断面を決定する際に仮定として現存扶肋鉄骨と補充鉄筋とが全時に一様に応力を受けるものとしたのであるが実際に工事を施工してみた結果事後の所感として扶肋鉄骨の断面はメラン式工法に依り扶肋混凝土施工時に於ける応力に対し必要にして充分な寸の断面としたものであるから扶肋混凝土が硬化した後における上部の混凝土施工に際しての応力は鉄骨と鉄筋との間には時間的にズレがあるので鉄骨と鉄筋とが全時に同じ様な応力を生ずると云ふ考えは間違つてゐるのであるが、それならば異して如何様に分配してゐるのかと云ふ事が疑問になつてくる。

結局扶肋コンクリート施工に當つてはコンクリートが硬化しない間は明かに鉄骨のみに全応力がかゝつて来るのは分るのであるが、硬化した後鉄筋鉄骨及び混凝土が完全に一体の作用をなすに至つた時に先に鉄骨にのみ生じていた応力が幾分でも減少して、減少せる分は鉄筋及び混凝土に生ずると考えられるのであるが先に鉄骨に生じていた応力のどの程度迄が減少するかが疑問である。此の奥について実験的に調査出来るならば此の問題は解決せられるのではないかと考えられる。

此の問題は厳密にいへば鉄骨の補強工事に於ける断面決定の際旧部材の断面と新補充材料の断面の比較決定に於ける問題と同じ様に思はれる。私自身此の問題については旧部材が完全弾性体であるならば、応力の分配は旧部材及び新部材の剛性の比に比例するものと考えられるから此の場合も大体に於て完全弾性体の場合の如きと同等に考えてよいのではないかと思うのであるが、大方諸賢の御批判を仰ぎたい。最後に本工事に際して要した諸経費主要諸費については次の通りである。

1) 総工事費 8,607,600 円

2) 主要費材

セメント 142.5 吨 (高欄洗出し材料一切)

普通鋼材 55.37 吨 (溶接工事材料、伸縮継手、支保板等一切の普通鋼材)

木材 510.0石 (型枠支保材足場等)
 3) 使用人数 8800人

又旧拱肋材料及新しく使用せしセメント、コンクリート及び鋼材の材料試験結果を掲げるならば列表の通りである。

鉄 材 試 験 結 果						
要目 供試品	標 記 商 号	伸	破 綻	縮 少 率	抗 張 力	備 考
28φ(16φ)	12B	(28.1) 164.0			(43.5) 8760	昭和24年度施工 時使用分
"	"	(23.4) 158.0			(46.8) 9430	"
25φ(-)	"	(27.3) 163.0			(45.5) 9100	"
16φ	"	(27.3) 163.0			(53.7) 10,800	"
"	"	(29.6) 166.0			(54.4) 10,950	"
平鋼 P17号	94	(30.9) 123.0	PL-6X23		(45.1) 6210	昭和25年度施工 時使用分 添設板
" P18号	"	(29.0) 122.0	"		(44.1) 6,085	"
" P19号	"	(31.9) 124.0	"		(44.4) 6,130	"
" P20号	"	(33.4) 125.4	"		(48.0) 6,620	"
" P21号	"	(30.2) 122.4	"		(47.4) 6,540	"
" P22号	"	(30.1) 122.3	"		(48.5) 6,700	"
22φ(16φ)	123	(33.5) 172.0			(42.1) 8,480	昭和25年度施工 時使用分
"	128	168.0			(41.0) 8,380	"
16φ	"	(33.5) 171.0			(46.7) 9,400	"

供試品指定内の数字16φは工事材料が試品の規格に依り16^{mm}以上のものは16^{mm}に加工し試験をする規定に依り試験を行ったその時の径である。

$$C = 8\sqrt{A}$$

$$\sqrt{A} = 11.75$$

$$A = 6 \times 23 = 138$$

$$C = 11.75 \times 8 = 94$$

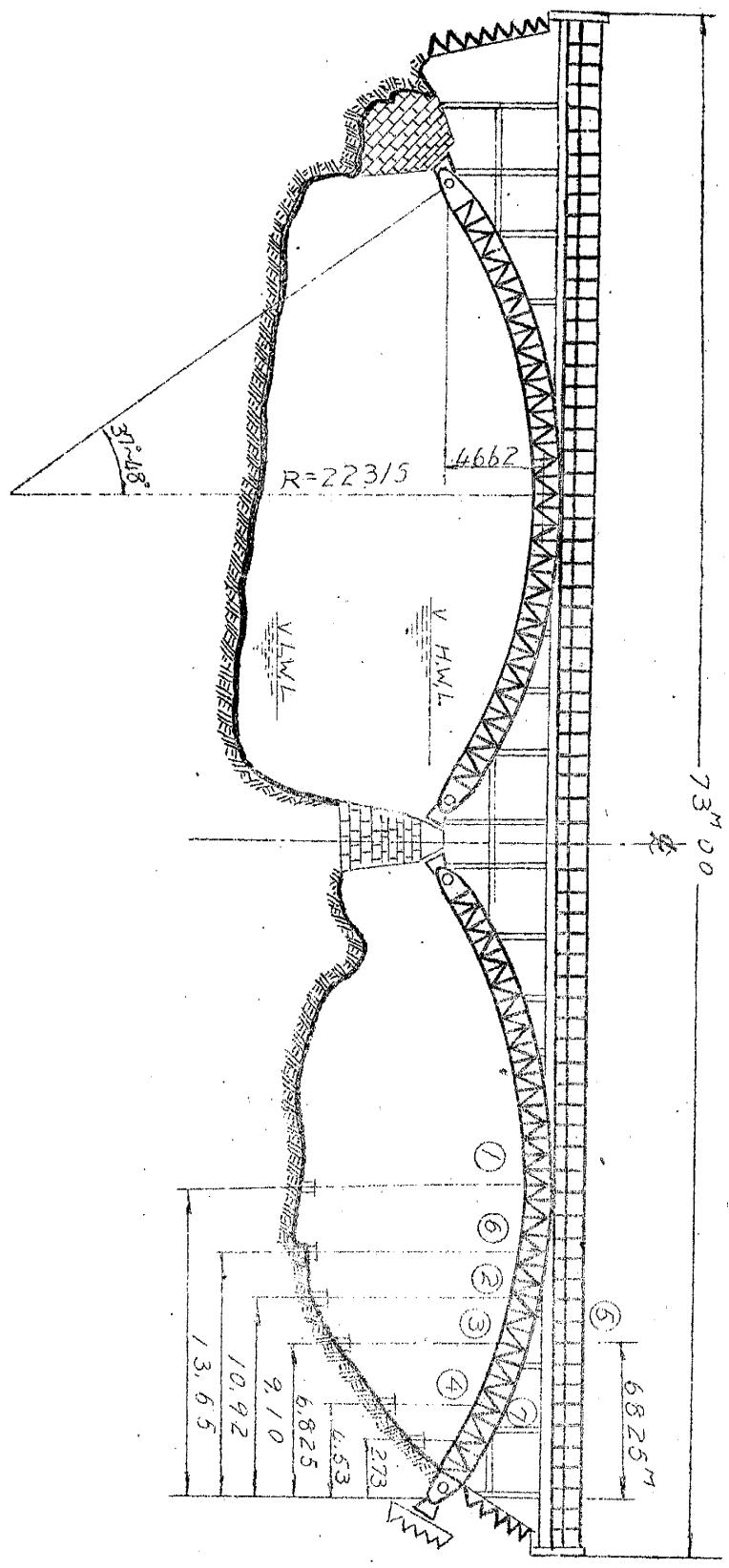
花 葉 土 試 験 結 果			
養 生 期 間	耐 圧 力		摘 要
4 4 日	51,400	290.9	普通セメント
"	37,600	212.8	"
4 7 日	36,400	206.1	"
"	58,700	332.2	"
3 7 日	45,700	258.6	"
"	41,500	234.9	"
2 8 日	20,600	113.2	"
"	27,400	155.1	"
"	39,600	224.1	"
"	44,200	250.1	"
"	20,000	113.2	"
"	22,200	125.6	"
7 日	11,600	65.7	"
3 8 日	59,400	336.2	早強セメント
"	41,000	234.4	"
3 3 日	39,000	220.7	"
"	40,000	226.4	"
上記数字の中、28日経過後 耐圧力が、200 kg 以下となるのは標準養生によらずに試験片成型台、水中養生を止めるもので、試験的に行ったものである。			

以上が本補綴工事の概略である。結果からみて経費の面からは新設工事と比較すれば幾分か安くかつてゐるし、又型枠材料についても尚よく検討すれば節約出来る筈があると考えられるから経費の面からは有効であることが判る。更に技術上の点について考えるに最近現場を訪れたが起伏部の橋台との支柱部のエラストイトの上部に塗ったタルタルに多少の亀裂が生じたのを認めたので、之は温度降下による拱脚の収縮応力に対し鉄鉄筋ヒンガヒンガとしての作用を果しているとの確信を得た。従つて、技術的にも、成功したものと考えてゐる。

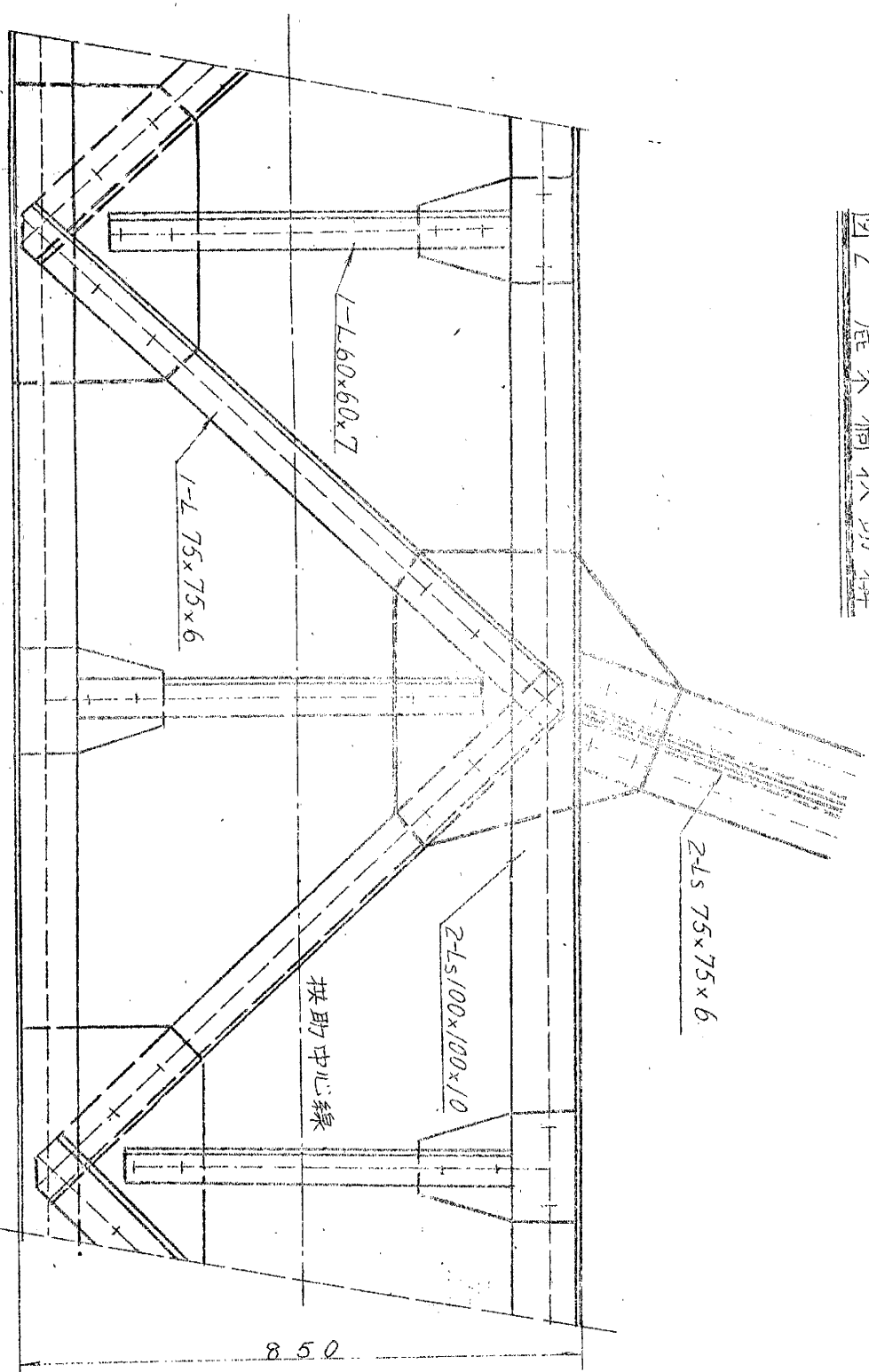
終りに本工事の設計、施工に當つて種々御指導御鞭撻を賜つた諸先生方並びに諸先輩方に厚く御礼を申し上げます。

鹿乗橋一般図及び振動測定点

図一



四乙 鹿來橋拱助桿



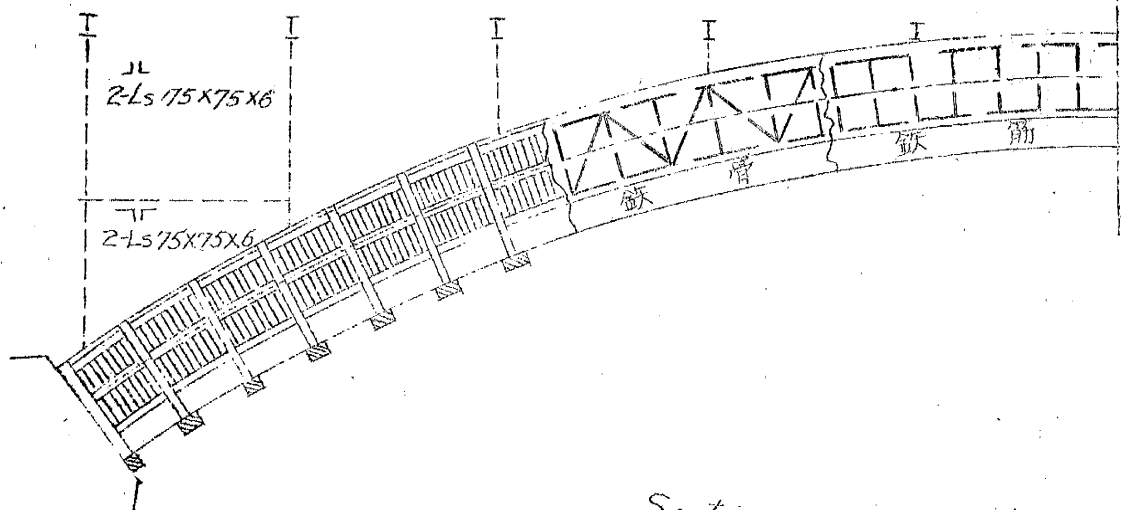
Side view

Scale 1:100

拱肋型桯詳細図

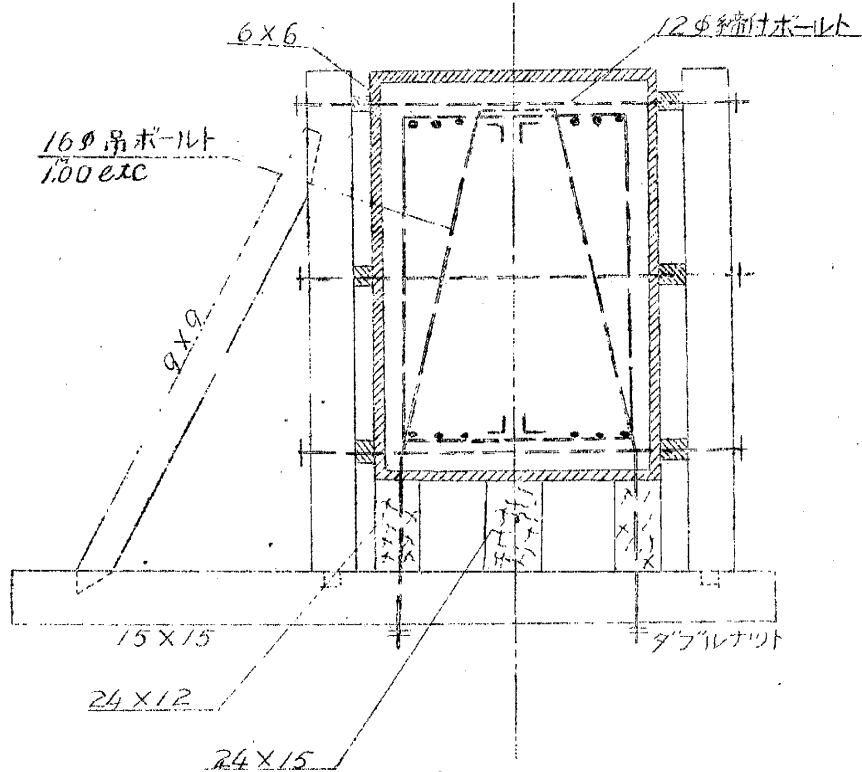
四-4

E. arch



Section

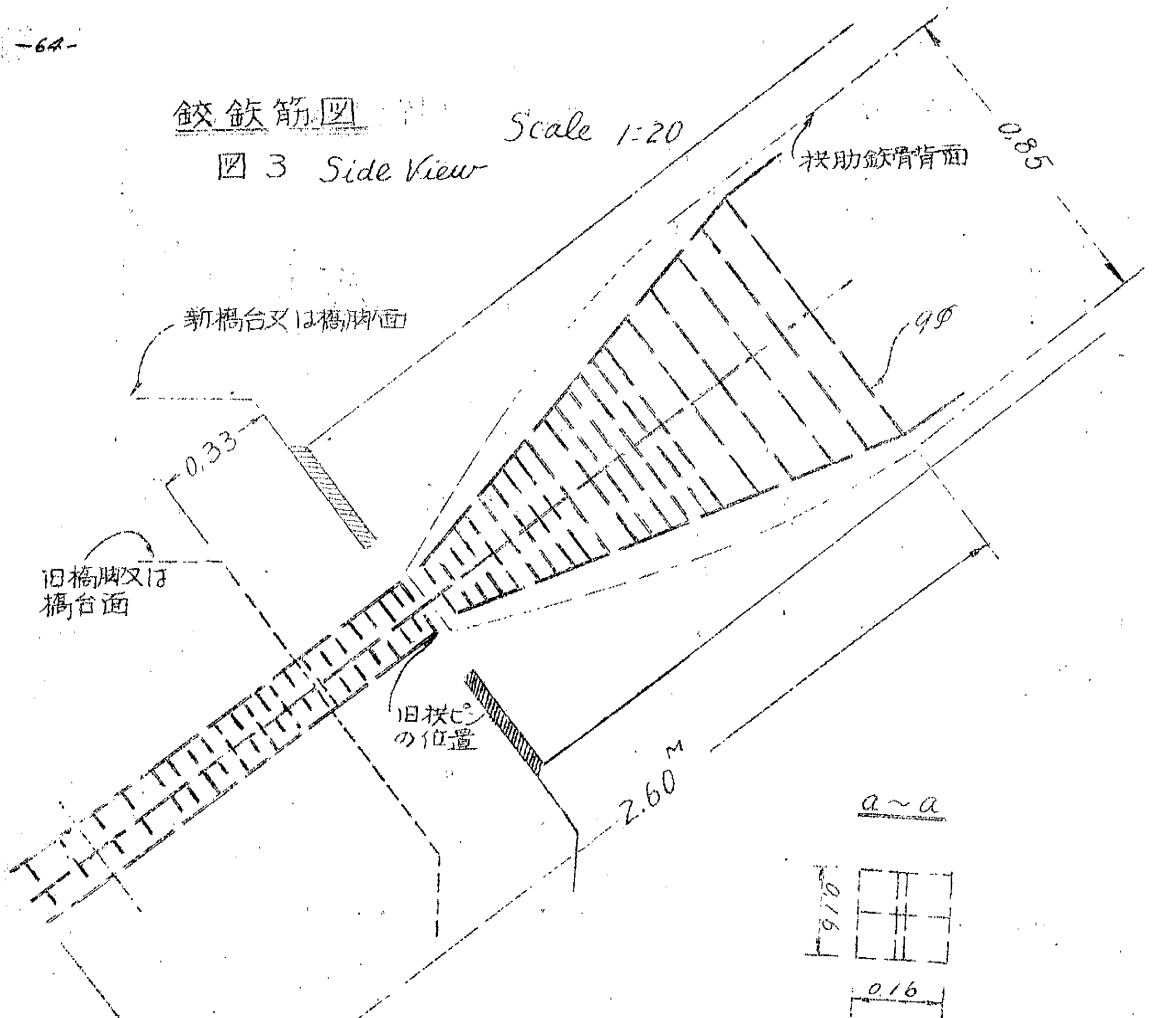
Scale 1:20



鉄筋図

Scale 1:20

図 3 Side View



配置図

Scale 1:40

⊙ of bridge

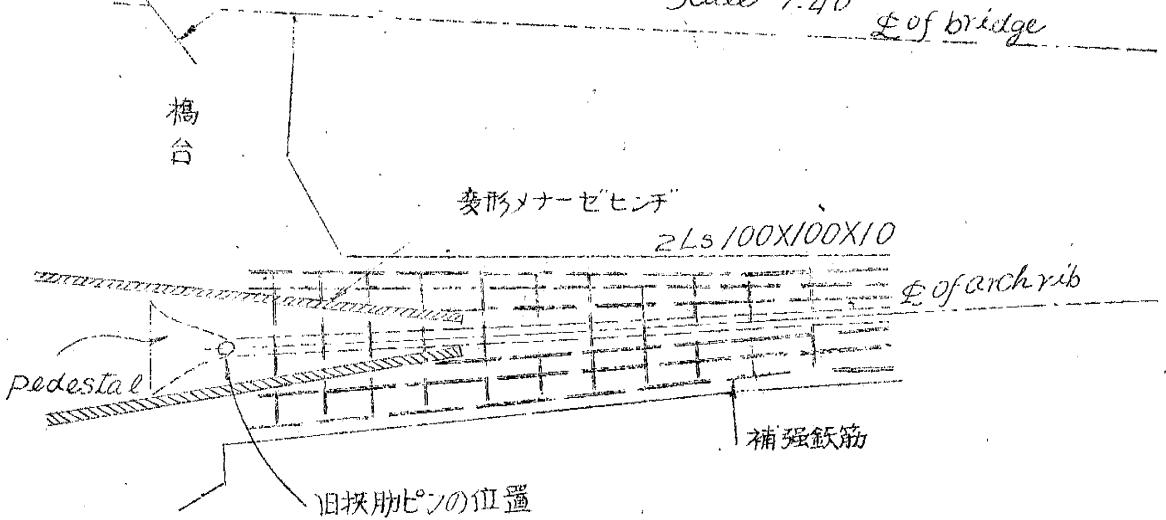


图-5.2

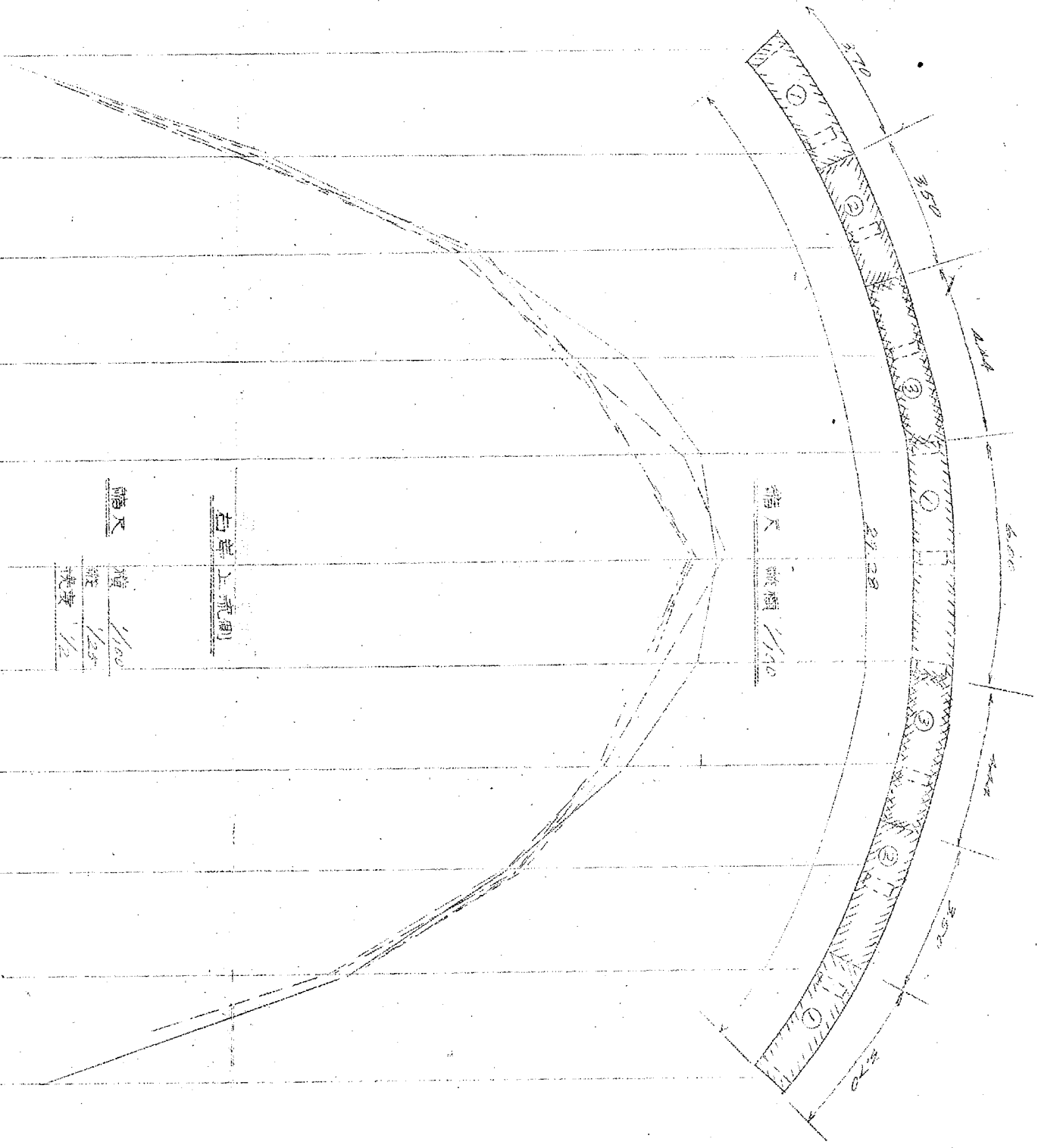
符号	断面		坡度			
	巨高	断面高	型入	(1)	(2)	(3)
(PR3) SPR	0.000	22.869	0.000			
PT1	2.730	25.879	0.017	0.013	0.016	0.022
PT2	5.460	27.109	0.010	0.003 ⁽⁺⁾	0.001	0.001
PT3	8.190	27.969	0.029	0.035	0.030	0.029
PT4	10.920	28.469	0.010			
CR	13.650	28.621	0.002 ⁽⁺⁾	0.007	0.011	0.009
PT4	16.380	28.474	0.019			
PT3	19.110	27.974	0.013	0.015	0.015	0.006
PT2	21.840	27.119	0.000 ⁽⁺⁾	0.010 ⁽⁺⁾	0.006 ⁽⁺⁾	0.002 ⁽⁺⁾
PT1	24.570	25.884	0.009	0.001	0.000	0.001
SPR (PR4)	27.300	23.929	0.000			

尺寸
(3)
(2)
(1)

尺寸
1/100
1/25
1/12

右岸上流側

尺寸
1/100



符号	追加旧橋桁		境	又				
	巨湾	天端高		型入	(1)	(2)	(3)	(4)
PR3) SPR	0.000	23.864	0.000					
PT 1	2.730	25.864	0.019	0.024	0.015	0.016	0.014	0.017
PT 2	5.460	27.114	0.008	0.010	0.006	0.006		0.007
PT 3	8.190	27.987	0.003	0.001	(+) 0.001	(+) 0.001	0.000	(+) 0.002
PT 4	10.920	28.499	0.009	0.012	0.012	0.009	0.011	0.008
C R	12.650	28.659	(+) 0.006	(+) 0.001	(+) 0.001	(+) 0.001	(+) 0.001	(+) 0.001
PT 4	16.380	28.499	0.019	0.023	0.018	0.024	0.026	0.015
PT 3	19.110	27.979	0.003	0.002	(+) 0.002	(+) 0.010	(+) 0.010	(+) 0.010
PT 2	21.840	27.114	0.010	0.012	0.007	0.013	0.015	0.008
PT 1	24.570	25.859	(+) 0.005	(+) 0.001	(+) 0.003	(+) 0.003	0.001	(+) 0.001
SPR (PR4)	27.300	23.884	0.000					

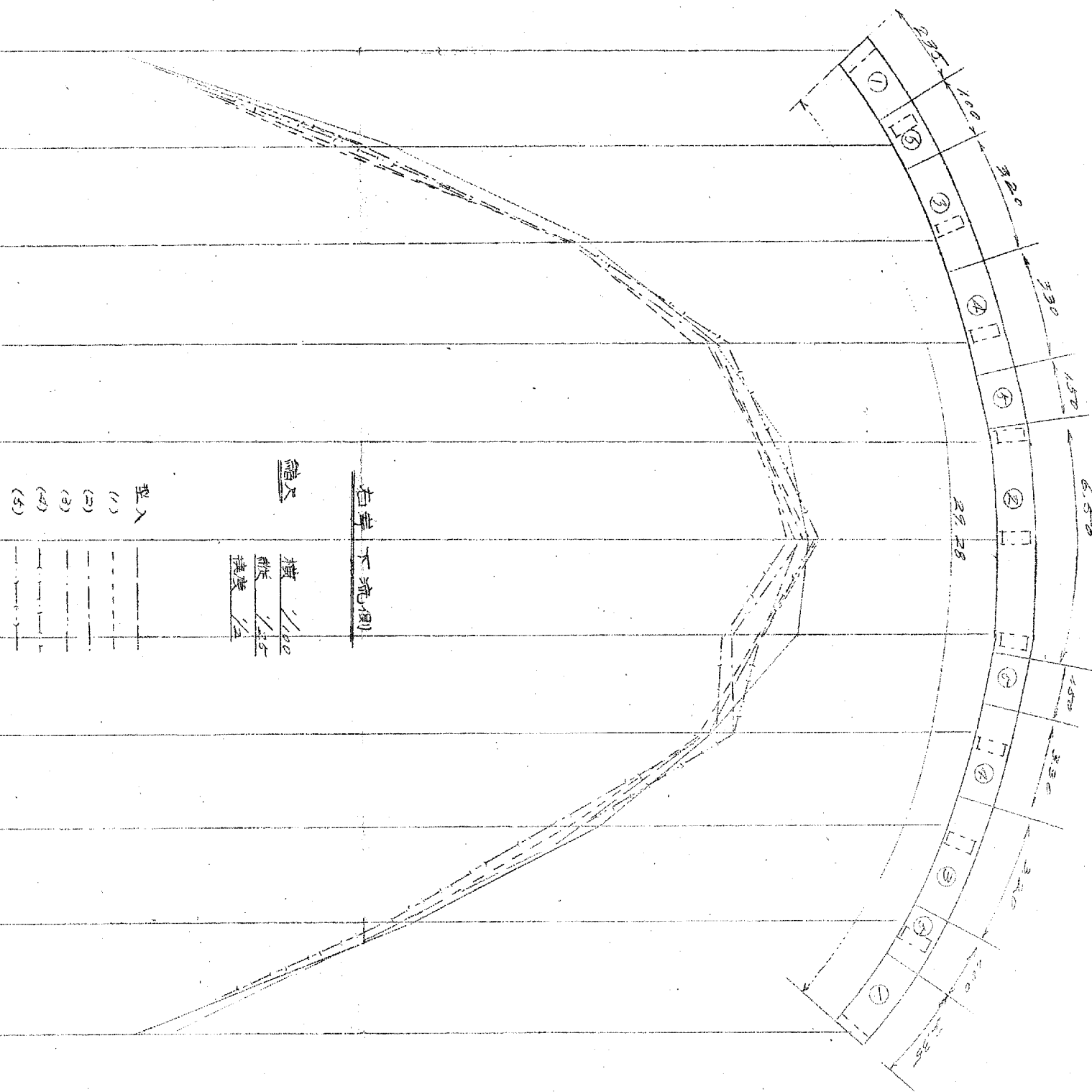


图-504

符号	测站		测深		测点				
	距上游	距下游	距左岸	距右岸	1	2	3	4	5
SPR	0.000	23.894	0.000						
PT1	2.730	25.901	0.018	0.013	0.012	0.016	0.017	0.014	
PT2	5.460	27.149	0.018	0.017	0.017	0.020	0.021	0.014	
PT3	8.190	27.994	0.021	0.020	0.020	0.022	0.024	0.021	
PT4	10.920	28.489	0.015 ⁽⁺⁾	0.003 ⁽⁺⁾	0.010	0.013	0.014	0.010	
CR	13.650	28.634	0.008	0.007	0.004	0.010	0.009	0.012	
PT4	15.880	28.451	0.009	0.004	0.013	0.019	0.019	0.012	
PT3	19.110	27.934	0.002 ⁽⁺⁾	0.002 ⁽⁺⁾	0.002 ⁽⁺⁾	0.001 ⁽⁺⁾	0.003	0.002	
PT2	21.840	27.084	0.008	0.016	0.014	0.014	0.016	0.017	
PT1	24.570	25.874	0.028	0.020	0.028	0.028	0.028	0.031	
SPR	27.300	23.904	0.000						

左岸上流侧

槽尺 槽底 槽宽

1/100 1/25 1/4

型入

(1) (2) (3) (4) (5)

