

武蔵野線多摩川橋梁の設計と施工について

藤 田 雅 弘* 山 本 強**
吉 田 正 吾*** 国 近 康 彦****

1. ま え が き

東京外環状線を構成している武蔵野線が多摩川を横断するところは、現在の南武線多摩川橋梁の上流 20 m の位置を現橋梁に平行して渡河するように選定されている。

この橋梁のスパンは、河川管理者と協議の結果、最小 60 m 以上確保することになったが、南武線橋梁のスパン割りとの関係で、結局最大スパンが 80 m となった。

河川の H.W.L. と線路の FL との高さの差は、武蔵野線と南武線との立体交差のために 7.5 m となっている。

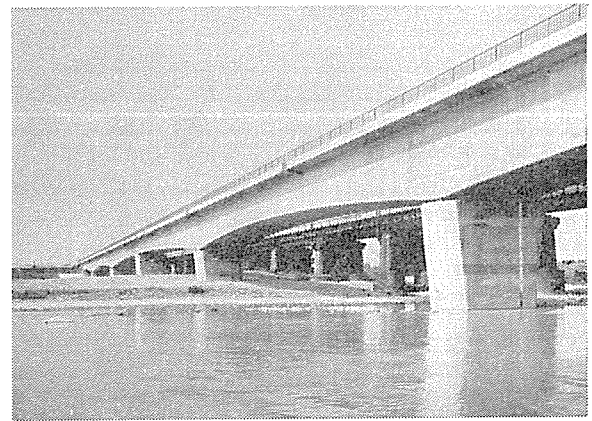
基礎地盤の地質は上層 10 m 程度が砂利層で、それより下層は N 値が 50 以上のよく締まった砂層である。また河川内の工事は、6月初めから 10 月末までの期間はさげなければならないことになっている。以上の条件から、主として 3 径間連続トラスと 3 径間連続 PC 桁について張出し架設するとして、上下部工あわせて比較検討した結果、建設費については、PC 桁はトラスに対して約 4.5% 高く、利子、減価償却費、修繕費などを考えた年間経費については、PC 桁はトラスに対して約 8.8% 安い。

上記の比較では、トラスは無道床、PC 桁は有道床として計算した。騒音対策の面からは有道床が望ましいが、設計施工の面からは、いずれの案もとくに問題はな

い。

以上の検討結果から判断し、図-1 に示すような 3 径間連続 PC 桁を採用することとなった。以下多摩川橋梁の設計、施工において、一般の橋梁と異なる点について報告する(写真-1)。

写真-1 多摩川橋梁全景



2. 設 計 概 要

(1) 上 部 工

設計条件は次のとおりである。

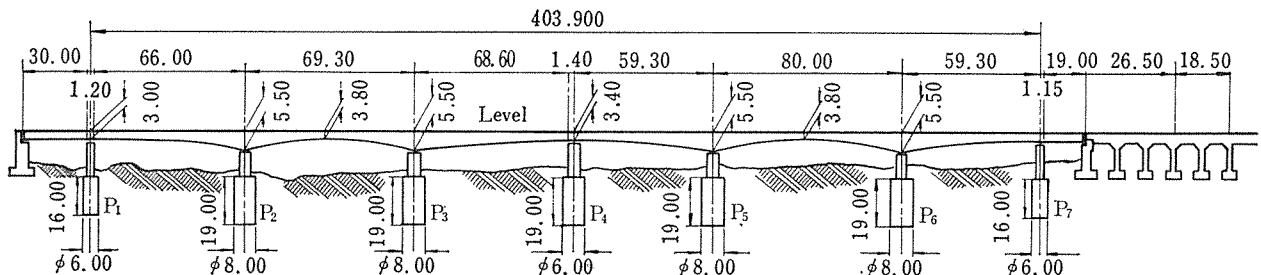
線路規格：甲線、複線電化

活荷重：KS-18 水平震度：0.3

道 床：有道床 線路勾配：水平

スパン：66.0+69.3+68.6 m

図-1 橋 梁 全 体 図



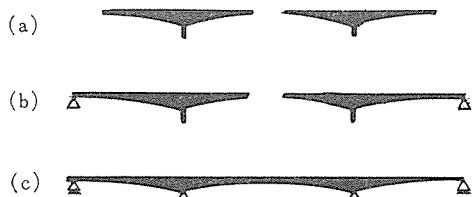
* 日本鉄道建設公団東京支社次長
** 国鉄東京第二工事局調査課長
(前) 日本鉄道建設公団東京支社環状線第三課長

*** 鹿島建設(株)土木設計部
**** 鹿島建設(株)土木部

59.3 m + 80.0 m + 59.3 m
 桁 高：最大 5.5 m 幅員：9.6 m (橋側歩道を含む)

この橋梁の施工は次の順序で行なう。すなわち、図一

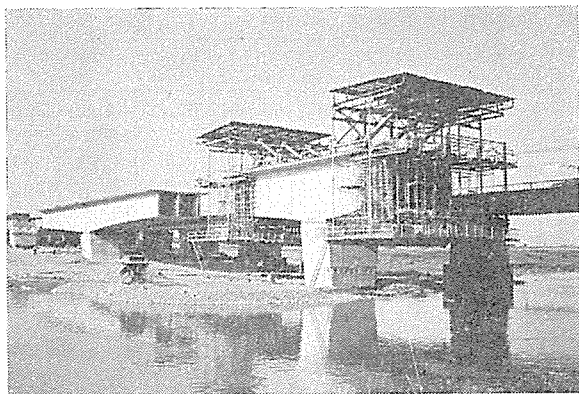
図一 構造系変化の順序



図二 支 承 配 置



写真一 フォルパウワーゲン施工



2 に示すように、(a) で中間支点上より左右に張出し架設を行ない、(b) の側径間の支保工施工時期までは静定構造であるが、(c) の中央径間中央部のコンクリート打設後は、不静定構造としての連続桁となる(写真一)。

支承は、一般的には1支点を固定とし、他の支点を可動とする(図一(a))が、この多摩川橋梁の場合には、死荷重が大きいので1支点で地震時の橋軸方向水平力を負担させるよりも、多くの支点で負担させるのがよいと考え、結局中間支点2カ所でそれに耐えうる構造とした(図一(b))。

しかし、常時の桁の伸縮のためには、中間の1支点が固定端となり、他は可動端となるような支承構造とした。

(2) 支 承

各支点における鉛直反力、地震時水平力は、表一に示すとおりである。中間支点における橋軸方向地震時水平力は、次により求めた。

$$R_H = (0.3W - R_E \cdot \mu / \alpha) \times 1/2 \times \alpha$$

R_H : 中間支点橋軸方向地震時水平力

W : 桁全重量

R_E : 両端支点反力の合計

μ : 支承の摩擦係数 $\mu = 0.15$

α : 割増率 $\alpha = 1.18$

本橋では、桁重量が大きいので鉛直反力、地震時水平力が大きい。このため地震時に橋軸方向水平力をとらせるため固定支承は中間支点2カ所とし、桁に作用する水

平方は上版より底版を介して橋脚へ伝えるようにした。

この2つの固定支承の上版と底版との橋軸方向のすき間は、クリープ、温度の影響を考慮し、完成後の平均温度においてそれぞれ同じすき間となるよう設定するが、コンクリートのクリープの誤差や、平均温度との温度差などのために、二つの支承が同じすき間とならない場合があるので、橋脚の剛性を考えて検討した結果、割増率を1.18とした。

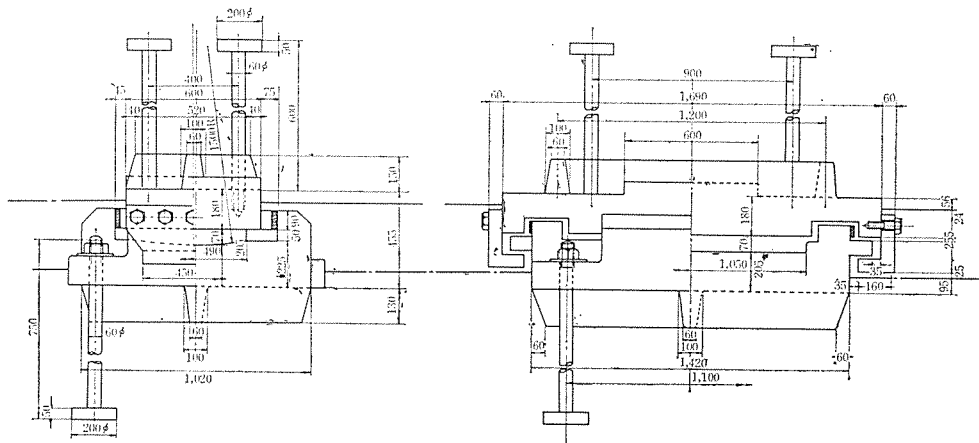
a) 固定支承 支承の設計は、図一4 のとお

表一 各支点の鉛直および水平反力

(単位 t)

| | | P ₁ | P ₂ | P ₃ | P ₄ | P ₅ | P ₆ | P ₇ | 計 | 備 考 |
|------|--------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------|-----------------|
| 鉛直反力 | 自重 | 635 | 2 101 | 2 131 | 1 132 | 2 189 | 2 189 | 454 | 10 831 | |
| | 静荷重 | 201 | 623 | 630 | 375 | 652 | 652 | 160 | 3 293 | |
| | 自重+静荷重 | 836 | 2 724 | 2 761 | 1 507 | 2 841 | 2 841 | 614 | 14 124 | |
| | 活荷重 | 1 315 | 1 373 | 1 389 | 1 097 | 1 384 | 1 384 | 854 | 8 796 | |
| | 合計 | 2 987 | 6 821 | 6 911 | 4 111 | 7 066 | 7 066 | 2 082 | 37 044 | |
| 水反力 | 地震時 | | | | | | | | | |
| | 橋軸方向 | 116 | 920 | 920 | 195 | 890 | 890 | 83 | 4 014 | $\mu = 0.15$ |
| | 直角方向 | 232 | 750 | 750 | 340 | 770 | 770 | 116 | 3 728 | 反力 $\times 0.3$ |

図一4 固定支承設計図



りである。支承にはベアリングプレートを用い、上版には鋳鋼 (SC 41) を使用する。

水平力は、橋軸方向、直角方向とも上版と底版が接触してとらせるようにする。

また地震時の衝撃を緩和させるために、底版の上版との接触面にフレシパットを接着させておく。なお、ベアリングプレート付近の防じんと防水をかねて、圧縮率のよいコンプリバンドをまわりのすき間にそう入した。

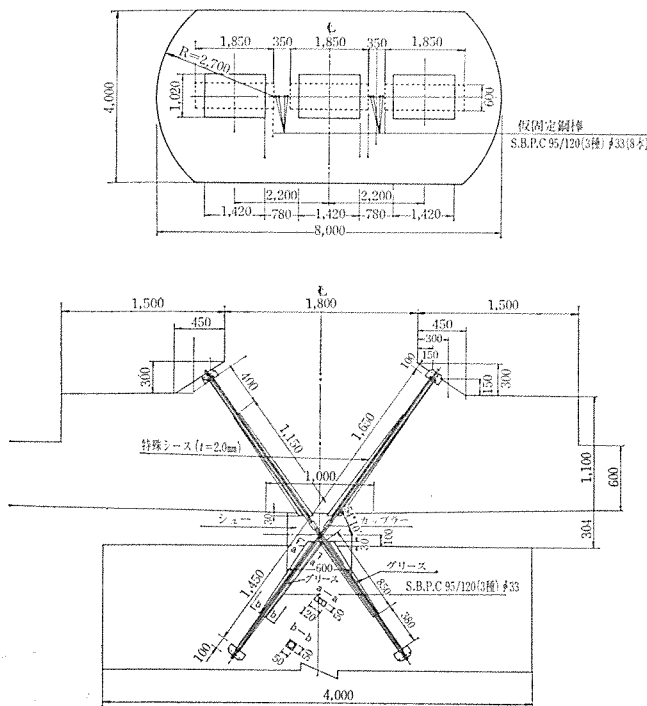
支承は1支点につき3組使用するが、1組あたりの設計荷重は次のとおりである。

| | | |
|-----|---------|---------|
| 鉛直力 | 死荷重 | 933 t |
| | 活荷重 | 462 t |
| | 仮固定鋼棒反力 | 115 t |
| | | 1 500 t |
| 水平力 | 橋軸方向 | 400 t |
| | 橋軸直角方向 | 300 t |
| | 上揚力 | 100 t |

b) 仮固定装置 地震時には、中間支点2箇所を橋軸方向水平力をとることにしても、常時においては、桁の伸縮の基準となるところを仮の固定端として設ける必要がある。

この仮固定端は、橋梁中央側の中間支点に設けることとし、仮固定のための装置としてφ33の3種鋼棒(95/120)を45°のタスキ状にして、35 t/本×4本=140 tで緊張しておく。桁の移動量が65 mmとなれば、鋼棒応力度は105 kg/cm²となり降伏点応力度に達する。このときの鋼棒応力は1本あたり82.5 tとなり合計330 t

図-5 仮固定装置



となるが、水平抵抗力は234 tとなる。

地震時における水平力は1200 tであるので、鋼棒は降伏するが、伸び量が制限されるので切断することはない。図-5は仮固定装置である。

c) 支承のすえ付け 上版と底版との間げきは、同一方向には同じとする必要があるので、桁架設中および完成後における桁の伸縮量の推定をしてすえ付けた。

伸縮には、温度差、コンクリートの弾性収縮およびクリープ、乾燥収縮などが影響するが、計算の結果、表-2のとおりである。

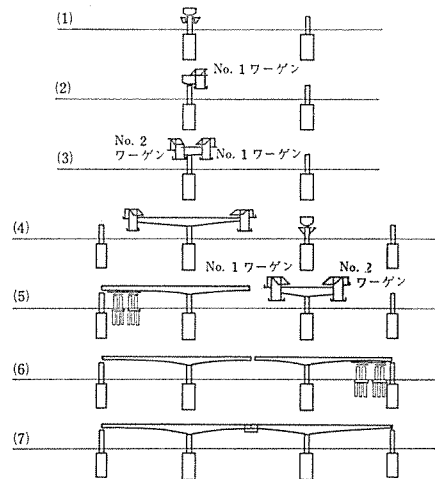
d) 架設時の安定の検討(張出し架設用安定装置設備)

施工順序は図-6に示すとおりであるが、張出架設の支点となるところは、いずれも可動支承であるため施工中

表-2 支承のすえ付け寸法

| | | | | | | | |
|--------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------|-------|
| | | 浦和方 | | | | | |
| | | 59.30m | | 80.00m | | 59.30m | |
| | | P ₄ | P ₅ | P ₆ | P ₇ | | |
| | t=0 | 35 mm | 45 mm | 75 mm | 76 mm | 44 mm | 28 mm |
| 移動量 | クリープその他 | 20 | 0 | 0 | -21 | 21 | 43 |
| | 温度変化 | 0 | 0 | 0 | -10 | 10 | 14 |
| | t=∞ | 55 | 45 | 75 | 45 | 75 | 85 |
| ゴム板間げき | | -20 | -20 | -20 | -20 | -20 | -20 |
| | | 35 | 25 | 55 | 25 | 55 | 65 |

図-6 架設順序図



- (1) 橋脚頭部をワーゲンが1台組立てられる長さ(8 m)だけ支保工上で施工する。
- (2) No. 1 ワーゲンを組立てる。
- (3) 1ブロックコンクリート打設、緊張後ワーゲンを前進し、No. 2 ワーゲンを組立てる。
- (4) 両側に向かって交互にフォルバウする。
- (5) 中央径間と同じくらいの長さフォルバウしたら、ワーゲンをてっぺん、支保工上にて側径間を施工する。
ワーゲンは直ちに反対側の橋脚より同様にしてフォルバウ施工する。
- (6) 側径間支保工上にて施工。
- (7) 中央部分は吊り型わくとし、最後に締めコンクリートを打設、プレストレスを導入し、連続桁は完成する。

表—3 張出し架設時の反力

(橋軸方向)

| | | | P ₂ (T ₁) | | P ₃ (T ₂) | | P ₅ (T ₃) | | P ₆ (T ₄) | |
|-----------------------|-----------------------------------|--------------------------------|---|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|--|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|
| | | | 側 径 間 | 中央径間 | 中央径間 | 側 径 間 | 側 径 間 | 中央径間 | 中央径間 | 側 径 間 |
| 仮 シ ュ ー コ | ン ク リ ー ト | 寸 法 | 0.8m×6.5m | 0.5m×6.5m | 0.5m×6.5m | 0.5m×6.5m | 0.5m×6.5m | 0.5m×6.5m | 0.5m×6.5m | 0.5m×6.5m |
| | | 圧縮力最大 | 2 914 t | 2 145 t | 1 793 t | 2 601 t | 2 456 t | 2 039 t | 2 039 t | 2 456 t |
| | | 〃 応力(常時) | 56 kg/cm ² | 66 kg/cm ² | 55 kg/cm ² | 80 kg/cm ² | 75 kg/cm ² | 63 kg/cm ² | 63 kg/cm ² | 75 kg/cm ² |
| | | 〃 応力(地震時) | 62 kg/cm ² | 74 kg/cm ² | 67 kg/cm ² | 89 kg/cm ² | 85 kg/cm ² | 72 kg/cm ² | 85 kg/cm ² | |
| P C 鋼 棒 | φ=27 3 種 | 本 数 | 12本 | 20本 | 12本 | 12本 | 8本 | 8本 | 8本 | 8本 |
| | | 緊 張 t 数 | 420 t | 700 t | 420 t | 420 t | 280 t | 280 t | 280 t | 380 t |
| | | 引張力最大(常時) | -90 t | -401 t | -215 t | -91 t | -108 t | — | — | -108 t |
| | | 〃 (地震時) | -165 t | -687 t | -490 t | -175 t | -195 t | — | -279 t | |
| H 形 鋼 | 水平地震 κ _H =0.15 | 最大せん断力 水平ねじれ | 314 t 652 t・m | | | | | | | |
| | 風 荷 重 150・75 kg/m ² | 最大せん断力 水平ねじれ | | | | | 36 t 234 t・m | | | |
| | H形鋼のみの 抵 抗 値 | 抵抗せん断力 抵抗ねじれ | 500 t 1 400 t・m | | 500 t 1 400 t・m | | 500 t 1 400 t・m | | 500 t 1 400 t・m | |
| ケ ー ソ ン | 架 設 時 | 回 転 抵 抗 常 時 | 6 620 t・m | | | | | | | |
| | | 地 震 時 | q _{Pq} =91 t/m ² , q _H =3 t/m ² q _V =131 t/m ² , q _H =22 t/m ² (κ _M =0.15) | | | | | | | |
| | 完 成 後 | κ _H =0.3 地 盤 反 力 | q _V =190 t/m ² q _H = 45 t/m ² | | | | q _V =188 t/m ² q _H = 44 t/m ² | | | |

一時的に剛結としなければならない。

そのため、下記の項目について検討してみた。

1) 不均衡モーメントに対する処置：張出し架設中の左右の不均衡モーメントを受けるために、仮の支点を設け橋脚に曲げ、その他を伝える設備として、多摩川橋梁では、圧縮力に対してはコンクリートで仮シューを作り、引張力に対してはP C鋼棒を用いて抵抗させることにした。

2) 水平力に対する処置：張出し架設中の地震時の水平力は仮シューの摩擦抵抗でとらせ、モーメントは鋼棒のせん断抵抗でとらせるように検討したが、引張力を受けている鋼棒にせん断抵抗を期待することは多少疑問が残るので、H型鋼(250×250×14×14)で橋脚と桁を連結することにした。

3) 風荷重によるねじれの処置：風荷重は張出し桁の片側に左右それぞれ、150 kg/cm²、75 kg/cm²の大きさで作用するものとして検討したが、水平地震により生じるモーメントより小さいので十分安全である。

そのほかに地震時における橋脚のねじり、ケーソンの回転抵抗、アンバランスモーメントに対する橋脚の断面計算を行なったが十分に安全であった。

これらの設備は図—7と写真—3に示すとおりである。また、張出架設時の反力は表—3のとおりである。

(3) 下 部 工

橋脚天端に作用する設計荷重は、表—1に示すとおりである。

基礎地盤は良好であるが、なお、固定支承を分散式に

するなどによって、耐震的にも構造全体としてもよりバランスのとれたものとする。

ケーソンの計算に必要な数値として、地盤反力係数比 $k=K_2/K_1=1.65$ 、受働土圧係数 $C=5.8$ (常時)、 $C=5.0$ (地震時) とする。計算の結果、中間橋脚のケーソンはφ=8.0 m、長さ 19.0 m、端橋脚のケーソンはφ=6.0 m、長さ 19.0 m と 16.0 m となった。

図—7 張出し架設用安定設備

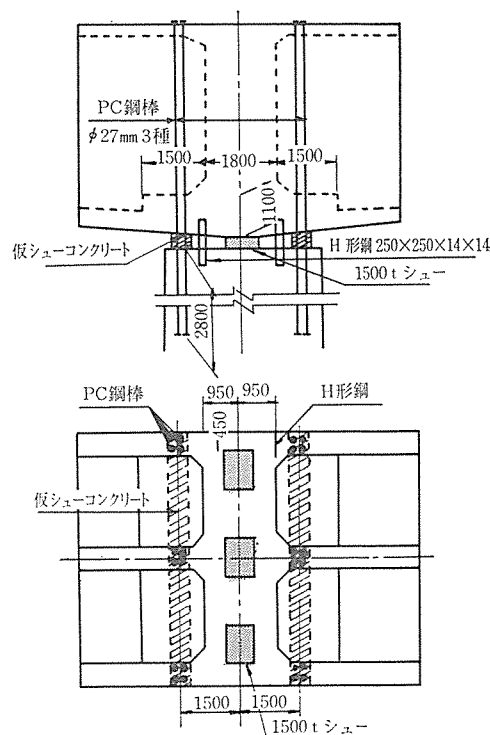
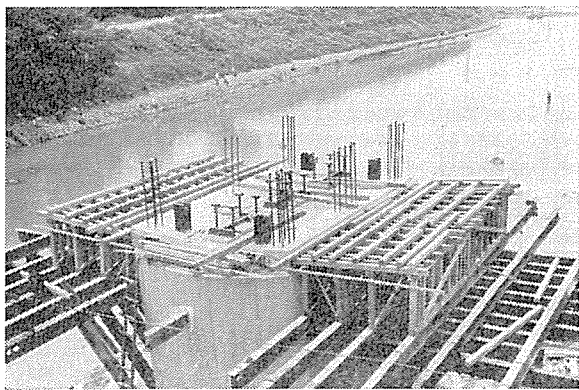


写真-3



側面摩擦力を考慮しない場合で、底面の最大地盤反力は $q_V=105 \text{ t/m}^2$ (常時), $q_V=190 \text{ t/m}^2$ (地震時橋軸方向), 最大水平反力 $q_H=44 \text{ t/m}^2$ (地震時橋軸方向) である。受働土圧 $q=45 \text{ t/m}^2$ となるので受働土圧と最大水平反力との比は 1.02 である。

また、一般のケーソンは橋脚を作るのに土留止水壁があるが、多摩川橋梁の場合は土留止水壁を設けず、橋脚の下半分にケーソンシャフトを通すために、 $\phi=1.7 \text{ m}$ の穴をあけ沈下させた。ケーソンシャフトの穴はそのままの状態であるが、コンクリートの圧縮応力が許容値より大きくはならない。

3. 施工概要

(1) 下部工

設計概要でも述べたようにケーソンの沈下時に土留止水壁がなく、橋脚の下半分を打設しケーソンシャフトをとおし沈下作業を行なうので、ケーソンの偏心をできるだけ少なくするように施工するため、沈下掘削に神経を使い施工した結果、地盤の良好な点にも恵まれ、全橋脚とも(7本) 4~10 cm の範囲におさめることができた。

ケーソンが所定の位置に到達すると作業室内の中埋めコンクリートを打設するわけであるが、中埋めコンクリートが天井版と一体となり反力に抵抗するように中埋めコンクリートと天井版との間に生じる空げきをなくさねばならない。そのために、中埋めコンクリート打設後セメントミルクを注入することにした。注入口は作業室天井版の隅の方に $\phi 48 \text{ mm}$ 鉄製パイプをコック付きにして、4カ所設けておく。

注入にあたっては、あらかじめ通水試験を行ないパイプの通り、各パイプの関連性を調べて順序を決め、順次注入を進めてゆく。注入作業は注入圧とパイプからの吹出しミルクの濃度をみながら注入を行ない、注入の終わったパイプは逆流を防ぐためコックをひねり作業を終了した。

表-4 配合と注入量実績

| セメント | フライアッシュ | 水 | アルミ粉 | ボゾリス | W/C+F | | |
|-----------------------------|----------------------------|--------|------|------|-------|-----------------------------|----------|
| 225 kg | 31 kg | 120 kg | 20 g | 4 l | 52% | | |
| (1 バッチ=0.2 m ³) | | | | | | | |
| | 各パイプの注入量 (m ³) | | | | 注入合計 | 中埋めコンクリート (m ³) | 空げき率 (%) |
| | A | B | C | D | | | |
| P ₁ | 0.4 | 0.2 | — | — | 0.6 | 36.3 | 1.7 |
| P ₂ | 0.2 | 0.2 | 0.2 | — | 0.6 | 72.4 | 0.9 |
| P ₃ | 0.6 | 0.6 | — | — | 1.2 | 72.4 | 1.7 |
| P ₄ | 0.4 | 0.2 | — | — | 0.6 | 36.3 | 1.7 |
| P ₅ | 0.7 | 0.3 | 0.3 | 0.7 | 2.0 | 72.4 | 2.7 |
| P ₆ | 0.2 | 1.4 | 1.4 | 0.4 | 2.2 | 72.4 | 3.0 |
| P ₇ | 0.6 | 0.2 | 0.8 | — | 1.6 | 36.3 | 4.0 |

セメントミルクの配合と注入量の実績は表-4のとおりである。

次に、ケーソン沈下時の摩擦を切るために 5 cm のフリクションカットがケーソンに設けてあるので、ケーソンの周辺はフリクションカットによるすき間のほかに刃口部の余掘り等のために側面における地盤のくずれ、ゆるみが考えられる。そのため、設計時の水平方向地盤反力係数が期待できなくなるおそれがあるので、ケーソンの周囲に $\sigma_{28}=20 \text{ kg/cm}^2$ のモルタルを注入することにした。注入管は、あらかじめケーソンに各ロットごとと埋めておく。このパイプはケーソン周壁の摩擦が増大してケーソンが沈下しにくいときには、圧縮空気を送り摩擦を減じることでもできるようにした。

注入モルタルはパイプのつまる原因となる材料の分離に重点をおき決定した。

注入作業は、最初水を通し次にセメントミルクを送り注入圧の状況をみながら途中でモルタルに切替え作業を進めた。砂層においては注入圧が $8\sim 10 \text{ kg/cm}^2$ になるまで続行し、砂利層への注入は想定した注入量が入れば中止した。セメントミルクとモルタルの配合および注入実績は表-5のとおりである。

(2) 上部工

上部工の施工で一番神経を使い、注意して施工したのは支承のすえ付けとモルタルの配合決定および注入作業である。

図-4 に示されているように支承の重量が1個あたり 5.2 t (下シューだけで 3 t), 大きさも約 1.5 m² あり、シュー底面が橋脚天端より約 10 cm も下がっていること等のことから、従来のドライパッキング法では完全な施工はできないとの結論が出て、セメント系統で経済的なモルタルを開発することにした。

a) シューのすえ付け まずシューの製作工場でアンカーボルトを4本1組に組み立て現場にシューと一緒に搬入し、現場ではこれに乗せる架台を作り、シューの

表-5 標準配合と注入実績

| | セメント (kg) | フライアッシュ (kg) | 砂 (kg) | 水 (kg) | アルミ粉 (g) | ポリリス (l) |
|---------|--------------|-----------------|-----------|-----------|-------------|-------------|
| セメントミルク | 500 | 400 | 0 | 650 | 75 | 15 |
| モルタル | 500 | 200 | 450 | 600 | 100 | 10 |

(1 m³ あたり)

| ロットパイプ 番号 | 1 ロット | 2 ロット | 3 ロット | 4 ロット | 合計注入量 (m ³) | ケーソン周囲の面積 (m ²) | 平均注入厚 (cm) |
|----------------|---------------|-----------|--------------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|---------------|
| P ₁ | 0.8 | 0.6 | 0.8, 3.8 | | 6.0 | 246 | 2.5 |
| P ₂ | 2.0, 0.8, 1.0 | 10.8, 1.2 | 1.0, 1.2, 9.0, 2.4 | 2.2, 2.6, 3.8 | 38.0 | 402 | 9.5 |
| P ₃ | | 0.4 | 0.6, 1.6 | 14.0, 23.4, 0.4, 9.0 | 51.2 | 402 | 12.5 |
| P ₄ | | 2.1, 0.7 | 0.3, 4.7, 0.8 | 0.4, 0.6 | 9.6 | 302 | 3.2 |
| P ₅ | 地表よりグラウト | | 10.0 | | 10.0 | 402 | 2.5 |
| P ₆ | 0.5 | 0.8 | 10.5 | | 11.8 | 402 | 30.0 |
| P ₇ | 0.6 | 0.6 | 0.4, 4.4, 3.8 | | 9.8 | 246 | 4.0 |

方向位置はアンカーボルトのセット時に完了させ、橋脚のコンクリートの打設時に動かないようにしっかりと固定させる。次にシューより少し大きな木わくを作って、グラウトに必要なすき間 (3~5 cm) を箱抜きできるようにして橋脚のコンクリートを打設する。

打設後木わくの箱抜きを取りはずし、モルタルの注入用パイプを取りつけ、きれいに清掃し下シューを乗せる段取りとしてシューの方向位置はアンカーボルトのセット時完了しているが、高さについては正確に出ていないので下シューの下にナットを入れ、それで高さの調整を行なうようにした。

すなわち、下シューは2個のナットではさまれているわけである。下側のナットに反力が集中しないが、シューの下面の支圧で受けるように、下のナットと下シューとの間にクッション材となるように厚さ 2 cm のネオプ

レンゴムをはさんだ。これらの段取りが終わってから、クレーンにて下シューのみを吊りアンカーボルトの位置に入れて下シューのすえ付けを完了した (図-8 と写真-4 を参照)。

上シューのすえ付けは表-2のとおりすえ付けるためにノグスと内径パスを用いてすえ付けた。

b) グラウトモルタルの配合と注入方法 モルタルの配合については室内試験、実験および実物大模型実験等のために約2カ月をついやして決めた。

配合目標は $\sigma_{28} = 360 \text{ kg/cm}^2$ 以上で、ブリージングによる間げきが生ぜず、なお確実な施工ができることとして各種の配合試験を行なった。そのために室内におい

写真-4

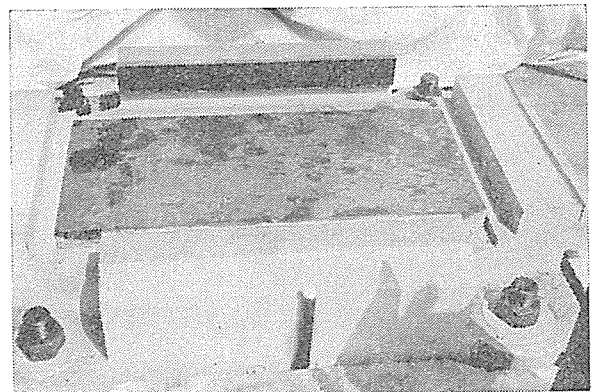


写真-5

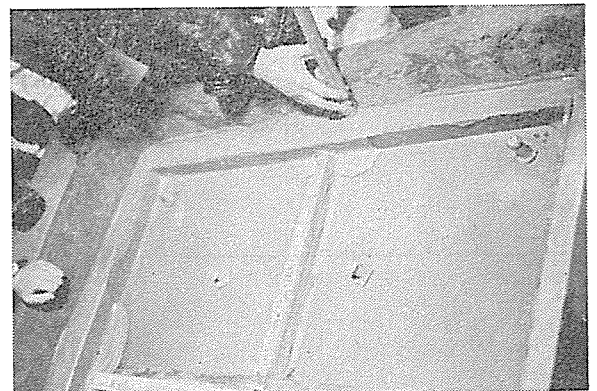


図-8

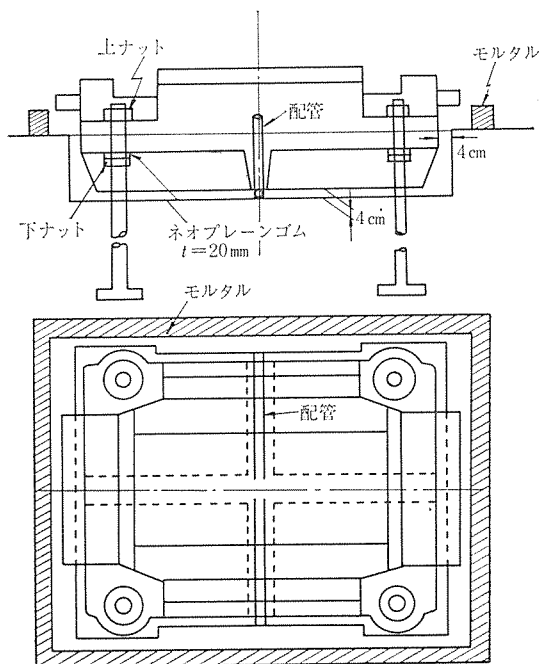
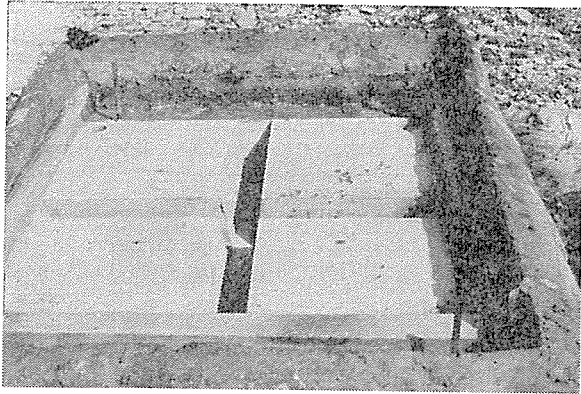


写真-6



てコンシステンシー試験、アルミ粉末の混入率の決定試験、強度および硬化後の長さ変化の測定、注入方法等の試験を実施し、1.2 m×1.2 mの透明なアクリル樹脂版を用いて3~5種類位の配合について注入状態、流動性について室内実験を行なった(写真-5 参照)。

次に室内実験で決定した配合、注入方法にて現場で薄い鉄板($t=1.6$ mm)で実物大の模型をつくり注入作業を行ない、硬化後鉄板をはがし、注入結果の確認(写真-6)をするとともに最終的に次のような配合と決定した。

- 1) 注入に必要なモルタルの流動性のフロー値は 270 ± 5 mm である。
- 2) アルミ粉末による膨張率は温度によって影響をうけるが、 $5 \sim 25^{\circ}\text{C}$ の範囲では影響は小さく、 $(C+T)$ の $0.003 \sim 0.004\%$ の添加量で所要の目的を達することができる(膨張率 2%)。

表-6

| セメント (C) | タスコン (T) | 水 (W) | 細骨材 (S) | ポゾリス No. 8 | アルミ粉 |
|-------------|-------------|----------|------------|---------------|-------|
| 150 kg | 18.75 kg | 84.38 kg | 168.75 kg | 422 g | 5.9 g |

注：配合比 $(C+T) : S = 1 : 1$
 $T : (C+T) = 0.11 : 1$
 $W / (C+T) = 50\%$ 以下
 砂の粗粒率 $F M = 1.8$ 程度

- 3) 注入したモルタルの養生は、注入後5日間湿潤状態を保つようにする。
- 4) 注入ポンプ(手動式ダイヤフラムポンプ)は2台同時に用いること。

モルタルの配合は表-6のとおりである。

以上の条件に基づき注入作業を実施したが、1カ所のシューの注入に約25~30分を要した。

この他コンクリート工、鋼棒加工、緊張、グラウト工等については、一般のPC桁工事ととくに変わったことがらはない。

4. あとがき

最近、大河川その他で大スパンの橋梁が架設されるようになったが、鉄道橋の場合には、騒音等の関係で、コンクリート桁が多く採用されるようになってきている。この橋梁がなんらかの参考になれば幸いである。

なお、設計計画にあたっては、国鉄構造物設計事務所、技術研究所その他多くの方々のお指導、御援助をいただきましたことを、厚くお礼申し上げます。

1970.10.5・受付

会員増加についてお願い

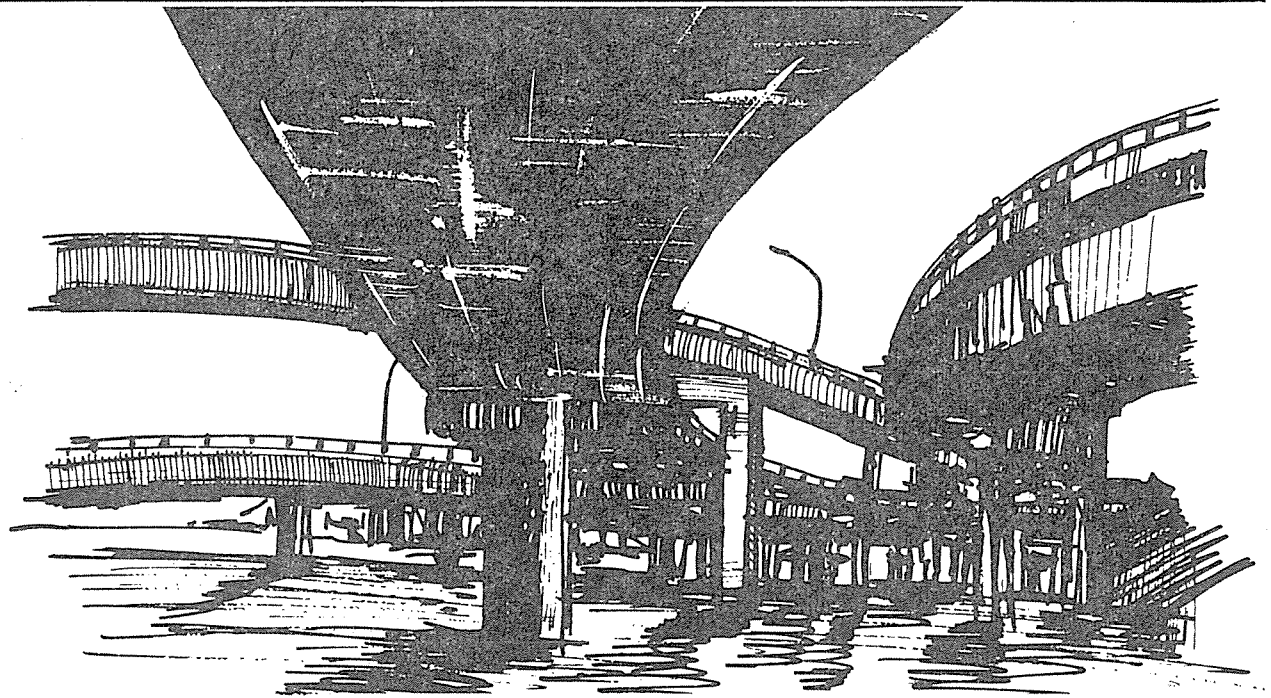
会員の数はその協会活動に反映するもので、増加すればそれだけ多くの便益が保証されています。現在の会員数は創立当時に比較すると約4倍の1670余名ですが、まだまだ開拓すべき分野が残されております。お知合いの方を一人でも余計ご紹介下さい。事務局へお申し出で下されば入会申込書はすぐお送りいたします。

申込先：東京都中央区銀座2の12の4 銀鹿ビル3階

プレストレスト コンクリート技術協会 TEL (541) 3595

1970年工業標準化実施

「通商産業大臣賞」受賞!



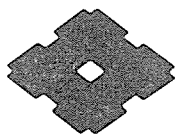
明日の土木建築工事に活躍する 住友電工の各種PC鋼材

長足の進歩と日夜躍進をつづけている建築土木業界——そのなかでPSコンクリートの占める割合は、着実に伸びています。住友電工はこのPSコンクリートの原材料である《PC鋼線・PCストランド・PC鋼棒》の研究にわが国で最初に着手しその生産をつづけてきました。

この長い経験と技術は、コンクリートとの付着性能に優れた各種のPC鋼材・異形PC鋼材を開発し、種々のPC工法や用途にもっとも適した性能を持っているPC鋼材を完成しました。

〈主要製品と用途〉

- PC鋼線・PCストランド・PC鋼棒
各種建築構造物・PC橋梁
PC枕木・PC矢板・PCヒューム管
PCタンク・PCパイル・PCスラブ類
- スミツイスト
PCパイル・PCポール
- タイロッド (STR鋼棒)
護岸工専用・岸壁整備用



PC鋼材の総合メーカー

住友電気工業株式会社

本社 大阪市東区北浜5-15 ☎541 電話 大阪(06) 203-2121(大代表)
 特殊線事業部 伊丹市昆陽字宮東1 ☎664 電話 伊丹(0727) 81-5151(大代表)
 東京特殊線営業部 東京都港区芝琴平町1 ☎105 電話 東京(03) 502-1211(大代表)
 名古屋支店 名古屋市中区久屋町5-9 (住友商事名古屋ビル) ☎461 電話 名古屋(052) 951-5261(大代表)
 福岡支店 福岡市天神2-12-1 (天神ビル) ☎810 電話 福岡(092) 75-6031(大代表)