

# 万国博9号歩道橋の設計施工について

—吊 床 版 橋—

百 島 祐 信\*  
 内 藤 豊 章\*\*  
 富 田 价 彦\*\*

## 1. ま え が き

本橋は、1970年大阪府吹田市千里丘陵地帯で開催される日本万国博覧会会場内の西ゲート付近に架設された歩道橋である。

構造形式は、ディビダーク式吊床版橋で、わが国では初めての構造であり、また世界でもスイスのチューリッヒ郊外にある歩道橋について二番目のものである。本橋の規模は橋長約35mと小さいが、将来長大橋実現のための一段階として計画され44年3月に完成した。ここにその設計、施工について報告する。

## 2. 吊床版橋の概要

吊床版橋の構造を一言でいえば、鋼吊橋のケーブル、塔、補剛桁床組構造などの諸要素を一つの要素によっておきかえたものといえる。すなわち、必要な縦断勾配を満足するように大きな引張力を与えた鋼材を両側に張りわたし、その鋼材のさびの害を防ぎ、橋の維持費を最小にするためにこの鋼材の帯を単にコンクリートで取りまいて道床版を兼用するようにしたものが吊床版構造である。吊床版橋においては、この大きな引張力が非常に重要な要素であって、活荷重にもまた吊橋において非常に重要な問題とされている耐風安定性に対してもきわめてすぐれた剛性を橋に与えている。これは普通の構造様式の吊橋の場合はいうまでもなく、ケーブルの引張力と補剛桁によって得られるものである。吊床版橋の構造は吊床版の部分、これを支持する部分、大きな引張力を定着する部分に大別できる。吊床版部は鋼材の帯を単にコンクリートによって取りまいたものであるから一種のザイルと見なしうるため、構造の解析にあたっては、ザイルの理論を適用して解析している。また吊床版の両端は橋脚から張出した片持ばりによって支持されているので、

荷重状態や温度変化によってたわみが増加すると、吊床版下面と片持ばり上面との接触位置は水平方向に移動することになり、この部分では吊床版が橋脚上を滑動できる構造が必要である。さらにこの接点においては吊床版が急激な角度変化を生じて折れ曲がり、中の鋼棒が破断するおそれがあるので、片持ばり上面に円弧型の丸みをつけたり、片持ばり先端にくちばし状の弾性板を取りつけて、徐々に角変化を吸収させたりするなどの方法を考えなくてはならない。このように片持ばりに円弧型の丸みをつけると、片持ばりはその自重とその上に載る死荷重および活荷重のほかに、吊床版の引張力の鉛直分力が荷重として作用することになる。

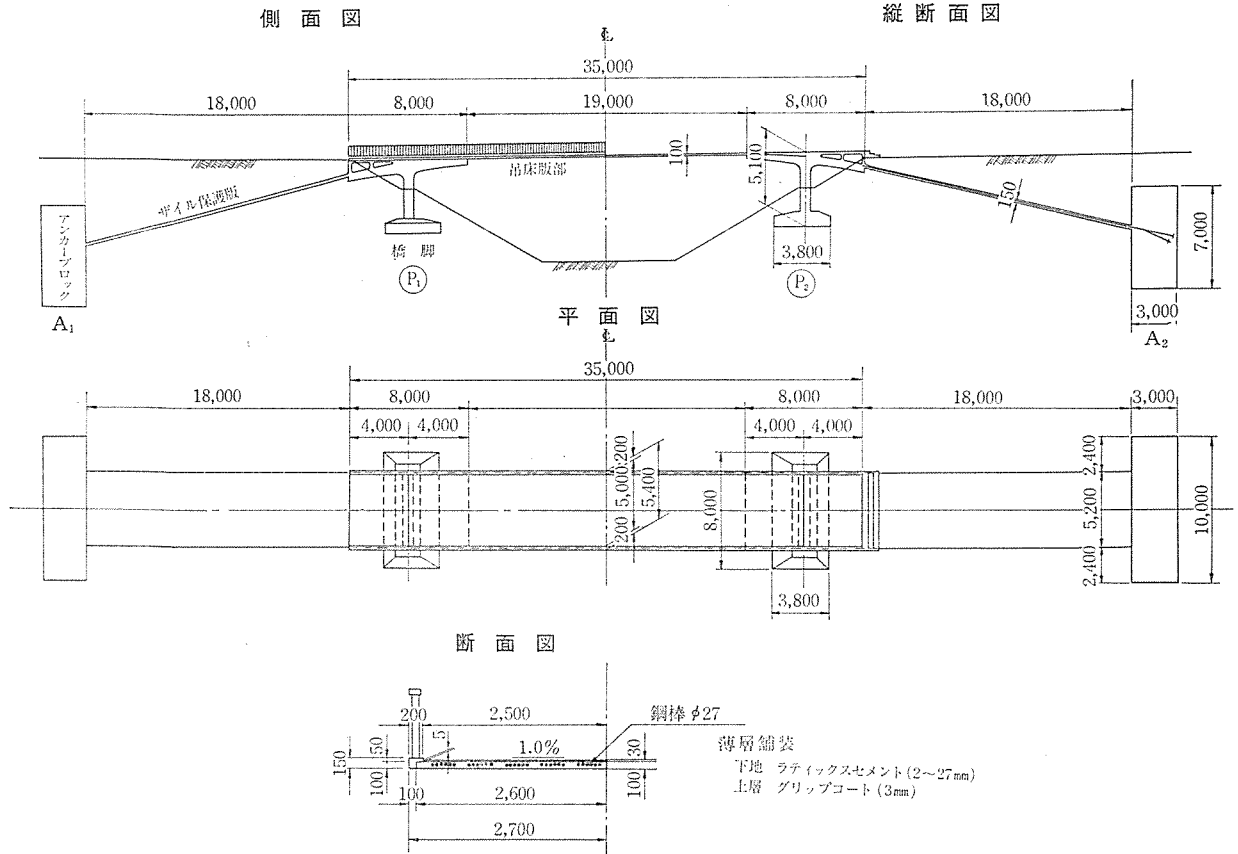
大きな引張力を定着する部分は通常の吊橋におけるケーブルの定着体と同様に考えればよいが、吊橋に比してこの引張力はかなり大きいので（約3倍程度）、規模が大きくなる。定着体の構造としては一般の吊橋に用いられる重力式構造も考えられるが、架設地点の基礎地盤の状況によっては、この引張力を岩盤中に定着する方法も考えられる。いずれにしろ定着体は重要な構造物であって、定着させる引張力が大きいだけに架設地点の地質状況によって工事が大きく左右されると考えられる。

## 3. 工事概要 (図-1)

工 事 名：万国博9号歩道橋工事  
 工事場所：大阪府吹田市千里ヶ丘万国博覧会会場内  
 橋 種：歩 道 橋  
 構造形式：DW 式吊床版橋  
 支 間：27.0 m (吊床版部 21.0 m)  
 橋 長：35.0 m  
 有効幅員：5.0 m  
 荷 重：橋軸方向 350 kg/m<sup>2</sup>  
           橋軸直角方向 500 kg/m<sup>2</sup>  
 温 度：±15°C  
 震 度：水平震度  $k_H=0.2$

\* 鹿島建設株式会社土木設計部次長  
 \*\* " " P C 課

図-1 構 造 図



鉛直震度  $k_V=0.1$

工 期：昭和 43 年 10 月～昭和 44 年 3 月

施 主：日本万博協会建設部

施 工：鹿島建設株式会社

#### 4. 設 計

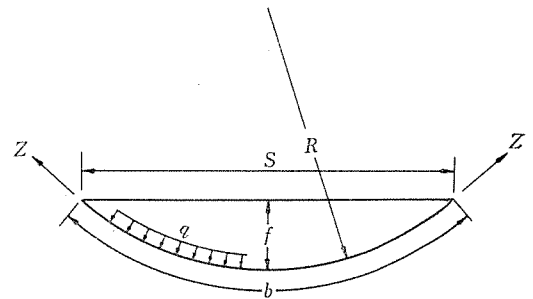
吊床版橋の構造は概要の項でふれているように、吊床版の部分、これを支持する橋脚部分、大きな引張力を定着する部分に大別できる。吊床版は厚さ 10 cm とし、P C 鋼材としては、SBPC 80/105、 $\phi 27$  mm を 60 本使用している。橋脚は直接基礎とし、張出し部は吊床版引張力の鉛直分力が大きいので P C 構造とし、上面には  $R=24$  m の円弧型の丸みをつけ、吊床版と橋脚の接点で急激な角度変化が生じないようにしている。定着体の構造は砂地盤であるので重力式とした。

以下吊床版、橋脚、定着(アンカー ブロック)の順に設計の概要を報告する。

##### (1) 吊 床 版

a) 橋軸方向の検討 吊床版は、構造的には非常にフラットに張られたザイルと見なしうるので、ザイルの変形理論を応用し解析することができる。実際のザイルの形は懸垂曲線であるが、径間長にくらべてたわみが非

図-2 吊床版の力のつり合い



常に小さいので円曲線の一部として解析する(図-2)。

いま、図-2 に示した記号を使えば幾何学的には、次のような近似式が成り立つ。

$$\frac{b-S}{S} = \frac{S^2}{24 R^2}$$

$$Z=q \cdot R \quad f = \frac{S^2}{8 R}$$

S : 支間                      R : 半径

b : 吊床版の長さ      Z : 吊床版に作用する引張力

f : たわみ                      q : 等分布荷重

吊床版に新しい荷重が作用したり温度変化が生じた場合は、ザイルの長さ  $b$  は  $4b$  だけ変化した形となりつり合う。すなわち、次のようなひずみのつり合い関係が成り立つ。

表-1 橋軸方向総括表

荷 重	q (t/m)	R (m)	Z (t)	$\sigma_e$ (t/cm <sup>2</sup> )	f(cm)
$g_c$ (鋼 棒)	0.254	6 134	1 558	5.003	0.9
$g_e'$ (鋼棒+型わく)	0.578	2 699	1 560	5.010	2.0
$g_o'$ (鋼棒+型わく+床版)	1.798	875.4	1 574	5.045	6.3
$g_o$ (鋼棒+床版)	1.474	1 064.4	1 569	5.039	5.2
$g$ ( $g_o$ +地覆・高欄・舗装)	1.814	870	1 578	5.067	6.3
$g+P$ (活荷重)	3.564	462.7	1 647	5.295	11.9
$g+P+\Delta T$ (+15°C)	3.564	420	1 497	4.807	13.1
$g+P+\Delta T$ (-15°C)	3.564	506.5	1 805	5.796	10.9
1.75( $g+P+\Delta T$ (-15°C))	6.237	328.4	2 048	6.577	16.8

$$\Delta \epsilon_{el} = \frac{\Delta Z}{EA}$$

$$\Delta \epsilon_T = \alpha \cdot \Delta T$$

$$\Delta \epsilon_{geo} = \Delta \left( \frac{b-S}{S} \right) = \frac{S^2}{24 R_2^2} - \frac{S^2}{24 R_1^2}$$

$$\Delta \epsilon_{el} + \Delta \epsilon_T = \Delta \epsilon_{geo}$$

E: 吊床版の弾性係数

A: 吊床版の断面積

$\Delta \epsilon_{el}$ : 吊床版の弾性ひずみ

$\Delta \epsilon_T$ : 吊床版の温度によるひずみ

$\Delta \epsilon_{geo}$ : 吊床版の幾何学的ひずみ

$\Delta Z$ : 吊床版張力の変化

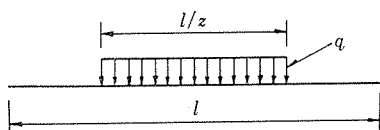
注: EA は鋼材とコンクリートの合成断面積の値

これらひずみのつり合式を解いて、各荷重状態における引張力、たわみ、鋼材の応力度等を求めた結果を表-1 に示す。

吊床版の引張力の決定は、活荷重によるたわみを、1/400 以下におさえるという条件より決定したものである。また EA の算定においては、コンクリートの弾性係数は  $1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  とした。これは鋼材比の大きい RC 部材の引張試験におけるひずみ測定の結果から妥当であることが確認されている。

**b) 橋軸直角方向の検討** 橋軸直角方向は、弾性的基礎上に支えられた有限長のはりとして検討している。弾性基礎の基礎係数は、吊床版全体を円筒の一部と考えたもの ( $k=Et/R^2$ ) と、吊床版の活荷重載荷によるたわみから求めたもの ( $k=q/f$ ) の両方で検討した。したがって、基礎係数は 0.24~6.24 t/m<sup>3</sup> 変化させたことになるが、曲げモーメントはほとんど等しい値を示した。結果は 図-3 に示す荷重状態のときに、最大曲げモーメントは約 0.4 t-m で、鉄筋を D 13 ctc 200 に配置するとコンクリートの圧縮応力度は  $\sigma_c=46 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋の引

図-3 橋軸直角方向載荷状態



張応力度は  $\sigma_s=1000 \text{ kg/cm}^2$  になる。

**c) 吊床版の耐風安定性** 日本では、まだこの目的のために行なわれた実験結果がないので、ここではドイツのミュヘン工科大学における実験結果にもとづいて検討した。

吊床版橋では、風による振動の発生する限界があり、その限界風速  $v_k$  は、次式で表わされる。

$$v_k = V_k \cdot B \cdot F$$

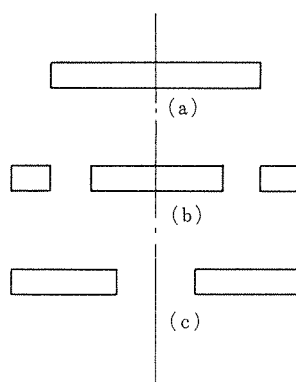
ここに、B: 橋の全幅

F: 橋の固有一次振動数

$V_k$ : 橋の横断面の形等によって定まる限界風速数

吊床版の横断面の形状 図-4 吊床版の横方向形状

は、図-4 に示すような三つの形が考えられるが、このうち最も安定しているのは(c)の床版を2枚ならべたものであり、次に(a)の1枚の場合が安定している。もちろん1枚のときは幅員の大きいものでなければならない。(b)の場合は1枚で安定するだけの幅員がないときに安定性を大きくするために考えられるが、実験の結果、必ずしも、安全側にあるとはいえないことが解った。これは両側の板に生ずる風の渦により回転するような力が生ずるためと考えられる。この実験では、限界風速数  $V_k$  を次式のように与えている。



$$V_k = 4.6 + 5\sigma$$

$\sigma$ : すきま比  $S/b$  で  $S$  はすきま

$b$  は一枚の板の板幅

本橋においては、固有一次振動数をザイルの曲げ振動数として解析すると次式で表わすことができる(たわみの影響は小さいので無視する)。

$$F = \frac{1}{2\pi} \times \frac{n\pi}{S} \sqrt{Z \cdot \frac{g}{q}}$$

$g$ : 重力加速度  $n$ : 振動次数

(他の記号は a) 橋軸方向の検討 の項参照)

この式により一次固有振動数を求めると 2.20 c/s になる。

また、限界風速数は  $V_k=4.6$  であるから、この橋の限界風速は

$$v_k = v_k \cdot B \cdot F = 4.6 \times 5.4 \times 2.2 = 55 \text{ m/sec}$$

となり、架設地点の自然状況から推定して十分であると思われる。

**d) 吊床版のひびわれについて** 吊床版のコンクリ

ートは、荷重が増加したり温度が降下すると引張力をうけるため、ひびわれについて検討する必要がある。最大のひびわれ幅については、ドイツの Rüscht とフランスの Brice が実験にもとづいて、次のような式を提案している。

(a) Rüscht の式

$$W = \frac{5}{3} \times a \times \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$a$  : 平均ひびわれ間隔

$$\left( a = 0.5 + \frac{1.35}{\mu} \right) \text{ (cm)}$$

$\mu$  : 鋼材の周長とコンクリート断面の比

$E_s$  : 鋼材の弾性係数

$\sigma_s$  : 鋼材の応力度

(b) Brice の式

$$W = \frac{\sigma_s \cdot \phi \cdot (1 + 3 \times e_a / e_b)}{700 K_0 P}$$

$\phi$  : 鋼材の直径

$e_a$  : ひびわれによって切断される鋼材直径の和

$e_b$  : ひびわれによって切断されるコンクリートの厚さの和

$K_0$  : 実験による定数 普通丸鋼 1.0

異型丸鋼 1.6

$P$  : 鋼材比

また、熊本大学で行なわれた実験では、この (a) 式と (b) 式の間くらい値を示したと発表されている。本橋において、活荷重満載、温度変化  $-15^\circ\text{C}$  の場合

(a) 式によれば 0.10 mm

(b) 式によれば 0.11 mm

したがって、鉄筋コンクリートに許される最大ひびわれ幅 0.2 mm より小さい。また、この状態は一次的なもので荷重無載荷時はもっと小さい値を示すので、ひびわれに対しては問題ないと思われる。

(2) 橋 脚

橋脚部の検討においては、張出し部が一般の桁の場合と少し異なっている。張出し部に作用する力は、従来の場合の死荷重、活荷重のほかに張出し部が  $R=24\text{ m}$  の上に凸の曲率をもっているため、吊床版引張力の鉛直分力 (求心方向の力) に相当する力が作用する (図-5)。

この力は、次式により与えられる。

$$q = \frac{Z}{R}$$

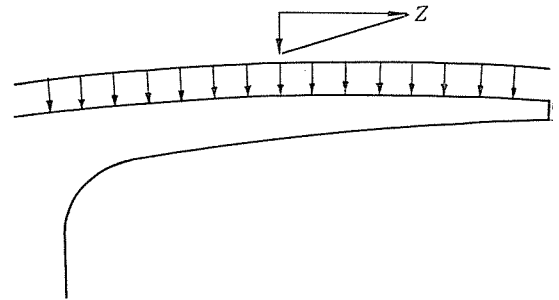
$q$  : 吊床版引張力による等分布荷重

$R$  : 橋脚上面の曲率半径

$Z$  : 吊床版引張力

張出し部において  $q$  は最大 66 t/m になり、支点の曲げモーメントにして、約 400 t・m で張出し桁自重による

図-5 吊床版引張力の橋脚に作用する力



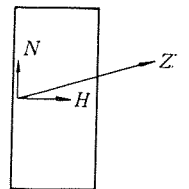
曲げモーメントの約 8 倍にもなる。したがって、この張出し部は PC 構造とし、SBPC 95/120,  $\phi 27\text{ mm}$  を 60 本配置して、フルプレストレスとした (折込付図 参照)。

(3) 定着体 (アンカーブロック)

定着体の構造は、架設地点の地質がほとんど砂地盤のため重力式構造とした。定着体に作用する力は吊床版引張力による上揚力 ( $N$ ) と水平力 ( $H$ ) である (図-6)。

上揚力に対しては、アンカー自重で抵抗させ、アンカー上面の土砂を考慮したときの安全率を 1.3 とした。また水平力に対しては前面の受動土圧で抵抗させるものとし、定着体全体をウェルとして検討した。

図-6 アンカーブロックに作用する力



## 5. 施 工

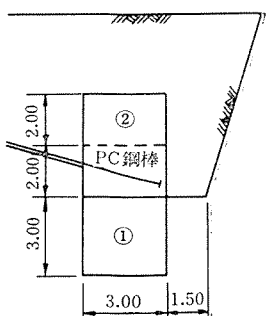
本橋の施工は、(1) アンカー ブロック、(2) 橋脚、(3) 吊床版の順で実施した (図-1 参照)。特に注意を要する作業としては、アンカー ブロックの施工、橋脚張出し部の施工、吊床版の引張力の導入、およびコンクリートの施工等をあげる必要がある。以下これらの点を中心に、施工順序に従って、その概要を報告する。

(1) アンカー ブロックの施工

アンカー ブロックの施工では、本橋の場合、掘削に特に注意を要する。吊床版引張力に対して、前面の受動土圧で抵抗させているためできるだけ素掘りとし、土の面に直接コンクリートを打設することにした。またザイル保護版から上の埋戻しは、切込み砂利を混入し、十分に締固めを行なった。アンカー ブロックは、

図-7 に示すように 2 回に分けて施工し、コンクリートの打設は、1 回の打設量が、最大 120  $\text{m}^3$  になることや地形等を考慮しコンクリートポンプを使い、

図-7 アンカーブロックの施工順序



時間あたりの打設量を大体  $30 \text{ m}^3$  とした。図-7に示す②の部分のうちP C鋼棒定着部は強度が要求されるので特に  $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートを使用し、他の部分は  $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリートとした(写真-1参照)。

(2) 橋 脚

橋脚の施工のうちで、フーチングと脚柱の部分は、一般のRC構造物の施工と同様で、特記すべき事項はないが、張出し部の施工には十分な注意が必要である。張出し部の上面は、吊床版と接し、荷重や温度変化による吊床版の変形がなめらかになじむことができるように  $R=24 \text{ m}$  の円曲線としている。したがって、張出しの上面および、これに接する吊床版下面は、入念に仕上げる必要がある。施工は、図-8に示すように3回に分けて行なった。①の部分は、コンクリートの天端ならしの精度を良くするために、ならし定規を作成して、不陸の修正を行ない、表面は、金ゴテで2回仕上げとした。次に②の部分の施工であるが、まず吊床版の伸縮を橋脚張出し部と切りはなすため、張出し上面に路盤紙をしく。次に図-9に示す空間部の斜線部分のくし型を作成し、20 cm 間隔にならべて、その間には砂を入れて締め固め、上にベニヤ板を張って型わくとした。コンクリートの打設ではベニヤの変形に十分注意をはらって施工し、コンクリート硬化後空間部の砂を水洗して取除いた。張出し部のP C鋼棒は、吊床版引張力の鉛直分力が大きいためSBPC 95/120  $\phi 27 \text{ mm}$  を60本使用しているが、吊床版鋼棒緊張前は荷重が小さいので約20本緊張し、残りは吊床版の鋼棒の緊張に平行して行なった(写真-2)。

(3) 吊 床 版

吊床版部分の施工は、ビデイわくを使って、組上げた足場上で型わく、鋼棒を組み立て、鋼棒に引張力を与え

写真-1 アンカーブロック

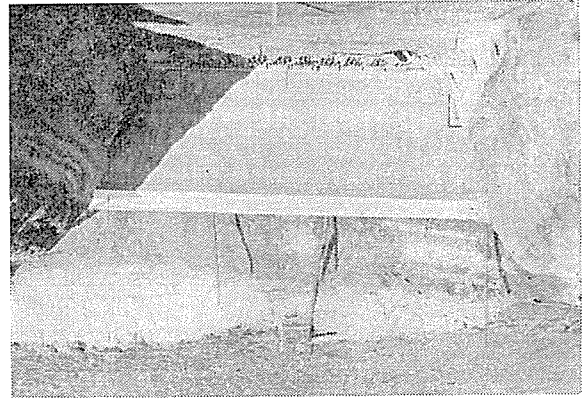


写真-2 橋脚の施工

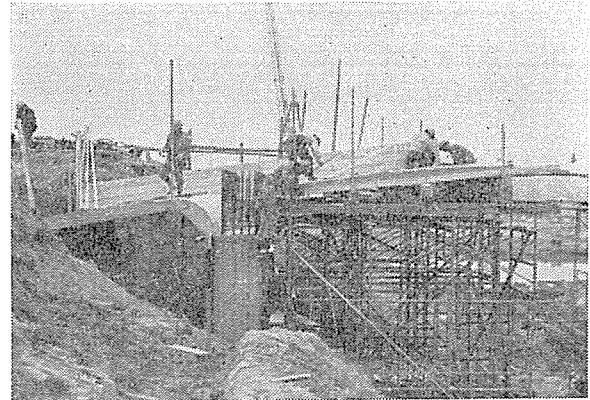


図-8 橋脚の施工順序

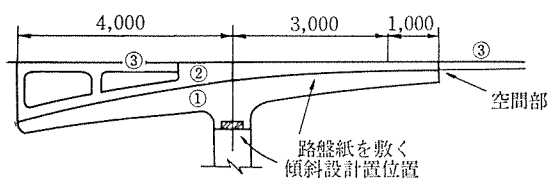
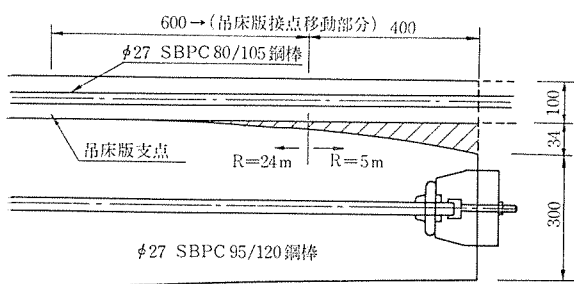


図-9 空間部の詳細



た後、この鋼棒から型わくを吊って、コンクリートを打設した。ここで特に注意を要するのは、鋼棒に所定の引張力(27 t)を与える作業である。緊張は、両側のアンカーブロックにおのおの緊張箇所が30ずつあるので偏心荷重が作用しないように2台ずつのジャッキを両側に配して、対称に緊張した。導入力の管理は、一般の場合鋼棒の伸び量およびポンプの圧力計によるが、本橋ではそのほかに、60本のうちの14本の鋼棒の中央にストレーンゲージを取付けて、鋼棒の応力度の測定を行ない、摩擦による損失を測定し、緊張端における導入力を決定した。またアンカーブロック前面の土の変位量は、横方向載荷試験の結果、約10 mm程度の移動があると推定されたので、導入力の修正を行なうものとした。この変位量は、トランシットを使って、アンカーブロック天端で測定することにし、また鋼棒の応力度の減少は、ストレーンゲージを使ってチェックすることにした。導入力は、2回の修正作業で、所定の27 tを与えることができた。アンカーブロックの変位は、最終的には、約10~12 mmと観測された。緊張作業完了後に吊床版部のコンクリートの打設を行なうことになる。型わくは、図-10に示すように、緊張した鋼棒から8番線吊って支えることにした。コンクリートの打設は、支間中央より両側に打設した。これは、吊床版の鋼棒が荷重の増

加につれて伸びるので、橋脚張出しの上の既設部分との打継ぎを最後にするためである。また、床版は厚さが薄く(10 cm) 鉄筋と鋼棒が積み重なって配置されているため、コンクリートの締め固めは入念に行なう必要がある

た。また表面のならしも微振動によるヘヤー クラックを防ぐために、木ごてを使い二度にわたって押えつけるようにして入念な仕上げを行なった(写真-3)。

### 5. 完成後の試験

本橋完成後吊床版の構造的特性を知り、その基礎的資料をうるために、載荷試験および振動試験を行なったので、これについて簡単に報告することにする。

#### (1) 載荷試験

載荷試験には荷重として自重約 5 t のトラックを使用し、これを吊床版の幅員の中央に 1 台、2 台、3 台とそれぞれならべ、吊床版のたわみ、橋脚の傾斜、鋼棒の応力増加等を測定し、吊床版の

静的荷重特性を調べた。また風に対する安定性や振動性状に影響を与える吊床版のねじれ剛性を知るために、3 台のトラックを橋の幅員の片側にのせ、偏心荷重による床版の特性を調べた。図-11, 12 は載荷位置および実測たわみを示したものである。また載荷試験によるたわみの実測値とザイルの理論による計算値との支間中央における値について比較を行なった結果が、表-2 に示してある。

ザイルの理論による計算値としては

- a) トラック荷重を等分布荷重に置き換えた場合。
- b) 輪荷重を集中荷重と考えた場合。

の 2 種類について計算した。

- a) の場合で計算値と実測

図-10 吊床版吊り型わく

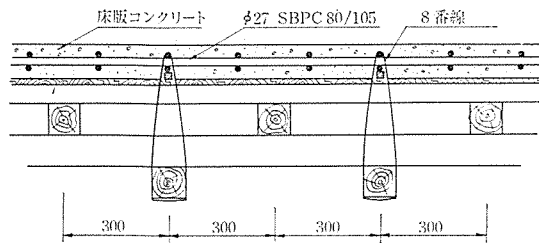


図-11 載荷状態およびたわみ

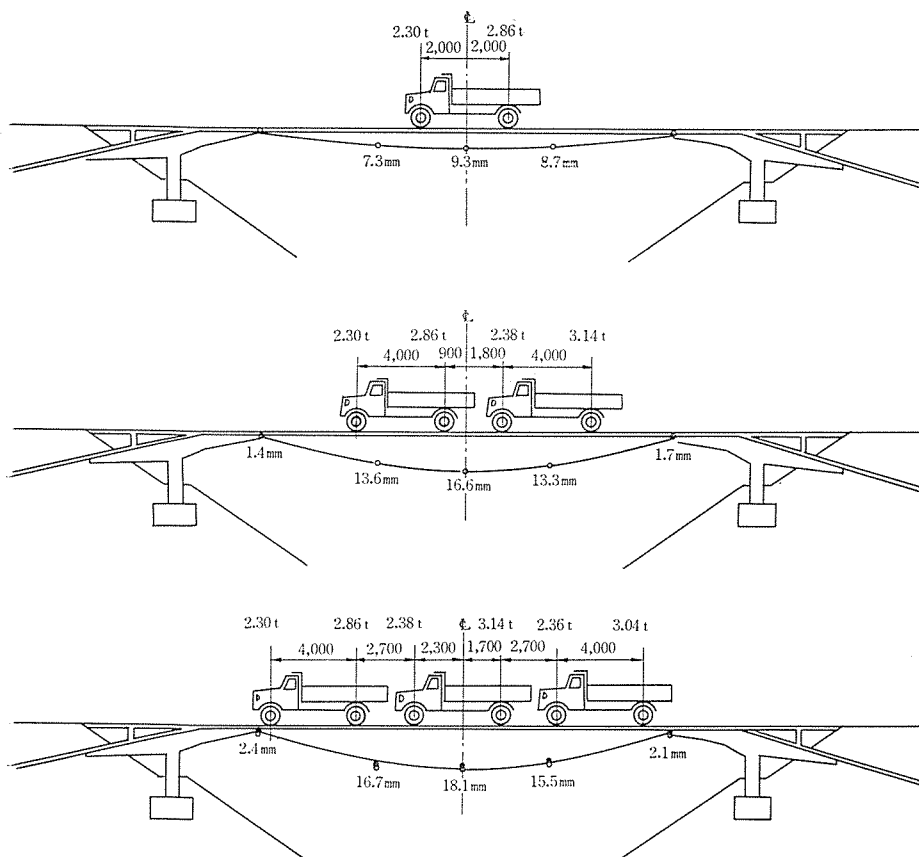


写真-3 鋼棒応力度の測定



写真-4 吊床版コンクリート打設

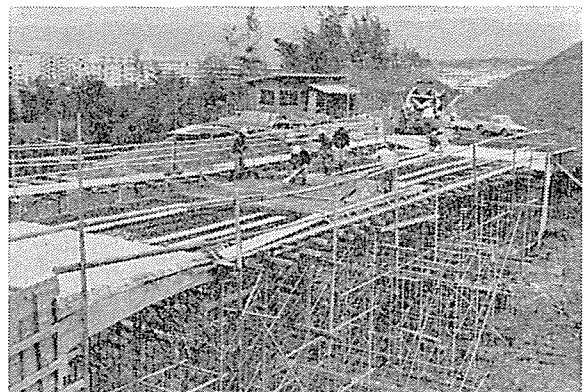


図-12 載荷状態およびたわみ

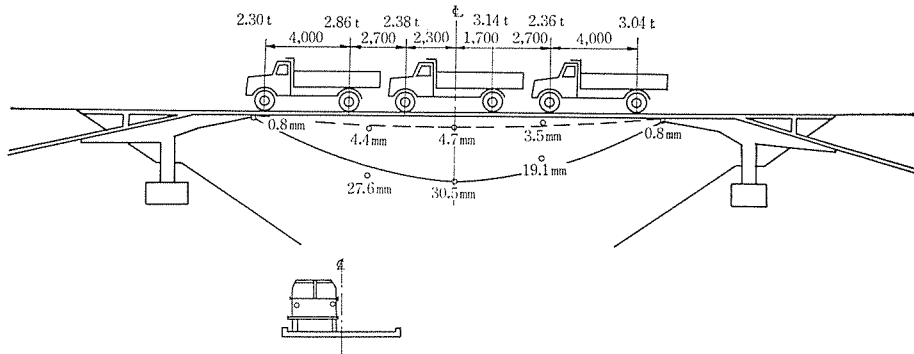
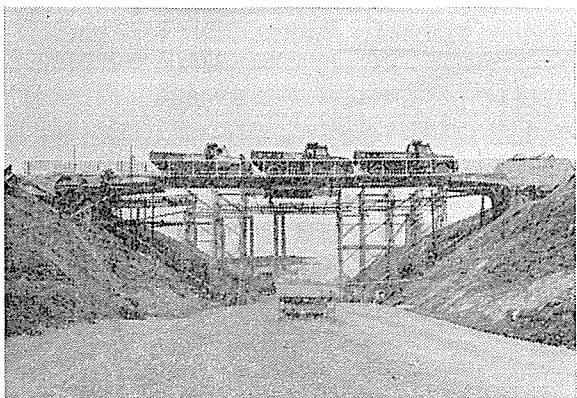


表-2 中央点のたわみの総括

中央点のたわみ (mm)		計算値/実測値
実 測 値	9.1, 9.45 平均値 9.28	0.79 1.38
計算値	7.35 12.8	
中央点のたわみ (mm)		計算値/実測値
実 測 値	15.8, 17.3 平均値 16.6	0.91 1.32
計算値	15.0 21.8	
中央点のたわみ (mm)		計算値/実測値
実 測 値	17.3, 18.9 平均値 18.1	1.24 1.36
計算値	22.4 24.6	
中央点のたわみ (mm)		
実 測 値	4.7 30.5	

写真-5 載荷試験



値が異なるのは、荷重の置換の仮定によるものと考えられ、また b) の場合での相違は床版の剛性を無視したことと、床版と橋脚との接点での床版の形状等によるものと思われる。

吊床版橋に偏心荷重が作用した場合、床版断面と鋼材の緊張力とがそれに抵抗することになるので、それらを

考慮して床版のねじれ剛性を求める必要がある。本橋についてこのねじれ剛性を偏心荷重を載せたときの実測結果から算出してみると、単純な軸のねじれでは、ねじれ剛性は次式で表わせるから

$$GI_p = M_t / \phi$$

$M_t$ : ねじれモーメント  
 $\phi$ : ねじれ角

この式に 図-12 から得られた値を代入すると、吊床版のねじれ剛性は橋脚近くで  $8.0 \times 10^3 \text{ t} \cdot \text{m}^2$ 、中間部では  $3.0 \times 10^3 \text{ t} \cdot \text{m}^2$  となる。

(2) 振動試験

吊床版橋では活荷重、風荷重などが作用した場合にその振動性状が問題となる。この点についての解答をうるために曲げ固有振動数とねじれ固有振動数についての測定を行なった。

曲げ固有振動数の測定には、最大起振力 1 t の起振機を支間 1/2 の点および 1/4 点に据付け、1 次および 2 次の共振振動数を求めた。

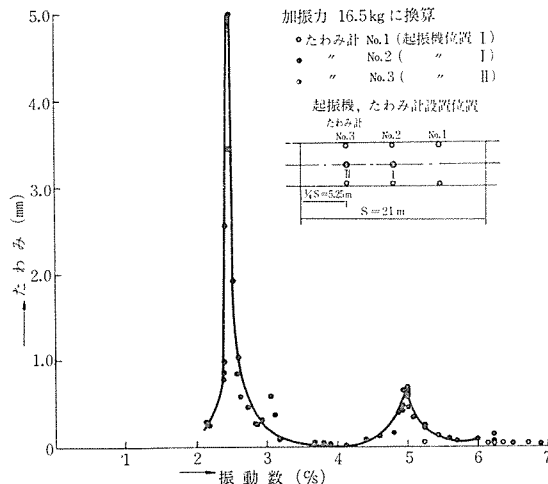
測定した共振曲線は 図-13 に示すとおりで、この結果共振振動数は 1 次が 2.48 c/s、2 次が 5.00 c/s であった。これを設計の項で述べた式

$$F = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{n\pi}{S} \sqrt{Z \cdot \frac{g}{q}}$$

により計算した結果は、1 次固有振動数 2.49 c/s、2 次固有振動数 4.98 c/s となり実測値とよく一致した。

ねじれ固有振動数の測定には、体重 65 kg の人が高欄のすぐ近くで飛び跳ねたときの自由振動から 1 次の固有振動数を求めた。この結果は振れ一次固有振動数が 2.97 c/s となった。

図-13 共振曲線



ねじれ振動の場合、吊床版では鋼棒の張力による単位長さ当りの復元力を

$$M = -2 \frac{Z}{b} \int_0^{b/2} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} y^2 dy = -\frac{Zb^2}{12} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$$

で表わすことができるから(図-14 参照) 棒のねじれ振動方程式にこの項を付加すると次式のようなになる。

$$-\left( GI_p' + \frac{Zb^2}{12} \right) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = -I_p \frac{q}{Ag} \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

$$\therefore F_t = \frac{n}{2S} \sqrt{\left( GI_p' + \frac{Zb^2}{12} \right) \frac{I_p q}{Ag}}$$

ここに  $GI_p'$  : ねじれ剛性  $\left( \frac{G}{3} bh^3 \right)$

$\frac{I_p q}{Ag}$  : 質量回転慣性モーメント

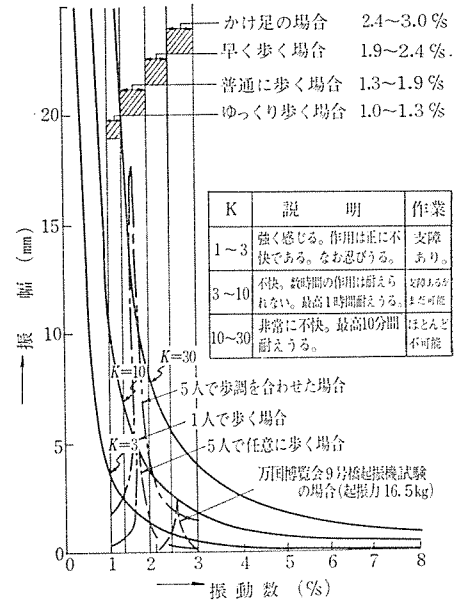
$$\left\{ I_p = \frac{bh}{12} (b^2 - h^2) \right\}$$

上式で、1次ねじれ固有振動を計算することになるが、せん断弾性係数  $G$  としてコンクリートと鋼材と合成した  $G$  を用いると、1次固有振動数が 3.05 c/s となり実測値によく一致した値が得られる。なお、 $GI_p' + Hb^2/12$  は載荷試験の実測値とよく一致するから、上式は妥当な値を与えるものと考えられる。そのほか人の歩行による影響を測定してみた。それによると吊床版上の中央付近に1人の人を歩かせ、振動が一番大きくなるような歩調をとった場合、共振たわみの全振幅は 5.2 mm となり、また1人を走らせた場合は約2倍となる。しかし2人を自由に走らせると、この値は 5.6 mm となった。以上振動試験の結果を Pfaffikon 橋(世界最初の吊床版形式の歩道橋)の歩道橋としての振動の程度の検討と同様の方法をたどって比較すると 図-14 と、表-3 のようになる。図-14 は西ドイツの作業上の振動許容限度  $K$  値(VDI)を基準にして表わしたものを本橋に適用したものであり、また、表-3 は Pfaffikon 橋と9号橋の振動性状の比較をしたものである。本橋の場合は共振振動数が速い歩調の範囲にあり、かつ共振の最高の値で  $K=3 \sim 10$  の間にある。しかし実測の共振たわみから換算すると、この加振力は 17 kg となり、通常の歩行状態からこれだけの加振力が発生するとは考えられない。また多人数が歩行する場合についても歩調がそろって確率は微小

表-3 9号橋とペフィコン橋の比較

振 動 形	橋 名	固有振動数(%)	最大振幅(mm)
たわみ 1次	万国博覧会9号橋	2.48	2.50
	ペフィコン橋	1.59	9.40
たわみ 2次	万国博覧会9号橋	5.00	0.33
	ペフィコン橋	2.90	0.49
ねじれ 1次	万国博覧会9号橋	2.97	—
	ペフィコン橋	5.08	0.85

図-14 共振曲線と  $K$  値の関係



であるから、本橋について歩道橋としての振動が問題となることは、まずないものといえることができる。

あ と が き

以上でわが国初の吊床版橋についての設計と施工および各種試験の結果を紹介したわけであるが、吊床版橋は、在来のPC桁橋では達し得ないような長大橋に多大な優位性を発揮する構造形式であるので、本橋の結果が将来この有利な形式の構造物を実現させるための一資料となれば幸いに思う。

最後に本橋の設計施工にあたり、種々の御指導と御援助を下された方々に紙上より深く感謝の意を表したい。

1969.8.4・受付