

後樂園ブリッジ設計施工について

—Dywidag 工法ラーメン橋—

三 浦 一 郎* 則 武 邦 具**

1. ま え が き

後樂園ブリッジは、国電水道橋より後楽橋に平行して、神田川、都電通りを越え後樂園アイスパレス前に至る歩行者専用の跨道橋である。昭和 39 年 1 月に着工し昭和 39 年 8 月にその竣工をみた。工事概要はつぎのとおりである。

事業主体：後樂園スタジアム

橋 種：プレストレスト コンクリート歩道橋

形 式：3 径間有ヒンジ ラーメン橋

方 式：Dywidag 工法

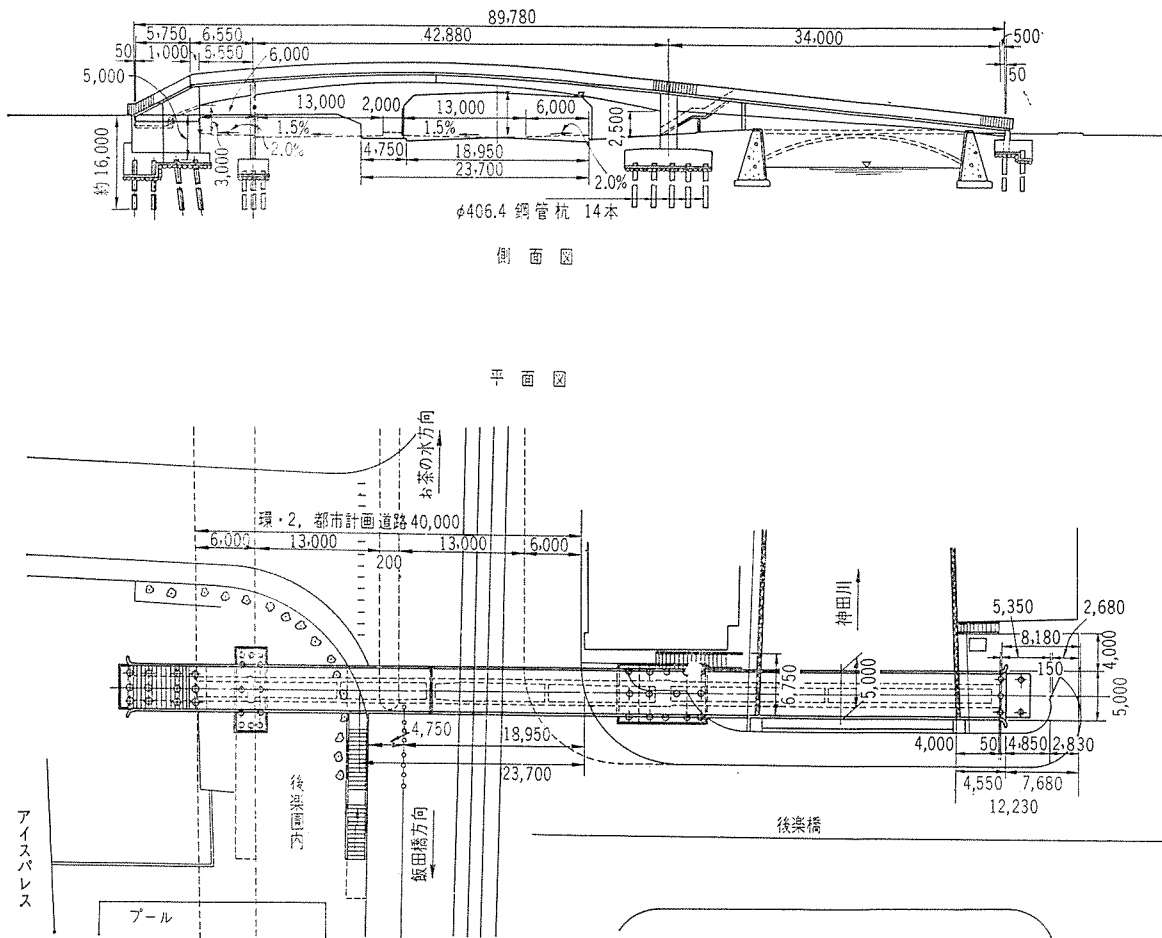
橋 長：約 90 m

径間割り：9.4+42.8+34.0

写真-1 完成した後樂園ブリッジ



図-1 一 般 図



* 住友建設株式会社工事部 **住友建設株式会社 PC 設計課

有効幅員：4.5 m (全幅 5.0 m)
 設計荷重：0.35 t/m² 群集荷重
 主要材料：コンクリート
 上部工；($\sigma_{28}=400$ kg/cm²) 260 m³，
 下部工；($\sigma_{28}=300$ kg/cm²) 410 m³
 P C 鋼棒； ϕ 27 80/105 16.5 t
 鉄筋 SSD 49；33.0 t
 その他鋼製階段 2 基

震 度： $K_H=0.3$, $K_V=\pm 0.1$

工 事 費：47 000 000 円

設計施工：住友建設株式会社

架橋位置は、都電、自動車交通、後樂園利用者、特にプロ野球、競輪の終了時には 5~8 万の群集があふれるという都内でも有数の交通頻繁な場所である。かねてからこの交通を緩和するため首都整備局では歩行者専用的高架橋を計画していたが、今度後樂園スタジアムによって、この橋梁架設工事の運びとなった。ここに、この工事は民間会社(後樂園スタジアム)を主体とする都市計画事業の一環として、特別許可事業(略称：特許)の認定を受けた。なお、本橋は、Dywidag 工法による架設工事であるが、Dywidag 片持ばり架設法による橋梁の設計施工については、かなりの報告が紹介されているので、ここでは、このタイプの橋梁と多少異なっている点、特に構造形式の選定にあたり、地理的、社会的制約となった事項、設計計算、および施工について重点的に述べることにする。

2. 構造形式の選定

(1) 架設計画概要

本橋は後樂園利用者、特に国電水道橋駅と後樂園より一時的に吐出される歩行者の便を計るために、後樂園スタジアムが計画したものである。このため専用構造物の性格が非常に強い。しかし都有地の占用などから、この橋に公共性をもたせるために橋梁両側に現在道路の歩道部にあたる所で横断歩行者用の階段を取り付け移設できる構造とし、将来 40 m 全幅の環状 2 号線を越える高架橋 1 号とする都市計画事業として計画された。

橋梁の構造形式の選定にあたり、その架設付近の地形、地質、および地理的条件、社会的制約、外観など種々の条件を総合的に検討するのはいうまでもない。

本橋架設地点は、先に述べたように交通量が非常に多い所で、これらに支障をきたさないで、しかも短期間に完成する必要がある。またこの付近は、場所がらかなりの障害物がある。すなわち上水道、下水道、ガス管、ケーブルなどの地下埋設物、都電架線、電話線、電灯線、高圧線などの道路施設が縦横にある。これらの各施設の

移設あるいは一時撤去の必要がないようにする。しかも歩行者の便をはかり橋端は現在道路にすりつけ 10% 勾配でのぼり、現在道路と将来 40 m 全幅の環状 2 号線の建築限界を侵さないように桁下空間を取って、後樂園内に降りる構造とする必要があった。また後樂園内での橋梁のしめる空間をできるだけ少なくするため階段でおりる構造とする。

本橋は、場所的条件より橋の外観美ということに重点をおいて P C 橋が採用されたが、P C 橋の設計を行なう場合には、地理的、社会的制約、工期、施工の難易などを考えて、どのような施工順序、施工方法により行なうことが安全かつ経済的であるか比較検討してみなければならぬ。

ここに地理的、社会的制約を述べ、当初計画されていたポストテンション方式 4 径間単純桁構造と Dywidag 片持ばり架設法による 3 径間ラーメン構造とのおのおのの性質を比較してみる。

(2) 社会的、地理的制約

a) 交通量 交通の種類は、都電、自動車交通、神田川運航船、後樂園利用者の横断歩行者である。半日の平均自動車交通量は 70 000 台/12 時間、横断歩行者は平均 400 人/1 分間位、特に後樂園より一時的に 5~8 万の群集があふれる都内でも有数の交通量の多い所であり、交通に障害を与えないことが施工の第一条件となる。

b) 最大勾配と桁下空間 現在歩道橋の縦断勾配は規定されてないが、歩行者の便をはかり 10% におさえた。また国電水道橋駅側の橋端は集中してはきだされた群集が滞り、道路上にあふれないようにするため取り合せ広場を広く取り、現在道路の路面にすりつける必要がある。

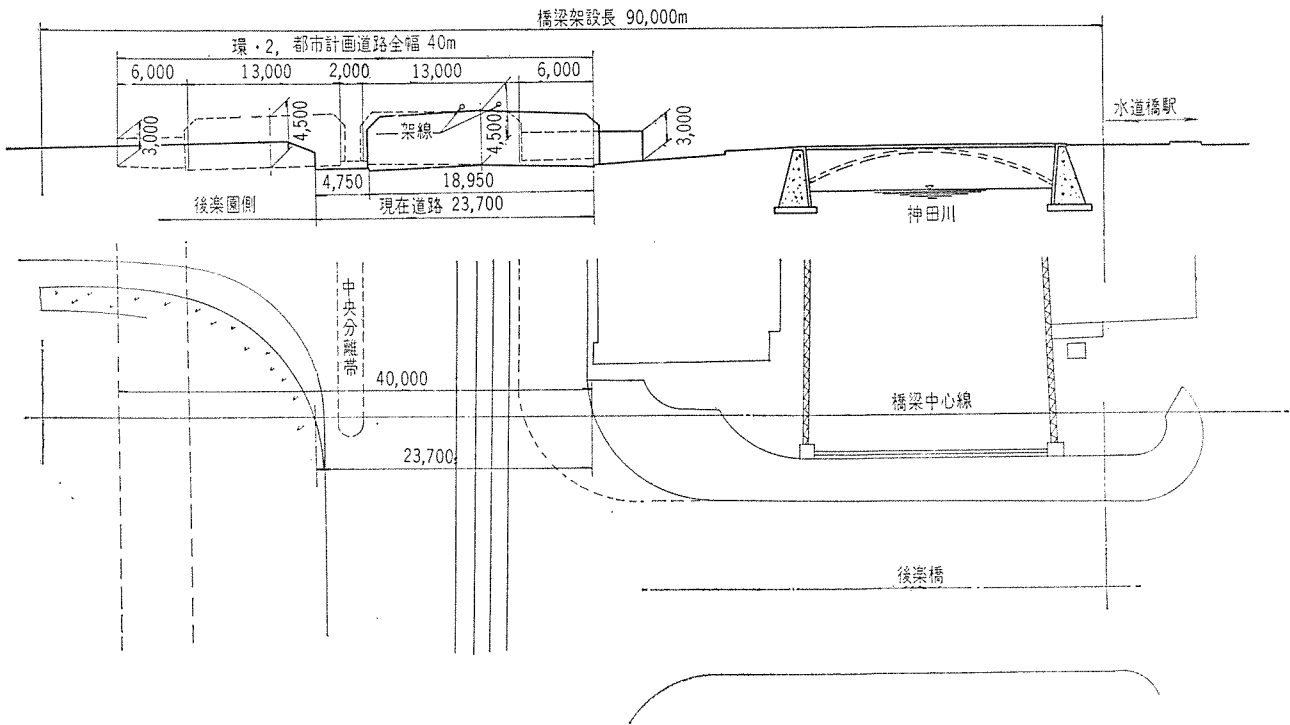
この位置より 10% 直線勾配でのぼり、図-2 で示すような歩道部 3.0 m、車道部 4.5 m の建築限界および、都電の架線位置を侵さないように桁下空間を取って、現在道路と将来 40 m 全幅の環状 2 号線を越えるようにする。

このため、等断面の桁であれば桁高制限は 1 m となる。また、橋脚基礎の土かぶり、車道部 2.1 m、歩道部 1.2 m 以上としなければならない。

なお、当初現在道路を越えた位置より階段でおりる構造で架設し、道路が 40 m に拡幅された場合さらに桁を架設する計画であった。

c) 地下埋設物、道路施設 地下埋設物、道路施設の有無は、構造物の上下部工事、基礎工事の障害となる。橋梁を安全かつ経済的に架設するためにも、これら施設物の一時撤去、移動の必要がないように、基礎を設けなければならない。

図-2 建 築 限 界



d) 神田川護岸 図-4 に示すように、橋端は路面にすりつけるため橋桁は護岸天端は削り取られ護岸にはまり込むようになる。実際既設の護岸本体を削除することは問題があるので、笠石だけ削除する許可を受けた。また、橋台の基礎ぐいは、工事中の護岸の安全性を考慮し、護岸裏込めより 1.5m 以上離れた位置とする。このため 10% の勾配でのぼり護岸天端位置での桁高制限は 90 cm となる。さらに現在ある後楽橋(アーチ橋)の橋台に支障をきたさないように基礎の幅を決めなければならない。

(3) 構造形式の決定

本工事は、規模は小さいが先に述べた地理的、社会的制約を考慮し、また美的観点にたつて最も安全かつ経済

図-3 地下埋設物、道路施設

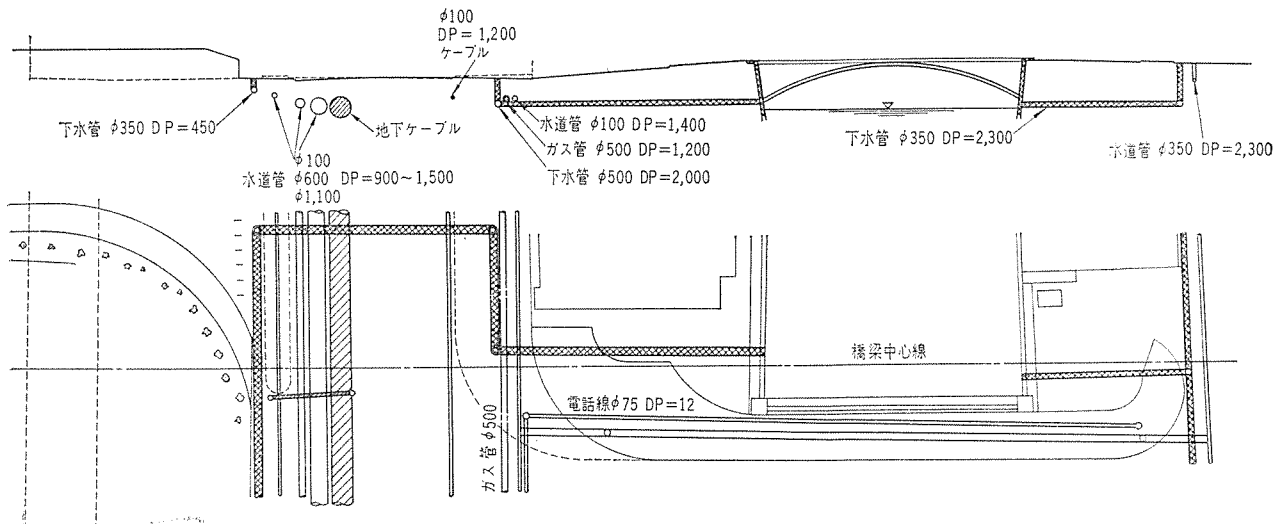
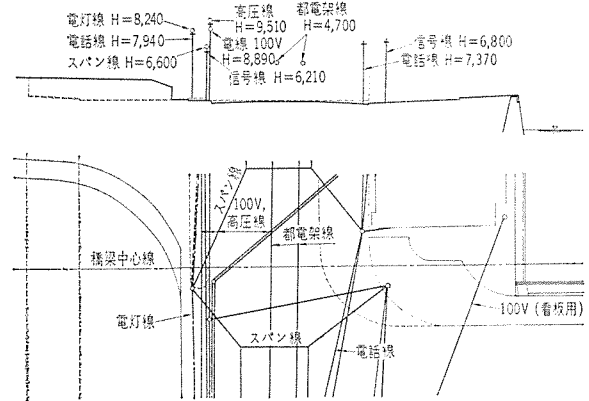


図-4 神田川護岸

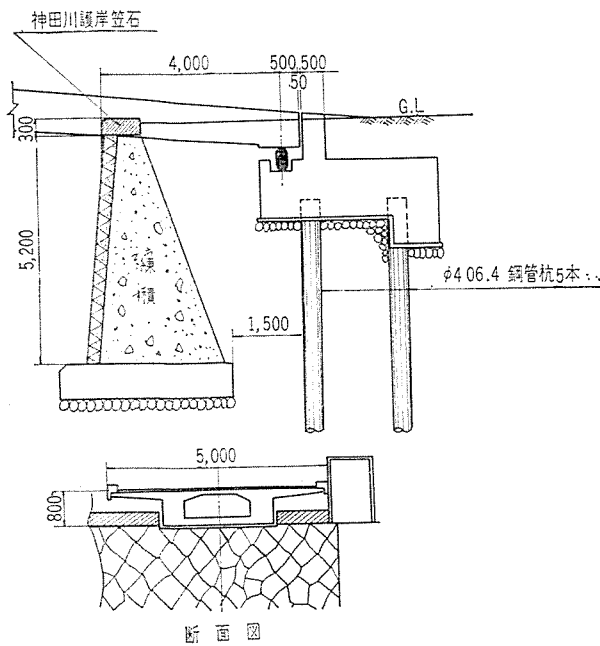


表-1 各条件の比較表

	4 径間単純桁橋	3 径間ラーメン橋
① 径間割り	4.8(階段)+20+21.2+11.1+27.5	9.4+42.8+34.0
② 施工方法	つり込み架設	片持ばり架設法
③ 神田川上支保工	27.5 m 全径間支保工	11.0 m つり支保工
④ 地下埋設物 (水道管3基, 下水管1基, 地下ケーブル)	移設	障害なし
⑤ 道路施設	施工中一時撤去	一時撤去の必要なし
⑥ 都電架線	施工中一時撤去	一時撤去の必要なし
⑦ 施工の難易	不利	有利
⑧ 美 観	やや不利	有利
⑨ 工事費	33 000 000 円	42 500 000 円
⑩ 付帯工事 (階段2基, 高欄, 舗装, 照明)	5 000 000 円	5 000 000 円
⑪ ③④⑤⑥その他共通の補償費	35 500 000 円	4 500 000 円
総工事費	73 500 000 円	52 000 000 円

的に施工できる形式を採用しなければならなかった。

まず第一に、交通に支障をきたさないで安全に、しかも短期間に施工する必要がある。架設作業車を使って1区間ずつ施工する Dywidag 工法であれば現場用地も少なく迂回道路、都電架線の一時撤去の必要もなく安全な施工ができ、工期の短縮ができる点があげられる。

つぎに、現在道路と将来 40 m 全幅道路の建築限界、都電架線位置をおかさない径間割りにしなければならない。

当初等断面の単純桁構造で、桁高制限 1 m のため、現在道路の歩道部で将来全幅 40 m (6.0 m + 13.0 m + 2.0 m + 13.0 m + 6.0 m) の中央分離帯幅 2.0 m 内にあたる所に橋脚をもち上げる形式を計画していた。この形式は図-3 でわかるように地下埋設物が縦横にあり工事中の安全のための一時撤去や、移設をしなければならない。

また歩道部内に橋脚が立つため、迂回道路、道路の拡幅や、外観美などから問題がある。さらに、神田川裏込めより 1.5 m 以上離れた位置に基礎を設けるため、少なくとも径間は 27~29 m となり桁高制限とその架設方法が問題となる。

このため、変断面を採用してできるだけ長い径間の構造のとれる Dywidag 工法による 3 径間ラーメン橋を採用する方が有利となった。

ここに、当初計画した 4 径間単純桁構造と、3 径間ラーメン橋について、おのおのの性質を比較してみる (表-1)。

表-1 に示すように施工の難易、外観、道路施設、地下埋設物の一時撤去、移設に対する補償費などを総合的に

検討し、ここに Dywidag 工法による 3 径間ラーメンを採った。

3. 設計計算

(1) 構造概要

構造系は中央径間に水平方向、および回転は自由でせん断力のみ伝達する特殊のヒンジを持ち、左側径間端部はピン構造、右側径間橋端はコンクリートロッカーで支承され、各橋脚が上下端において剛結された 3 径間連続ラーメン橋である。ここで右側橋脚は、完全に剛な構造とし上下端とも剛結されているが、左側橋脚は橋桁断面に比較して橋軸方向の橋脚断面が非常に小さいため、つまり主桁との剛比の比がいちじるしく小さいため主桁の応力計算には両端ヒンジのロッカー橋脚と考えることにしても支障とならない。

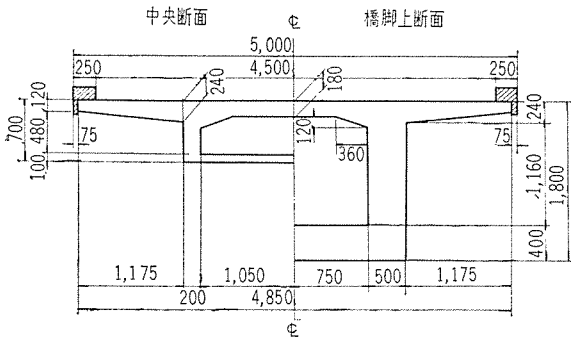
橋軸方向の地震力は、橋軸方向の橋脚断面が非常に小さいので、橋台に集中して作用することにある。したがって水平力に対する固定部は、完全に剛結された右側橋脚と、水平ロッカーによって桁より橋台に伝達するように設計された左側橋台である。また、橋台支承における上向反力は鉛直に配置された PC 鋼棒 (φ27-5 本) によって定着されている。

このようにまったく違った構造がヒンジによって連結され一体の構造系となっている 2 次の不静定ラーメン橋である。

(2) 床版

桁断面は、桁高 0.7~1.8 m, 張出し長さ 1 175 m, 下床版幅 2.5 m の箱型断面である。曲げモーメントは G. Kani の曲げモーメント分配法で求めた。幅員が狭く、張り出し長さが短かいので鉄筋コンクリート構造として、床版厚さは突出し部 12 cm, 固定端で 24 cm とした(図-5)。

図-5 主桁断面



(3) 主桁の設計

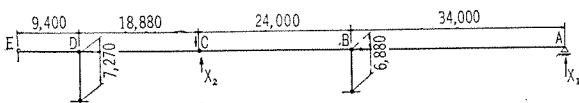
a) 概要 一般にこの種の3径間ラーメン橋は中央ヒンジに関してまったく対称の構造となっており、桁自重、静荷重、プレストレス導入においては左右の径間の変形量が同じであるから中央ヒンジにはせん断力は生じない。

非対称荷重が載荷された場合の中央ヒンジ位置の変形量は、ヒンジを切り離した構造でその位置に生ずる変形量の1/2が拘束された量である。したがって、対称構造であればヒンジ位置の反力の影響値は0.5となる。

本橋は、径間割り、断面がまったく異なった構造系が中央ヒンジで連結された構造となっているため、桁自重、静荷重、プレストレス導入によってもヒンジ位置に生ずる変形量が違ひせん断力が生ずる。

橋桁は10%直線勾配でのばり、R=185m縦断曲線形となり直線勾配で下り、階段も一体構造となっているが同一平面上にある直線桁として、スパンは平面投射長とした。荷重は橋桁に直角に作用するものとして、桁自重、静荷重、群集荷重 350 kg/cm² を考えた。設計計算に用いるスパン長および断面の記号は 図-6 のようにし、断面の変化は B~D 間および B~A 間を sin 曲線によってすりつけたものである。また構造計算は、全径間支保工上で施工されるものとして計算した。

図-6



b) 構造基本系と影響線の計算 いまA点支承を取り、C点ヒンジを切り離し、不静定量 X₁ と X₂ を考えればこの構造は静定構造となる。この基本系に任意の荷

重が作用したときのA点およびC点の変形量を δ_{AO}, δ_{CO} とする。A点およびC点に関するたわみの関係よりつぎの式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{AA} X_1 + \delta_{AC} X_2 &= -\delta_{AO} \\ \delta_{CA} X_1 + \delta_{CC} X_2 &= -\delta_{CO} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、δ_{AA} : A点に単位荷重が作用したときA点に生ずるたわみ。

δ_{AC} : C点に単位荷重が作用したときA点に生ずるたわみ。

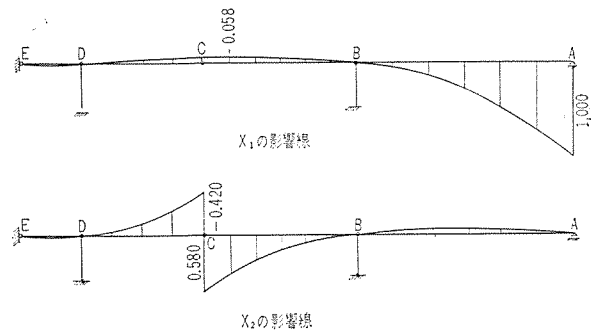
δ_{CA} : A点に単位荷重が作用したときC点に生ずるたわみ。

Maxwell の相反定理より δ_{AC} と同じになる。

δ_{CC} : C点に単位荷重が作用したときのC点に生ずるたわみで、C~E 間と C~A 間との変形量の代数和である。

式(1)によって不静定量 X₁ と X₂ を算定する。A点に単位荷重が作用したときの各点の変形量 δ_{iA}, C点に単位荷重が作用したときの各点の変形量 δ_{iC} を求め、相反定理をもちいて δ_{iA} と δ_{iC} を δ_{AO}, δ_{CO} に代入し、X₁, X₂ を求めればこれがA点およびC点の反力の影響線となる。

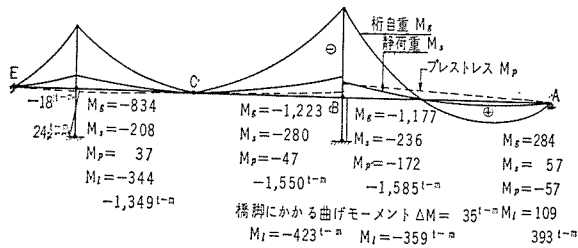
図-7 反力の影響線



c) 曲げモーメント、せん断力 桁自重および静荷重による曲げモーメントを計算するにあたりこれら全死荷重による橋脚上の曲げモーメントが側径間と中央径間とでバランスするように橋脚の位置を決めた。このことは、持続荷重の状態では橋脚にはほとんど曲げモーメントを生じないことになり橋脚断面を小さくでき、永年の間に橋脚、基礎工が塑性変形をおこすこともなくてすむ。桁自重、静荷重、プレストレスによる曲げモーメントは式(1)を用いて不静定力を求め、基本系での曲げモーメントとに加算することで計算できる。

曲げモーメントの影響線とせん断力の影響線は、図-7の反力の影響線を使って容易に求められ、桁自重、静荷重、プレストレスによる二次モーメント、群集荷重による曲げモーメントは 図-8 に示すようになる。

図-8 曲げモーメント



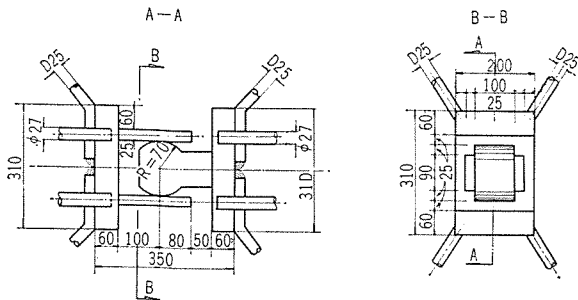
ヒンジの位置は橋脚上の曲げモーメントのバランスに関係するのでこれを考慮し、またヒンジ位置に生ずるせん断力ができるだけ少なくなるところに決定した。ヒンジに生ずるせん断力はつぎのとうりである。

- 桁自重によるせん断力 = 3.4 t
- 静荷重によるせん断力 = 1.0 t
- プレストレスによるせん断力 = -1.3 t
- 群集荷重によるせん断力 = 7.5 t

計 10.6 t

中央のヒンジは、このせん断力に対して設計し 図-9 に示すような鋳鋼製の構造とした。

図-9 ヒンジ



コンクリート断面に作用するせん断力は、荷重によるせん断力と、P C鋼棒の弯曲による垂直分力との和である。なお、荷重によるせん断力は、桁高の変化を考慮してつぎのように修正した。

$$S = S' - \frac{M}{d} (\tan \alpha \pm \tan \beta) \dots \dots \dots (2)$$

- ここに M: 曲げモーメント
- d: 桁の有効高さ
- α: 部材下面が水平線となす角
- β: 部材上面が水平線となす角

破壊に対する安全度を検討する荷重は 1.75(ΣM, ΣS) とした。斜引張応力度は、つぎの式で計算した。

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_c - \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2}) \dots \dots \dots (3)$$

d) 橋台橋脚 橋台橋脚の基礎は、鋼管ぐい(φ 406.4, 肉厚 6mm) をもちい、打込み長さは 14~16m で、先端は砂礫層 N 値=50, 許容支持力は Meyerhoff の公式をもちいて 90 t とした。くいの水平抵抗力, 頭部のたわみ, くいに発生する最大の曲げモーメント, その

発生する位置などは、Y.L. Change の方法により計算し、くいの水平抵抗力は 10 t とした。

主桁の設計については、3(1) で述べた仮定にしたがって行なったが、左側のロッカー橋脚に対しては、上下端に生ずる曲げモーメントを検討しておかなければならない。

橋脚の上下両端に最も大きな曲げモーメントが生ずる状態は、クリープと乾燥収縮が完了して気温が最低となり側径間が最も短くなったときである。この状態で自重, 静荷重, クリープ, 乾燥収縮, 温度変化, 活荷重によって生ずる曲げモーメントを、橋脚上下端剛結で橋脚に水平方向の不静定量をとって求めた(図-8)。

また橋脚の所要断面積は、許容中心軸方向荷重 P と橋脚軸直角方向の地震力に耐えるように設計した。

$$P = \frac{\alpha}{3} (0.85 \sigma_{28} A_c + \sigma_{sg} A_s) \dots \dots \dots (4)$$

ここに α: 柱のバックリングに対する係数で

$$\alpha = 1.45 - 0.03 h/d \text{ で算定した。}$$

橋脚の断面形状は最小幅 27 cm 最大幅 40 cm の I 型断面である。左側橋脚は、上下端完全に剛結された構造で 3(3) c) で述べたように、橋脚上のアンバランスモーメントはほとんど生じてないので地震力によって生ずる曲げモーメントと軸力に対してその断面を決定した。アンバランスモーメントは 図-8 に示すようになる。

なお、震度は水平方向 0.3 鉛直方向 ±0.1 とした。

写真-2 工事の後楽園ブリッジ



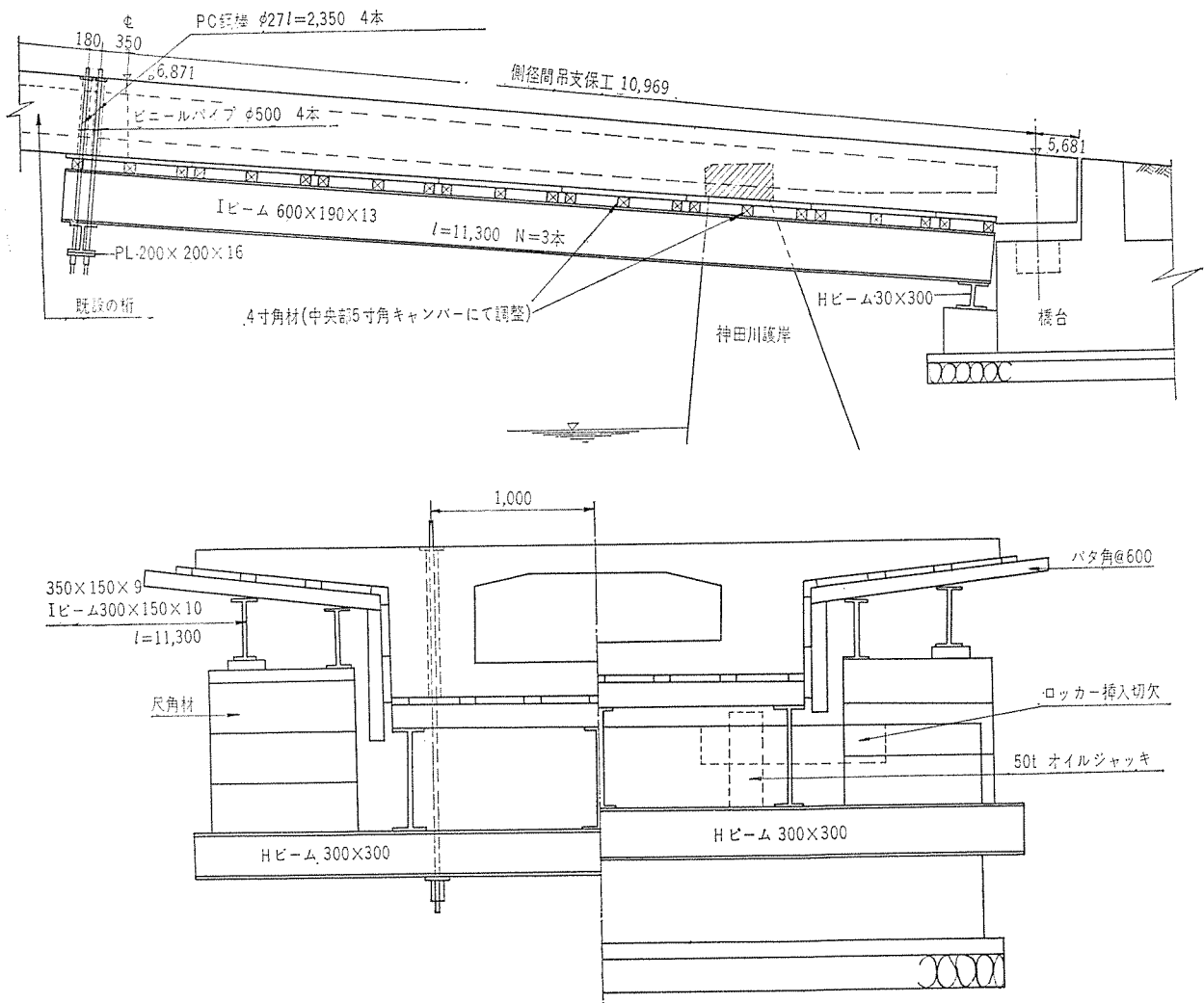
4. 施 工

本橋の最大の特徴は、その架設方法にあるが、この種の橋梁の施工順序, 型わく工, コンクリート打設, 鋼棒緊張工などについては、かなりの報告が紹介されているのでここでは割愛する。

(1) ヒンジの結合

全径間を総足場で施工すれば、ヒンジには①桁自重によって 3.4 t, 全径間一度にプレストレスを導入すれば②プレストレスで -1.3 t のせん断力が生ずる。このせ

図-10 側 径 間 吊 支 保 工



ん断力を考慮しないでヒンジ右側、左側両橋桁を片持ばり施工完了の状態のままでヒンジを結合したときは、この①②のせん断力は生じていない。このことは片持ばりの状態での桁自重による曲げモーメントと設計曲げモーメントとでは、この①②による曲げモーメントだけの差がある。この曲げモーメント差に対してクリープが進行し結局①②のせん断力が生ずる。したがってクリープ完了まで設計曲げモーメント以上の曲げモーメントを受ける断面がある。このため、強制外力(たとえば架設作業車の重量)を作用させ、片方の桁に弾性変形を起こさせた状態で、ヒンジを結合した後強制外力を除去し、①②のせん断力を生ずるようにした。このことは、強制外力によって支保工上で施工した状態に近づけたことになる。

ヒンジ結合時の架設作業車の位置は、左側橋脚より9.2mの位置とした。なお、ヒンジ結合の時期は側径間施工完了後である。

(2) 側径間支保工

側径間 (B~A 区間) は、片持ばり架設で 23.2m 施

工し、架設作業車を撤去後、残り 11.469 m を既成の桁より鋼棒で、Iビーム (600×300 3本) をつり、他端は橋台上に支え吊支保工上で施工した。

施工完了時の曲げモーメントを桁自重による設計曲げモーメントに近づけるために、中央径間側の架設作業車を片持ばり施工完了時の位置においておき側径間施工完了後架設作業車を撤去し、さらに支承付近にジャッキ (50 t 2基) をすえつけジャッキアップ (支点調整) しコンクリート ロッカー 支承上に桁を設置した。ジャッキアップ量は 7.0 cm である。

(3) 施工用鋼棒 φ27

施工中作用する荷重は、桁自重と架設車 (19.5 t) である。架設車の荷重による曲げモーメントは、橋桁完成後作用する静荷重 (地覆, 舗装, 高欄) と群集荷重 (0.35 t/m²) による曲げモーメントより大きいため、図-11 に示すように施工用鋼棒を上床版上側に配置した。

(4) 桁の変形計算 (上げ越し計算)

橋桁の変形計算は、施工中の桁自重、プレストレス導