

# 論 說 報 告

第 28 卷 第 7 號 昭和 17 年 7 月

## 河 西 橋 に 關 する 報 告 及 び 研 究 其 の 1 河 西 橋 工 事 概 要

正 會 員 横 道 英 雄\*

要 旨 昭和 16 年に竣功せる北海道十勝川の河西橋(改名十勝大橋)に關する報告及び研究發表の第 1 報で、その第 1 編は本橋の設計及び施工の大意に就き述べしものである。河西橋は本邦最長支間 41 m、9 連の鐵筋コンクリート・ゲルバー桁橋である。

目	次
第 1 編 河西橋工事概要	5. 支 承 部
第 1 章 緒 言	第 3 章 下 部 構 造
1. 緒 言	1. 概 説
2. 本橋の特徴	2. 基礎底面に於ける反力と耐荷力
3. 工事概要	3. 軀 體
第 2 章 上部橋體	4. 基 礎
1. 概 要	5. 寒中コンクリート
2. 主 桁	第 4 章 鋪 裝 及 び 高 欄
3. 床構及び對傾構	1. 鋪 裝
4. 鐵 筋	2. 高欄及び照明

### 第 1 編 河 西 橋 (改 名 十 勝 大 橋) 工 事 概 要

#### 第 1 章 緒 言

##### 1. 緒 言

我國最長支間である 41 m、9 スパンを有する鐵筋コンクリート・ゲルバー桁橋の河西橋が帯廣治水事務所擔當の下に北海道帯廣市の近傍十勝川に昭和 10 年以來施行中なりし事及びその工事概要に就きては既に報告せられた所である<sup>1)</sup>。

元來河西橋は帯廣市網走町を連結する地方費道が十勝川を横斷する個所に架けられるものでその歴史は明治 38 年に私設賃取橋(キングポスト 2 連と桁橋 7 連より成る)の架設に始まりたるものにして、明治 43 年に架設せられるや初めて河西橋と命名せられ爾後國費を以て帯廣土木事務所施行により 2 回架橋せられ今回の新橋は第 4 回架設に屬する。而して河西橋架橋に就いては最初十勝川治水事業中にその繼足費が計上せられてゐたが、恰も同橋が改廢期にありしため永久的構造に依る新橋を架設の事に決し、帯廣治水事務所擔當の下に治水費及び道路橋梁費合弁支出に依りて昭和 10 年 6 月着工せられたのである。翌昭和 11 年に至りてこの合弁支出制を廢し、新設せられた特殊橋梁費に依りて 3 箇年の繼續事業として施行せられる事となつた。然し工事中支那事變に際會

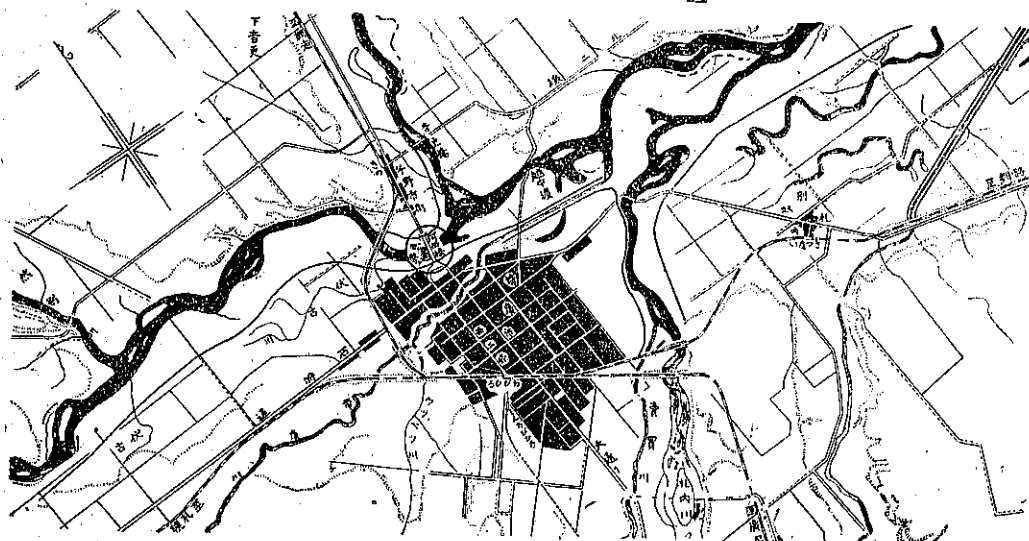
\* 工學士 北海道廳技師 石狩川治水事務所

1) 十勝川河西橋架橋工事：土木學會誌時報欄，昭和 12 年 2 月；施行中の十勝川河西橋に就いて：同誌，昭和 14 年 4 月；架橋工事中の十勝川河西橋：土木工學，昭和 12 年 10 月。

し物價昂騰の影響を受けて2箇年延長せられ昨秋10月一先づ竣功式を舉行する運びとなり、其の名も十勝大橋と改められるに至つた。尙ほ帯廣治水事務所は昭和14年8月帯廣土木現業所と改組せられたので、以後工事は引續き同所の手で施行せられた、又竣功式當時未完成なりし高欄及び附帯工事の一部も昭和16年9月には全く完成するに至つた。

新橋は諸種の型式を比較したる結果最後に鉄筋コンクリート・ゲルバー桁型を採用した。その支間は41m、9連で吾國最長のものである。設計規格は帯廣市將來の發展に備ふる爲市街橋(一等橋)となし、幅員は18mに歩車道の區別を設け、更に將來の電車荷重として22.4tボギー車の複線を可能ならしむる様にした。群衆荷重は歩道 $500\text{ kg/m}^2$ 、車道 $600\text{ kg/m}^2$ 、自動車荷重12t、輻壓機は14t、風壓は $200\text{ kg/m}^2$ 、地震荷重としては上下動 $k=0.15$ 、水平動 $k=0.08$ の震度を採用した。

圖-1. 本橋位置



本橋架設位置附近の平面圖は圖-1に示す如くで新橋は舊橋の下流約150mの地點に架けられた。之は同地點が河流の直線部を直角に切る位置にあり、道路取付の關係も良く又地質も比較的良好であつた爲である。同地點に於ける水面勾配は $1/800$ 、計畫流量は $3336\text{ m}^3/\text{sec}$ で兩岸堤防中心間距離は約402mである。

## 2. 本橋の特徴

本橋の支間41mはコンクリート・ゲルバー桁としては吾國最長のものでありその橋面積の大きさに於ては歐米にもその比を見ない。即ち河西橋の有効橋面積は橋臺中心間にて $6642\text{ m}^2$ 、橋臺裏の突桁部を含めば $6987\text{ m}^2$ に達し最近迄の最大記録を有する獨逸のSaubachtahl橋の $6368\text{ m}^2$ を凌ぐ(但し獨逸で施工中のElbe橋は $18600\text{ m}^2$ に達す)。かかる巨大な規模の達成には多大の苦心と周到なる注意を必要とした。先づ橋體のコンクリートは $60\sim 65\text{ kg/cm}^2$ の許容壓縮強度としその配合比は幾多の試験を経て決定し、その施工に當りては出來得る限りの正確度を保持せしむる様注意を拂つた。主鐵筋には徑44mm、最大長25mと云ふ本邦最初の長大丸鋼を使用した。その継手には從來むしろ忌避せられて居た鍛接法を採用して確實にして經濟的なる接手に成功した。之は新工法として期を劃するものである。又型枠及び支保工の施工計畫及び鐵筋組立等には色々の新考案を

考究したが、その中でもアーチ式支保工は最も理論的な新工法で、之に依れば工事中の出水に對して安全ならしめ、且つコンクリート打ち施工中支保工の沈下を極小ならしめ得る。次に又橋臺及び橋脚上の可動支承には巨大なるコンクリート・ロッカーを採用した事も注目に値する。これは大いさ幅 1.3 m、高さ 2.2 m、奥行 1.6 m、設計荷重 625 t に達するもので、かゝる巨大なロッカーは本邦は勿論歐米に於てもその例を見ない。依つて幾多の模型試験を行つてその安全度を確かめ、且つ施工に當りては細心の注意を拂つた。而して施工後實際に水平荷重を作用せしめて水平移動に對する抵抗力を試験し、橋體完了後温度變化及び其他に起因する支間伸縮に伴ふロッカーの水平移動量を記録測定する装置を施して引續き目下観測中である。尙ほ最近コンクリート・ロッカーの採用が盛なるに鑑み、その弾性學的理論の完成は目下の急務と云ふべきである。次に上部構造に使用するコンクリート、鐵筋、木材其他の主要材料は夥しき數量に達し之が運搬方法の如何は工事進捗上重要な影響を有するが、本工事に於ては出來上りたる下部構造を利用して高き位置に支間 37.40 m の木造構拱を架け假橋を架けてこの上に運搬線を敷設し支保工施工の支障となるにつれて順次取除いて行くと云ふ工法を採つた。この木造構拱は平行弦を有するもので、之に使用した材料は直營挽材工場にて製材の際に生ぜる幅 15 cm 内外の狭き板を利用したもので興味ある試みである。

以上の如く本橋には幾多の注目すべき事項があるが之等に就いては第 3 編以下に於て順次詳述したいと考へる。尙ほ寫眞-1 は之等の一部を示す組寫眞である。

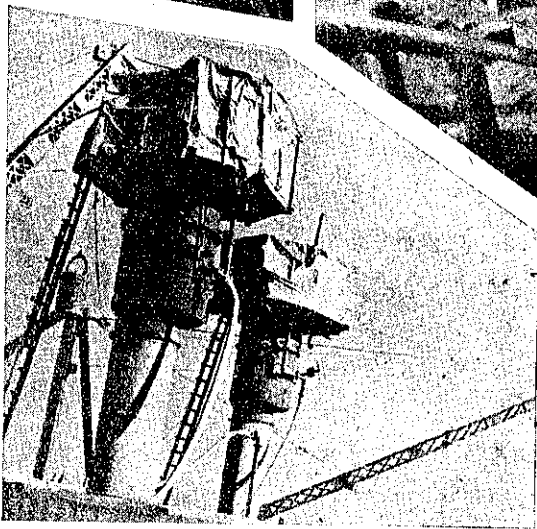
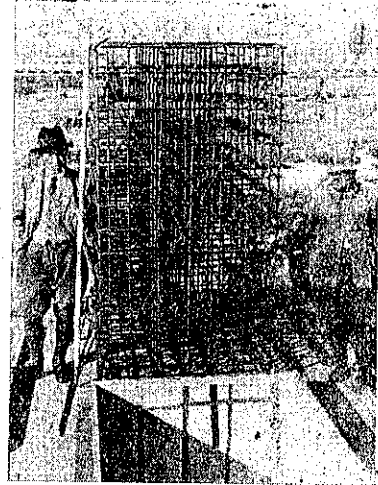
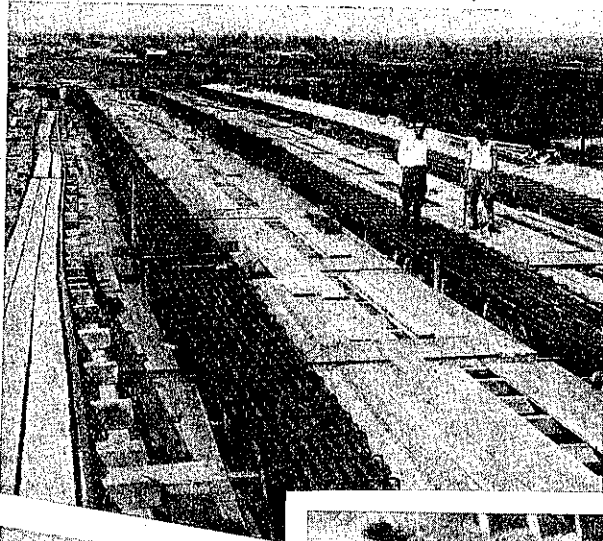
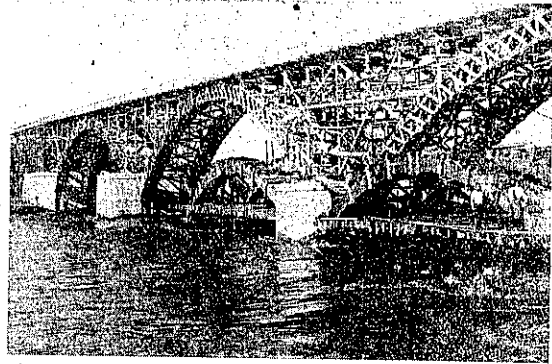
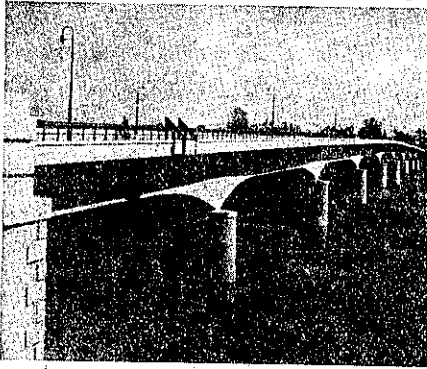
### 3. 工 事 概 要

河西橋は十勝大橋と改稱せられたがその設計、主要寸法、主要工事材料及び工事費等に就きて之を總括的に集録すれば次の如くである。

位 置	北海道帶廣市、十勝川、帶廣、網走間地方費道		
橋格及び型式	一等橋、鐵筋コンクリート・ゲルバー桁		
着 手	昭和 10 年 6 月		
完 成	昭和 16 年 9 月		
支間及び橋長	10.50* m + 9 × 41.0 m + 10.50* m = 390 m、橋臺中心間距離 = 369 m (* は橋臺裏突桁)		
有 效 幅 員	18 m = 2 × 2.7 m (歩) + 3 × 3.5 m (車) + 5.6 m (電車)		
有 效 面 積	橋臺中心間 = 6 643 m <sup>2</sup> 、橋臺裏突桁上部 = 345 m <sup>2</sup> 、計 = 6 987 m <sup>2</sup>		
上 部 構 造:			
橋 體	ゲルバー桁支間 41 m、9 連、隔徑間毎に吊桁支間 17 m を架す、橋臺裏に 10.50 m 延長させて對重用突桁となす		
主 桁	5 本、桁高徑間中央 2.4 m、橋脚上 4.0 m、橋臺上 3.494 m		
床 版	厚 25 cm、2 方向鐵筋、橋脚附近には厚 20 cm の下部床版を附す		
下 部 構 造:			
橋 脚	木造箱枠下け杭打基礎鐵筋コンクリート造	2	基
	鋼矢板圓杭打基礎鐵筋コンクリート造	3	基
	壓氣潛函沈下基礎鐵筋コンクリート造	3	基
橋 臺	木造箱枠下け杭打基礎鐵筋コンクリート造	2	基
橋 面 鋪 裝	歩道シート・アスファルト 2 cm、車道アスファルト・コンクリート 5 cm		

寫眞-1. 河西橋工事

上圖左：側面圖，上圖右：アーチ式支保工と假橋用木造構拱  
中圖左：橋體鐵筋組，中圖右：ロッカー鐵筋，中圖下：主鐵筋銲接  
下圖左：澆固工事，下圖右：吊桁可動端ローラー



高欄 路面上高 95 cm, 束柱 1 m 間隔鋼管 φ50, 之に鑄鐵製手摺及び横棧金物を取付く, 高欄腰石, 親柱及び袖高欄は花崗石

照明 燈柱鑄鐵製光源高 4.5 m, 間隔 41 m, 燭光 300 kW

主要材料:

コンクリート (m <sup>3</sup> )	上部橋體 7 351 (内填充コンクリート 402), 下部 9 146 (内中埋コンクリート 1 483)
セメント (t)	上部橋體 2 515, 下部 2 475
砂 (m <sup>3</sup> )	上部橋體 3 851, 下部 4 056
砂利 (m <sup>3</sup> )	上部橋體 5 554, 下部 7 292
鐵筋 (t)	上部橋體 1 175, 下部 258
鉛板 (kg)	上部 13 493, 下部 6 327
木材 (m <sup>3</sup> )	上部 2 030, 下部 846
花崗石 (切)	上部 3 109, 下部 1 387

表-1.

工種	工費	數量	單價	摘要
1. 下部構造	363 131.334 <sup>圓</sup>	7 662.73 m <sup>2</sup>	47.39 <sup>圓</sup>	數量は鐵筋コンクリート量なり中埋コンクリートを含まず
左岸橋臺	34 764.442	868.78 "	40.02	"
右岸 "	31 570.456	868.78 "	36.34	"
第 1 號橋脚	26 000.000	528.14 "	49.23	"
第 2 號 "	28 143.533	634.39 "	44.36	"
第 3 號 "	34 574.603	824.56 "	41.93	"
第 4 號 "	36 205.238	840.06 "	43.10	"
第 5 號 "	34 967.461	749.98 "	46.62	"
第 6 號 "	50 729.999	828.93 "	61.20	"
第 7 號 "	40 243.285	793.10 "	50.74	"
第 8 號 "	45 432.317	726.01 "	62.58	"
2. 上部構造	681 434.265	6 642 m <sup>2</sup>	102.59	數量は橋臺中心間有効面積
1) 橋體工	626 190.824	6 949.33 m <sup>2</sup>	90.11	數量は鐵筋コンクリート, 1:4:6
橋體製作工	397 218.021	6 949.33 "	51.40	コンクリートを含まず
型枠及支保工	228 972.803	6 949.33 "	38.71	"
2) 橋面鋪裝工	22 739.057	6 987 m <sup>2</sup>	3.25	數量中には橋臺裏突桁部を含む
3) 高欄及裝飾工	32 504.384	369 m	88.09	
3. 其他費	26 852.621			
材料試驗費	2 027.550			
器具機械費	21 930.321			
設備費	2 894.740			
工事費計	1 071 418.220	6 642 m <sup>2</sup>	161.31	
雜費	3 581.780			
合計	1 075 000.000	6 642 m <sup>2</sup>	161.85	

鋼矢板 (t)	下 部	138.4
アスファルト (kg)	上 部	51 279
高欄金物 (t)		37.0

**工 費**

純工事費は初め 886 500 圓の豫算なりしも時局に依る物價騰貴の爲め増額を餘儀なくせられて 1 075 000 圓を要したがその内國費は治水費 26 500 圓, 特殊橋梁費 938 500 圓, 計 965 000 圓で, 寄附は帯廣市 90 000 圓, 菅更村 20 000 圓, 計 110 000 圓であつた。その内譯表-1 の如し。

尙附帯工事は専ら治水費に依り施行せられたが次の如くである。

土留壁及び階段工事	38 380.000 圓
左岸取付道路盛土	25 416.000 "
右岸取付道路盛土	48 339.000 "
護 岸 工	27 230.000 "
計	139 365.000 "

純工事費及び附帯工事費を合算すれば統計 1 214 565.150 圓に達す。

次に橋面 1 m<sup>2</sup> 當り工費は橋臺中心間有效面積 6 642 m<sup>2</sup> なるを以て純工事費は 161.85 圓, 附帯工事費 20.98 圓, 計 182.83 圓にして, 橋臺裏突桁部を合算すれば有效面積 6 987 m<sup>2</sup> なるを以て 1 m<sup>2</sup> 當り純工事費 153.85 圓, 附帯工事費 19.94 圓, 計 173.79 圓なり。

**第 2 章 上 部 橋 體**

**1. 概 説**

上部構造に關する主要事項に就いては第 2 編以下にて詳述するを以て本章に於てはその概略及び重複せざる事項に就きて述ぶる事とす。

展述する如く本橋は本邦に於ては翻期的規模のコンクリート・ゲルバー桁橋である。即ち橋臺中心間距離 369 m を 9 等分して 1 支間 41 m となし, 更に橋臺の後方に 10.5 m だけ延長して對重用突桁部を設けた。之は熟知の如く第 1 徑間を長支間となす爲めの常套手段である。9 連の等支間としたのは格別の意義もないが, 之に依り設計及び施工上幾多の點に於て流用可能性を増加し得て工費の節減を

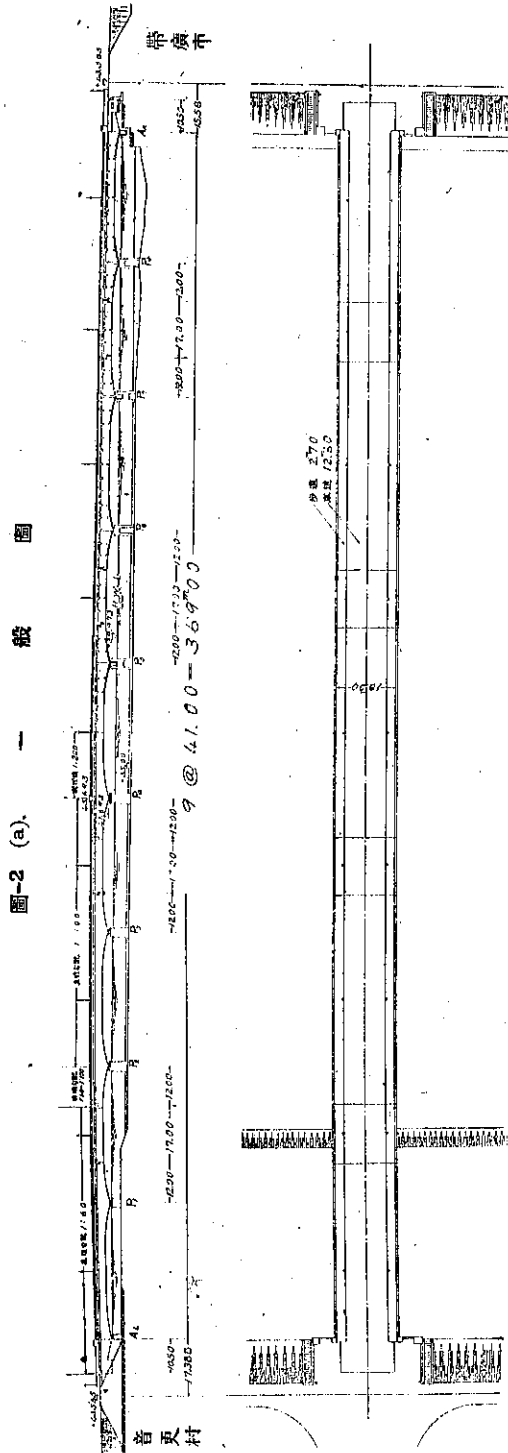
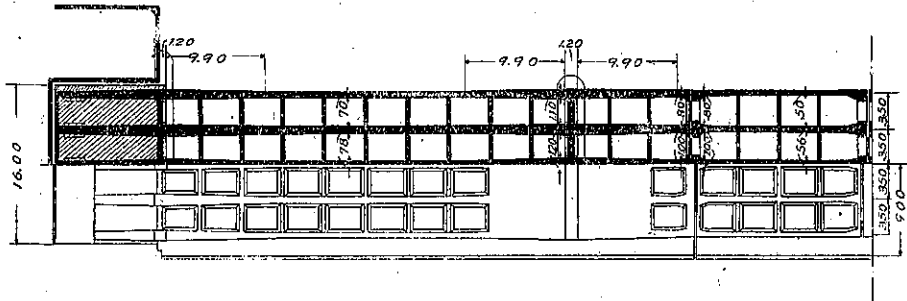
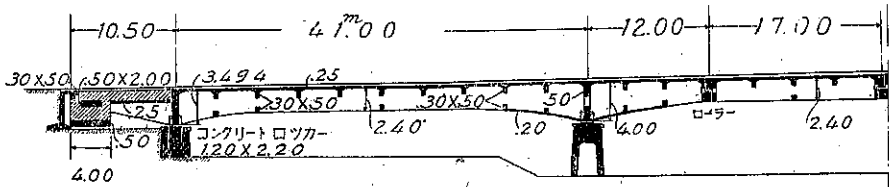


圖-2 (b). 一部詳細圖

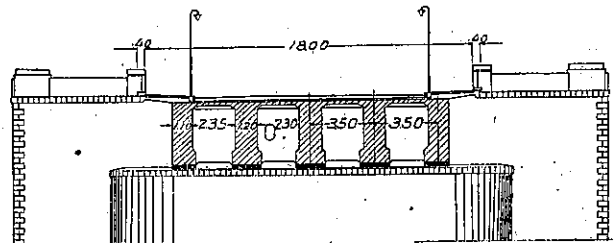
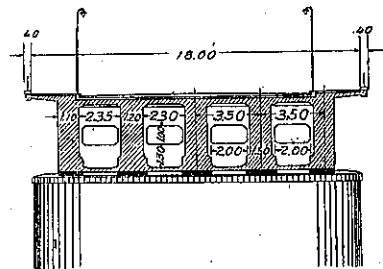
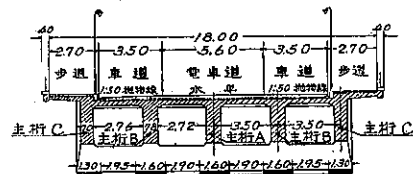


なし得ることは言を俟たない。橋臺裏の突桁部はその外側をコンクリート土留壁を以て圍んだ爲め外方からは見られず、恰も橋は橋臺にて終つてゐるかの觀を與へる。外觀は出來得る限り冗飾を避け簡潔を尊び且つ構造を明示する様になした。例へばゲルバー鉸部にては外方よりその構造を確認し得る如くに鉛板やローラー等を露出させ、橋脚上にては桁受部を露出せしめてアーチの模倣を廢し、又高欄の伸縮接手は 3 cm の間隙だけ中斷せしめて從來よく行はれし如く之を隠蔽する如き工法を採らなかつた。

2. 主 桁

主桁は 5 本でその横断面圖は圖-2 (c) に示されてある如く角型である。最近は長徑間に對しては T 型又は箱型が採用されてゐるが、本橋設計當初(昭和 8 年)にては未だ疑問があつたので遂に採用しなかつた。主桁の間隔は 3.5 m で、車道部主桁の桁高は徑間中央にて 2.4 m 橋脚上にて 4.0 m、橋臺上にて 3.494 m である。支間長は 41 m なるを以て徑間中央の高さ 2.4

圖-2 (c). 横 断 面 圖



$m$  は1/17.1の細長比となり、又吊桁としては支間 17.0 m なるを以て 1/7.1の細長比となる。次に橋脚上の高さの支間長に對する比は 1/10.3、同じく突桁部の持出し長 12.0 m に對する比は 1/3 なり。尙ほ主桁 5 本の内歩道部の 2 本は車道部より 22 cm 丈け高くなつてゐる。桁腹部厚は車道部及び歩道部主桁に對し夫々吊桁徑間中央にて 56 cm 及び 50 cm、複礎着桁徑間中央部にて 78 cm 及び 70 cm とし、橋脚附近にては 9.9 m の區間にて夫々 110 cm 及び 100 cm に増大させた。

主桁は橋臺裏に 10.5 m 延長されて突桁部を作る。この突桁部では主桁を厚 25 cm 又は 50 cm の床版を以て連結した。この床版はその上に  $1\text{ m}^2$  當りセメント 200 kg の填充コンクリートを施工し、之と一體となつて表載荷重を支持して之を主桁に傳へる。又後端 4.0 m の區間は桁の總高を 3.45 m となしてこの區間の填充コンクリートの深さを大にして對重の効果が大ならしめた。但しこの部分の填充コンクリートは施工後收縮其他に依りて主桁腹部との間に間隙を生じてその全荷重が下の床版に働く事となる虞れあり、かくてはこの床版を著しく補強せざるを得ないので主桁の側面に厚 50 cm、長 200 cm の突起を附して填充コンクリート塊の荷重の一部は直接主桁に取らせる様になした(圖-2 (b))。尙主桁の後部上端は  $30 \times 50$  cm の部材を以て連結して扭れ其他に對する安定度を増加した。この對重用突桁部を設けることに依り例へば車道部主桁にては橋臺上の負曲げモーメント 1516 m-t を生じて第 1 徑間の正曲げモーメントを著しく輕減することが出來た。橋臺上のロッカー支承なるを以て溫度變化其他に依りて第 1 徑間に變化を生ずればこの突桁部も水平移動をなし、又活荷重に依りてその後端は上下動をなす。故に之を自由ならしめる爲めその 3 方を鐵筋コンクリートの土留壁を以て圍み裏込土と絶縁した。而して路面には人孔を設けてこの土留壁にて圍まれし内室に入り得られる様になして後日水道管其他を橋梁に添加する必要を生じた時の便利を圖つた。

### 3. 床構及び對傾構

床版は厚 25 cm で  $1\text{ m}^2$  當り約 30.3 kg の 2 方向鐵筋を以て補強した。鐵筋量の計算には床版は縦方向では 3.84~4.1 m 間隔の横桁にて支持せられる單桁として考へ、横方向では 3.5 m 間隔の主桁に依り彈性的に固定せられるものと考へた。一般に主桁の斷面は大きい故普通には床版を完全固定版として取扱ふ事が行はれてゐるが、正確には負曲げモーメントが主桁に扭りを與へるため或る大いさの廻轉角が生じ、それだけ負曲げモーメントは減少する。本橋に於てはこの廻轉の影響を考慮して計算を行つた。この事に就いては後述し度い。

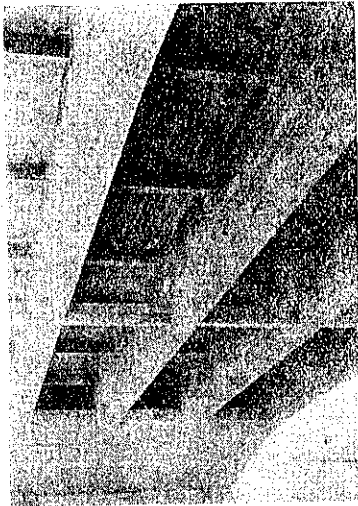
床版は又主桁と共同して正曲げモーメントに對し T 形桁として抵抗する。然し橋脚附近では負曲げモーメントが働くので、左右各約 8 m の區間に對し下部床版厚 20 cm を設けて之に抵抗せしめ桁高の減少を圖つた。

以上の床版は又橋に働く水平力に對する横構の役目を果たす。普通コンクリート桁橋に於ては橋に直角に働く水平力に對して考慮を拂はない傾きがあるが、長徑間の場合には相當の対策を考へる必要がある。水平力としては風壓、地震力等であるが、本橋に於ては水平震度 0.08 を採用したるに依り風壓に比し地震力の方遙かに大なるを以て風壓を無視した。又地震時の活荷重はその半分を考慮することにした。即ち地震に依る水平荷重は  $(g + \frac{1}{2}p)h$  である(但し  $g, p$  は夫々垂直死及び活荷重とす)。かくして計算したる結果は吊桁中央部にて  $M_{\max} = 54.17 \text{ m-t}$ ,  $\sigma_t = 10.2 \text{ kg/cm}^2$  複礎着桁中央にて  $M_{\max} = 116.82 \text{ m-t}$ ,  $\sigma_t = 20.9 \text{ kg/cm}^2$  橋脚上にて  $M_{\max} = 315.57 \text{ m-t}$ ,  $\sigma_t = 26.1 \text{ kg/cm}^2$  となつた。但し  $\sigma_t$  は曲げモーメントに依るコンクリートの線應力であるが之は實應力ではなく破壊係數を示すものであり又使用コンクリートの破壊係數は  $50 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$  であつたからこの程度の數値は許容出來る。



次にこの水平力に対しては適当な對傾構を考へる必要がある。先づ中間の對傾構としては横桁があるが、本橋に於ては上部には 30×50 cm の断面のものを床版下に設けて桁總高は 75 cm の横桁を 3.84~4.10 m の間隔に設けたが之のみでは不十分なるを以て最大間隔 12.3 m に下部横桁 30×50 cm の断面のものを

写真-2. 下から見上げた床構



のを設けてラーメンを作つた(圖-2 (b))。ゲルバー-鐵部及び橋脚、橋臺上にては横桁の断面を増大して同様にラーメンを形成せしめて水平力に対して充分な抵抗力を與へた。對傾構の計算に際しては、水平力の 2/3 は上部床版に働き、残り 1/3 は下方横桁中心に作用するものと假定した。

4. 鐵筋

主桁の鐵筋配置は圖-3~6 に依つて知り得る。又主桁の主要断面及び鐵筋配列は圖-7 a)~d) にて示されてある。即ち複從着桁の主鐵筋は φ44 と云ふ太い丸鋼で最大断面では 39 本を 4 層に、又吊桁では φ38 の丸鋼を最大断面で 16 本を 3 層に夫々配列した。徑 44 mm の丸鋼は本邦では鐵筋として最大のもので、本橋にてはその購入最大長 25 m のものを使用した。かかる長大鐵筋の加工、接手及び組立ての施工法は興味ある事項なるもその詳細に就きては第 2 及び 3 編に於て之を述べる。

鐵筋の計算は通常法に據つたが圖-2 (c) 又は圖-6 の横断面圖にて分る如く歩道主桁の断面形が異形である爲め次の如き算式を誘導して計算した。

圖-3. 端徑間複從着桁(0)配筋圖(主桁A)

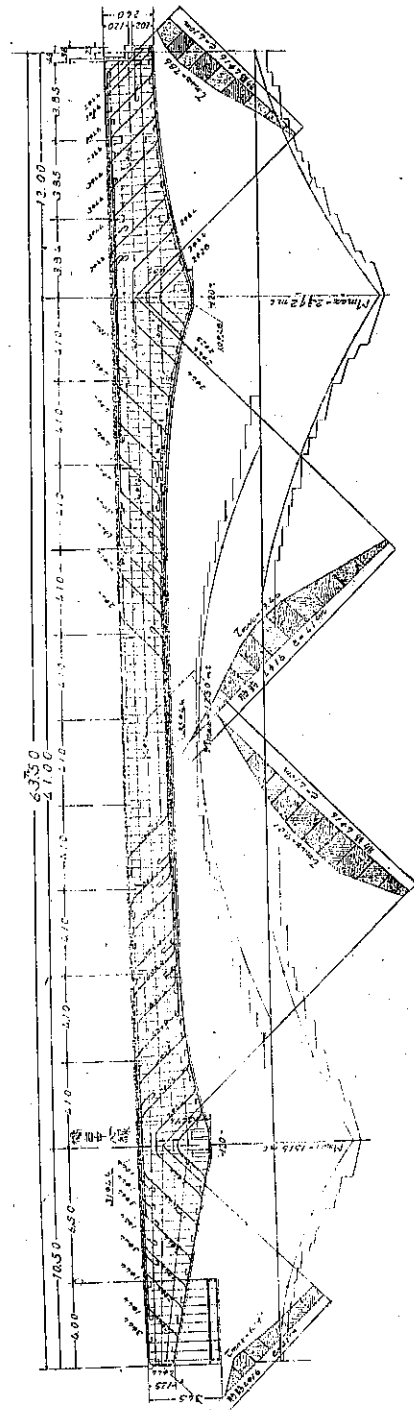


圖-4. 中間徑間複礎着桁(1)配筋圖(主桁 A)

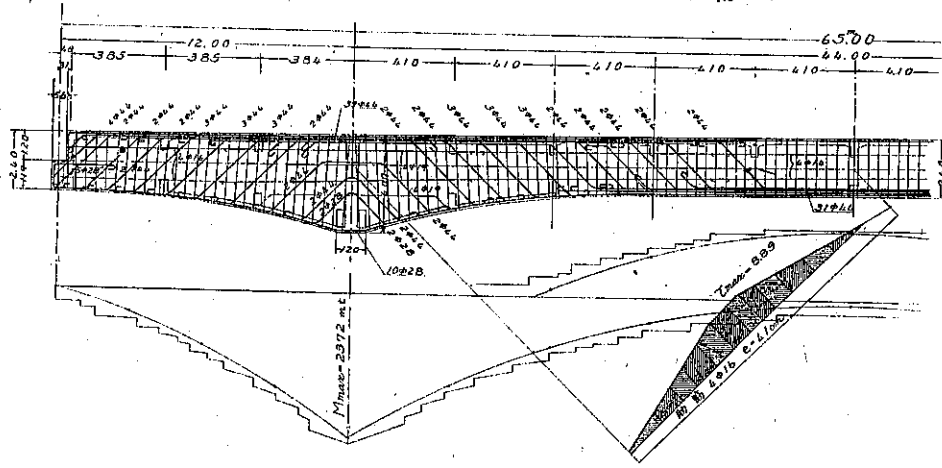
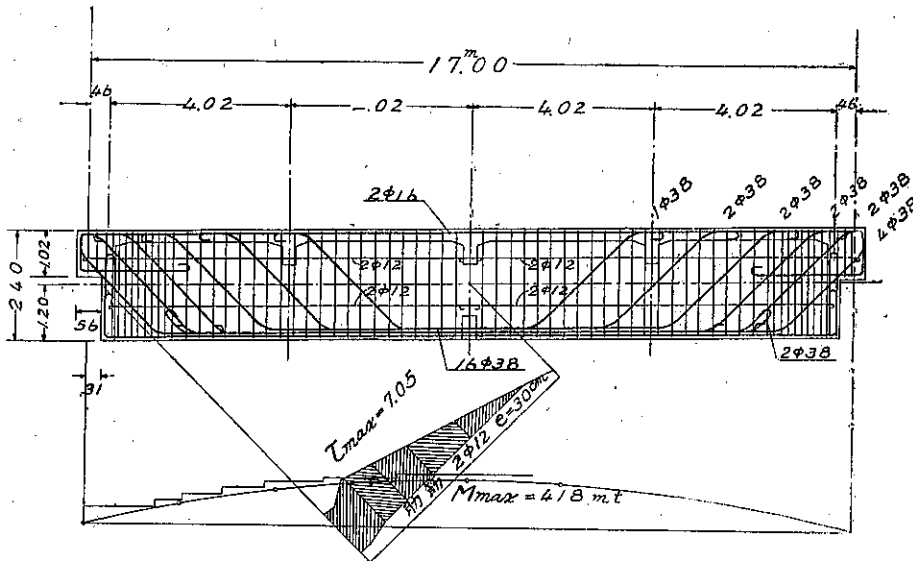


圖-5. 吊桁配筋圖(主桁 A)



a) 圖-8 の場合

$$x = -\frac{(b-b_0)t + (b_2-b')s + n\sum F_e}{b_0} + \sqrt{\left[\frac{\{(b-b_0)t + (b_2-b')s + n\sum F_e\}}{b_0}\right]^2 + \frac{\{(b-b_0)t^2 + (b_2-b')s^2 + 2stb_2 + 2n(F_e d + F_e' d')\}}{b_0}}$$

$$y = \frac{bx^3}{3} - \frac{b_1(x-t)^2}{3} - \frac{b_2(x-t-s)^2}{3} - \frac{b's^3}{12} - b's\left(x - \frac{s}{2}\right)^2 + nF_e'(x-d)^2$$

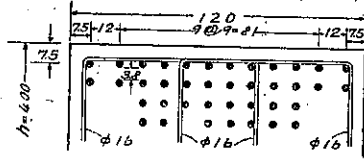
$$z = d - x + y$$



$$+ \sqrt{\frac{(b-b_0)t + (b_2-b')s + n'b_0h + n\sum F_e}{(1-n')b_0}} + \frac{(b-b_0)t^2 + 2stb_2 + (b_2-b')s^2 + n'b_0h^2 + 2n(F_e d + F_e' d')}{(1-n')b_0}$$

$$J = \frac{bx^3}{3} - \frac{b_1(x-t)^3}{3} - \frac{b_2(x-t-s)^3}{3} - \frac{b's^3}{12} + \frac{n'b_0(h-x)^3}{3} + nF_e(d-x)^2 + nF_e'(x-d')^2$$

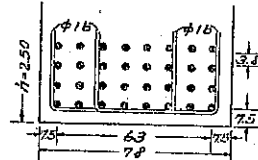
圖-7. 主桁 A 主要断面一覽圖



$F_c = 39 \phi 44 = 593 \text{ cm}^2$

$M_{max} = -2372 \text{ mt}$

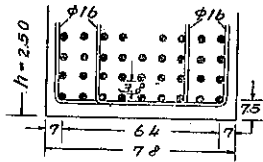
(a) 橋脚上断面



$F_c = 31 \phi 44 = 471 \text{ cm}^2$

$M_{max} = +1102 \text{ mt}$

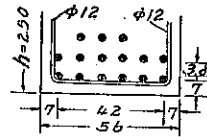
(c) 複礎着桁(1又は2) 径間中央断面



$F_c = 35 \phi 44 = 532 \text{ cm}^2$

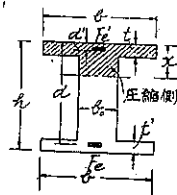
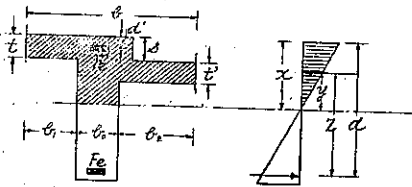
$M_{max} = +1250 \text{ mt}$

(b) 複礎着桁(1) 径間中央断面



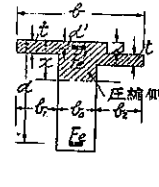
(d) 吊桁径間中央断面

圖-8.

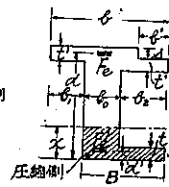


(a) I形断面

圖-9.



(b) 異形T形断面



(c) 異形I形断面

(c) 異形I形断面, 圖-9 (c) の場合

$$x = - \frac{(B-b_0)t + n'(b_0h + b - b_0t' - b' - b_2s) + n\sum F_e}{(1-n')b_0}$$

$$+ \sqrt{\frac{(B-b_0)t + n'(b_0h + b - b_0t' - b' - b_2s) + n\sum F_e}{(1-n')b_0}}$$

$$+ \frac{(B-b_0)t^2 + n'b_0h^2 + 2n't'(b-b_0)\left(h - \frac{t'}{2}\right) - 2b_2t's - 2(b'-b_2)s\left(h - \frac{s}{2}\right) + 2n(F_e d + F_e' d')}{(1-n')b_0}$$

$$J = \frac{B a^3}{3} - \frac{(B - b_0)(x - t)^3}{3} + n' \left\{ \frac{b(h - x)^3}{3} - \frac{b_1(h - x - t')^3}{3} - \frac{b_2(h - x - s - t')^3}{3} - \frac{b s^3}{12} - b' s \left( h - x - \frac{s}{2} \right)^2 \right\} + n F_e (d - x)^2 + n F_e' (x - d')^2$$

以上の諸式にて  $n'$  はコンクリート應張側の弾性係数の壓縮側に對する比即ち  $56\,000/140\,000 = 0.4$  を意味するものとす。尚ほ  $x$  及び  $J$  が求められた後はコンクリートの曲げ引張應力  $\sigma_{bs}$  は

$$\sigma_{bs} = n' \frac{M}{J} (h - x)$$

に依りて求められる。

以上の諸式に依りて計算したる結果は例へば主桁 5 本の内中央の電車道部主桁に就きては橋脚上に  $22\text{ kg/cm}^2$  複碇着桁 (0) 徑間中央にて  $25\text{ kg/cm}^2$ 、複碇着桁 (1) 徑間中央にて  $27\text{ kg/cm}^2$  及び吊桁徑間中央にて  $20\text{ kg/cm}^2$  であつた。之等の値は許容する事が出来る。コンクリート桁の引張側の龜裂を可及的に取り除く爲めコンクリート表面近くに鐵網を挿入したる例もあるが施工上の困難も伴ふので本橋にては採用しなかつた。然し從來の慣習たる主鐵筋を保持するため主桁型枠の底板の上にモルタル塊や小石等を置く事は、桁の引張面に於けるコンクリートの引張抵抗力を阻害し龜裂を生ぜしむる誘因となるのでかゝる施工法は廢し、鐵筋は完全に上部より吊つて底板との間隔を保持せしめて萬全を期した。

主鐵筋の配置は圖3~5 に示してあるが、先づ剪應力に對して必要な斜鐵筋を定め、次に各點の曲げモーメント

を考慮しつゝ之れに必要な鐵筋の量を殘して漸次最大斷面より本數を減じて行つた。桁腹部のコンクリート剪應力は最大  $\tau = 9.46\text{ kg/cm}^2$  に達した。肋筋は吊桁に於ては 2- $\phi 12$  の丸鋼を 30 cm 間隔を用ひ、複碇着桁に於ては 4- $\phi 16$  の丸鋼を 41 cm 間隔に挿入した。主鐵筋の端部に附した鈎の内徑は鐵筋の徑の 3 倍とし、屈曲部半徑は鐵筋直徑の約 10 倍とした。

斜鐵筋は等分の應力を負擔する様に剪應力圖を區分してその位置を定めたが、橋脚上又はゲルバー鉸端部等の如

圖-10. 橋脚上桁受部補強鐵筋

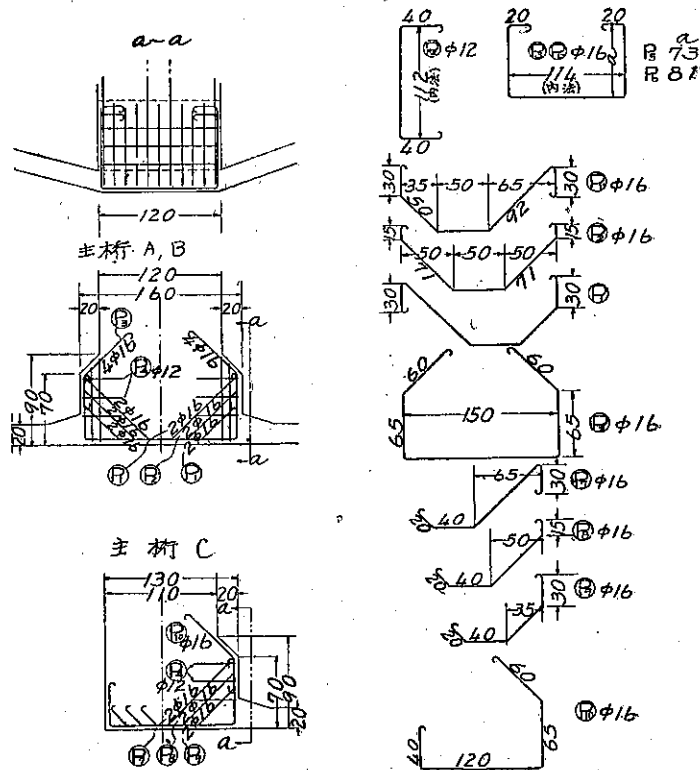
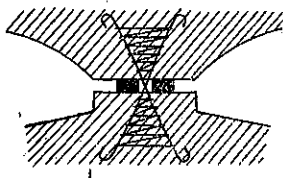


圖-11.



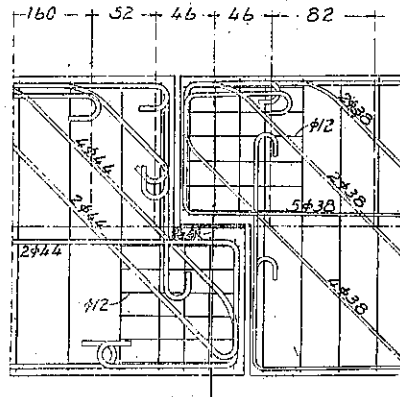
く反力の集中する個所にては餘分の斜鐵筋を挿入した。又桁腹部の兩側には

用心及び組立てのため径 12~19 mm の丸鋼を上下 2 段に挿入し、橋脚及び吊桁鉸端部等の支承部には相當の補強鐵筋を入れた。

5. 支 承 部

下部構造上に於ける桁の支承部には幅 50 cm, 厚 3 cm の鐵板を挿入して鉸作用をなさしめた。その支壓面の長さは車道部主桁にて 160 cm, 歩道部主桁にて 130 cm である。この支壓長はこの部分に於ける主桁腹部幅よりも大であるため、充分に鐵筋を以て補強したる突起を桁腹部より出して全反力を安全に傳達し得る様になした(圖-10)。

圖-12. 吊桁固定支承部詳細圖



鐵筋コンクリート桁の支承部に鉛板を挿入して鉸構造となすことは從來よく行はれた事であるが、之のみでは不充分なりとし安全のため更に X 型鐵筋を挿入して上下兩構造に貫通せしむる圖-11 の如き構造を多く見受ける。然しかゝる設計はこの支承部に非常に大なる水平剪力が働き上下間の摩擦のみにては安全を保し難き特殊の場合以外は特に必要ではない。殊に外的靜定構造に於ては支承部に働く力は主として垂直反力であつて、水平剪力としては通常垂直反力の 20% にも達せざる風壓、地震力等に過ぎぬを以て上下兩構造間の摩擦に依りて充分に抵抗せられるものである。又支承に大なる負の反力が働く場合は格別なるも普通は地震の上下動に依る程度なれば反力が負になる事はないので之に對して別に考へる必要もない。以上より X 型類似の鐵筋はその必要を認めないのみか却つて之を挿入することに依り施工上困難を伴ふもので有害無益に近いものである。尤も地盤が軟弱で下部構造が著しく沈下移動する恐れある場合は又別である。本橋に於ては橋脚天端上にモルタルを塗つて鉛板を据ゑ、この上に直ちに橋體のコンクリートを打ち上下を連絡する如き鐵筋は何等挿入しなかつた。

橋臺及び橋脚上の可動支承にはコンクリート・ロッカーを用ひてローラー作用をなさ

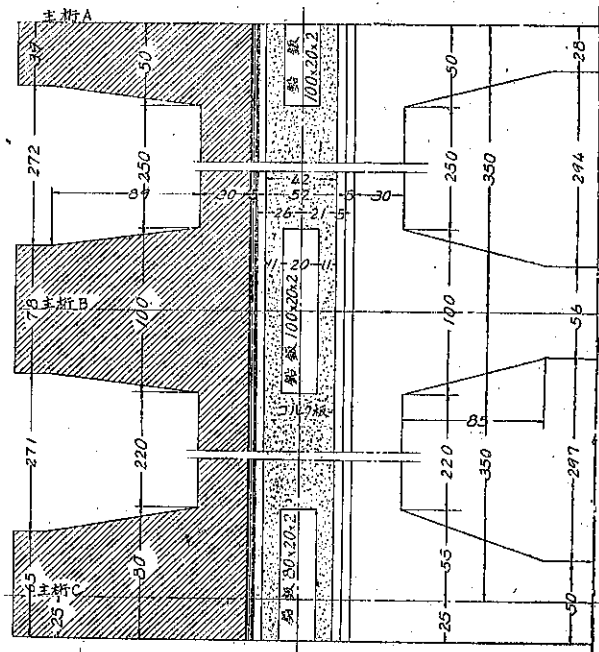
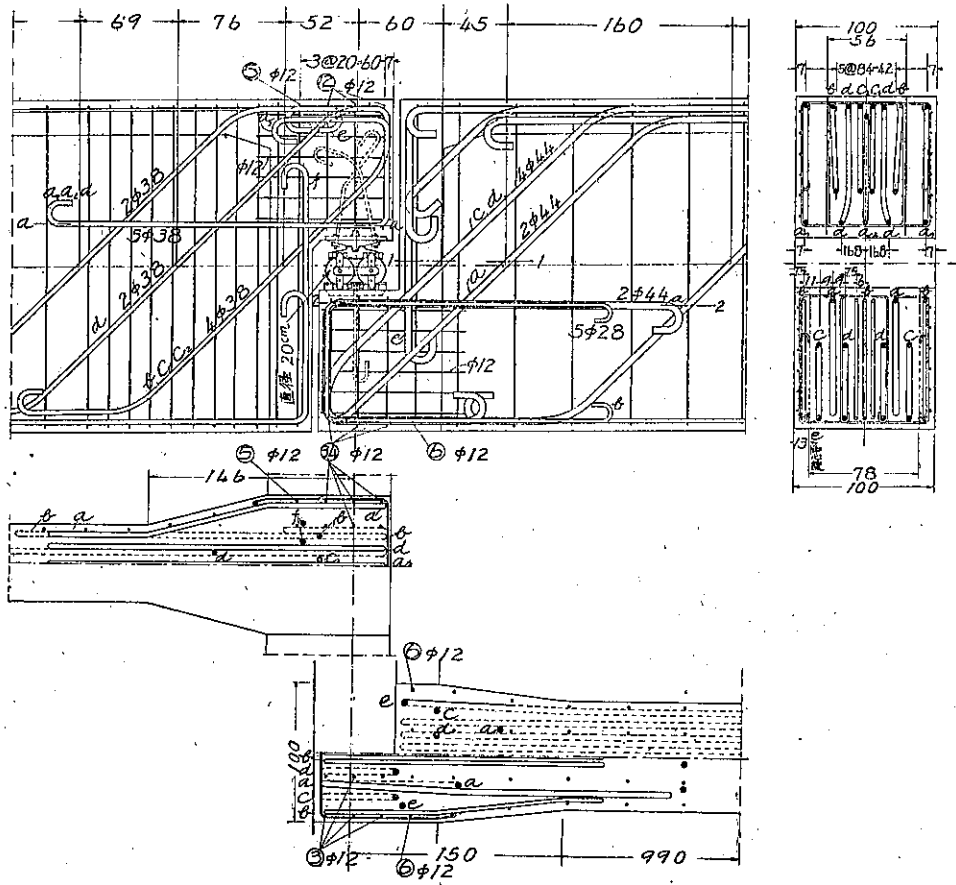


圖-13. 吊桁可動支承部詳細圖

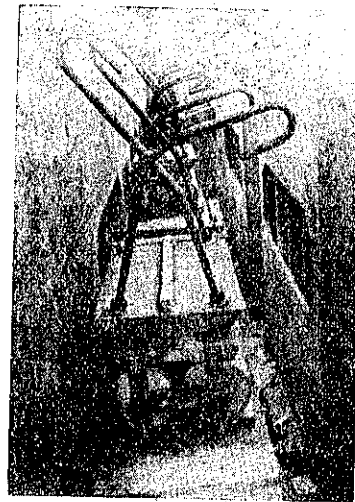


しめたが之に關しては後編に詳述し度い。

次に吊桁支承部即ちゲルバー・ヒンヂの構造に就いては編を改めて述ぶることゝなすも、固定支承は鉛板を挿入し可動支承にては鑄鋼製のローラーを用ひた。この部分に於ける反力は車道部主桁にて 100 t、歩道部にて 83.8 t である。吊桁の固定支承に鉛板を使用するのは橋脚上の支承と同工法であつて、鉛板は徑 2 cm、幅 22 cm で奥行は車道部主桁にて 100 cm、歩道部主桁にて 80 cm とし、それ従つて主桁の腹部厚も鉛板の支壓長と同一になる如く増大させた(圖-12)。

可動部の杵金物は總高 36 cm で圖-14 にて示す如く上杵、下杵、ローラー及び底版より成つてゐる。孰れも鑄鋼製でローラーは直徑 20 cm のもの 2 本用ひた。比較的大なる徑間を有するコンクリート・ゲルバー桁にては吊桁の可動支承部にこの種の杵金物を使用することは是非共必要である。之に依りこの部分に於ける桁高の減少を最小限度に止め得、又

寫眞-3.







水平移動及び鉸作用を略々完全に可能ならしめ得る。寫眞-3 は吊桁可動支承部の咨金物を示す。

### 第3章 下部構造

#### 1. 概説

下部構造は圖-15 に示す如く橋臺 2 基、橋脚 8 基、計 10 基である。圖-1 の平面圖に於て見る如く本橋位置は屈曲部なるため現在の河心は著しく右岸に接近してゐるが、將來は之を橋脚 P<sub>7</sub> より左方に整正する方針である。左岸側は常時に陸地となつてゐるが計畫洪水位は +39.973 m なるため出水時には忽ちして溢流するに至るも右岸寄りに比し施工は容易である。この陸地部は圖-15 に於て破線にて示す如く +37.00 m まで敷取りをなした。地質は +24.0~+25.0 m 迄は堅固な砂利層で耐荷力度は彈性限度にて 130~150 t/m<sup>2</sup> である。之に續く約 10 m は火山灰を含んだ砂質粘土の硬、軟兩種の交互層で、この層内に基礎底面を置くには細心の注意を拂ふ必要がある。出來得れば上層の砂利層内に築造することが望ましいが、一方洪水時に於ける洗掘に對する安定をも考慮しなければならぬ。火山灰質粘土層を貫けばその下は硬質の石英を多量に含む砂層であるが、この層に達するには少くとも地盤下 18~26 m の深さに及ぶを要す。

本橋基礎築造の方針としては地中深く下げて不確實な周圍の土を頼みて摩擦力及び顛倒に對する抵抗力を増加せしむる如き方法を避け専ら基礎底面の地盤耐荷力に依頼して安定を維持する事とした。蓋し基礎軀體と土との間の摩擦力は洗掘によりて著しく減少するからである。故に基礎は出來得る限り砂利層内に築造することとした。出水時に於て一時的洗掘がどれだけの深さに及ぶかは之を豫想する事甚だ困難であるが、大體水深だけは洗掘するものと見てよいと思はる。更に適當な根固め工を施工すれば尙ほ安全と見てよい。計畫洪水位は約 +40.0 m にして、橋臺及び橋脚の安定地盤は A<sub>1</sub>, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub>, P<sub>5</sub>, P<sub>6</sub>, P<sub>7</sub>, P<sub>8</sub> 及び A<sub>R</sub> に對し夫々 +37.0, +35.0, +35.0, +35.0+35.0, +34.0, +33.5, +33.5, +33.5 及び +37.0 m で

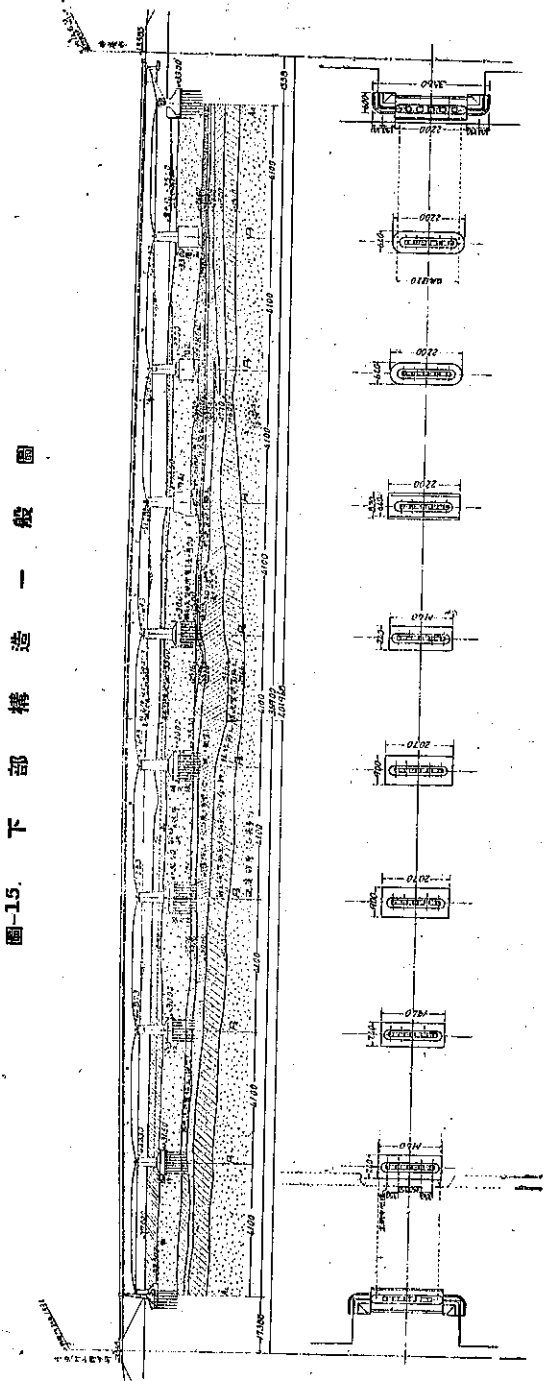


写真-4. 下部構造全景

(手前は  $P_1$  にして水面上に出でし縦矢板は圍枠の一部なり)

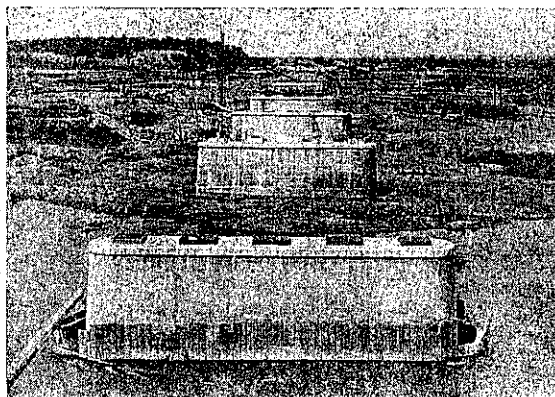


写真-5. 右岸橋臺附近コンクリート法覆工



あるから洪水時の水深は同じく夫々 3 m, 5 m, 5 m, 5 m, 5 m, 6 m, 6.5 m, 6.5 m, 6.5 m 及び 3.0 m である。従て瞬時的洗掘の及ぶ地盤も豫想せられる。今左岸橋臺  $A_L$  及び橋脚  $P_1$  は遠く洪水数にあるを以て 2~3 m の洗掘とし、又右岸橋臺  $A_R$  は地表面をコンクリート法覆工にて保護するを以て洗掘なきものとし(写真-5)、他の橋脚は水深丈洗掘するものとすれば洪水時に於ける瞬時洗掘豫想地盤は  $A_L, P_1 \sim P_6$  及び  $A_R$  に對し夫々 +35.0, +32.0, +30.0, +30.0, +30.0, +28.0, +27.0, +27.0, +27.0 及び +37.0 m となる。之に對し  $A_L, P_1, P_6$  及び  $A_R$  は箱枠下げの工法に依りて基礎底面を +32.7, +31.5, +30.0 及び +32.7 m となし、 $P_2, P_3, P_4$  は +30.0 m に基礎を築造せるも周圍に鋼矢板を +25.0 m の深さまで打込みて根圍となしたるを以て +28.0 m 迄洗掘を受けるも安全なる如くなし、 $P_5, P_7$  及び  $P_8$  の 3 基は潜函沈下の工法によりてその基礎底面を夫々 +26.0, +26.0 及び +25.0 m に築造して夫々安全を期したり。而して孰れも垂直荷重の支持に對しては勿論、地震其他の水平荷重に起因する顛倒に對しても基礎面以上にある土の抵抗に頼る事なく専ら底面に於ける反力によりて安定を維持し得る如く設計をなし、萬一基礎面迄洗掘を受くる事あるも尙ほ安定を害せざる様に萬全を期したのである。

## 2. 基礎底面に於ける反力と耐荷力

下部構造は前節に於いて述べたる如く、地表面下比較的淺く基礎面を築設して杭打基礎となし洗掘に對しては適當なる根圍工を施してその安全を期するものと、壓氣潜函沈下の工法によりて河底下約 10 m の地盤に基礎を築造するものとの 2 種ありて、橋臺  $A_L, A_R$  及び橋脚  $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5$  はその前者に屬し橋脚  $P_6, P_7, P_8$  は後者に屬してゐるが、孰れも重力式に設計せられ専ら底面に於ける反力に依りて安定が保たれる。

橋脚に働く力は上部構造より來る垂直荷重、地震その他に起因する水平力、自重、浮力、周圍の土の重量とその抵抗土壓等であり、橋臺にてはこの外に裏込土及び地上荷重の影響を考慮すべきは勿論である。この内浮力は低水時と高水時との 2 つの場合を考慮し、底面より上方にある周圍の土の影響は常時及び瞬時の 2 つの場合に洗掘を受くるべき地盤高を豫想して考慮するものとす。又下部構造に働く水平力としては風壓、流水壓等あるも地震力に比較すれば著しく僅少なるを以て之を無視してよい。

地震による水平力は垂直荷重に水平震度 0.15 を乗ずればよいが、この時上部荷重は活荷重を半減し得るものと考へ  $D+L/2$  を採用した。地震力が橋梁の方向に對して之と直角に働く場合の各橋脚及び橋臺に働く水平力は各その分擔垂直上部荷重に係數 0.15 を乗じて可なるも、橋梁の縦方向に地震が働く場合の各分擔水平力の算

定は正確には出来難い。即ち上部構造に働かし地震力はその支承部を通じて下部構造に傳へられるも、若し可動支承部の構造が完全なローラーであれば地震力は固定支承部に集中するであらうが、実際には可動支承部に多少の摩擦を生じて多少の水平力を分擔支持することになる。殊に本橋の如く可動支承部にコンクリート・ロッカーを用ひし時に何の程度に分擔水平力を推定すべきかは容易なことではない。蓋しこの爲めにはコンクリート・ロッカーの弾性學的理論が明らかにされるを要するに反し、未だ合理的な理論が完成されて居らぬ現況であり又この事は容易なものでないからである。尙ほこれに関しては第 4 編にて述べることゝしたい。

さて 圖-16 に示す如き形状寸法を有するコンクリート・ロッカーが鉛板を支壓板としたる場合、その上端に  $H_m$  なる水平力が作用して生ずべき水平移動量  $\delta$  は後編にて述ぶる如き近似計算及び實驗の結果によれば

$$\delta = 0.0266 \frac{H_m}{b} \quad (\text{單位 cm})$$

である。但し  $H_m$  は單位 t を以て表し、 $b$  はロッカーの延長にして單位 m を用ふるものとす。然るに本橋にては主桁 5 本分のロッカーの總延長は  $1.6 \times 3 + 1.3 \times 2 = 7.4$  m なるを以て

$$\delta = \frac{0.0266}{7.4} H_m$$

$$H_m = 278 \delta$$

次に圖-17 にて示す如く水平力  $H$  が固定支承及び可動支承部に夫々  $H_f, H_m$  の如く分配せられたるものと考ふるときはこの分擔水平力によりて橋脚頭部には  $\delta$  なる水平移動を生ずる。固定支承を有する橋に於ては軀體が基礎にて固定せられたる突桁として働かし頭部に撓度を生ずるもので計算することが出来る。即ち

$$\text{橋脚 } P_1 \text{ にては } H = 630 \text{ t のとき } \delta = 0.56 \text{ cm} \quad \therefore H_f = \delta \times 1125$$

$$\text{" } P_2 \text{ " } H = 550 \text{ t " } \delta = 0.34 \text{ cm} \quad \therefore H_f = \delta \times 1620$$

$$\text{平 均 } H_f = \delta \times 1373$$

依つて分擔水平力の比は

$$H_m : H_f = 278 : 1373 \approx 0.17 : 0.83$$

となる。本橋に於ては安全のため之を

$$H_m : H_f = 0.15 : 0.85$$

と定め、固定支承を有する橋脚に幾分負擔を重くした。

次に橋の方向に地震が働く時は、橋體は吊桁の可動支承を境界として各區分に分たれ、この區分の全荷重  $N$  に震度  $k=0.15$  を乗ずれば同區間に働く地震による水平力を得べく(圖-18)、之を  $H_m, H_f$  に分ければ求むる所の下部構造に働く水平力を得るのである。本橋に於ては

$$N_1 = 4563.5 \text{ t}, \quad N_2 = 5118.0 \text{ t}, \quad N_3 = 5926.2 \text{ t}$$

なるを以て橋脚及び橋臺に働く水平力は

$$\text{橋 臺 } A_R, A_L \quad H = N_1 \times 0.15 \times 0.15 = 103 \text{ t}$$

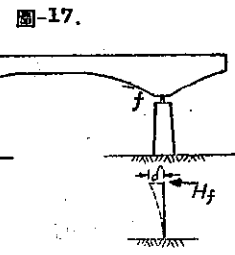
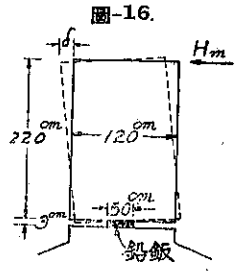


表-2.

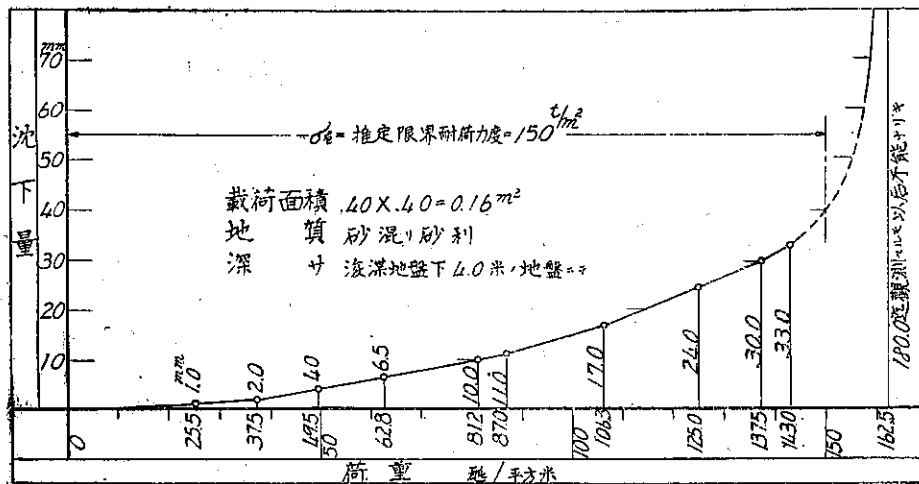
名 稱	最大反力 (t/m <sup>2</sup> )		基盤耐荷力 (弾性限度) (t/m <sup>2</sup> )	安 全 率	
	常 時	地震時		常 時	地震時
橋臺 AL, AR	31.8	36.8	150	4.7	4.1
橋脚 P <sub>1</sub>	26.6	56.0	150	5.6	2.7
" P <sub>2</sub>	27.8	38.2	150	5.4	3.9
" P <sub>3</sub>	24.4	53.3	150	6.1	2.8
" P <sub>4</sub>	24.1	56.0	150	6.2	2.7
" P <sub>5</sub>	29.9	40.3	150	5.0	3.7
" P <sub>6</sub>	26.8	84.4	105~160	3.9~6.0	1.2~1.9
" P <sub>7</sub>	33.9	47.8	60~150	1.8~4.4	1.3~3.1
" P <sub>8</sub>	34.8	106.7	130~190	3.7~5.5	1.2~1.8

橋脚 P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>  $H = N_1 \times 0.15 \times 0.85 = 582 \text{ t}$   
 " P<sub>2</sub>, P<sub>7</sub>  $H = N_2 \times 0.15 \times 0.15 = 115 \text{ t}$   
 " P<sub>3</sub>, P<sub>6</sub>  $H = N_2 \times 0.15 \times 0.85 = 653 \text{ t}$   
 " P<sub>4</sub>  $H = N_3 \times 0.15 \times 0.85 = 756 \text{ t}$   
 " P<sub>5</sub>  $H = N_3 \times 0.15 \times 0.15 = 133 \text{ t}$

となる。

次に基礎面の反力は表-2 に示す如くである。橋臺及び橋脚 P<sub>1</sub>~P<sub>8</sub> の基礎地は砂利層でその耐荷力は例へば P<sub>1</sub> に就いて試験したる結果は圖-19 に示す如くで弾性限度で 150 t/m<sup>2</sup> を採つてよい。又潜函沈下の工法を採用

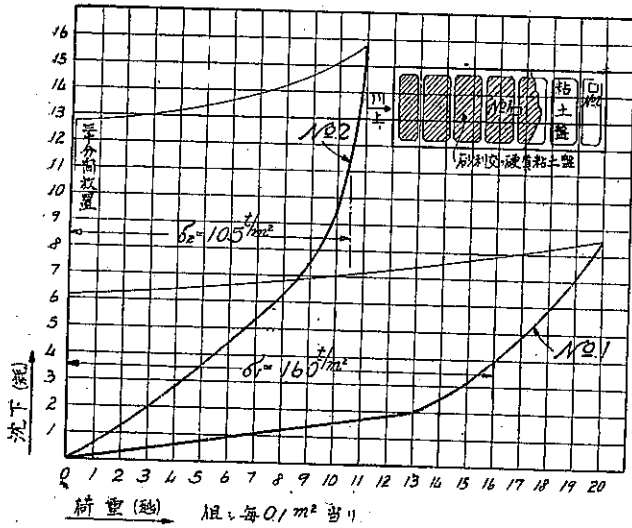
圖-19. 橋脚 P<sub>1</sub> 基礎地盤耐荷力試験成績表



した橋脚 P<sub>6</sub>, P<sub>7</sub>, P<sub>8</sub> の 3 基の基礎の耐荷力は 實測の結果 圖-20~22 に示す如くである。即ち之に依れば P<sub>6</sub> に於ては下流測の一部に弾性限度 105 t/m<sup>2</sup> の粘土盤を見るも大部分は 160 t/m<sup>2</sup> の砂利交り硬質粘土盤であり、P<sub>7</sub> に於ては下流側に 60 t/m<sup>2</sup> の粘土盤を見るも大部分は 150 t/m<sup>2</sup> に達する砂利交り硬質粘土盤であり、P<sub>8</sub>

圖-20. 橋脚 P。潜函基礎地盤耐荷力試験成績表

(昭和 11 年 12 月 28 日午後 5 時)



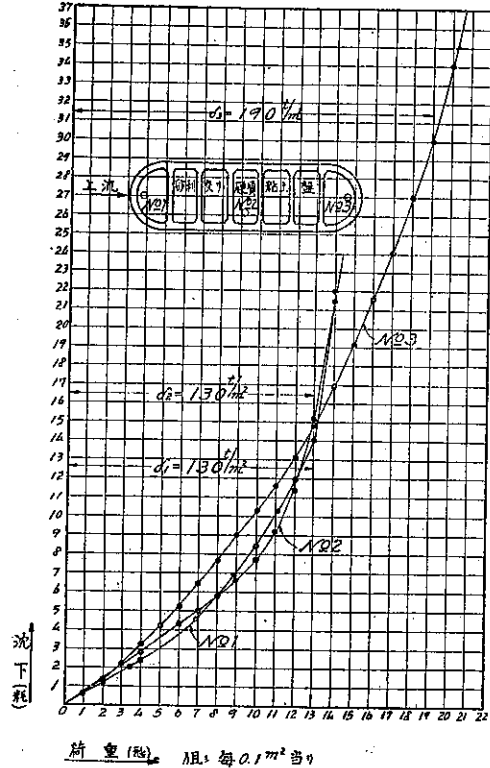
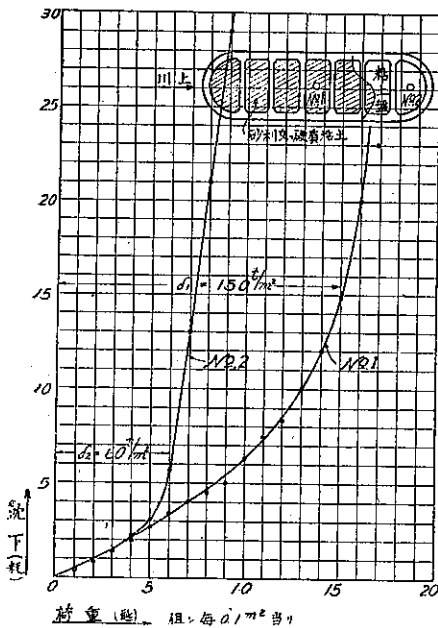
に於ては  $130 \sim 190 \text{ t/m}^2$  に達する砂利交り硬質粘土盤である。従つて各橋脚の底面に於ける最大反力の基礎耐荷力に対する安全率は表-2 に示す如くなる。之に依れば橋臺及び橋脚  $P_1 \sim P_3$  に於ては常時 4.7 以上、地震時 2.7 以上の安全率にして充分安全なりと云ふを得べく、又橋脚  $P_4 \sim P_5$  に於ても常時 1.8~6.0、地震時 1.2~1.9 で安全である。只橋脚  $P_4 \sim P_5$  の 3 基に就いては安全率の稍々不足の感あるも、之は前述の如く底面の一部に出現したる粘土層に依るものであつて、水面下 10m の深所なる故洗掘の影響を受ける虞れがないと見てよく且つ耐荷力は實際に測定したる數字を用ひたるものなるを以て多少の安全率不足も許容してよいと考へる。

圖-22. 橋脚 P。潜函基礎地盤耐荷力試験成績表

(昭和 12 年 3 月 2 日)

圖-21. 橋脚 P。潜函基礎地盤耐荷力試験成績表

(昭和 12 年 1 月 22 日)



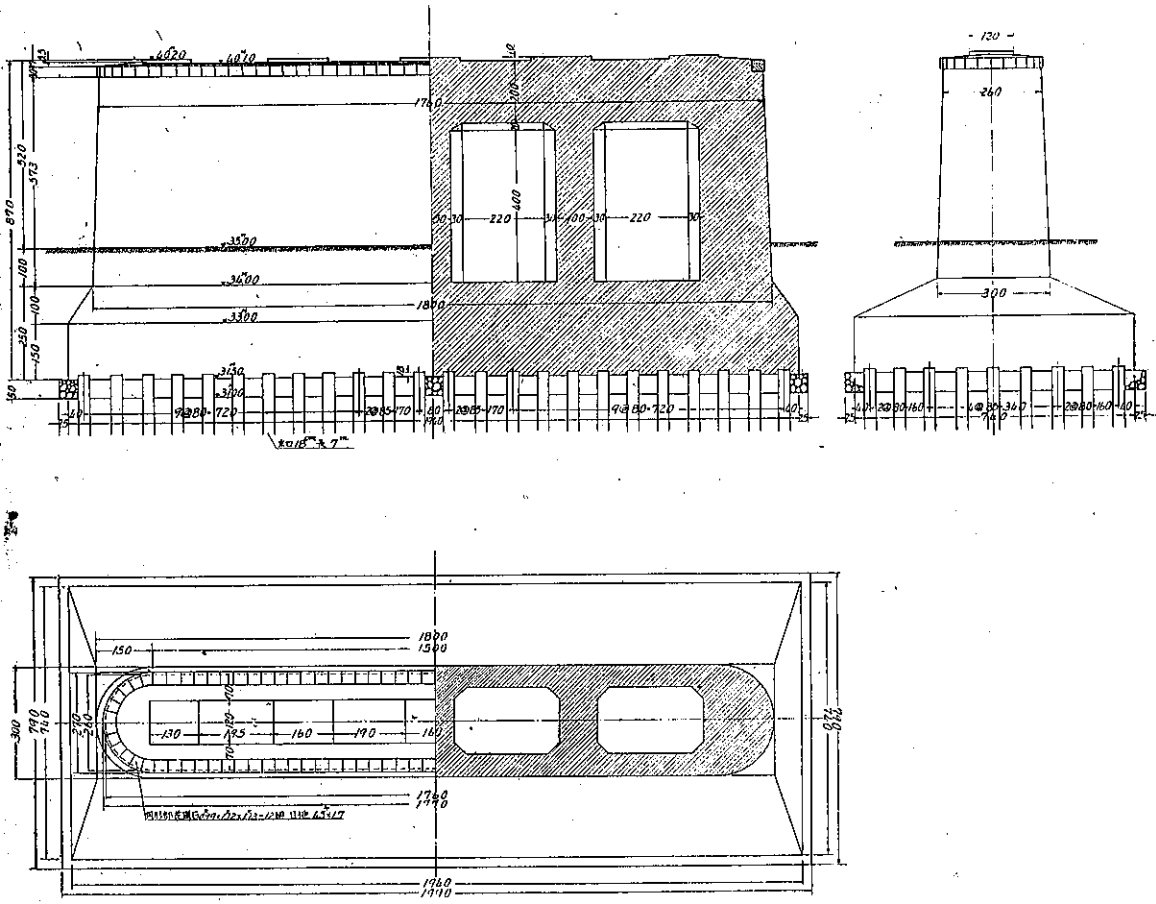
荷重 (噸) 組、毎  $0.1 \text{ m}^2$  當り

荷重 (噸) 組、毎  $0.1 \text{ m}^2$  當り

### 3. 橋脚 軀 體

橋脚軀體の断面形は兩端に半圓を附したる長方形で、天端幅は 2.6 m 又は 2.8 m とし、側面には 20 の傾斜を附した。外面は流水に對して悪影響を及ぼさぬ様に注意して平面と弧面よりなる平滑面となし、内部には 5 個の空室を設けて自重を出来るだけ軽減させた（寫眞-7）。圖-23 及び圖-24 は橋脚 P<sub>1</sub> 及び P<sub>2</sub> の一般圖で、之に依り設計の概要を見られ度い。

圖-23. 橋脚 P<sub>1</sub> 一般圖



橋臺及び橋脚の軀體頭部は鉛板を通して大なる上部荷重を直接支持すべき部分なるを以て圖-25 に示す如く螺旋鐵筋及び格子型鐵筋等を入して充分に補強した。寫眞-8 はその狀況である。

P<sub>2</sub> は可動支承たるロッカーを有し、之を收容するために頭部にはロッカーの寸法に對し 10 cm の餘裕を有する大いさの空室を設けた。

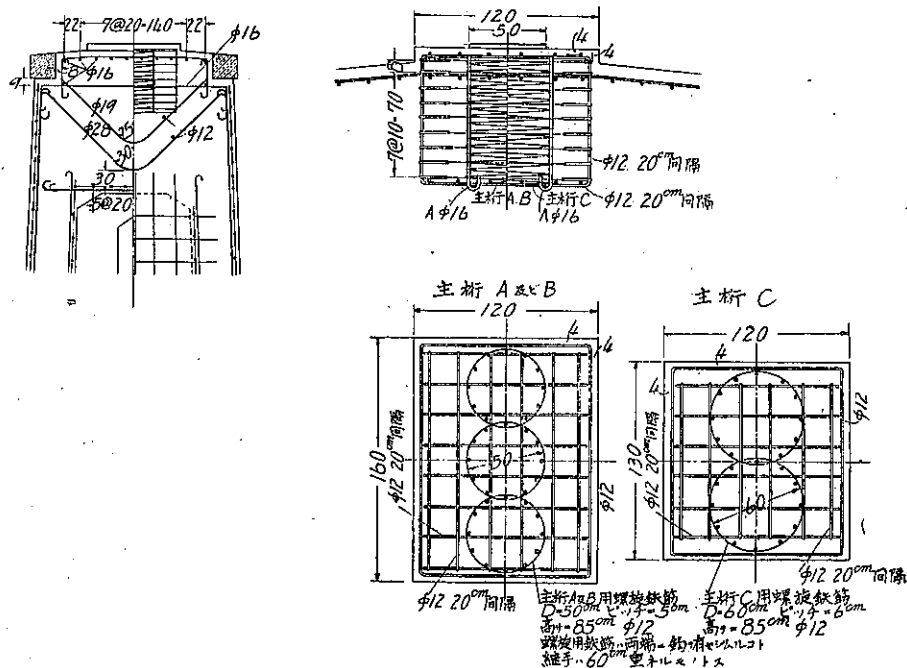
### 4. 基 礎

第 1 節にて述べし如く基礎築造の方法としては不確實な土の摩擦性に依頼するを止め専ら基礎底部の地層耐荷力に頼つたが、工法は箱樁沈下杭打基礎、鋼矢板根圍杭打基礎及び壓氣潛函沈下基礎の 3 種である。

兩岸橋臺及び P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> は洗掘の虞れ少なき爲め箱樁沈下の工法としたがこの内最も深いのは P<sub>2</sub> で地下約 6 m



圖-25. 橋脚頭部補強鐵筋

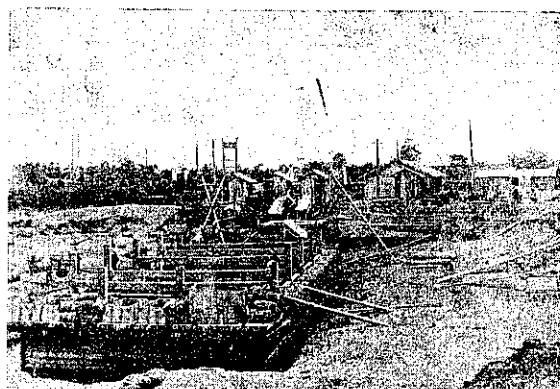


内部を約 5m 掘鑿して基礎を築造した。この鋼矢板打込みに依りて掘鑿中の湧水量を減少させる事が出来て使用ポンプは 9', 1 臺, 8', 2 臺で充分であつた。

以上の橋臺及び橋脚は孰れも堅固な砂利層内に基礎を築造するを以て支持力充分なるも、ポンプ排水に依る地盤の弛緩並に洗掘時の安定度増加等を考慮して末口 18cm, 長さ 7m のトド丸太を 90cm 間隔に打込んだ。一般に周縁より中央部に向ふに従ひ杭打は漸次困難となり長さ約半分の捨切を餘儀なくせられたものもあつた。

基礎枠の大きさを基礎コンクリートの寸法に略々合致せしめるか又は相當の餘裕を持たせておくは事情によりて相異し何れを是とも斷定し難い。本橋に於いては最初箱枠の大きさを大體基礎の形狀に合致せしめて作り之を沈下の後、別に排水用の小井戸枠を之に隣接して沈下せしめ之よりポンプ排水をなして地下水を低下させ然る後コンクリートを施工する方法を採つたが、井戸枠の沈下が思ふ様に進捗せず少からぬ困難に遭遇したので、次には最初より箱枠の大きさを基礎コンクリートの寸法に比し長さに於て約 2m の延びを取つて沈下させ、この餘裕部分にポンプを挿入して排水を行つた。

寫眞-8. P<sub>1</sub> 箱枠沈下狀況



P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> の根圍鋼矢板も、橋脚基礎の寸法に比し長手の方向にて約 3m の餘裕を取つて廣く施工したので杭



打、鉄筋組立、コンクリート打施行に際し便利を得たが、基礎と鋼矢板との間に相當の間隙を設置することは望ましくないので、基礎築造後は水中コンクリートを以てこの間隙を填充した。

十勝川は現場附近にて右岸側に偏倚してゐるため、左岸側は陸地部廣く下部工事施行には好都合であるが、十勝川は出水早く、又例年 2m 程度の増水を夏季又は秋季に見るので其の準備を必要とする。P<sub>1</sub> は昭和 10 年 6 月に、P<sub>2</sub> は翌年 6 月に基礎工事を始めたので相當の用意はしてゐたが、本橋着手の昭和 10 年 7 月及び翌年の 8 月には大正 15 年以來の記録的出水を見たので大なる損害を受けた。依つて P<sub>0</sub>、P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub> の 3 基は昭和 11 年 8 月の出水後に着手し、冬期間に基礎工を完了せしむる事に決定し、根圍用の鋼矢板を打込みつゝ根圍を行つた。

基礎及び軀體一部のコンクリートは勢ひ嚴冬の頃となつたが、-23°C に達する嚴寒期に於いて相當大量の鐵筋コンクリートを施工するには相當の苦心を要した。

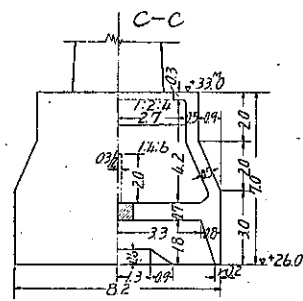
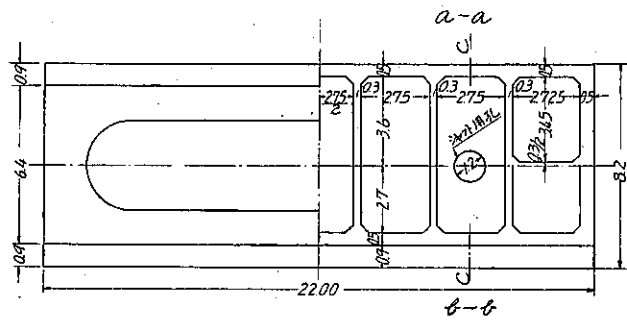
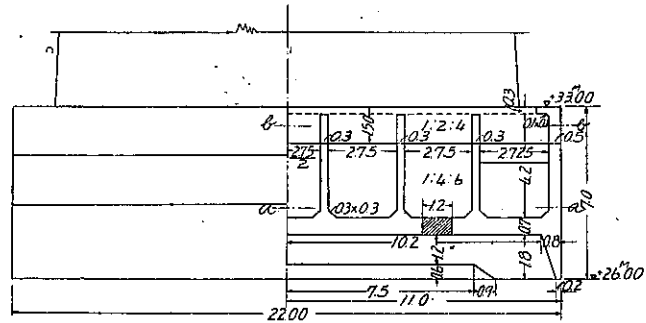
P<sub>0</sub>、P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub> の 3 基は左岸寄りであるため當時水中にあり水害を受け易く被害も甚大なる事が豫想せられるので潜函沈下の工法を採用して工期の短縮を圖ると共に施工期も濁水期たる冬期間に選り、昭和 11 年 10 月に着手した。

潜函 P<sub>0</sub> は圖-26 に示す如く長方形で下部は寸法増大して 8.2×22m であり、P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub> の潜函は共に兩端に半圓を有する 6.4×22m で圖-27 に示す如くである。この形狀の相異は橋の縦斷方向の地表力が橋脚に及ぼす水平力の相異に依りて生じたものである。沈下の深さは孰れも約 9m である。

潜函軀體の配筋は圖-28 に於て P<sub>0</sub> に就き例示してある。鐵筋計算に際しては潜函が一時的構造物なるに鑑み總て許容應力は 50% 増加させた。潜函側壁及び隔壁は一つの水平なラーメンを形成する。即ち P<sub>0</sub> 潜函の傾斜部及び垂直部の

水平斷面は圖-29 a) 及び b) のラーメンであり、P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub> 潜函はラーメン c) である。ラーメン a), b) は矩形架構なるを以て撓角撓度法に依りて容易に解く事が出来るが、c) の如き弧形材を有する特殊架構に就いても撓角撓度法が應用擴張せられる事は本誌上に著者の既に論じた所である。

圖-26. P<sub>0</sub> 潜函一般圖



4) 横道英雄：特殊架構論第 3 編弧形架構，土木學會誌第 21 卷第 2 號，昭和 10 年 2 月。

圖-27. P, 潜函一般圖

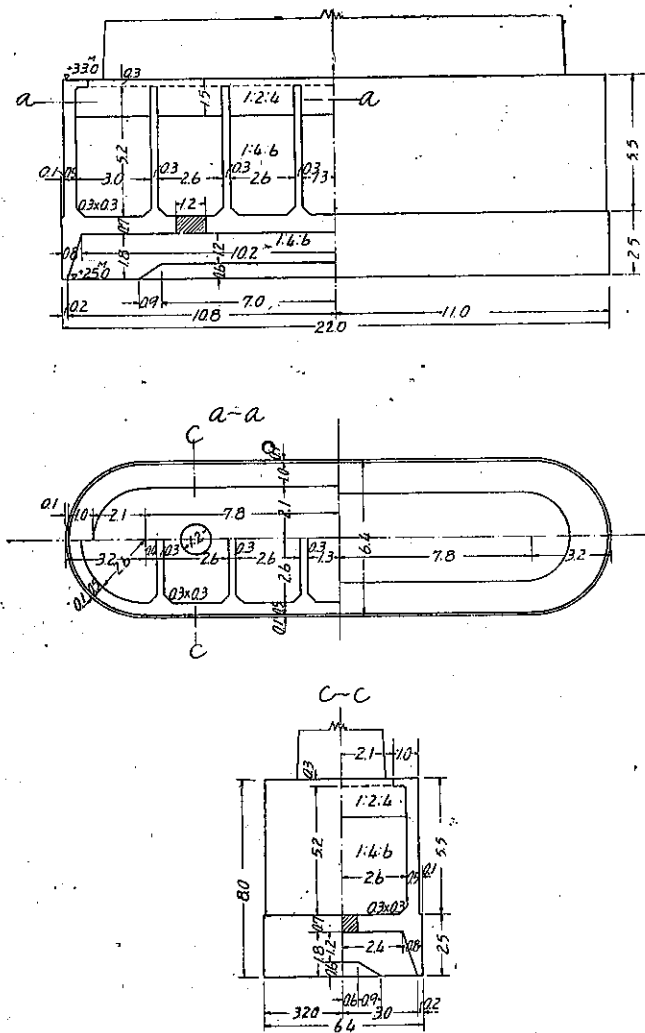


圖-29.

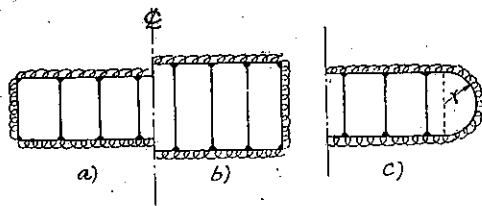
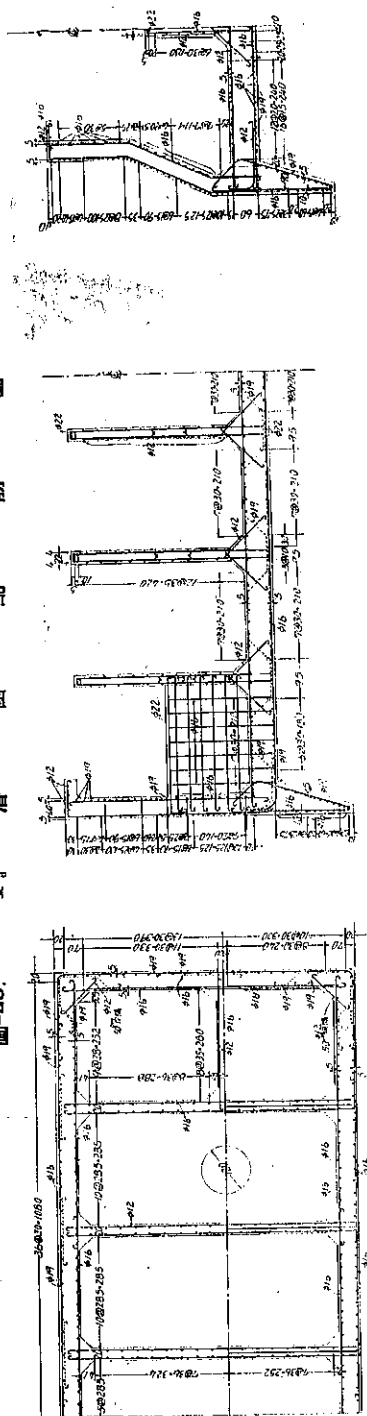


圖-28. P, 潜函配筋圖



双口の構造は圖-30 に示す如く單に 200×200×15 mm の山形鋼を以て保護するに止め、その兩脚に φ12 の丸鋼を 50 cm 間隔に溶接してアンカーとした。その重量は延長 1 m 當り僅かに 51 kg に過ぎない程の軽い断面であつたが約 9 m の玉石交りの砂利層沈下に際して何等の損傷を受けなかつた。從來の物々しい嚴重な断面の必要は全くなかつた。

壓氣潜函工事は白石基礎工業株式會社の請負施工で P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> の順序で沈下して行つた。P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> の 2 基は地下水位まで空掘りしてから組立て、P<sub>3</sub> は築島を設けてこの上に組立てた。冬期濁水位なるため築島も土砂の流出せざる程度の簡単な締切工で充分であつた。潜函の高さは 7 m 又は 8 m で之を 2 回に分けてコンクリートを打つた。一般に潜函沈下速度は人夫 25 名、鳶夫 6 名 3 交代で平均 30~50 cm/日 で大體順調に進捗し、到達地盤は 100~190 t/m<sup>2</sup> の耐荷力を有する砂利交り粘土盤又は硬質粘土盤なるも、P<sub>3</sub> の下部側一部には稍々軟質の粘土盤が出現したが彈性限度は 60 t/m<sup>2</sup> であつた。又作業室内の壓力は最大 16 #/sq' に達した。沈下完了後は作業室内の土砂を高さ 60 cm の地山を残して全部排除し、次に中埋コンクリートを打つて填充した。この中埋コンクリートは 200 kg/m<sup>3</sup> のセメントを用ひた貧配合であるが最初と最後には之を 300 kg/m<sup>3</sup> に増加して萬全を期した。

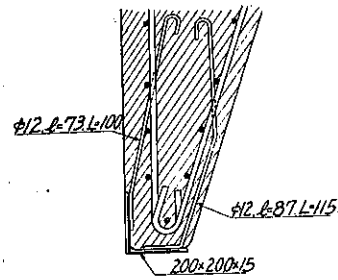
潜函の天端は +33.0 m で常水位下約 2.4 m 没し引續き橋脚軀體のコンクリート施工に困難を來すので、潜函の上部には高さ 3.6 m の木製圍枠を繼足して沈下させた(寫眞-5)。

潜函掘鑿土量の合計は 4 000 m<sup>3</sup>、鐵筋コンクリート 972 m<sup>3</sup>、作業室及び軀體內中埋コンクリート 1 982 m<sup>3</sup> で、之に要した電力は 106 485 kWh. であつた。

又潜函工事に使用した機械設備の主なるものを擧ぐれば次の如くである。

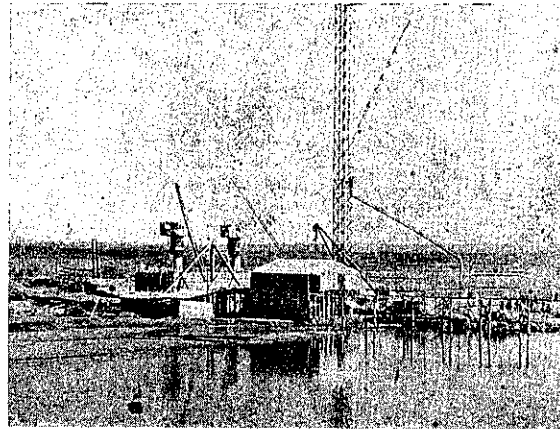
空氣壓縮機	200 IP	1 臺
氣 閘		2 個
堅 管		4 本
特殊堅管		4 本

圖-30. 潜 函 双 口



寫眞-9. 潜 函 工 事

(P<sub>1</sub> 潜函沈下中にして P<sub>2</sub> 潜函第 1 ロット製作中)



寫眞-10. P<sub>1</sub> 潜 函 沈 下 状 況



扛重機	30 IP	2 臺
コンクリートミキサ	14 切	1 臺
タワー及びシュート		1 式
ポイント		1 臺
療養間		1 個
オイルジャッキ	30 t	1 臺
ホース・パイプ		1 式

5. 寒中コンクリート

河川工事は渇水期たる冬季に施工するを有利とするも北海道特に十勝地方は  $-27^{\circ}\text{C}$  に達する厳寒と戦はざるを得ず、コンクリート工事を伴ふ建造物の施工は大きな困難に遭遇する。然し本橋に於てはこの困難を克服して寒中の鉄筋コンクリートを施工した。即ち昭和11年11月より翌年3月に至る5箇月間に於て橋脚  $P_2, P_4, P_6$  に

表-3.

橋脚 $P_2$			橋脚 $P_4$			橋脚 $P_6$		
月日	コンクリート 施工量	施工中 最低温度	月日	コンクリート 施工量	施工中 最低温度	月日	コンクリート 施工量	施工中 最低温度
11. 22	73 <sup>m³</sup>	$-5^{\circ}\text{C}$	12. 23	73 <sup>m³</sup>	$-11^{\circ}\text{C}$	2. 5	61 <sup>m³</sup>	$-6^{\circ}\text{C}$
" 29	70	$+4^{\circ}$	" 26	220	$-9^{\circ}$	" 9	152	$-13^{\circ}$
12. 5	40	$-6^{\circ}$	1. 12-13	193	$-23^{\circ}$	" 22	133	$-13^{\circ}$
" 12	127	$-4^{\circ}$	" 20	100	$-16^{\circ}$	3. 2	121	$-11^{\circ}$
計	310		計	586			467	
施工及養生期間中最低温度		$-13^{\circ}$	同 左		$-23^{\circ}$	同 左		$-23^{\circ}$
" 平均最低温度		$-4.8^{\circ}$	同 左		$-15^{\circ}$	同 左		$-12^{\circ}$

於いて夫々 310 m<sup>3</sup>, 586 m<sup>3</sup>, 467 m<sup>3</sup>, 合計 1363 m<sup>3</sup> の寒中コンクリートを施工したが、施行及び養生期間中の最低温度は  $-23^{\circ}\text{C}$  で、平均最低温度は  $-4.8 \sim -15^{\circ}\text{C}$  であつた (表-3)。

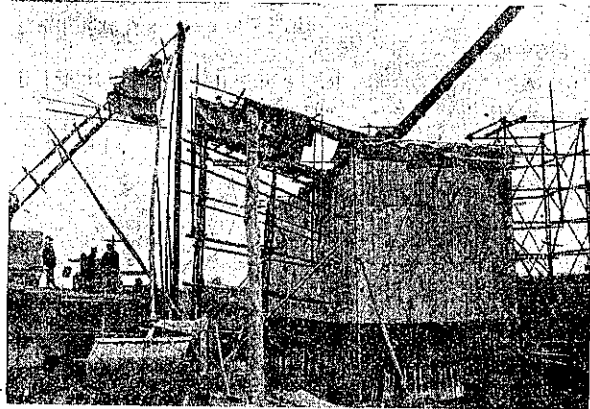
寒中コンクリートの施工法としては特に新規な試みもなく、要するに練出しコンクリート及び板入コンクリートの温度を所望する範囲以上に保ち得る如き平易且つ安価な方法を採用する事が必要である。先づ混合用水は  $60^{\circ}\text{C}$  以上の熱湯を用ひた。加熱方法は水槽に蒸気を噴込むのである。最初は骨材とこの熱湯を混合し、然る後にセメントを投入して混合したが、3者同時にミキサ内に投入して混合するも何等コンクリートの強度に悪影響を及ぼさない事が判明した。骨材は凍結甚しからざる時は加熱の要なく混合に熱水を用ひるだけにて充分であるが、この時豫め骨材をこの熱水と混合せる場合の温度低下量を試験して、その低下が許容し得る程度なりや否やを調べ

写真-11. 寒中コンクリート施工に於ける骨材加熱状況



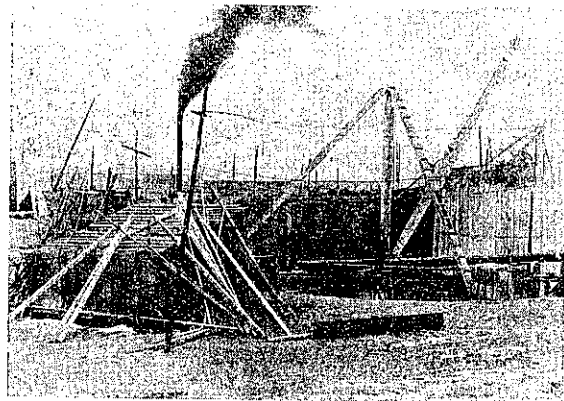
る事が望ましい。気温が  $-15^{\circ}\text{C}$  以下ともなり凍結が甚しき場合は骨材計量にも困難なるを以て、粗骨材だけは貯藏場にて蒸気を噴きかけて之を融解せしめ  $5^{\circ}\text{C}$  以上に加熱した(寫眞-12)。細骨材はこの必要がなかつた。従來の如き鐵板上に骨材をのせて加熱する方法は燃料も不經濟であり能率も良好でないので採用しなかつた。以上に使用せる蒸気には橋脚 1 基に對し  $3.5 \times 10'$  程度の可搬汽關 1 臺で間に合ふ。本橋に於いてはこの蒸汽關を 3 臺用意して工事の進捗を圖つた。以上の方法にて  $-23^{\circ}\text{C}$  の寒中にては練出しコンクリートの温度は最低  $5^{\circ}\text{C}$  以上となし得た。

寫眞-12. 橋脚 P. 防寒小屋



次にコンクリート打箇所たる橋脚及びコンクリート・プラントは各 4 分板及び足場丸太を主材とせる假小屋を以て外氣と遮斷し、室内には従來同様ストーブ又は空罐等にて石炭を焚いて保温せしめた(寫眞-13, 14)。養生は 3~7 日間である。橋脚用防寒小屋は廣さ  $22 \times 10\text{ m}$ 、高さ  $3.6\text{ m}$  のものを 1 箇分設備して 3 基に流用せしめたが、その主要材料は足場丸太 250 本、4 分板  $30\text{ cm} \times 3.6\text{ m}$  600 枚、角材  $3\text{ cm} \times 76\text{ cm} \times 3.6\text{ m}$  250 本、大倉繩 300 把、葦 300 枚、洋釘 30 kg 等で 1016 圓を費した。コンクリート・プラント用防寒小屋

寫眞-13. 橋脚 P. 寒中コンクリート狀況



は廣さ  $10 \times 20\text{ m}$ 、高さ  $3\text{ m}$  のもので、主要材料は足場丸太 150 本、4 分板 300 枚、角材 100 本、葦 300 枚、大倉繩 200 把、洋釘 30 kg 等で 581 圓を費した。又前記の寒中コンクリート  $1363\text{ m}^3$  を施工するに要した燃料費は石炭 39.8 t 其他で 2182.2 圓を費し、勞力は人夫 2258.1 人、鳶夫 134.7 人、大工 120 人で、3167.2 圓を費した。以上合計 5349.4 圓を費したるを以て寒中コンクリート  $1\text{ m}^3$  當り 3.93 圓となる。之を暖期のコンクリート工費  $1.38\text{ 圓}/\text{m}^3$  に比すれば差引 2.55 圓の増加となり、その比率は 1:2.8 で相當の工費増加を見た事となる。

以上の寒中コンクリートの強度分布状態は表-4 に示す如くであつて、現場養生の供試體 14 個、標準養生供試體 27 個、計 41 個の材齡 28 日に於ける壓縮強度平均は現場養生のもの  $187\text{ kg}/\text{cm}^2$ 、標準養生のもの  $227\text{ kg}/\text{cm}^2$  で設計強度  $140\text{ kg}/\text{cm}^2$  を凌駕して良好であり暖期コンクリートに比し遜色なき事を知る。現場養生の供試體とは、現場コンクリート中より供試體を採り之を防寒小屋中にて現場コンクリートと同様の状態にて養生したるものにして一定期間經過後は現場コンクリートと同様に寒中に露出せしめて置いたものであり、標準養生の供試體とは同じ供試體を直ちに標準温度たる  $18 \sim 24^{\circ}\text{C}$  の恒温室内にて水中養生をなしたるものなり。又下部構造コンクリートは  $300\text{ kg}/\text{m}^3$  のセメントを使用したるものである。

表-4.

壓縮強度 $\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	寒中コンクリート月別強度分布表								計			
	昭和11年11月		12月		昭和12年1月		2月		n	n $\sigma$	n'	n' $\sigma$
	n <sup>1)</sup>	n' <sup>2)</sup>	n	n'	n	n'	n	n'				
90							1		1	90		
100			1						1	100		
110			1						1	110		
120												
130		1									1	130
140												
150		2	1						1	150	2	300
160		1									1	160
170												
180							1	1	1	180	1	180
190		3	2						2	380	3	570
200		2				1			1	200	2	400
210		1							1		2	420
220		1	1			1	2	1	3	660	3	660
230												
240		1	1						1	240	3	720
250			1						1	250		
260			1	2			1		1	260	3	780
270												
280		1									1	280
290												
300		1									3	900
310											2	620
計	0	14	9	6	2	4	3	3	14	2620	27	6120
平均									$\sigma_m=187$		$\sigma_m=227$	

1) 現場養生の供試體數, 2) 標準養生の供試體數

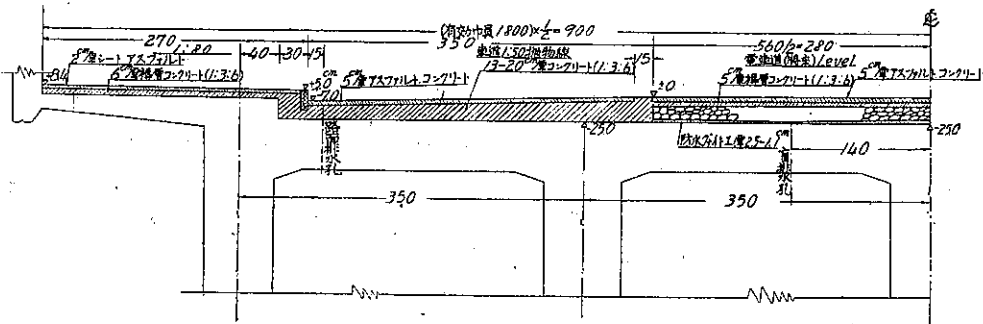
## 第4章 舗装及び高欄

### 1. 舗装

橋面有効幅員は18mで之を左右に各2.9m宛の歩道, 次に左右3.5宛の車道, 中央5.6mは將來の電車道に區分する。圖-31は舗装の横斷面を示すものである。

歩道は表面に1:80の直線勾配を附し, 先づ床版上に厚6cmの1:3:6の褥層コンクリートを打ち, 然る後に2cm厚のシート・アスファルトの表層を施工した。車道の表面は1:50拋物線勾配となし, 表層は5cm厚のアスファルト・コンクリートとしその下に13~20cmの1:3:6褥層コンクリートを施工した。次に中央5.6m

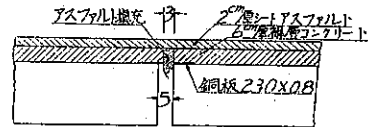
圖-31.



の区間は将来電車軌道敷設の豫定なるため総厚 25 cm とし、後日掘返しの容易なる様な構造とした。即ち表層は車道同様厚 5 cm のアスファルト・コンクリートにしてその下に 5 cm 厚の 1:3:6 褥層コンクリートを打ち、その下は玉石を床版上に敷き詰めた。将来この玉石の層に汚水の滲透する虞れあるを以て、最初は圖-26 に示す如く床版上に厚 11~25 mm のグナイト工を施して防水の目的を達せしむる豫定であつたが、使用機械の不備及び他の事情に依りて遂に施工の暇なく中止の餘儀なきに至つたのは残念であつた。

歩道部の伸縮接手は圖-32 の如く褥層は 3cm の接手を作り表層はシートアスファルトなる爲め連続して施工した。又接手の下面には銅板を用ひる設計なりしも時局柄入手困難となり銅板を用ひた。車道部の伸縮接手は圖-33 に示す如くであり、又橋臺裏突桁部の路面と之を圍繞する土留壁との間の伸縮接手は圖-34 に示す如くである。孰れも銅板を用ひる如くに示してあるが之は歩道部同様銅板を以て代用した。以上の伸縮

圖-32. 歩道伸縮接手



接手の施工後の状況を見るに橋臺裏の接手以外はあまり成績が良くなかつた。即ち歩道部では表層を連続して施工したため温度變化

圖-33. 車道伸縮接手

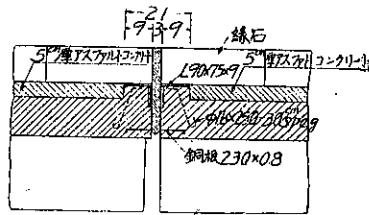
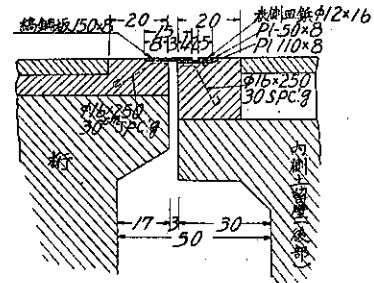


圖-34. 橋臺裏突桁部車道接手



及び主桁の硬化收縮に伴ひ無数の龜裂を生じ、特に吊桁可動端部にて甚しかつたので路面の手直しを必要とした。又車道部にては多期の收縮に伴ひ接手個所の間隙増大し、一方填充アスファルトは寧ろ收縮するを以て益々間隙大となり諸車通行に際し騒音を發するので更にアスファルトを追加填充したる處、夏季は逆に押し出されて路面上に盛り上り、冬季にはこの溢出した部分を残してアスファルトは收縮するを以て又間隙を生じ汚物が滲入する等の思はしからざる状態であつた。之は十勝地方は夏期は 30°C 内外に達し冬期には -26°C に低下するため温度變化甚しき爲であらう。長徑間の場合は圖-34 の如き構造が最も有效であると考へる。

路面の排水は縁石の前面に間隔 20.5 m に設けられた排水孔によりてなす(圖-35)。又電車道部の玉石の層に滲透する汚水排除のために盲排水孔を横距 2.3 m, 縦距 20.5 m に設けた(圖-36)。

舗装工事は日本ビテュマルス舗装株式會社の勞力供給で行つた。

圖-35. 路面排水孔

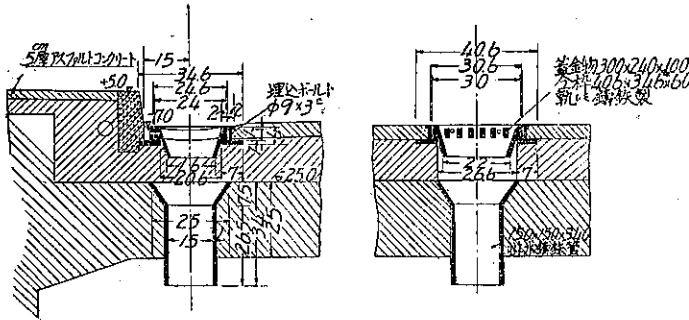
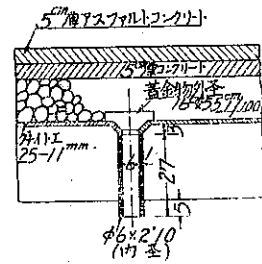


圖-36. 電車道盲排水孔

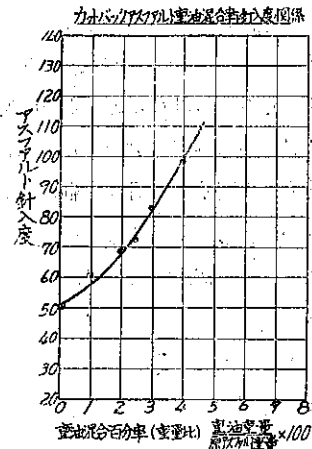


寒暑の差激しき本地方にては針入度大なるアスファルトを用ひるを可とするが、使用せる材料を試験したる結果は (1) 比重 1.019, 25°C, (2) 針入度 33°, 25°C 100 gr 5 sec, (3) 延性 150 cm にて切れず, 15°C, (4) 引火點 283°C, 燃焼點 339°C, (5) 蒸發減 0.31%, 163°C 5 h で、比重にて少しく不足するも概して良好であつたが延性大なるに比し針入度小なるは、或は試料採取若しくは送付の際何等かの障害を蒙りたるに非らずやの疑念を抱かしむるも、兎に角針入度小なるを以て重油を以てカットバックをなせり。

圖-37 は購入せるアスファルトに就きて調べたるカットバック曲線で、實施には重油混合量約 3% を採用した。

アスファルト・コンクリート混合物の配合重量比は最初アスファルト 6.5%, 石粉 4.5%, 砂 39%, 砂利は 30 mm 以下のもの 50% で封緘層用として 100 m<sup>2</sup> につきアスファルト 120 kg, 砂 1 m<sup>3</sup> を見込んだが、使用材料の粒度を試験したる結果石粉, 砂利は標準規格範囲内にありたるも砂の粒度少しく思はしからざりしため砂 31%, 砂利 58% に變更した。アスファルト・コンクリート施工の方法に就いては特に述ぶる事もない。現場より約 3 km 離れたアスファルト・プラントよりトラックにて混合物を運搬し、車道部は 8 t のマカダムローラーを以て輾壓し、歩道は水ローラーを用ひた。

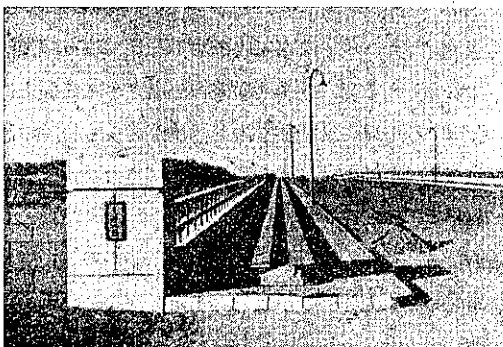
圖-37.



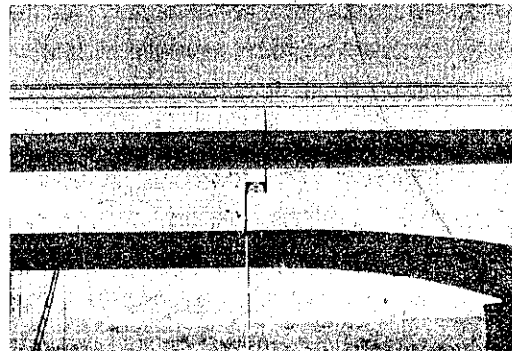
2. 高欄及び照明

高欄及び裝飾の意匠は總て輕快、簡潔を旨とし且つ出来る限り鋼材の使用量節減に努めた。

寫眞-14.



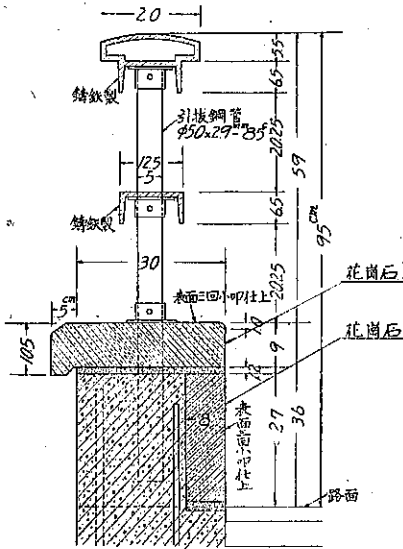
寫眞-15.





高欄は寫眞-15, 16 に見る如く直線を主とした簡潔なものでその断面は圖-38 に示す如きものである。即ち路面上 95 cm の高さとし、腰は高さ 36 cm にして花崗石を張り、その上に間隔 1 m に外徑 50 mm の引抜鋼管を樹て、束柱とし、之に手摺金物及び横棧金物を取付けた。この金物は孰れも鑄鐵製であるが、上部構造のアーチ式支保工に於て使用したる沓金物其他を回收して再製したものである。高欄の伸縮接手は 3 cm の間隙を作つて切斷した(寫眞-16)。

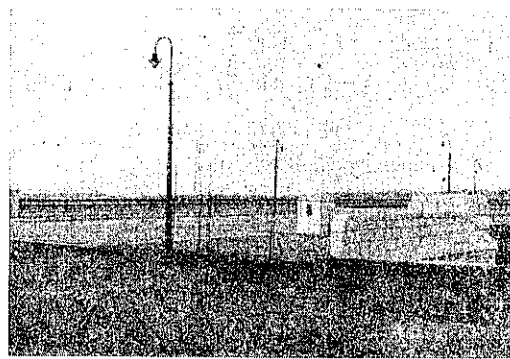
圖-38. 高欄断面圖



チ式支保工に於て使用したる沓金物其他を回收して再製したものである。高欄の伸縮接手は 3 cm の間隙を作つて切斷した(寫眞-16)。

親柱は 1 m 角、高さ 1.5 m で花崗石積みで、之に續く袖高欄は高さ 95 cm、厚さ 30 cm で、花崗石張り鐵筋コンクリート造であ

寫眞-16.



る。又親柱の左右、橋詰の隅角部には大いさ 2 m 角、高さ 1.5 m のブロックを据ゑて外觀の調和を圖つた。之は花崗石積みである(寫眞-17)。

照明としては徑間中央及び橋詰の 23 個所に燈柱を樹てた。光源高さ 4.5 m で 1 基 300 kW の燭光を標準とした。燈柱は鑄鐵製で、之は總て上部構造支保工にて用済みの金物を回收して再製したものである。