

PC 斜材付六型ラーメン橋の撤去に際して 実施した試験と調査について

神 田 創 造*
品 川 正 幸**
山 本 武 夫***

1. ま え が き

中国高速自動車道の起点である吹田インターチェンジは、名神高速道路、近畿高速道路および大阪府道中央環状線とを相互に連結する総面積 22 万 m² の規模を誇るわが国最大のインターチェンジであり、目下、きたる万国博をめざして、その完成を急いでいるものである。

ここに報告する辻橋は、名神高速道路をまたぐオーバークリッジとして昭和 37 年 5 月に竣工したものであるが、上記吹田インターチェンジの建設に関連して撤去する必要が生じたものである。

本報告は、この機会に、本橋のごとき構造系（斜材付六型ラーメン）に対する設計計算方法の確認ならびに完成後約 7 年を経た PC 橋の力学的性質と材料の性状変化、状況等について知る目的で実施した試験について報

告する。ただ、最初におことわりしなければならないのは、当初、破壊まで載荷する予定であったが、写真-1 に示す条件のなかで名神高速道路の交通量が 42 000 台/日にも達するため、万一の事故を考慮して破壊荷重まで

写真-1 試験前の辻橋

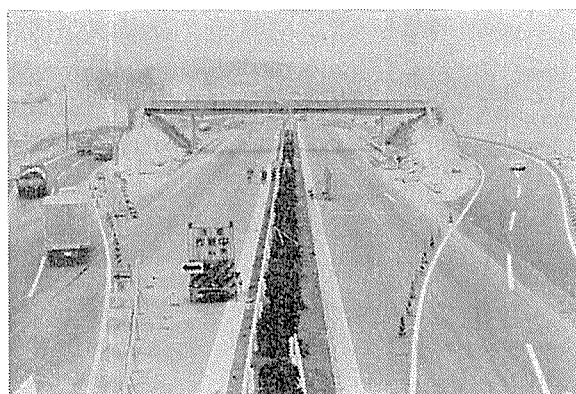
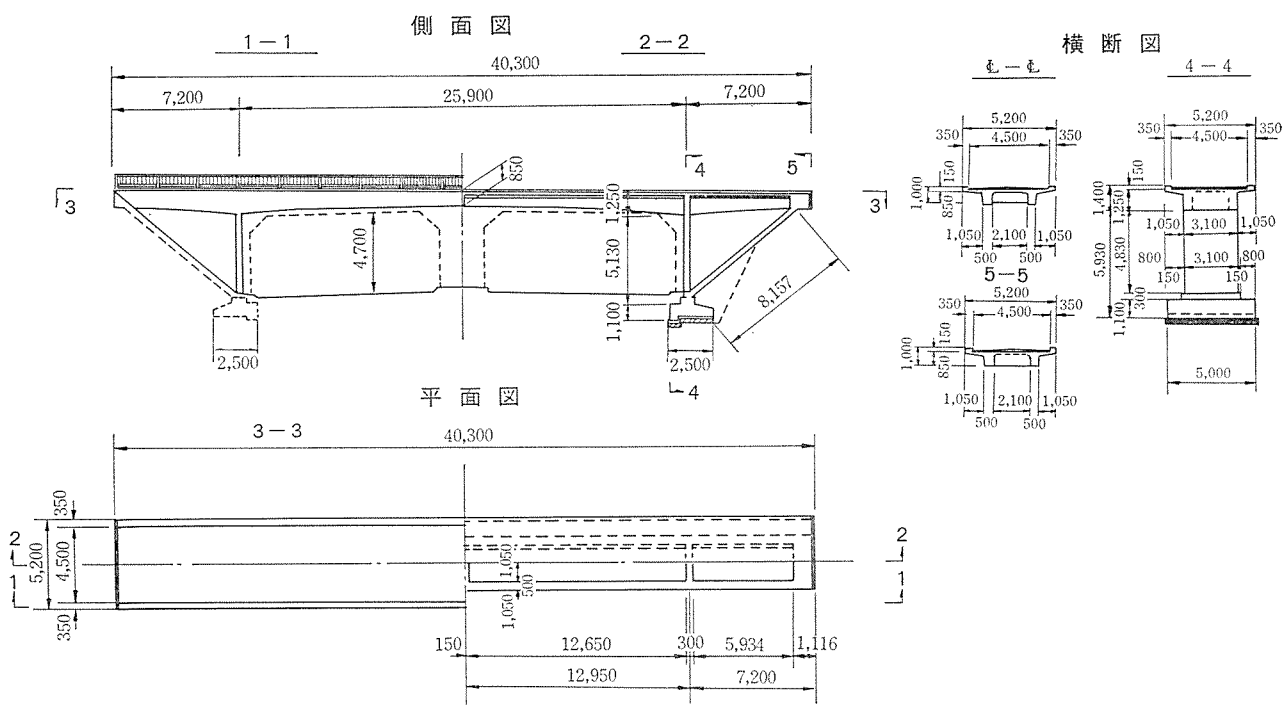


図-1 構 造 一 般 図



* 日本道路公団技術部構造設計課 ** 日本道路公団豊中工事事務所 *** 日本道路公団大阪支社特殊設計課

の載荷を断念せざるを得なかった。したがって、最終耐力やこの種の不静定構造物の破壊機構についての観察は行なわれていない。

2. 構造および設計概要

構造はポストテンション方式のPC斜材付き六型ラーメン橋であり、プレストレス導入はフレシネー工法12φ7mmケーブル(16本)により行なわれている。図-1に構造一般図を示す。

断面力は垂直材、斜材ともにそれぞれ主桁、フーチングとヒンジ結合されているという仮定で算出されている。また、斜材には主桁プレストレス導入による2次反力を調整するため、斜材上端のコンクリートは打設せず、2次反力調整後に打設を行ない、その後PC鋼棒に所定のプレストレスを導入している(このようにプレストレスによる2次反力調整を行なったのは名神高速道路の初期のものだけであり、現在は行なっていない)。

次に設計条件を記す。

構造形式：斜材付六型ラーメン(ポストテンション T断面)

活 荷 重：T.L-14

支 間：7.0m+25.9m+7.0m

有効幅員：4.5m

設計材料強度：

1) コンクリート(主桁, 垂直材, 斜材)

圧縮強度 $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ圧縮
応力度 $\left\{ \begin{array}{l} \text{直 後} \quad \sigma_{ca'} = 170 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{設計荷重時} \quad \sigma_{ca} = 130 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

許容曲げ引張
応力度 $\left\{ \begin{array}{l} \text{直 後} \quad \sigma_{ca'} = -10 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{設計荷重時} \quad \sigma_{ca} = -15 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

許容斜め引張
応力度 $\left\{ \begin{array}{l} \text{設計荷重時} \quad \sigma_{1a} = -9 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{破壊荷重時} \quad \sigma_{1a'} = -16 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

プレストレス導入時圧縮強度 $\sigma_{ci} = 350 \text{ kg/cm}^2$

2) 緊張材 PC鋼線 φ7mm, PC鋼棒 φ24mm

引張強度 $\sigma_{pu} = 155 \text{ kg/mm}^2, 95 \text{ kg/mm}^2$

降伏点強度 $\sigma_{py} = 135 \text{ kg/mm}^2, 80 \text{ kg/mm}^2$

許容引張応力度

設計荷重時 $\sigma_{pa} = 93 \text{ kg/mm}^2, 57 \text{ kg/mm}^2$

緊張時 $\sigma_{pat} = 121.5 \text{ kg/mm}^2, 72 \text{ kg/mm}^2$

3) 鉄筋(SS 41)

許容応力度 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

腹鉄筋の場合 $\sigma_{sa} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

3. 竣工後の使用状況と載荷試験直前の状況

本橋は昭和37年5月に吹田市道の付替道路として架設されたものであるが、周囲一帯が山林であり、本橋を利用する自動車はほとんどなく、主として人道用として使用されていたようである。しかし、昭和43年1月に吹田インターチェンジ工事に着手後は土運搬のために約39tのモータースクレーパーが4000回程度と、20t程度のキャリオールスクレーパーが2000回程度通行している。載荷試験に先立って橋体の現状調査を行なったが、その結果は次のとおりである。

1) 橋面舗装コンクリート部：橋面にはブルドーザーの通った跡が残っているが、ひびわれはない。

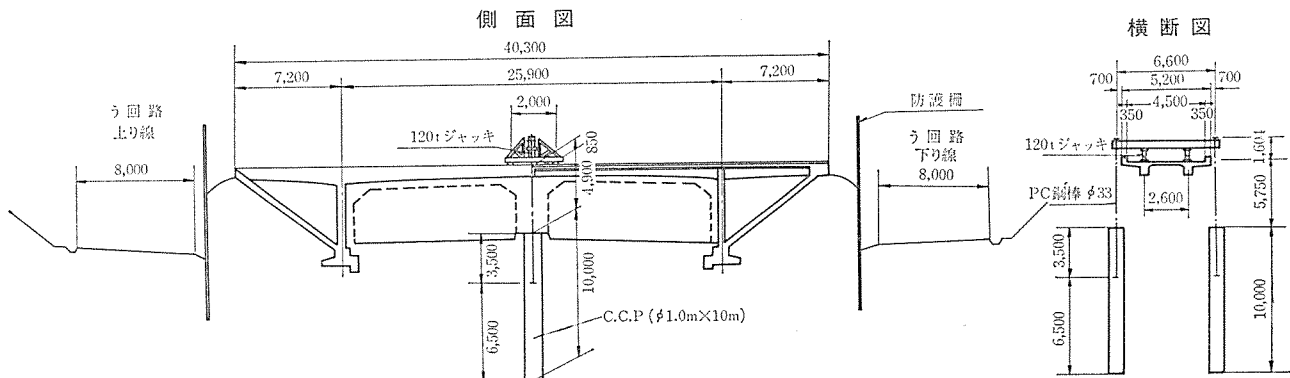
2) 地覆部：3ヵ所に0.05mm程度のひびわれが見られるが、他に異常はない。

3) 橋体床版下面および主桁：床版および主桁は特に詳細に調査したが、ひびわれその他の異常はなかった。しかし、中央支間中心より1m離れたところの両主桁にコンクリート打継目があった。これは、施工時に生コン工場のプラントが故障したためにできたものであり、1日後に打ち足しを行なったものである。

4) 横 桁：支点部、中間部のすべての横桁にかなりのひびわれが入っていた。ひびわれの幅は0.1~0.3mm程度であり、床版との接続部より下方に向かって入っている。

5) 斜材および垂直材：斜材には橋体との接続部に約0.1mmのひびわれが水平に入っていたが、垂直材にはひびわれはなかった。

図-2 載 荷 試 験 装 置 図



以上より本橋は十分に正常状態を保っていたものと判断される。なお、参考までに前記 39 t のモーター スクレーパーによる支間中央のモーメントを求めると 102.9 t-m であり、これに対して設計活荷重モーメントは $M_L = 101.1$ t-m であり、ほとんど同じであるので問題はな
いと考えられる。

4. 調査試験項目と方法

調査試験は次の項目について行なった。

(1) 載荷試験

図-2 および 写真-2 に示すように、中央部 2 点載荷方法により次の測定を行なった。

- ① 主桁、斜材、垂直材各点のひずみ測定：測定はワイヤーストレインゲージ KP 70-A₁ による。
- ② 主桁のたわみ測定：測定点および方法は 図-3 のとおりである。
- ③ ひびわれ発生状況調査：載荷は次の順序で行なった。

第 1 回……設計荷重相当まで

0 t, 10, 20, 30, 44, 20, 0

第 2 回……斜材の応力が 0 となるまで

0 t, 20, 30, 40, 52, 40, 20, 0

第 3 回……主桁の計算ひびわれ荷重まで

0 t, 20, 40, 50, 60, 74, 60, 40, 20, 0

第 4 回……斜材鋼棒破断近くまで

0 t, 40, 60, 70, 80, 84, 88,

90…2 t ごと … 114, 110,

100, 80, 40, 0

なお、第 4 回載荷前に斜材をはつり PC 鋼棒を露出させ、鋼棒 1 本当り 2 枚のワイヤーストレインゲージ (KP-10-A) を貼付け、鋼棒の破断前に載荷を中止するよう注意した。

(2) 振動試験

固有振動周期および載荷前の健全な状態と、ひびわれ発生後の状態における振動性状の変化を求めため振動測定を行なった。

測定方法は、橋梁上で橋の固有周期と同調するように人力で加振し、加振停止後に生ずる自由振動を測定した。なお、振動検出器としては、八千代製作所製「電磁型上下動変位振動計 EV-1 型」を使

用した。

測定の時期は、載荷試験開始前と第 3 回載荷終了後 (0.1~0.25 mm 程度のひびわれが 1 主桁あたり 10 本程度発生した後) の 2 回である。

(3) 材料試験

写真-2 載荷装置

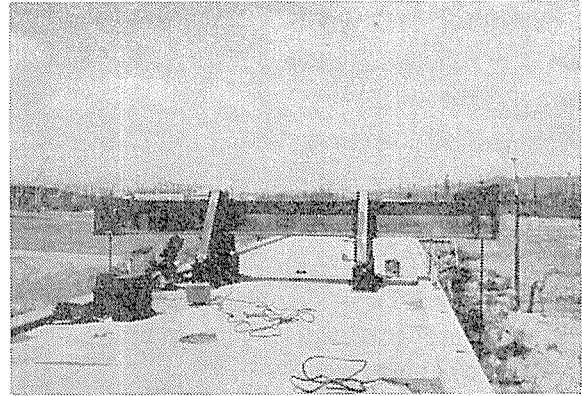


図-3 たわみ測定点

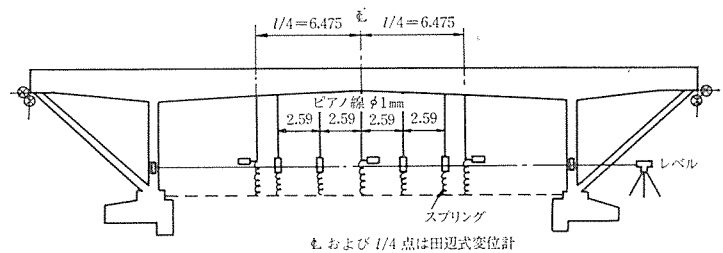
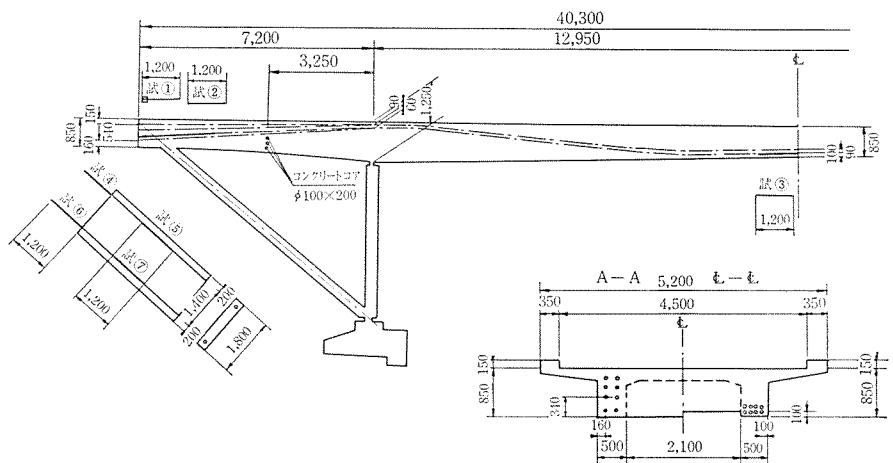
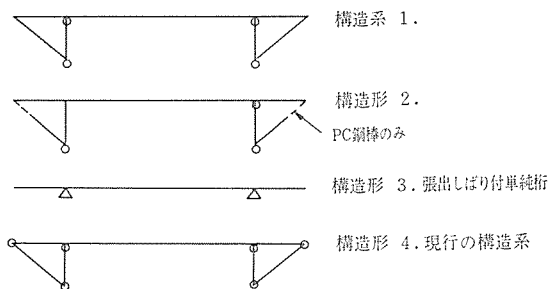


図-4 資料採取位置図



試料名	採取場所	採取数	採取寸法	備考
コンクリートコア	側主桁ウェブ	6 個	φ100×200	
PC 鋼線 12-φ7	定着コーン部	シース 1 本	1200	試 ①
	定着隣接部	シース 1 本	1200	試 ②
	桁中央部	シース 1 本	1200	試 ③
PC 鋼棒 φ24	斜材 上部ねじ部	シース 2 本	1200	試 ④⑤
	下部カップラー部	シース 2 本	1200	試 ⑥⑦

図-5 構造系の仮定



本橋の撤去後、橋体よりコンクリート(φ10 cm × 20 cm の円筒供試体) およびPC鋼材の試料を採取し、強度試験および、グラウトのてん充状況やPC鋼材の発錆状況等の観察を行なった。なお、コンクリートおよびPC鋼材の試料採取位置を図-4に示す。

5. 試験結果と考察

(1) 載荷試験

a) 構造系の仮定 施工途中および完成後の構造系として図-5に示す4ケースが考えられる。すなわち、図-5の構造系1および4は完成後のものであり、2および3は施工途中のものである。いま、プレストレスによる2次応力は斜材の鋼棒による反力調整により除去されているとすれば、主桁自重およびプレストレスは構造系2または3の状態で作作用しているものであり、地覆、舗装および載荷重は、構造系1または4の状態で作作用する。また、本橋は設計概要に述べたように、構造系を4の状態と仮定している。しかし、構造細部はむしろ構造系1の状態に近い。しかし、主桁に対する斜材および垂直材の剛度が小さいので、理論計算結果ではその差はほとんどなく、また参考文献1)によれば、構造系4と仮定しても実用上は十分であることが報告されている。しかし、ここではできるだけ実際の構造に近い状態を考えて、完成後の構造系を図-5の1とした。

構造系については以上のように仮定して以下に述べる検討を行なった。なお、主桁は変断面として解析した。

b) たわみおよび曲げモーメント 図-6に支間中央⑤断面の荷重-変位曲線を、また、表-1に載荷重 $2P=60t$ ($P=30t$ の2点載荷) のときの主桁各点のひずみと、これより算出した曲げモーメントを示す。また、表-1の曲げモーメントおよび構造系を図-5の1と仮定して求めた曲げモーメント図を図-7に、また、 $2P=60t$ のときの実測たわみと計算たわみを図-8にそれぞれ示す。

以上より、この種の斜材付A型ラーメン橋の構造系として図-5の構造系1としてよく、地覆、舗装(コンク

図-6 ⑤断面の荷重-変位曲線

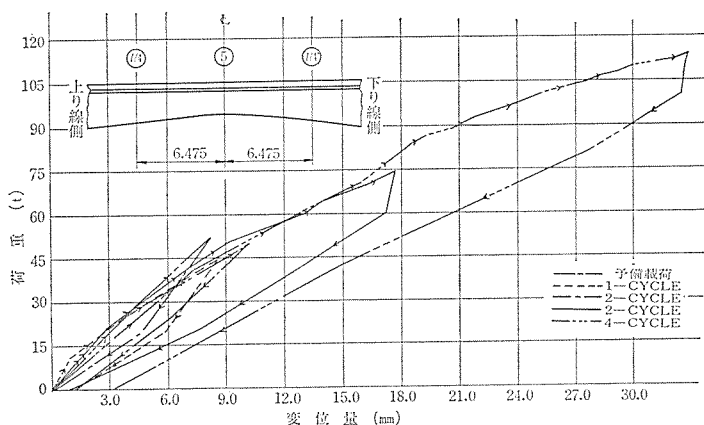


表-1 荷重 $2P=60t$ のときのひずみと曲げモーメント

断面	ゲージ番号	ひずみ ($\times 10^{-6}$)		断面係数 (m^3)		M (tm)	
		実測値	平均値	上縁	下縁		
Case 1 (舗装・地覆換算せず)	0	1	60	60.0	0.6631	-	-123.3
		2	-				
		5	60				
		6	60				
	3	5	30	33.7	-	-0.1785	18.6
		6	35				
		11	30				
		12	40				
	5'	7	-	160.0	-	-0.1681	83.4
		8	-				
		11	160				
	5	3	-	172.5	-	-0.1681	89.9
4		165					
6	6	180					
	3'	2	30	30.0	-	-0.1785	16.6
4		30					
Case 2 (舗装・地覆換算)	0	1	60	60.0	0.9773	-	181.8
		2	-				
		5	60				
		6	60				
	3	5	30	33.7	-	-0.2090	21.8
		6	-				
		11	-				
		12	-				
	5'	7	-	160.0	-	-0.1977	98.7
		8	-				
		11	-				
	5	3	-	172.5	-	-0.1977	106.4
4		-					
6	6	-					
	3'	2	-	30.0	-	-0.2090	19.4
4		-					
0'	1	60	60.0	0.9773	-	181.8	
	2	-					
	5	60					
	6	60					

図-7 荷重 $2P=60t$ のときの曲げモーメント

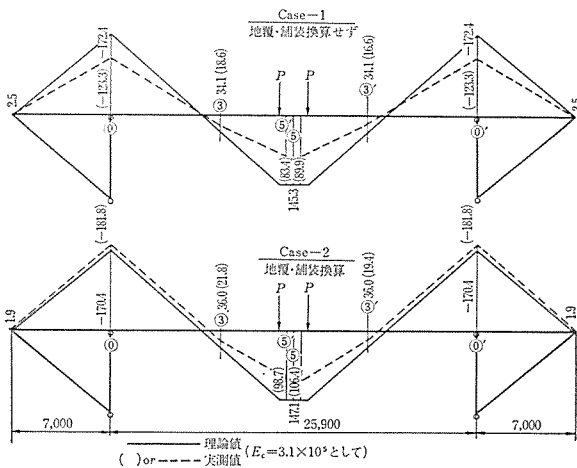
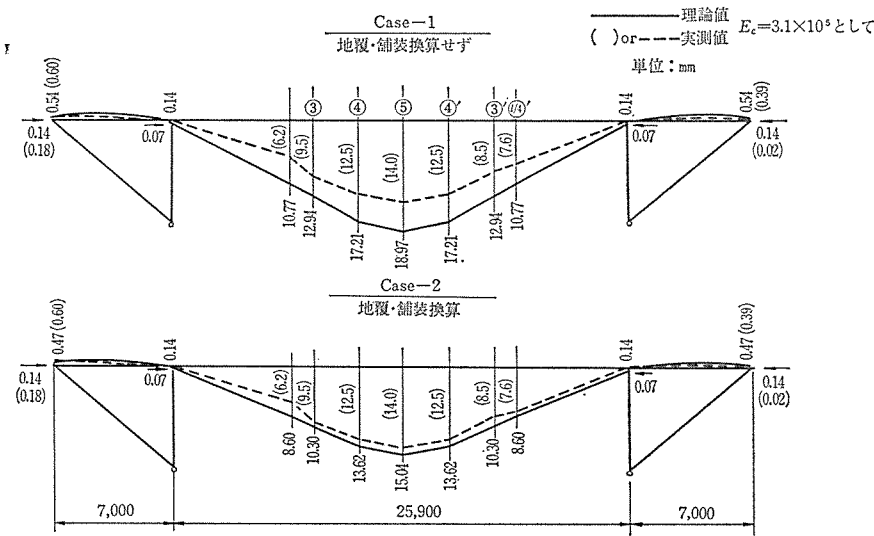


図-8 $2P=60t$ のときのたわみ図



リート舗装)は、曲げモーメントに対しては主桁と十分に一体となって作用していることが推察される。

c) コンクリートの弾性係数——実測変位による推定

いま、計算上の弾性係数およびたわみを E_0, δ_0 とし、実測のたわみ量を δ とすれば、次式よりコンクリートの弾性係数 E_c は求められる。

$$E_c = \delta_0 \cdot E_0 / \delta$$

載荷重 $2P=40t$ および $60t$ のときのたわみ量を用いて、上式によりコンクリートの弾性係数を求めると表-2 のとおりであり、このうち $60t$ 載荷時の Case-2 の値は、本橋撤去後に採取した供試体より測定された弾性係数 $E_c=3.1 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ とほぼ一致している。これは設計圧縮強度 $\sigma_{28}=400 \text{kg/cm}^2$ のコンクリートを用いて施工されていることを考えると、この測定された弾性係数は従来一般に用いられている値に比して非常に小さい。本橋施工時に管理試験用として採取された標準養生供試体 ($\phi 15 \text{cm} \times 30 \text{cm}$) の 28 日圧縮強度は 499kg/cm^2 であ

ったことが竣工図に記されており、また本橋より採取した供試体 ($\phi 10 \text{cm} \times 20 \text{cm}$) の圧縮強度は平均 640kg/cm^2 であった。コンクリートの圧縮強度は材令とともに増加すること、および弾性係数は圧縮強度とともに大きくなるとされていること、また参考文献 2) には、当時名神高速道路の PC 用コンクリートの弾性係数は $E_c=3.6 \times 10^5 \sim 4.3 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ (静的弾性係数) であったとの測定結果が記されており、今回の測定結果については再検討を行なう必要があると考えられるが、長期材令を経た実橋のコンクリートより測定した記録として報告しておきたい。

d) ひびわれについて 図-9 に載荷時のひびわれ発生状況を示す。これによるとひびわれは、載荷点付近に集中しており、その間隔はほぼ等間隔で 1 ヲ所に集中して発生している傾向は見られない。このことより、PC 鋼材とグラウトおよびコンクリートとの付着は良好な状態であると推定できよう。

次に、ひびわれ荷重であるが、コンクリートの曲げ引張強度を、 $\sigma_t=60 \text{kg/cm}^2$ (採取した供試体の試験結果) としたときの計算ひびわれ荷重が支間中央の ⑤ 断面で約 $83t$ であるのに対し、 $60 \sim 70t$ でひびわれが生じており、特に施工継目 (図-9 における A を記した位置) では第 1 回載荷時の $40t$ でひびわれが入り始めている (目

表-2 コンクリートの弾性係数推定値

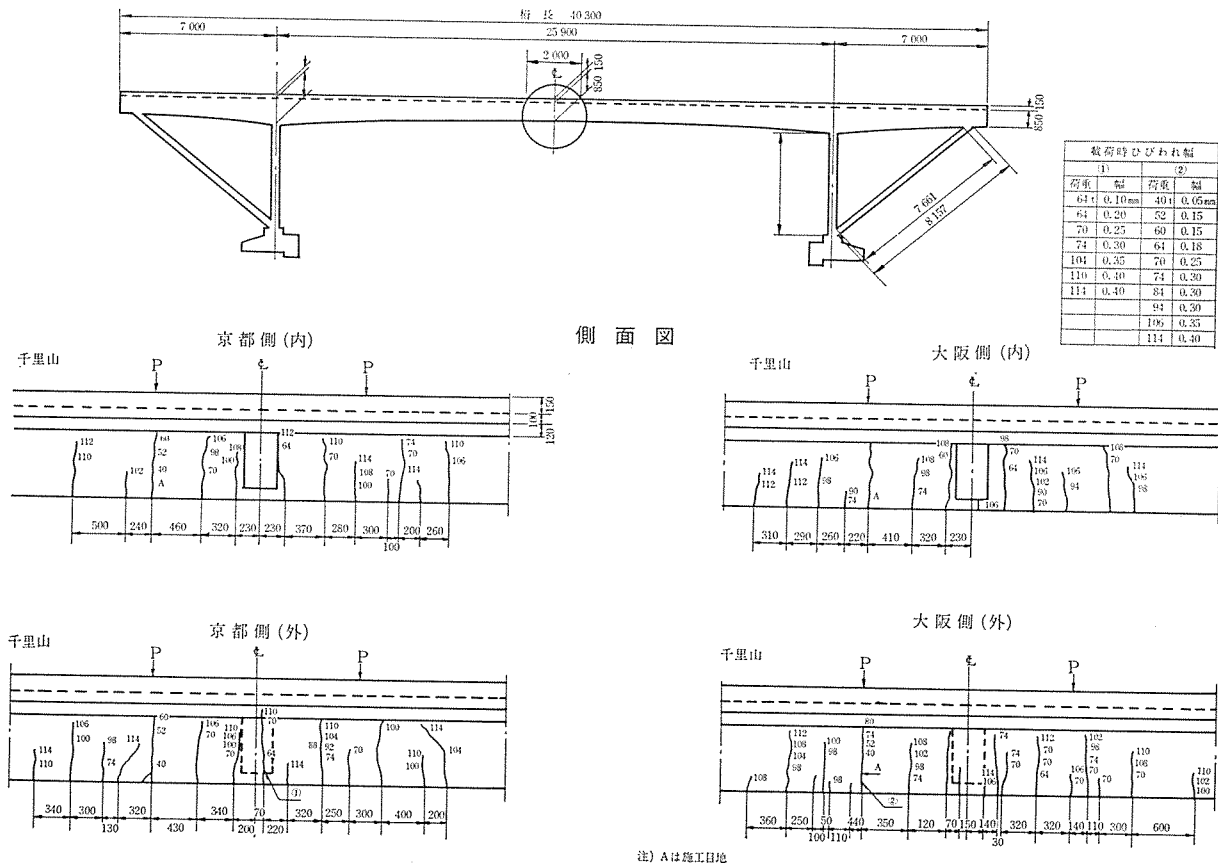
載荷重 $2P$	たわみ量 δ (mm)		実測値 δ	弾性係数 (kg/cm^2)		
	計算値 δ_0	Case-2		計算に用いる値 E_0	推定値 E_c	
	Case-1		case-1		case-2	
40 t	11.2	8.8	8	3.5×10^5	4.9×10^5	3.85×10^5
60 t	16.8	13.3	14	3.5×10^5	4.2×10^5	3.33×10^5

注: Case-1: 地覆、舗装換算せず
Case-2: " 換算

視による)。参考文献 3) にスイスにおける本橋と同じ PC 斜材付六型ラーメン橋の破壊試験が報じられているが、ここでもひびわれが意外に早くから入ったことを報じている。

e) 有効プレストレスの推定 施工時の緊張記録が残っていないこと、および、載荷試験時のひびわれ再開荷重がストレインゲージにより十分に測定できなかったことにより有効プレストレスの推定は非常にむずかしい

図-9 ひびわれ状況図



ものとなったが、上記のように施工継目におけるひびわれが計算値に対して非常に初期に生じているので、いまこの施工継目の引張抵抗を0と仮定し、設計計算書通りの初期プレストレスが作用したものと有効プレストレス率 η を逆算してみる。

いま、支間中央⑤断面の有効プレストレス率を $\eta=0.723$ （当初の設計計算書では $\eta=0.79$ である）と仮定し、⑤断面下縁の応力度が0となる時の載荷重を求めると、表-3のとおりである。これによれば、構造系を図-5の2とし地覆、舗装を考慮したときの荷重と施工継目にひびわれが生じた荷重とがほぼ一致している。したがって、施工継目の引張抵抗を0と仮定すれば、有効プレストレス率 η は、ほぼこの仮定値に近いであろう。

表-3 スパン中央⑤断面に対する理論荷重

主桁自重 載荷時の構造系の仮定	下縁応力度0となる 荷重 (t)		ひびわれ荷重 (t)	
	Case-1	Case-2	Case-1	Case-2
斜め π 構造とした場合	42.2	49.0	79.1	91.9
斜材上端がPC鋼棒のみで 連結されているとした場合	35.0	40.6	71.9	83.5
張出ばり付単純桁とした場合	34.4	39.9	71.4	82.8

注：Case-1：舗装・地覆を換算しない場合
Case-2： ” ” を換算した場合

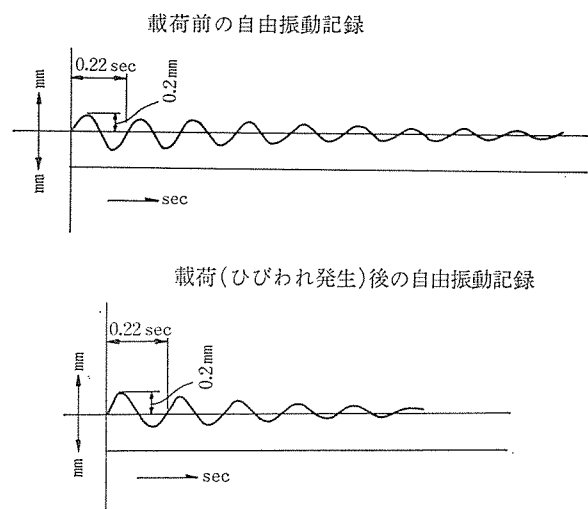
(2) 振動測定

振動試験は、前述のように載荷試験前とひびわれが相当発生した第3回載荷後の2回実施した。

図-10は載荷前（第1回振動測定）および第3回載荷後（第2回振動測定）の自由振動記録である。

記録より固有振動周期を求めると、第1回および第2回の振動試験結果との間にはほとんど差がなく、 $T=0.22$ secである。また、上部工を7.0+25.9+7.0mの

図-10 自由振動記録



報 告

3 径間連続桁と仮定し、載荷試験による支間中央のたわみから求めた平均曲げ剛性 EI を用い、参考文献 4) により理論固有振動周期を求めると 0.26 sec であり、測定値とよく一致している。

また、減衰定数は 図-10 より振幅 a_m, a_{m+k} をそれぞれ読みとり、次式より求められる。

$$\beta \doteq \frac{\delta}{2\pi} = \frac{1}{2\pi K} \cdot \log \frac{a_m}{a_{m+k}}$$

ここで、 β : 減衰定数

δ : 対数減衰率

K : 1, 2, 3...と変化させた。

この結果求められた減衰定数は第 1 回測定が 2.5% であり、第 2 回測定結果では 5% となった。すなわち、載荷ひびわれ発生後の減衰定数は、載荷前の健全な状態の減衰定数の約 2 倍となっており、注目される。今後、さらに数多くデータを集積することにより、減衰定数の測定による橋桁の健全性判定も可能であろう。

(3) 材料試験

本橋撤去後、図-4 に示す位置よりコンクリート、PC 鋼材の供試体をおのおの採取し、経年後の材料の性質がどのように変化しているかを測定した。

a) コンクリート $\phi 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ の円筒供試体を 6 本採取し、圧縮強度、弾性係数、引張強度の各試験を行なった。表-4 は採取した供試体の一覧表であり、表-5 に、その試験結果を示す。なお、表-5 の引張強度は JIS A 1113-1964 により測定した値であり、この値 $\sigma_t' = 44 \text{ kg/cm}^2$ に対する曲げ引張強度を ACI 1963.1 の資料により補正して推定すると、 $\sigma_t = 1.4 \times 44 = 61.6 \text{ kg/cm}^2 \doteq 60 \text{ kg/cm}^2$ となる。

b) PC 鋼線および PC 鋼棒 PC 鋼材は $12 \phi 7 \text{ mm}$ フレシネーケーブルと、 $\phi 24 \text{ mm}$ 2 種 PC 鋼棒で

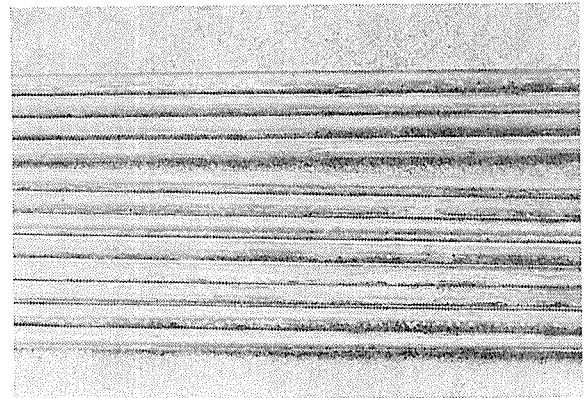
表-4 供試体諸元

供試体 No.	高さ (cm)		直径 (cm)			重量 (kg)	
	1	2	上	中	下		
圧縮用	1	20.6	20.6	9.83	9.83	9.80	3.77
	2	20.43	20.43	9.46	9.60	9.55	3.57
	3	20.60	20.60	9.72	9.80	9.72	3.69
引張用	4	20.05	20.00	9.52	9.50	9.50	3.44
	5	20.00	20.15	9.58	9.55	9.54	3.53
	6	20.04	20.02	9.60	9.50	9.50	3.51

表-5 コンクリート試験結果一覧表

調査項目	供試体番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	平均
		圧縮強度 (kg/cm ²)	653.5	657.9	629.4	—	—	
引張強度 (kg/cm ²)	—	—	—	41.4	48.4	43.4	—	44
弾性係数 ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)	30.1	31.7	31.1	—	—	—	—	31

写真-3 鋼材 ($12 \phi 7$) の表面の状況



あり、それぞれ次のような位置から試料を採取した。

$\phi 7 \text{ mm}$ PC 鋼線 (写真-3)

定着コーン部分 $l=1330 \text{ mm}$ 1 ケーブル

定着コーン隣接部 $l=1170 \text{ mm}$ 1 ケーブル

桁中央部 $l=1200 \text{ mm}$ 1 ケーブル

$\phi 24 \text{ mm}$ PC 鋼棒

定着部 $l=1200 \text{ mm}$ 2 本

カップラー継手隣接部 $l=1200 \text{ mm}$ 2 本

1) 外 観 : グラウトは完全にてん充されており、フレシネーコーン部分においても鋼線を密につつんでいる状態にあった。定着部の鋼線にはわずかな発錆が

写真-4 (a) 桁中央部シースのグラウト状況

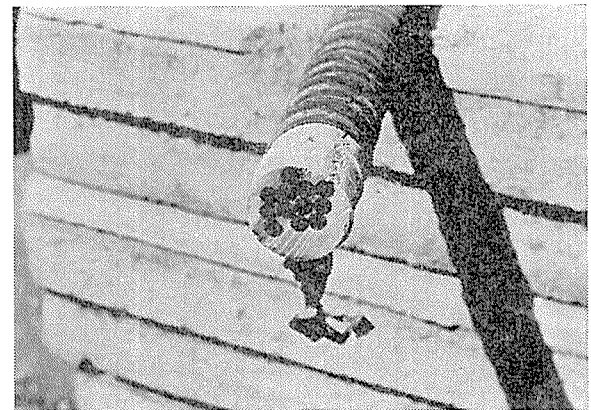
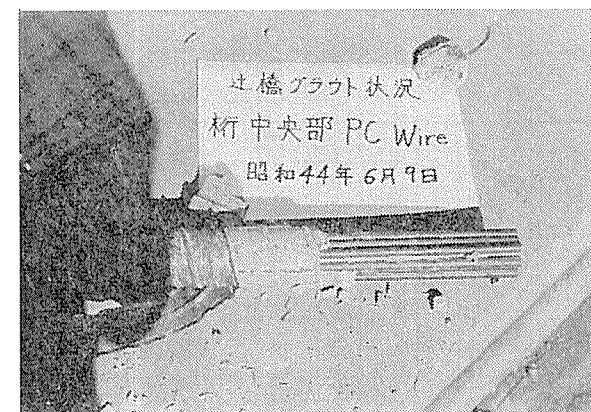
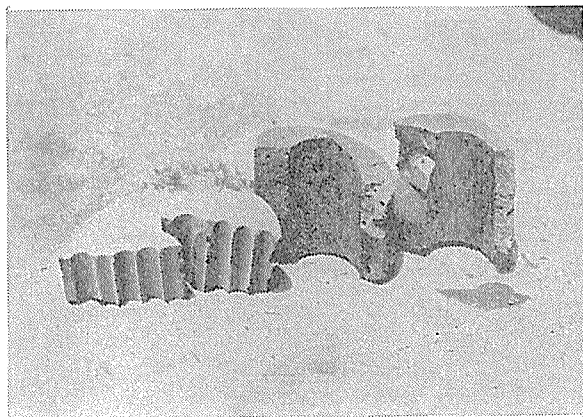


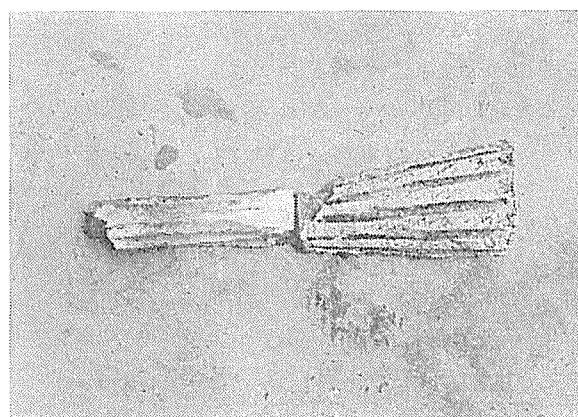
写真-4 (b)



写真—4 (c)



写真—4 (d)



認められたが、これはグラウト注入前に発生したものであり、グラウト注入後にさびが進行した形跡は認められなかった。他の部分より採取した鋼材は、グラウトモルタルを拭い去ると、出荷時の状態のままのブルーイングカラーを呈しており、腐食のあととは認められない(写真—4)。

2) 機械的性質：表—6,7 に採取した鋼線および鋼棒の機械的性質の試験結果を示す。

表—6,7 に見られるように各機械的性質とも規格値を

十分に満足するものであり、当時出荷されていた製品の検査成績値の平均値にほぼ類似しており、性能劣化をきたしている兆候はまったく認められない。ただ、PC鋼棒の弾性係数が一般の場合(20 200 kg/mm²~20 800 kg/mm²)に比してかなり大きい値を示している。これは載荷試験時に鋼棒にはり付けたひずみ計より判断して降伏点近くまで荷重がかかっていたためによるものと考えられる。新しい鋼棒(φ24 2種)により、降伏点荷重まで一度載荷し、その後に弾性係数を測定した結果では 1 500

表—6 PC 鋼線 (φ7 mm) 機械的性質試験結果

試料 No.	直 径 d (mm)	引 張 強 さ		降 伏 点*		0.02% 比例限*		伸 び (G.L.= 100 mm) (%)	くり返し曲げ (R=15 mm) (回)	弾性係数* E (kg/mm ²)	
		荷 重 P _u (kg)	応 力 度 σ _u (kg/mm ²)	荷 重 P _y (kg)	応 力 度 σ _y (kg/mm ²)	荷 重 P _{0.02} (kg)	応 力 度 σ _{0.02} (kg/mm ²)				
規 格 値	7.0 ± 0.05		> 155		> 135			> 5.0	> 6		
定 着 部	1	7.010	6 640	172	5 920	153	5 320	138	5.5	10	20 500
	2	6.990	6 620	173	5 750	150	5 170	135	5.5	10	20 300
	3	6.995	6 650	173	5 900	154	5 300	138	6.0	8	20 600
	平 均	—	6 637	172.7	5 857	152.3	—	137.0	—	—	20 470
コ ー ン 隣 接 部	1	7.005	6 620	172	5 840	152	5 220	136	6.0	10	20 500
	2	6.990	6 650	174	5 950	156	5 150	135	5.5	10	20 700
	3	7.000	6 640	173	5 830	152	5 170	134	5.5	8	20 500
	平 均	—	6 637	173.0	5 873	153.3	—	135.0	—	—	20 570
桁 中 央 部	1	7.000	6 560	170	5 730	149	5 150	134	6.0	10	20 500
	2	6.990	6 520	170	5 750	149	5 250	137	6.0	8	20 600
	3	6.990	6 470	169	5 660	148	5 150	134	6.0	8	20 300
	平 均	—	6 517	169.7	5 713	148.7	—	135.0	—	—	20 470

* 降伏点 0.02% 比例限および弾性係数は応力度-伸びひずみ曲線より求めたものである。

表—7 PC 鋼棒 (φ24 mm 2 種) 機械的性質試験結果

試料 No.	直 径 d (mm)	引 張 強 さ		降 伏 点*		0.02% 比例限*		ねじ部引張強さ		伸 び (G.L.=8 d) (%)	弾性係数* E (kg/mm ²)
		荷 重 P _u (kg)	応 力 度 σ _u (kg/mm ²)	荷 重 P _y (kg)	応 力 度 σ _y (kg/mm ²)	荷 重 P _{0.02} (kg)	応 力 度 σ _{0.02} (kg/mm ²)	荷 重 P _t (kg)	応 力 度 σ _t (kg/mm ²)		
規 格	23.2 ± 0.5		95		80				95	5.0	
1	23.30	45 700	107.0	38 100	89.5	37 700	88.5	—	—	11.2	21 900
2	23.32	45 900	107.3	38 300	89.5	38 100	89.0	—	—	9.2	20 400
3	23.32	45 500	106.4	38 100	89.0	37 800	88.4	42 500	105.9	—	21 800

* 降伏点 0.02% 比例限および弾性係数は応力度、伸び歪曲線より求めたものである。

報 告

～2000 kg/mm² くらい大きく現われた。この結果からも、採取されたPC鋼棒は載荷試験時に、ほぼ降伏点まで載荷されていたことが推定できる。

以上のほか、レラクセーション試験を鋼線、鋼棒について行なったが、鋼線の場合には一般製品の過去10個の100時間レラクセーションの平均値が1.82%であるのに対し、採取した試料では桁中央部が1.35%、定着コーン隣接部が1.01%とかなり低い値を示しており、また10時間以降の増加率も小さくなっている。このことは試験材が長期間にわたって緊張下にあり、レラクセーションの進行が、かなり安定した状態にあったものと推定される。また、鋼棒についても10時間レラクセーション試験を行なったが、この場合には一般新製品と大差ない値を示した。

6. ま と め

最初に述べたように、今回の試験では破壊に対する考察はできなかった。また、当初施工時の記録や測定データの不備もあって結果の考察には種々の仮定を設けざるを得なかった。しかし、今回の試験結果より要約次のことがいえる。

1) 構造系としては斜材、垂直材は主桁およびフーチングにヒンジ結合しているラーメン橋と仮定してよい。

2) 施工後7年を経た後もPC鋼材の機械的性質は十分規格値を満足している。ただし、コンクリートの弾性係数、引張強度には測定データに疑問が残った。

3) グラウトが十分に施工されていれば、PC鋼材は経年後も十分な附着性状を示す。

4) 竣工後7年を経ているが、本橋はPC橋としての耐荷力と復元力をなお十分に備えていると推定できる。

5) ひびわれ発生後の減衰定数はひびわれ発生前に比して2倍くらいになる。しかし固有振動周期にはあまり差はない。

最後に本測定工事に関し、いろいろとご指導頂いた京都大学土木工学科岡田教授、山田教授ならびに猪股俊司博士に深く感謝するとともに、本試験工事に全面的に協力して頂いたPC工業協会の関係各位に対し紙面を借りて厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 白善武一、ほか：“鶏林橋の試験について” プレストレスト コンクリート Vol. 3, No. 5 1961.5.
- 2) 日本道路公団試験所：“試験所報告” 名神高速道路編 昭和39年3月
- 3) 猪股俊司・訳：“OpfikonにおけるGlatt橋についての試験” プレストレスト コンクリート Vol. 4, No. 1, 1962.2. 文献抄録欄
- 4) “土木工学ハンドブック上巻” 第2編 22章 第3節 1969.12.2・受付

原 稿 訂 正 に つ い て

Vol. 11, No. 5, p. 46, 「栃木県庁議会棟の構造設計とその施工について(その1)」について著者より下記のように訂正して欲しい旨連絡がございましたのでご連絡致します。

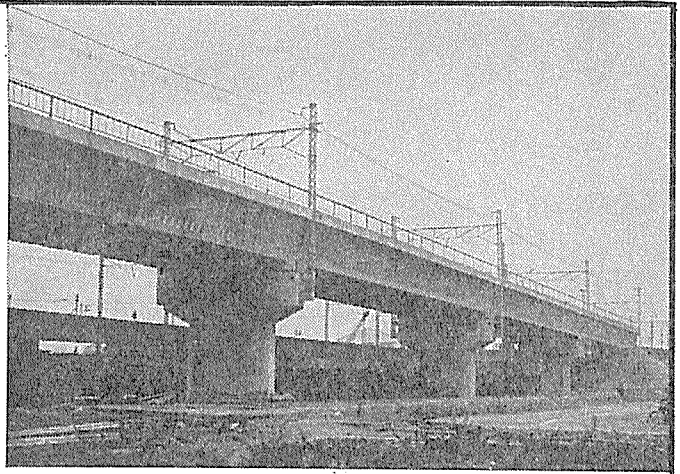
ページ	行	誤	正
p. 46	著者勤務先 左6行目 右9行目	木村俊彦設計事務所 まれな工事 り、県議会の議場を中心とし二層の事務棟と、関連	木村俊彦構造設計事務所 珍しい工事 る。県議会の議場を中心とし、二層の事務棟と関連
p. 47	左1行目 左12行目 左13～15行目 左16行目 右4行目 右6行目 右9～10行目 右11～12行目 右17行目 右22行目 右23行目 右24行目	PC T 桁 それぞれさらに PG ₂ 単位架構をそれぞれ～結んで2階および3階を構成する立体架構を完成される 技術的な できる。部材接合 今回も主構造である SRC 架構のはりに二階 所でもこの方法を採用するべく検討を加えた。この方法を使用した場合見かけ上はよく見なれた姿でもあるので みたが、図-5 あるという結論に達した。	PC T 桁 それぞれ PG ₂ 単位架構がそれぞれ～結ばれ2階および3階の立体架構が構成されている。 16行目～20行目まで削除 構造的な できる。一般に部材接合 今回も各階のPCばかりと二階 所でそのような接合法が意匠上要望された。しかしこの方法は見かけ上はごく自然な、 みたが、結局は 図-5 ある。したがって 削除 図-5に
p. 48	左1～2行目	このほかの問題についても関係者の間で非常に綿密な検討が繰り返されたが、接合部以外についてはほぼ原設計	このほか製作、建方上の問題と設計上の問題の絡むところが多かったが、関係者の間でも非常に綿密な検討が繰り返され、周到な計画に基づいてほぼ原設計、

プレストレスト

コンクリート

建設工事 — 設計施工

製 品 — 製造販売



日本国有鉄道 — 東北本線・荒川橋りょう



日本鋼弦コンクリート株式会社

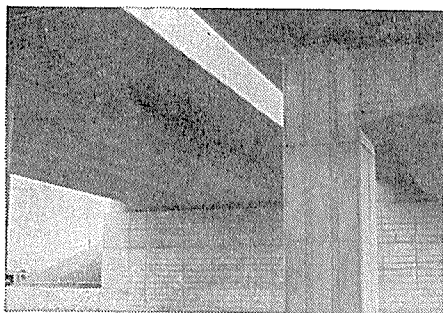
取締役社長 仙波 隆

本社	東京都中央区銀座1の19の1	電話	(563) 3911 (代表)
営業所	東京 (Tel 563) 3911)	工場	多摩工場 (Tel 0423(64)2681~3)
	大阪 (Tel 06(371)7804~5)		滋賀工場 (Tel 07487 (2) 1212)
	中部 (Tel 07487 (2) 1212)		相模原工場 (Tel 0427 (78) 1351)
	仙台 (Tel 0222(23) 3842)		



最高の技術を誇る

鋼弦コンクリート用



是政第1橋

PC

ワイヤ
インデントワイヤ
ストランド
2本ヨリ, 7本ヨリ

日本工業規格表示工場 B.B.R.V.工法用鋼線認定工場 P.C.I. (アメリカPC協会) 会員

興國鋼線索株式会社

本社 東京都中央区宝町2丁目3番地 電話 東京 (561) 代表 2171
工場 東京・大阪・新潟