

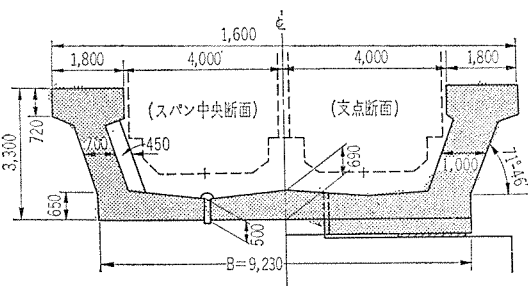
荒川 PC 下路鉄道橋の模型試験について

高橋克男* 尾坂芳夫***
町田富士夫** 小池 晋***

1. 概 論

鉄道橋においては、道路との立体交差、および河川の計画高水位からの、桁下空間の制限などから、その桁高（レール面から桁下縁までの高さが問題となる）を制限しなければならない場合がしばしば生じてくる。このような場合に適する形式として、これまで主として、鉄桁の下路橋が採用されてきたが、ここ数年来、PC下路橋も各所で採用されるようになり、特に今回、東北本線 赤羽～川口間の現在の荒川橋梁に平行して、あらたに、スパン 38.6 m の PC下路の複線鉄道橋が架設されることになり、これまでの下路橋にくらべ、その構造および規模に大きな相違があるので、今回、今後ますます利用価値の多くなると予想される、この種の形式の桁の設計上の各種の問題点の解明のため、図一に示す荒川橋梁の約 1/4 のスケールの模型試験桁によって、各種の荷重試験を実施したので、その主な点について以下説明する。

図一 荒川 PC 下路鉄道橋



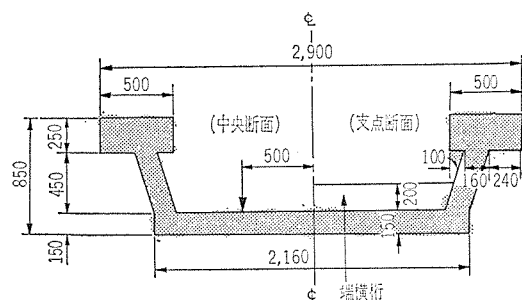
2. 試験桁の構造および荷重内容

(1) 試験桁

試験桁は 図二に示す寸法のもので、橋軸方向には、12-φ5 のフレシネー ケーブルを 14 本配置し、スラブの横締めには、PC 鋼棒 φ16 (3 種) を 20 cm 間隔に配置し、腹部の鉛直締め（腹部厚の中心に腹部の傾斜と平行

* 国鉄建設局 ** 国鉄東京工事局
*** 国鉄構造物設計事務所

図二 模型試験桁



表一 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 mm	スラブの範囲 cm	水セメント比 w/c %	単位セメント量 C kg	単位水量 w kg	絶対細骨材率 S/A %	単位軽砂量 kg	単位軽砂利量 kg	単位川砂利量 kg	ポズリス No. 5 kg
川砂利 25 軽砂利 10	4±1	43	384	165	37	469.5	317.3	567.6	1.9

設計強度： $\sigma_{28} = 300 \text{ kg/cm}^2$ 単位重量： $w_c = 1.9 \text{ t/m}^3$
ヤング係数： $E_c = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
軽砂（メサライト）比重：1.94 単位重量：1 134 kg/m³
軽砂利（メサライト）比重：1.41 単位重量：750 kg/m³

に配置した)には、PC 鋼棒 φ14 (3 種) を 40 cm 間隔に配置した。

なお、本試験桁には表一に示す配合の軽量コンクリートを用いた。これは、当初その設計、施工上十分安全な見とおしが立てば荒川橋梁において、軽量コンクリートを使用することによって約 2 割以上桁自重が軽くなり、上部および下部構造とも十分経済的になるという点と、将来 PC 鉄道橋の長大化にともない軽量コンクリートの使用の可能性などを考え、模型試験桁にこれを用いたわけであり（ただし現在施工中の荒川橋梁は普通コンクリート）、この結果は試験桁として、そのヤング係数は普通コンクリートにくらべて約 50% であるので、そのひずみ量が約 2 倍となり、測定の精度も高くなるなどの利点があったものと思われる。

(2) 荷重内容

a) 荷重装置および測定装置 荷重装置の全般は 図

写真-1

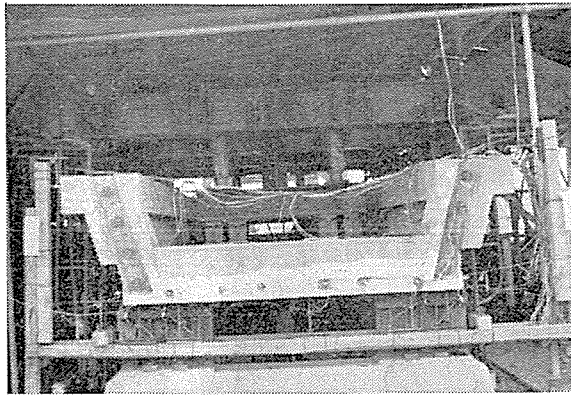


図-3 載荷装置全般図

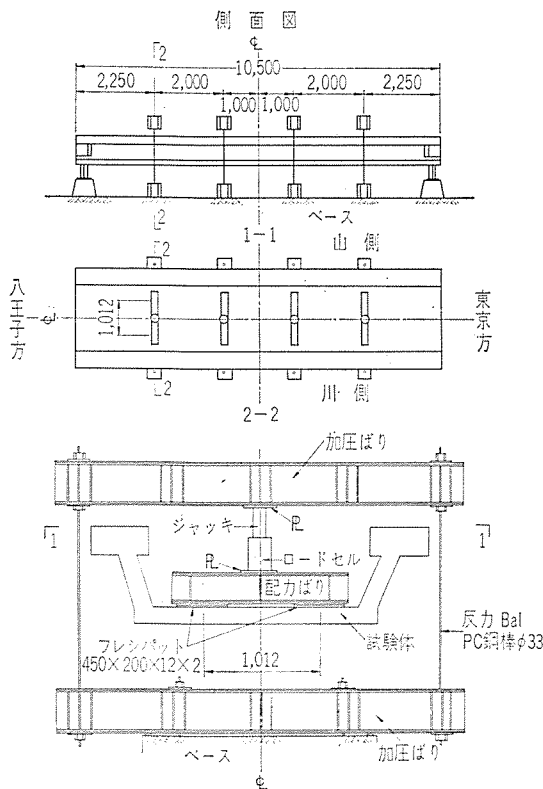
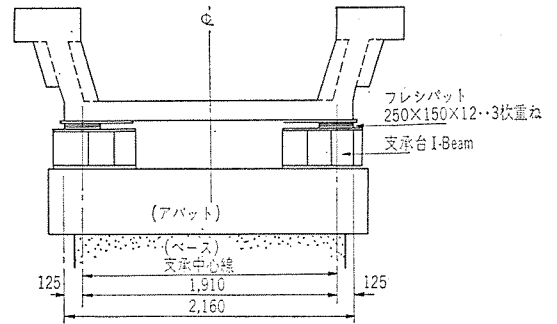


図-3 に示すようである。載荷には、オイルジャッキ 50 t 用 4 台（他に破壊荷重載荷用として 100 t 用 2 台）を用い、荷重のチェックは 50 t 用ロードセル 4 台を用いて行なった。なお、桁の載荷点は局部支圧を避けるため図示のようなフレシパットを用いた。

また図-4 に示すように、桁の支承部はフレシパット支承とするほか後述する各種載荷によって生じる反力分布の測定のため、途中で 30 t 用ロードセルに置きかえた。なお、フレシパット支承の正規の位置として、腹部中心線と一致させた場合のほか内側におのおの 20 cm 移動させた場合等についても行なった。

測定装置としては、載荷時における桁の鉛直、および水平方向の変位およびフレシパットの変形等の測定のため

図-4



めダイヤルゲージ 35 個を用い、桁の曲げおよびせん断ひずみ等の測定のため表面ゲージ 120 枚、このほか主として prestress 導入時の測定用としてカールソン 10 本を配置した。

b) 載荷種別

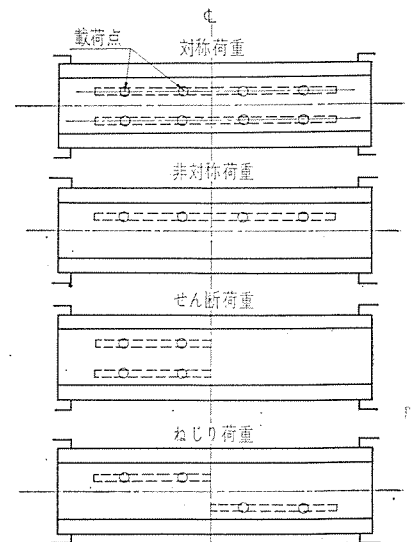
- 1) 対称荷重：列車が複線に満載した場合を考えた 4 点 2 列計 8 点載荷（1 点に作用する荷重 $P=11.5\text{ t}$ が 4 点 2 列をもって基本的設計荷重とする）。
- 2) 非対称荷重：列車が片線のみ満載した場合を考えた 4 点 1 列載荷。
- 3) せん断荷重：列車がスパンの片側 1/2 に複線載荷した場合を考えた 4 点載荷。
- 4) ねじり荷重：列車がスパンの中央ですれ違う場合を考えた 4 点載荷。

以上を図示すると図-5 に示すようである。

c) 試験項目

- 1) 載荷による支承（ネオプレーンシュー）の変位とシューの最適位置の決定（ダイヤルゲージによる）。
- 2) 載荷による支承反力の分布（ロードセルによる）。
- 3) 載荷による橋軸およびこれと直角方向の主要点の鉛直および水平変位の測定（ダイヤルゲージによる）。
- 4) 載荷による橋軸およびこれと直角方向の主要点のひずみの測定（カールソンおよび表面ゲージによる）。
- 5) ひびわれの発生状態および、破壊時の状態についての検討。

図-5



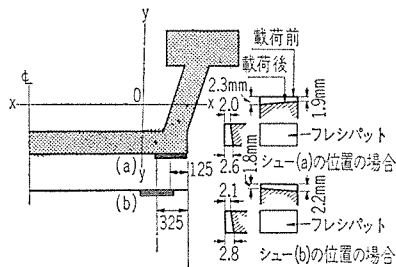
6) その他

3. 試験結果

(1) 荷重による支承の変位

図-6 は、フレシパットの中心位置を桁の側面から 125 mm とした (a) の場合と、325 mm とした (b) の場合に対する対称荷重載荷時のネオプレーンゴムの圧縮変形量をダイヤルゲージにて測定した結果である。これによると (a) と (b) のおのおの場合について、断面方向の変形を見ると (a) の場合は内側が、(b) の場合は逆に外側が、変形量が大きくなっている。このことはこの種の断面形状の桁は、図示の断面図心にその反力は作用せず、スラブの荷重は主桁によって支承部に伝達されるものであり、支承の位置は主桁中心線の下端とすべきであることがわかる。

図-6 フレシパットの圧縮変形



この種の断面形状の桁は、図示の断面図心にその反力は作用せず、スラブの荷重は主桁によって支承部に伝達されるものであり、支承の位置は主桁中心線の下端とすべきであることがわかる。

(2) 荷重による支承反力の分布

この試験の目的としては、4点支持のためとかく3点支持になりやすく、そのために反力分布の均等性はどうかという点とコンクリート桁としたとき、各部分が完全に同種のものでなく、また各部材の寸法にもいくぶんの差異などがあるので、これらがどの程度反力分布に影響するものであるかを確かめた。図-7 はその結果の一部であるが、これによってわかるように種々の原因による反力のアンバランスは計算値にくらべて5%以下であり主桁のせん断力、または支承の反力をそのため割増しする必要はないと考えられる。その反面この形式の桁は全体の剛性にいくぶん欠ける点もある。なお一般の場合この種の形式の橋梁は、シューをすえた状態で場所打コンク

図-7 荷重時の各支承の反力分布

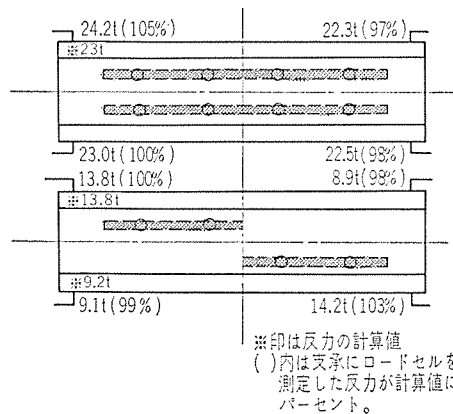
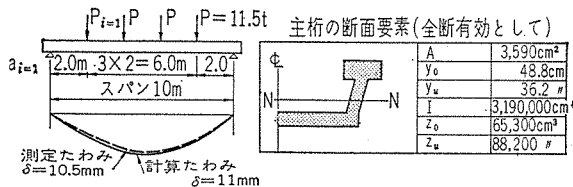


図-8



リートによって施工するので3点支持などの問題は解消されるので、よりいっそう問題とならない。

注：反力分布を求めるための計算値というのは、スラブは主桁下縁で単純支承された構造と考えて求めたものである。

(3) 荷重による鉛直および水平変位

a) 対称荷重載荷時の鉛直および水平変位

1) 主桁およびスラブのたわみ：図-8 より主桁の計算たわみはつぎのようになる。

$$\delta = \frac{R_E \cdot l^3}{48 \cdot EI} = \frac{3.3 \times 10^3 \times 10^9}{48 \times 20 \times 10^5 \times 319 \times 10^4} \div 11 \text{ mm}$$

$$\text{ただし } R_E = \sum_{i=1}^n P_i \sin \frac{\pi a_i}{l}$$

またスラブのたわみはスラブが主桁中心で単純支承されたものとして計算すると、

$$\delta = \frac{P \cdot a}{24 \cdot EI} (3l^2 - 4a^2) = 0.23 \text{ cm}$$

となり、これに対して測定値は 0.2 cm であり計算値の 88% である。

2) 主桁の水平変位 (倒れ込み) (図-9 参照)：対称荷重載荷の主桁の倒れ込み量の計算値としては単純スラブとしての支点

のたわみ角 $\theta = 3.83 \times 10^{-3}$ ラジアンより、水平変位： $\delta_H = h \cdot \theta = 0.3 \text{ cm}$ として求めた。これに対して測定値は 0.16 ~ 0.18 cm であった。

b) 非対称荷重載荷時の鉛直および水平変位

図-10 (a) は非対称荷重が単純スラブに作用したものととして、両主桁の反力を求め、これによって図示の A, B 点のたわみをスパン中央で求めた計算値と、() 書きの実測値とを比較したものである。

なおこの場合、上突縁の水平変位は前項の図-9 に示すように A, B 両主桁のたわみ差による傾斜の影響によ

図-9 主桁上突縁の水平変位およびスラブのたわみ

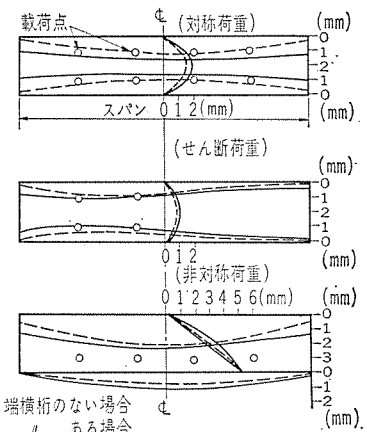


図-10 (a)

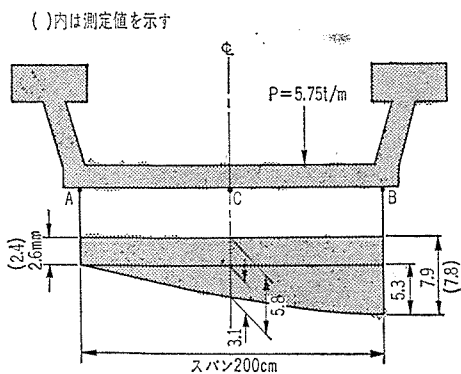
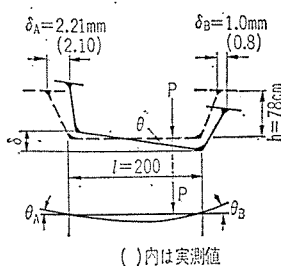


図-10 (b)



って、荷側水平変位を生じる、これについてこれまでの仮定に基いて計算を行なうとつぎのようになる(図-10 (b) 参照)。

主桁の水平変位の測定値 $\delta_A=2.1 \text{ mm}$, $\delta_B=0.8 \text{ mm}$ に対して以下計算値を求めると、

$$\delta \approx 5 \text{ mm} \dots \dots \text{両主桁のたわみの差}$$

$$\theta = \frac{5}{2000} = \frac{1}{400}$$

スラブの傾斜にともなう上突縁の水平変位

$$\delta_{A1} = 780 \times \frac{1}{400} = 1.9 \text{ mm}$$

また非対称荷重 $P=11.5 \text{ t}$ によるスラブ支承部のたわみ角: $\theta_A=0.4 \times 10^{-3}$, $\theta_B=1.2 \times 10^{-3}$

$$\therefore \delta_A = \delta_{A1} + h \cdot \theta_A = 1.9 + 780 \times \frac{4}{10000} = 2.21 \text{ mm}$$

$$\delta_B = \delta_{A1} - h \cdot \theta_B = 1.9 - 780 \times \frac{12}{10000} = 1.0 \text{ mm}$$

以上のように計算値と実測値はほぼ一致している。

非対称荷重の場合ほとんど計算値に近い水平変位を生じるのは、その変位量の大部分が両主桁のたわみの差によるスラブの傾斜にともなう生じているからであろう。

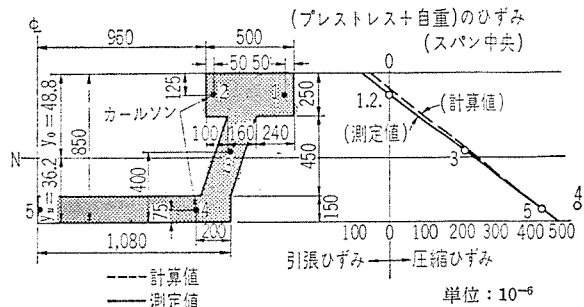
また図-9はこのほかに、端横桁を有する場合と有しない場合のスラブのたわみ、および上突縁の水平変位の比較を示している。

(4) 荷重時のひずみの測定

a) プレストレス導入直後の応力(ひずみ)

$$\sigma_{ct}' + \sigma_{d0}' = -25.7 + 13.2 = -12.5 \text{ kg/cm}^2$$

図-11



.....上縁応力度計算値

$$\sigma_{ct} + \sigma_{d0} = 103 - 10 = 93.0 \text{ kg/cm}^2$$

.....下縁応力度計算値

プレストレスは全断面有効として計算したものであり、導入直後の応力(ひずみ)は図-11に示すようによく一致している。

b) 対称荷重および非対称荷重載荷時の応力(ひずみ)

図-12 (a), 図-13はおのおの対称荷重, および非対称荷重載荷時について、計算値と測定値とのひずみの比較を示したものである。

また図-12 (b) は計算上全断面有効と考えての中立軸と実測曲げひずみから求めた中立軸位置との関係を示したものであり、両者の中立軸はほぼ一致している。

なお図-14 (a) は中央断面における橋軸方向のひずみの分布状態を示したものであり、これによるとスラブを主桁の下突縁として考える場合の有効幅は、この場合

図-12 (a)

$E_s=2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$, ひずみの単位: 10^{-6} (スパン中央)

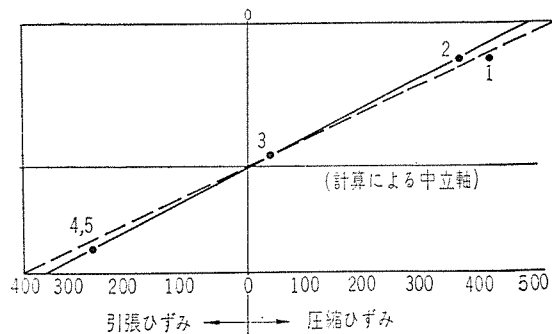


図-12 (b)

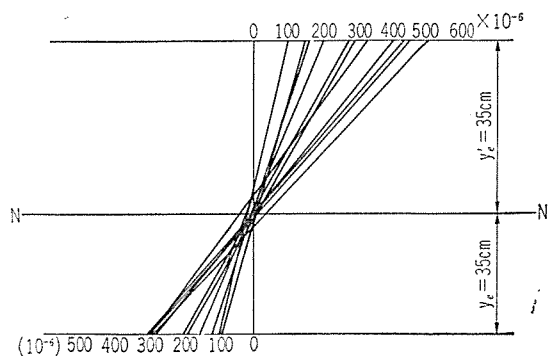


図-13 非対称荷重 (山側のみ載荷)

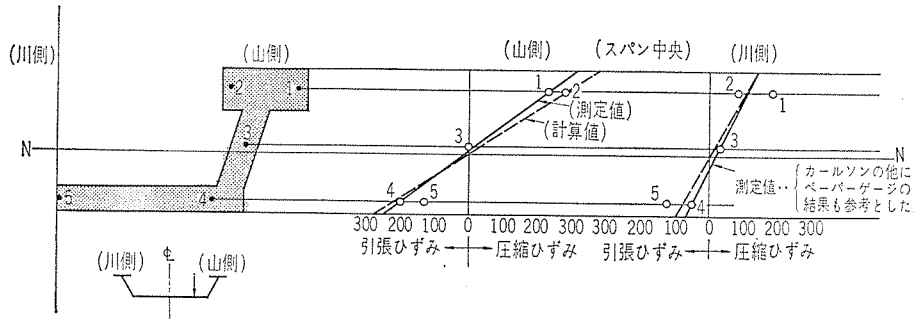


図-14 (a) 中央断面橋軸方向ひずみ $\times 10^{-6}$

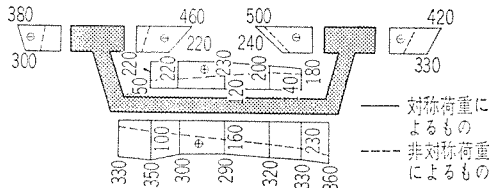
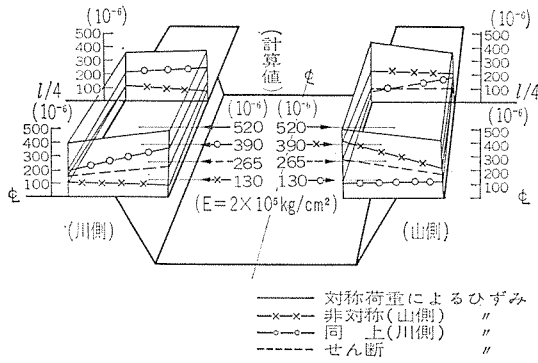


図-14 (b)



全幅を用いてもよいものと考えられる。また 図-14 (b) は各種荷重時におけるスパン中央および $l/4$ 断面の上突縁のひずみと計算値とを比較したものである。

c) 非対称荷重載荷時のスラブおよび腹部の曲げ応力に対する検討 図-15 (a), (b), (c) は対称荷重, および非対称荷重載荷時の断面方向のひずみを表わしたものである。

また 図-16 は, この場合のおおのこの変形の傾向を示したものである。これによると対称荷重の場合のスラブの交点付近に生じる固定モーメントはほとんど0であるか, もしくは小さな正の曲げモーメントであるのにくらべて, 非対称荷重の場合は, 載荷側のスラブ支点付近に相等大きな(下縁の曲げ引張ひずみで $60 \times 10^{-6} \sim 100 \times 10^{-6}$ 程度) 正の曲げモーメントが作用し, 反対側の支点付近には負の曲げモーメント (上縁の曲げ引張ひずみで $50 \times 10^{-6} \sim 80 \times 10^{-6}$ 程度) が作用することがわかる。

これらの支点モーメントは, 他の荷重時に比べて比較的大きな値を示している。

注: 図-15 (a) においてスラブ上面と下面の曲げひずみの絶対値が異なるのは, 載荷による同じ点の橋軸方向の引張ひずみ

の影響によって生じるポアソンのひずみなどが原因と思われる。なお 図-15 (b), (c) はポアソンのひずみを考慮に入れて修正したものである。

つぎに非対称荷重によるスラブの変形が主桁腹部におよぼす影響について考えて見よう。

いま非対称荷重によって生じる両側主桁のたわみ差はスパン中央で最大であるので, これによってスラブに生じる部材角 R による固定

図-15 (a) 中央断面の断面方向のひずみ $\times 10^{-6}$

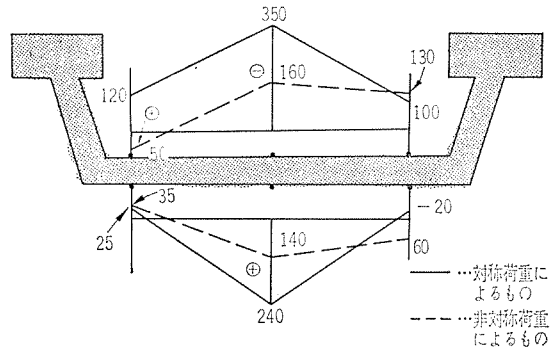
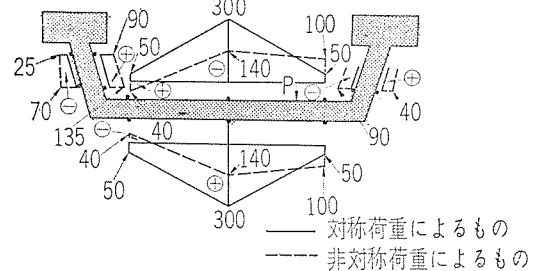


図-15 (b) 中央断面の断面方向のひずみ $\times 10^{-6}$



〈注〉ポアソンによるひずみの修正を行ったもの

図-15 (c) 載荷によるスラブ上面の断面方向ひずみ

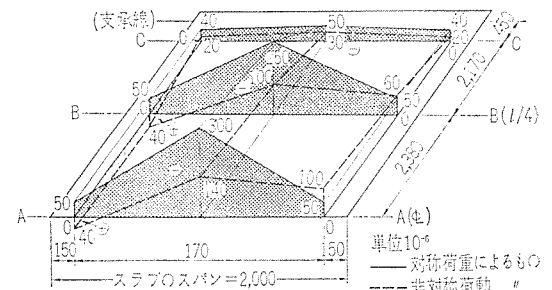


図-16

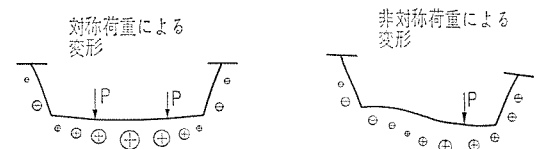
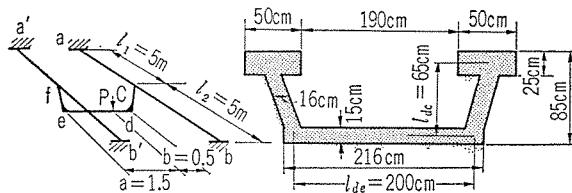


図-17



モーメントも最大と考え、スパン中央において以下に示す概略計算をして見る(図-17 参照)。

① ねじり角 θ によって ab 部材の c 点に生じるねじりモーメント: M_t

$$\theta = \frac{M_{t1} \cdot l_1}{J_p \cdot G} \quad \text{または} \quad \theta = \frac{M_{t2} \cdot l_2}{J_p \cdot G}$$

ここに J_p : 上突縁のみのねじり 2 次モーメント

G : せん断弾性係数

$$\therefore M_{t1} + M_{t2} = \frac{\theta \cdot J_p \cdot G}{l_1} + \frac{\theta \cdot J_p \cdot G}{l_2}$$

いま $G \doteq \frac{E}{2}$ とすると,

$$\therefore M_{t1} + M_{t2} = \frac{\theta \cdot J_p \cdot E}{2} \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) = \frac{\theta \cdot J_p \cdot E}{2} \cdot \frac{L}{l_1 \cdot l_2}$$

また、いま $\frac{J_p \cdot L}{2 l_1 \cdot l_2} = K_p$, $M_{t1} + M_{t2} = M_t$ とおくと

$$M_t = \theta \cdot K_p \cdot E \quad \dots \dots \dots (1)$$

② ねじり角 θ によって cd 部材に生ずる端モーメント: M_s

$$M_s = 2EK(2\theta) \quad \dots \dots \dots (2)$$

③ モーメント分配法のための伝達率

$$r_{ca} = r_{cb} = \frac{M_t}{2(M_t + M_s)}$$

$$r_{cd} = \frac{M_s}{2(M_t + M_s)}$$

また部材 dc, de の剛度を K_{dc} , K_{de} とすると,

$$\therefore r_{dc} = \frac{K_{dc}}{2(K_{dc} + K_{de})}$$

$$r_{de} = \frac{K_{de}}{2(K_{dc} + K_{de})}$$

④ 非対称荷重 ($P = \frac{11.5}{2} = 5.75 \text{ t/m}$) および、部材角 ($R = \frac{1}{400}$) による固定端モーメントによって生ずる節点モーメントを求める。

本例の場合、主桁は支点で完全に固定されていないので、これまでの変位の測定結果から考えて、固定端モーメントは実際には、その 20~30% 程度である。いま安全を見て支点の固定度を 30% とすると、

部材角 R によるもの $\dots \dots M_d = -M_e = -6 EKR \cdot 0.3$
また、非対称荷重そのものによって生ずるスラブ固定端モーメント

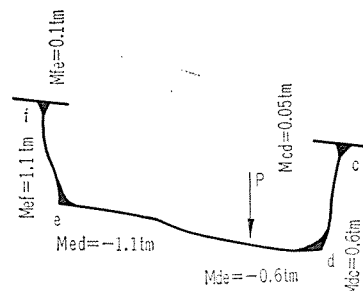
$$M_{de} = \frac{pa^2b}{l^2} \cdot 0.3 \quad M_{ed} = \frac{pab^2}{l^2} \cdot 0.3$$

以上の数値を用いてモーメント分配を行なった結果はつぎのようである。

$$\begin{pmatrix} M_{de} = -0.6 \text{ tm} \\ M_{ed} = -1.10 \text{ tm} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_{dc} = 0.6 \text{ tm} \\ M_{cd} = 0.05 \text{ tm} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_{ef} = 1.1 \text{ tm} \\ M_{fe} = 0.1 \text{ tm} \end{pmatrix}$$

ゆえに、以上を図示すると 図-18 のようになる。

図-18



またスラブおよび腹部の断面係数 $z = 3750 \text{ cm}^3$ とすると、次式となる。

$$\sigma_d = \pm \frac{M_{de}}{z} = \pm \frac{60000}{3750} = \pm 16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \pm \frac{M_{ef}}{z} = \pm \frac{115000}{3750} = \pm 30 \text{ kg/cm}^2$$

(5) ひびわれ荷重および破壊荷重について

a) ひびわれ荷重 ひびわれ荷重については、一般の T 形および箱形断面の場合と同様な計算方法によって、模型試験による測定結果と計算値とを比較するとつぎのようになる。

1) プレストレス (計算値)

$$\text{プレストレス} \dots \begin{cases} \sigma_{ct} = 103 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{ct}' = -25.7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{プレストレス導入直後} \dots \begin{cases} \sigma_{ct} + \sigma_{d0} = 93 \text{ kg/cm}^2 \\ (\text{桁自重との合成}) \dots \sigma_{ct}' + \sigma_{d0}' = -12.5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

2) 設計荷重

設計荷重 ($P = 11.5 \text{ t} \dots \dots 8 \text{ 点}$, 対称載荷)

$$\text{による曲げ応力度} \dots \dots \begin{cases} \sigma_l = -80 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_l' = 105 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

3) 実測値と計算値との比較

表-2
(スパン中央断面において)

	計 算 値		実 測 値	
	下 縁	上 縁	下 縁	上 縁
プレストレス導入直後	93	-12.5	$480 \times 10^{-6} \times E_1 = 91$	$80 \times 10^{-6} \times E_1 = -15$
設計荷重による曲げ応力度	-80	105	$350 \times 10^{-6} \times E_2 = -70$	$480 \times 10^{-6} \times E_2 = 96$

注: $E_1 = 1.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (導入時), $E_2 = 2.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (設計荷重時), 曲げ応力度の符号 (+: 圧縮応力度, -: 引張応力度)。

表-3

	計 算 値 (A)	測定値をもとにした推定値 (B)
設計荷重載荷時 下縁応力度 ($P=11.5\text{ t}\dots$ …設計荷重)	$103 \times 0.75 - 90 = -13$ $(\sigma_{ci}) \times (\eta) - (\sigma_{a0} + \sigma_l)$	$101 \times 0.75 - 80 = -4$ $(\sigma_{ci}) \times (\eta) - (\sigma_{a0} + \sigma_l)$
コンクリートの 引張強度: $\sigma_t = 25\text{ kg/cm}^2$ と考 えたときのひび われ荷重	$25 - 13 = 12 \dots \sigma$ $\Delta M = \sigma \cdot z = 10.7\text{ tm}$ $\therefore \Delta P = \frac{\Delta M}{6} = 1.8\text{ t}$ $\therefore P = P_l + \Delta P = 13.3\text{ t}$	$25 - 4 = 23 \dots \sigma$ $\Delta M = \sigma \cdot z = 20.5\text{ tm}$ $\therefore \Delta P = \frac{\Delta M}{6} = 3.4\text{ t}$ $\therefore P = P_l + \Delta P = 14.9\text{ t}$
試験によるひび われ荷重	$P = 13.5\text{ t}$	

スパン中央断面において実測値と計算値とを比較すると、表-2 に示すようである、実測値としては 図-11

図-19 初期ひびわれ (外側)

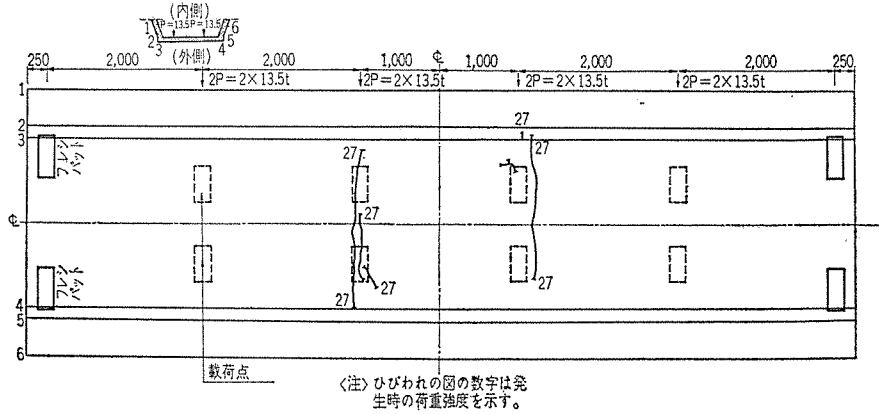


図-20 2P=40t のひびわれ (内側)

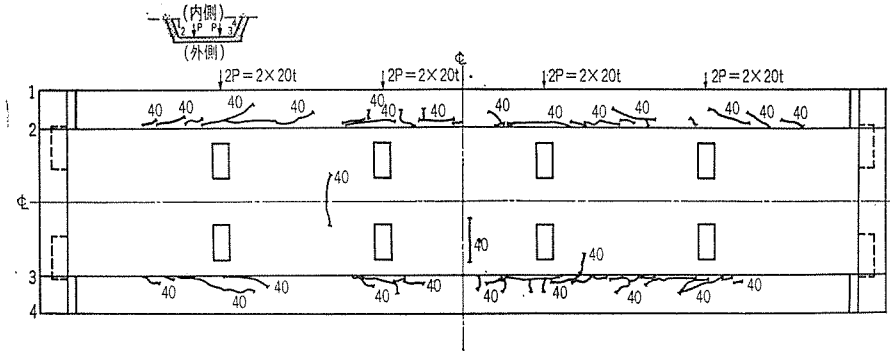
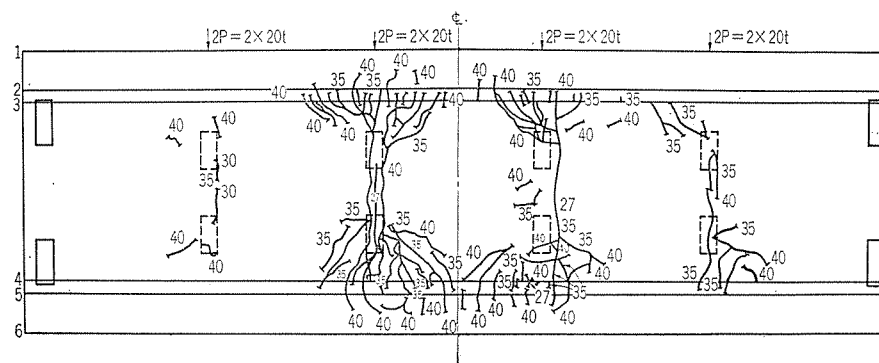


図-21 2P=40t のひびわれ (外側)



を参照のこと。

4) ひびわれ荷重

スパン中央断面において、ひびわれ荷重について計算値と実測値とを比較すると表-3 のようである。

5) ひびわれ再開荷重 (スパン中央付近において)

ひびわれ再開荷重 $P' = 10\text{ t}$

ひびわれ再開から推定される有効プレストレス: σ_{ce}

$$P - P' = 13.5 - 10 = 3.5\text{ t}$$

$$M = 6(P - P') = 21\text{ tm}$$

$$\therefore \sigma = \frac{M}{z} = 24\text{ kg/cm}^2 \dots \text{コンクリートの引張強度}$$

$$\sigma_{ce} = \frac{6P'}{z} = 68\text{ kg/cm}^2$$

表-3 の (A) に示す計算値から推定したプレストレスの有効率 $\eta = 0.73$, (B) に示す計算値から推定した

プレストレスの有効率 $\eta = 0.75$

以上の結果から、主桁のひびわれ荷重またはひびわれモーメントは全断面を有効として一般に用いられている方法によって計算した値とほぼ一致する。

b) 破壊荷重 破壊荷重について、

今回の模型試験によっては最終破壊までもって行くことができなかったが、ほとんど破壊と考えられる状態まで載荷した。そのときまでのひびわれ状態は 図-19, 20, 21, 22, 23 に示すようであり、

2P=40t (設計荷重 2P=23t の 1.74 倍) によって、腹部内側の下部に、ほぼ水平のひびわれが生じ、このひびわれは、荷重を増加するにしたがって斜ひびわれとして発達した。

2P=65t (設計荷重の 2.83 倍) まで載荷したとき 2P=27t でスラブ下面に発生したひびわれが荷重の増加にともない、次第に拡大し、

2P=65t に至って、主桁の曲げひびわれとしてスラブ下面に生じたひびわれが特に増大し、これに載荷点付近のスラブの押拔せん断等の影響も加わり、

局部的に大きな変形が認められたので、載荷装置の能力との関係もあり、一応そのときの荷重をもって破壊荷

図-22 P_{max} のひびわれ (内側)

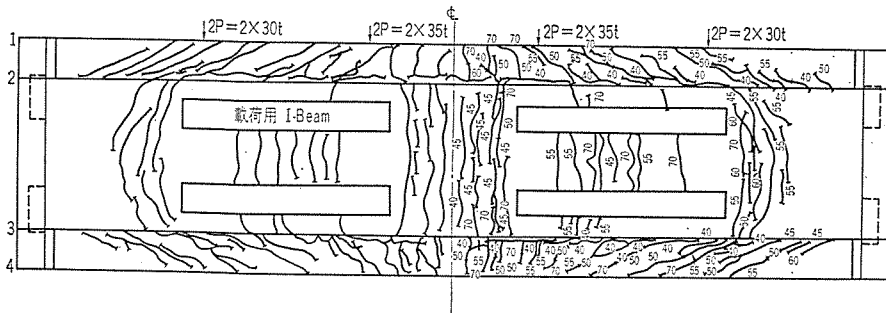
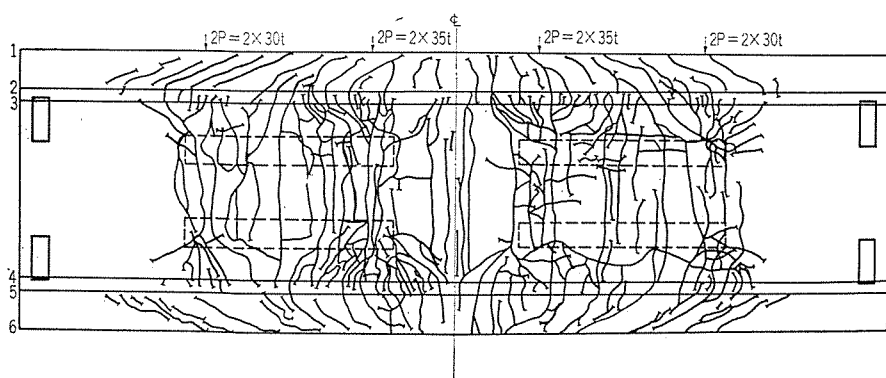


図-23 P_{max} のひびわれ (外側)



重とした。

なお、全設計曲げモーメント： $\Sigma M = 77.57 \text{ tm}$ に対して、破壊曲げモーメント： $M_u = 210 \text{ tm}$ となり、全設計曲げモーメントの 2.7 倍であり十分安全な値を示している。なお計算による破壊曲げモーメントは 190 tm であった。

4. 結 論

(1) スラブの有効幅

スラブは主桁下突縁としても働くものと考えられるが、下突縁としてのスラブの有効幅の範囲については、この種の形式の桁では一般に全幅有効と考えてさしつかえない結果が得られた。しかし、スパンが小さい場合、すなわち、鉄道橋において単線下路橋で 15 m 以下の場合、または複線下路橋で 30 m 以下の場合には、スラブの一部は有効幅とならない場合もあるので、このような場合は、そのプレストレスの計算にはスラブ全幅を有効と考え、荷重による応力計算は、T形桁の圧縮突縁の有効幅の算定方法、例えば $\lambda = l/8$ 等によって求めた有効幅で設計すれば安全である。

(2) 載荷時の桁の変位

a) 主桁のたわみ スパン方向の最大たわみについて模型試験結果から、コンクリートのヤング係数 $E = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、計算値と実測値はほとんど一致しており、この種の形式の橋梁のたわみは一般の計算

方法によって求めてよいことは前述のスラブの有効幅との関係からも考えられことである。ただし、スラブのスパンが大きくなるような場合には、主桁のたわみのほかにスラブのたわみをも考慮した全たわみが許容たわみ以下であるかどうかを検討する必要がある。

b) 主桁の断面方向の変位

設計荷重載荷時におけるスラブ中央のたわみの実測値は、スラブを主桁中心下縁で単純支承と仮定した計算値 5~10% 程度の差しか認められなかった。なお、このときの主桁上突縁の水平変位： δ_H はスラブの支点角変位 (単純スラブと考えたときの) θ より $\delta_H = \theta \cdot h$ として求めたものの約 60% 程度であり、なお一般に下路 P C 橋における

活荷重によつてのスラブ中央断面の応力変動量は 40 kg/cm^2 程度であり、本試験桁においては 70 kg/cm^2 であるので、荒川橋梁の場合、もしも軽量コンクリートを用いても、その水平変位は 0.2 cm 程度であつて、構造上および強度上ほとんど問題とならない。

c) 端横桁の影響について この種の下路桁のスラブ端に、端横桁を設けた場合に、主桁のねじり抵抗に与える影響を調べる一つ的手段として、前項で述べた主桁上突縁の断面方向の変位を端横桁を設けない場合と比較して見た (図-9 参照)。

これによると端横桁を設けた場合、支承上で上突縁の水平変位は非常に少なくなり、スパン中央付近においても、端横桁を設けない場合の 80% 程度となっている。これはもちろん端横桁の曲げ剛性の程度および、スパンの大小によって異なるものであるが、全体として明らかに水平変位が減少してくる。このことは実際の橋梁における横方向の振動を大いに減少させることに役立つ。しかし反面、端横桁の曲げ剛性が大きいほど、主桁は支承上で、完全固定された状態に近づき、それによって主桁のねじりモーメントは増加し、斜引張応力が大きな値となることもあるので、十分なスターラップまたは鉛直締めによる補強を考えなければならない。

(3) 主桁を外側に傾斜させた構造について

この構造の特長は、図-1 に示したように、鉄道橋の建築限界の関係から一般に単線橋ではこの形式でも $B \approx$

4.5 m, 複線橋では $B=9\text{ m}$ が必要となり, もしも主桁を鉛直にすると, この値はおのおの場合これより 2 m 程度広くなり, 上路桁にくらべて約 2 倍近い幅を下部構造の設計において考えなければならなくなるので, 図示のように主桁を傾斜させ, 同時にスラブのスパンを小さくするなどの利点を考えた。

そこで, この傾斜の影響を試験結果から検討してみると, この程度の傾斜では, その影響は主桁のスパン曲げモーメントによるひびわれ荷重, 破壊荷重にほとんど差異を認めず, また腹部に働く引張応力度についても, 設計荷重の約 2.8 倍以上の荷重に対して, スターラップ量が少なく, 設計上スラブのつり下げに必要な鉛直締めを用いたのみで, 特別に主桁の傾斜に対する用心鉄筋を配置しなかった本構造において, 十分な耐荷力を示し, 破壊は主桁方向の曲げによる下縁のひびわれから生じることが認められた。

なお, $l/4$ 付近で主桁と, スラブの結合部近くの腹部の内側に最初のひびわれが生じており, そのときの荷重 $2P=40\text{ t}$ (ただし設計荷重は $2P=23\text{ t}$ である) によるせん断力とそのときのねじりモーメントとを考えた斜引張応力度 σ_1 を求めると $\sigma_1=40\text{ kg/cm}^2$ となる。以上の結果から, 少なくとも計算によって求めた斜引張応力度 $\sigma_1=40\text{ kg/cm}^2$ は本模型試験桁に用いた軽量コンクリートの引張強度を明らかに上まわるものであるので, ひびわれを生じさせた荷重 $2P=40\text{ t}$ は計算値に対して十分安全な荷重であるといえる。いかえれば, この程度の台形開断面の下路橋は, 上記の計算方法で十分安全な設計ができるものとする。

(4) 台形開断面を有する下路桁の剛性について

この種の形式の下路桁において, その構造全体としての剛性が, 他の形式, 例えばボックス桁などにくらべていくぶん劣るのはやむえぬことである。しかし, その点を考慮に入れて, 上突縁が曲げねじり座屈に対して十分安全なように荒川橋梁では, 上突縁の幅, 厚さを十分な大きさにしており, また, 桁自重およびその他死荷重の合計が, 活荷重の 1.8 倍と大きいことは, 活荷重載荷時の動的安定性に対してはむしろ有益である。なお載荷状態として, 当初から問題となっていたのは非対称荷重, ねじり荷重などであり, 特に非対称荷重載荷時は上突縁の水平変位 (倒れ込み) も対称荷重載荷時よりはいくぶん大きい, 荒川橋梁においても 2 mm 程度であり, 動的

安定性の上からも問題とならない。なお動的安定性等についての実験は, 荒川橋梁で実施する予定である。

(5) ひびわれの状態について

初期ひびわれは, ほぼ計算値と一致している。つぎに $2P=40\text{ t}$ (設計荷重 $2P=23\text{ t}$) で腹部内側に生じたひびわれ状態から判断して $l/4$ より支点側のひびわれはその傾斜角などから考えて, 明らかに, せん断力およびねじりせん断による斜引張のためと考えられるのに対して, これより内側のひびわれは, ほぼ水平に発達している点より考えて, せん断力のほかに載荷によるスラブつり下げの引張および腹部に作用する負の曲げモーメントの影響が同等強いものと判断される。

この点より考えて, この形式の桁では, PC 鋼棒による鉛直締めはきわめて有効であるものと思われる。

つぎに最大荷重 $2P\cdots\cdots 60\text{ t}, 70\text{ t}, 70\text{ t}, 60\text{ t}$ 載荷後のひびわれについて見ると 図-22 に示すように, はじめに腹部に生じた水平ひびわれは, それ以後あまり発達しておらず, 主として $l/4$ より外側はせん断ひびわれとして発達し, $l/4$ より内側は曲げまたはせん断ひびわれの傾向のものが発達している。特に桁の外面の腹部には最後まで水平ひびわれは発見されなかった。この点から考えて, スラブ支承部付近は, 腹部側にも明らかに負のモーメントが生じることが考えられる。

以上述べた試験は, 国分正胤博士を委員長とする「長大下路 PC 桁の設計施工に関する調査」委員会の御指導を賜ったものであり, ここに, 本委員会の各委員および参与の方々に心から感謝の意を表したいと思います。終りに, 本試験はオリエンタルコンクリート KK 多摩工場において実施致しました。

参 考 文 献

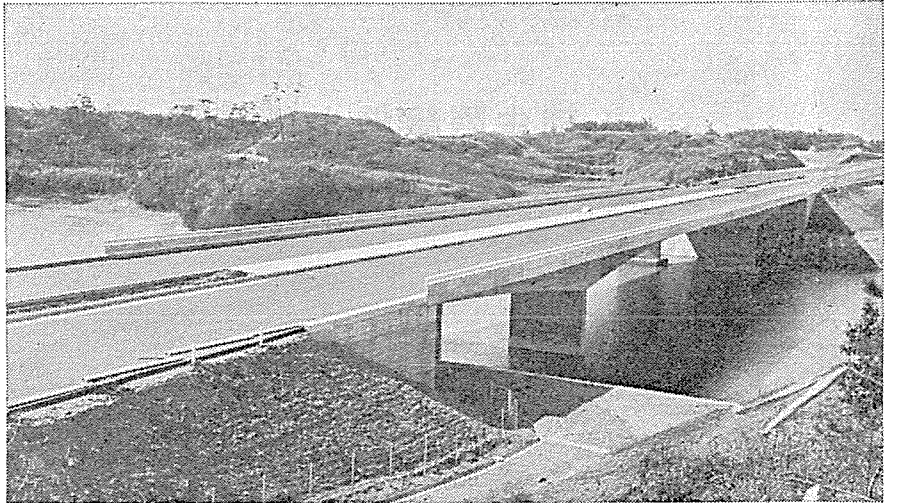
- 1) 横道英雄: 「鉄筋コンクリート桁橋における床組および荷重分配の理論」コンクリート橋, 技報堂
- 2) W. Beecroft: "Creep and Shrinkage of two light-weight aggregate Concretes", Highway Research Board, Bulletin 307 (1961)
- 3) 高橋克男・野口 功・小池 晋: 「軽量コンクリートの設計上の問題点」プレストレスト コンクリート, Vol. 6, No. 3 (1964)
- 4) J.A. Hanson: "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight concrete", Journal of the A.C.I. July (1961)

1965.5.24・受付



鋼弦コンクリート

設計
施工
製造

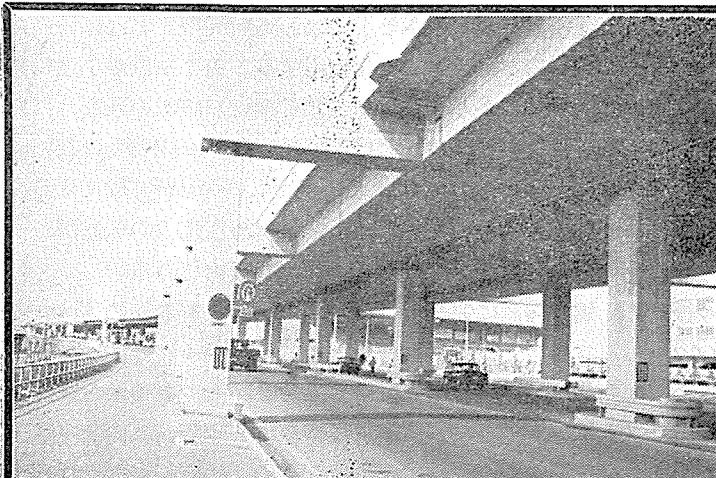


名神高速道路 積迦池橋

九州鋼弦コンクリート株式会社

代表者 取締役社長 眞貝 貫一

本社	福岡市天神2丁目12番1号(天神ビル)	TEL 大代表(75)6031・(74)7963・(75)1343
大阪出張所	大阪市北区芝田町97(新梅田ビル)	TEL(312)0215・(361)0384・9868
東京出張所	東京都千代田区丸の内3の2(新東京ビル832区)	TEL(211)8556
大分出張所	大分市府内町2の3(吉良ビル)	TEL(2)9850
宮崎営業所	宮崎県宮崎市二葉町1	TEL 5220
福岡山家工場	福岡県筑紫郡筑紫野町山家	TEL(二日市)2733~5
福岡夜須工場	福岡県朝倉郡夜須町篠隈	TEL(夜須)31
大阪大東工場	大阪府大東市新田	TEL 大東(72)1010



首都高速 高架橋新設工事

第106工区(その1) 高架橋上部新設工事

発注先 首都高速道路公団

橋長 526.00m

有効巾員 16.40m

桁長 56.60~94.40m

桁高 1.40m

P.C2室箱型連続桁

3径間連続5連, 2径間連続2連,
単桁1連

プレストレスト コンクリートB・B・R・V・工法 M・D・C・工法 橋梁、タンク等の設計施工



東亜コンクリート株式会社

取締役社長 巽 榮吉

本社	東京都新宿区南元町8番地(多土ビル)	TEL 東京(341) 4226(代)
大宮工場	大宮市日進町2丁目1950番地	TEL 大宮(42) 1385~6
大阪営業所	大阪市北区山崎町47番地(海屋ビル)	TEL 大阪(341) 9081
名古屋出張所	名古屋市昭和区高辻通り3の15(三富ビル)	TEL 名古屋(87) 1731~5
福岡出張所	福岡市天神3丁目10番地30号(東亜ビル)	TEL 福岡(75) 5436~9