

図-3 3-3-3-3 軸複式ボギー大物車
(積車) トランス積載時の姿

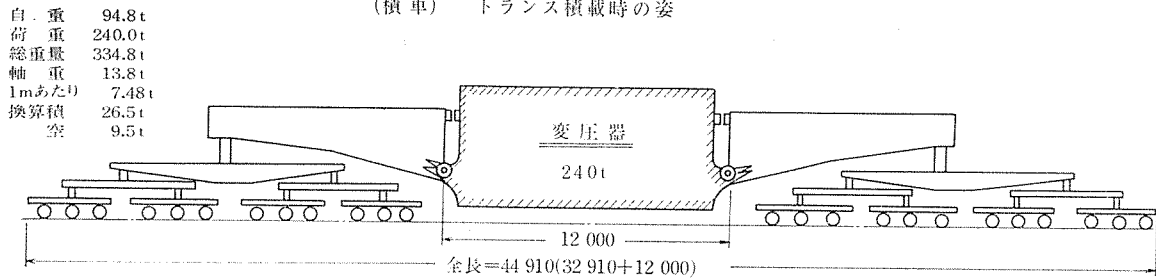
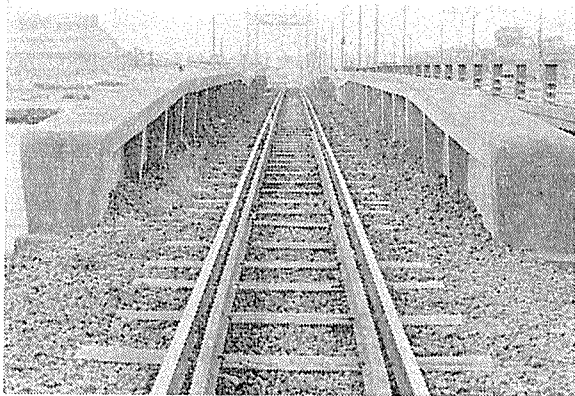


写真-2



施工の時期から長年経過しているため施工状況の細部を確認することも不可能であった。したがって、検討計算は、以下のような基本条件を前提条件として実施した。

1) 本橋の建造に用いられた諸材料は、すべて、設計計算書に示されたとおりの品質を有しており、かつ、均質性においても十分に信頼できるものとする。なお、設計計算書に品質規定のない鉄筋の材質は、これを、SS 41あるいはSR 24と想定する。

2) 構造寸法や、P C鋼材、鉄筋の配置などは、設計図面に示されたとおり正確に施工されており、また、所要のプレストレスも、十分な精度をもって、確実に導入されているものとする。

3) 検討計算に用いる材料の許容応力度などは、昭和45年3月制定の、日本国有鉄道「建造物設計標準」に準拠するものとする。したがって、許容応力度などは、設計計算書に示されたものを修正して用いる。

4) 「複式ボギー大物車」前後の牽引用車両の荷重は計算上これを無視するものとする。したがって「複式ボギー大物車」を2両連結したり、索引機関車を「複式ボギー大物車」に直接連結したりすることは絶対に避けなければならない。「複式ボギー大物車」前後の牽引用車両は自重の小さい貨車または台車を無載荷状態で使用するものとする。

5) 「複式ボギー大物車」の走行時の衝撃係数は、走行速度を25 km以下に制限するものとして、 $i=0.200$ を用いることとする。なお、床版の計算においても、衝

撃係数は同じ値を用いるものとする。

6) 「複式ボギー大物車」の本橋通行は1回/月程度と想定するものとする。したがって、通行頻度がこれを上まわる場合には別途考慮の必要のあることに留意しなければならない。

7) 検討計算上の構造解析理論は、国鉄P C下路鉄道橋標準設計などで用いられたヤコブセン氏の解法を用いるものとする。

(1) 4-4 軸複式ボギー大物車：シキ 170 B (最大積載荷重 170 t) 通行に対する検討

「4-4 軸複式ボギー大物車：シキ 170 B (最大積載荷重：170 t)」通行に対して実施した検討計算の結果を総括して示すと次のとおりである。なお、ここで「スラブ」とは橋軸方向主桁断面の構成部分としての、また、「床版」とは横方向応力検討における床版部材としての意味をもった便宜上の呼称である。

a) 曲げに対する検討

1) 設計荷重作用時 (表-1)

表-1

	イ. 主 桁 (kg/cm ²)				ロ. 床 版 (kg/cm ²)	
	中 央 断 面		ス ラ ブ		作 用 応 力 度	許 容 応 力 度
	作 用 応 力 度	許 容 応 力 度	作 用 応 力 度	許 容 応 力 度		
上縁 σ_{co}	131.3	140	20.9	130	43.0	130
下縁 σ_{cu}	12.6	-6	15.0	-5	6.9	-5

($\sigma_{ch}=450 \text{ kg/cm}^2$)

2) 破壊荷重作用時

破壊に対する安全度の検討は、1.3 D.L.+2.5 L.L. (以下便宜上破壊荷重とよぶ) に対して実施した (表-2)。

表-2 破 壊 安 全 度

支間中央	安全 度	F_s
主 桁		1.39
床 版		2.30

b) せん断に対する検討

斜引張応力度およびせん断応力度

1) 設計荷重作用時

報 告

① 主桁（表—3）

表—3 ねじりを考慮した場合の斜引張応力度

断面 (支点より)	I-I (0 m)	II-II (0.554m)	III-III (3.625m)	IV-IV (5.425m)	許 容 応 力 度
斜引張応力度					
σ_1 (kg/cm ²)	4.0	3.7	15.5	-2.4	$\sigma_{1a} = -13.5$

② 床版（横方向固定端断面）

せん断応力度 $\tau = 5.1 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 9.0 \text{ kg/cm}^2$

2) 破壊荷重作用時

① 主桁（表—4）

表—4 ねじりを考慮した場合の斜引張応力度

断面 (支点より)	I-I (0 m)	II-II (0.554m)	III-III (3.625m)	IV-IV (5.425m)	許 容 応 力 度
斜引張応力度					
σ_1 (kg/cm ²)	-25.9	-26.6	-17.4	-24.4	$\sigma_{1a} = -27.5$

② 床版（横方向固定端断面）

せん断応力度 $\tau = 10.9 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 20.0 \text{ kg/cm}^2$

以上の結果から判断して本橋に「4-4 軸複式ボギー大物車：シキ 170 B（最大積載荷重：170 t）」を通行させることは、応力的には問題はない。

(2) 3-3-3-3 軸複式ボギー大物車：シキ 610（最大積載荷重：240 t）通行に対する検討

「3-3-3-3 軸複式ボギー大物車：シキ 610（最大積載荷重：240 t）」通行に対して実施した検討計算の結果を総括して示すと次のとおりである。

a) 曲げに対する検討

1) 設計荷重作用時（表—5）

表—5

	Ⅰ. 主 桁 (kg/cm ²)				Ⅱ. 床版 (kg/cm ²)	
	中 央 断 面		ス ラ ブ		作 用 応 力 度	許 容 応 力 度
	作 用 応 力 度	許 容 応 力 度	作 用 応 力 度	許 容 応 力 度		
上縁 σ_{co}	159.0	140	12.4	130	49.9	130
下縁 σ_{cu}	-1.0	-6	-7.3	-5	0	-5

($\sigma_{ch} = 450 \text{ kg/cm}^2$)

2) 破壊荷重作用時（表—6）

表—6 破壊安全度

支間中央	安 全 度	F_s
主 桁		1.1
床 版		1.4

b) せん断に対する検討

斜引張応力度およびせん断応力度

1) 設計荷重作用時

① 主桁

表—7 ねじりを考慮した場合の斜引張応力度

断面 (支点より)	I-I (0 m)	II-II (0.554m)	III-III (3.625m)	IV-IV (5.425m)	許 容 応 力 度
斜引張応力度					
σ_1 (kg/cm ²)	-0.8	-1.5	9.7	-4.3	$\sigma_{1a} = -13.5$

② 床版（横方向固定端断面）

せん断応力度 $\tau = 5.8 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 9.0 \text{ kg/cm}^2$

2) 破壊荷重作用時

① 主桁（表—8）

表—8 ねじりを考慮した場合の斜引張応力度

断面 (支点より)	I-I (0 m)	II-II (0.554m)	III-III (3.625m)	IV-IV (5.425m)	許 容 応 力 度
斜引張応力度					
σ_1 (kg/cm ²)	-38.6	-40.1	-33.5	-38.7	$\sigma_{1a} = -27.5$

② 床版（横方向固定端断面）

せん断応力度 $\tau = 12.5 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 20.0 \text{ kg/cm}^2$

以上の結果から判断して、「3-3-3-3 軸複式ボギー大物車：シキ 610（最大積載荷重：240 t）」通行に対する検討の結論として以下のようなことがいえる。

1) 設計荷重作用時の曲げ応力度は圧縮側において許容値を 19 kg/cm^2 ほど超過している。また、スラブにおける引張応力度は -7.3 kg/cm^2 と許容値を約 2 kg/cm^2 超過しており、一般に鉄道橋でめやすとしているプレストレスとなっていない。また、この引張応力度に対する引張鉄筋も不足している。なお、斜引張応力度は許容値を満足しているので、設計荷重作用時のせん断に対しては特に問題はないといえる。

2) 曲げ破壊に対しては主桁、床版ともまったく問題はなく、十分な破壊安全度が確保されているといえる。

せん断破壊に対しては、斜引張応力度がせん断破壊安全度検討時の許容値を超過しているので、せん断補強鉄筋の検討が必要であるが、結果的には抵抗せん断力が不足しており、せん断補強鉄筋量が不十分であることが明らかである。

3) 上記2項から明らかなように、本橋に「3-3-3-3 軸複式ボギー大物車：シキ 610（最大積載荷重 240 t）」を通行させることは、

㊤ 曲げ応力度が -7.3 kg/cm^2 となり、許容値を約 2 kg/cm^2 超過することになり、かつ、これに対する引張鉄筋も不足している。

㊦ せん断に対する破壊安全度を確保し得ない。
の2点を考慮すると、特に補強処置を施ささない限り、十分安全であると判断することはできない。

2. 「3-3-3 軸複式ボギー大物車：シキ 610 (最大積載荷重：240 t)」通行のための補強検討

本橋に「3-3-3 軸複式ボギー大物車：シキ 610 (最大積載荷重：240 t)」を通行させるためには、前記検討結果から明らかなように、

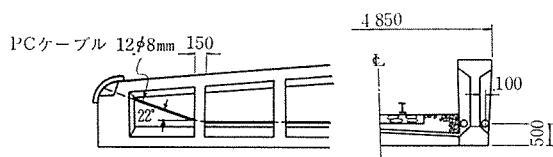
1) 主桁下縁 (スラブ下縁) に対して 7.3 kg/cm^2 以上のプレストレスを追加導入すること (主桁上縁の応力度が許容値を約 20 kg/cm^2 超過しているが、圧縮の超過に対しては載荷頻度の小さいことも考慮して、比較的問題は少ないという判断で特にとりあげないものとした)。

2) 現橋にせん断補強鉄筋を追加したり、鉛直方向プレストレスを追加導入することは不可能であるから、1) の目的にもかなうような P C 鋼材を追加し、その鉛直分力で破壊荷重作用時のせん断力を減じ、現在のスターラップで抵抗できる程度におさめるようにすること。

の 2 点の補強処置を実施しなければならない。

以上の 2 点のうち曲げに対しては特に問題はないが、せん断に関しては多少問題があるので、ここでは特にせん断補強に焦点をしばって補強検討の結果を述べるものとする。現行の「プレストレスト コンクリート設計施工指針」によって補強計算すると支点付近で、約 78 t の鉛直分力が得られるような P C 鋼材を追加配置しなければならないことになる。しかし、このような補強をすることは構造的にも、施工の面からも多分に問題がある。

図-4



すなわち、いま仮に図-4のように $\phi 8 \text{ mm}$ ケーブルを各主桁に 2 本、計 4 本追加配置し、有効張力 55 t/ed で緊張し、かつ、せん断に対して計算上最も危険な支点付近 (第 1 ダイヤフラムまでの第 1 格間) の P C 鋼材配置角度を 22° という急勾配にしても、なおかつ、破壊荷重に関する所定の荷重係数 ($1.3 S_d + 2.5 S_l$) をとる限り、破壊安全度は確保し得ない結果となる。しかし、現橋にさらに大型の P C 鋼材を追加配置することは、その定着や配置にともなう局所的な問題などを考慮すると実際上不可能で、各主桁に $12 \phi 8 \text{ mm}$ 、2 ケーブルを配置するのが限度であろうと判断されるし、またその配置勾配もダイヤフラムの設置状態から考えると、 22° 以上にはとり得ないなどの問題がある。

ここで、破壊荷重に関する荷重係数について検討が加えられた。すなわち、安全度は、構造物の材料強度の設

計値に対するばらつき、さらには疲労の影響、構造物の幾何学的形状、寸法のばらつき、設計荷重と実際の荷重との相違、計算上仮定した構造モデルと実際の構造物の弾・塑性的挙動の差異などの不確定要因の影響などを考慮して定められたものであるが、この場合は、実荷重値の変動、特に荷重が設計荷重値を上まわる可能性は皆無であり、また、設計荷重としての重荷重が通行する頻度は月 1 回程度となっていて、特に疲労の問題を考慮することはいらないことなどから、安全度を多少小さくしてもよいのではないかとの議論である。荷重係数を ($1.3 S_d + 1.7 S_l$) とした場合には図-4 のような補強で、一応せん断に対する破壊安全度は確保されることになる。

しかし、前述のように、P C 鋼材をアウトケーブル方式で配置するのに、第 1 ダイヤフラムで 22° の角度変化をとることは、施工上の問題ばかりでなく、局所的な応力性状、全体的視野における構造的挙動のうえでもかなり問題が多いと考えられる。

そこで、種々の条件をも参照したうえで、せん断補強に関しては、現行「プレストレスト コンクリート設計施工指針」の思想をはなれ、より合理的な考え方と判断された ACI の「鉄筋コンクリート示方書改訂案 (1970)」の計算方法を採用するものとした。ただし、破壊安全度については、ACI における ($1.4 R_d + 1.7 S_l$) にとらず、この点に関してはあくまで「プレストレスト コンクリートと設計施工指針」に規定された ($1.4 S_d + 2.5 S_l$) を用いるものとした。

上記改訂案によると、プレストレスト コンクリートにおける許容せん断応力度は、原則的に、

$$v_{ci} = 0.159 \sqrt{f'_c} + \frac{v_d + (v_l \cdot M_{cr} / M_l)}{b' d}$$

$$v_{ci} > 1.7 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{ただし、} M_{cr} = \frac{I}{y_t} (1.59 \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

ここに、 f'_c : コンクリート圧縮強度

V_d : 死荷重せん断力

V_l : 最大曲げモーメントを生じさせる載荷状態時の活荷重せん断力

M_{cr} : ひびわれモーメント

M_l : 最大曲げモーメント

b' : 腹部厚

d : 圧縮縁から P C 鋼材図心までの距離

I : 断面 2 次モーメント

y_t : 断面図心から引張縁までの距離

f_{pe} : 引張縁の有効プレストレス

f_d : 引張縁の死荷重応力度

か、または

$$v_{cw}=0.928\sqrt{f_c'}+0.3f_{pc}+\frac{V_p}{b'd}$$

ここに、 f_{pc} ：断面図心位置の圧縮応力度

V_p ：P C 鋼材有効張力の鉛直分力

のいずれか小さいほうの値をとることになっており、これらの計算によらない場合には

$$v_c=0.159\sqrt{f_c'}+49.2\frac{V_u\cdot d}{M_u}$$

$$2\sqrt{f_c'}<v_c<5\sqrt{f_c'}$$

$$V_u\cdot d/M_u<1$$

ここに、 V_u ：全せん断力

M_u ：全曲げモーメント

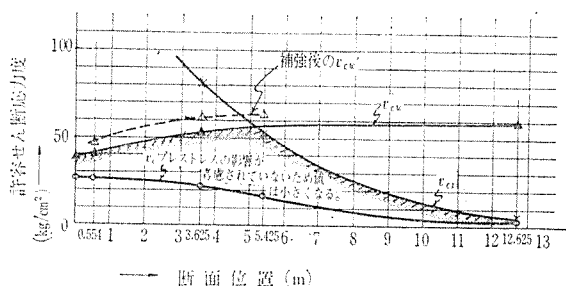
をとることになっている（以上の式はすべて m 単位換算式）。これらの式をみてわかるように、許容せん断応力度は、曲げひびわれが発生してそれがせん断ひびわれにつながって発達してゆく場合と、曲げひびわれ発生のおそれがまったくなく、斜めひびわれが最初に発生する場合とを区別して規定されており、この思想は簡易式のうえにも明確に示されている。

はじめに、現橋に特に補強処置をしない場合の許容せん断応力度を前記 3 式から算出した。その結果は 表—9 のとおりである。本橋で特に問題になるのは $x=0.554$ m、 $x=3.625$ m 点であり、 v_{cw} によって許容応力度が決定される区間である。補強検討の結果決定した P C 鋼材補強をした場合の v_{cw} をも同時に示す（図—5～7）。

表—9

(kg/cm ²)	v_c	v_{ci}	v_{cw}	v_{cw} (補強後)
支点よりの距離				
$x=0$ m	26.5	∞	39.5	—
$x=0.554$ m	26.5	128.1	40.1	46.9
$x=3.625$ m	21.8	80.8	54.1	61.3
$x=5.425$ m	14.8	52.6	56.5	62.4
$x=12.625$ m	3.3	58.5	58.5	—

図—5

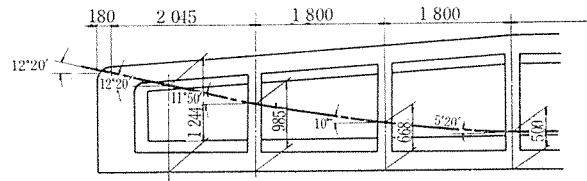


同じ改訂案によれば、せん断補強鉄筋は次式で与えられる値を下まわってはならない。

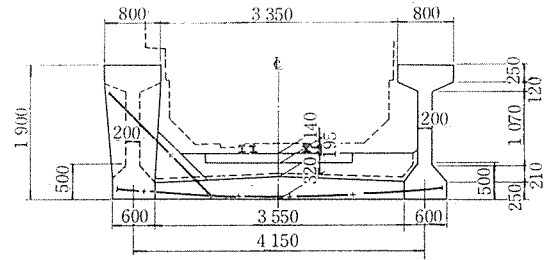
$$A_v=\frac{(v_u-v_c)b'S}{f_y}$$

$$(v_u-v_c)\geq 8\sqrt{f_c'}$$

図—6 12 ϕ 8 mm P C 補強ケーブルの配置



図—7



ここに、 A_v ：せん断補強鉄筋断面積（1 か所あたり）

v_u ：せん断応力度

v_c ：許容せん断応力度

b' ：腹部厚

S ：せん断補強鉄筋の間隔

f_y ：鉄筋の降伏点応力度

せん断補強筋の計算結果は 表—10 のとおりである。せん断補強筋には、支点付近に配置されている鉛直鋼棒断面積も加算している。

なお、補強処置を講じたのちの曲げ応力度は 表—11 のとおりである。表—11 から明らかなように 重荷重通

表—10

断面位置	$x=0.554$ (m)	$x=3.625$ (m)	$x=5.425$ (m)	摘 要
v_u (kg/cm ²)	64	80	60	
$v_c(v_{cw})$ (")	47	61	62	
v_u-v_c (")	17	19	—	
b' (cm)	40	20	20	
S (cm)	30	50	50	
f_y (kg/cm ²)	2 700	2 700	2 400	
A_v (cm ²)	7.65	6.90	—	
A_{v0} (cm ²)	8.55	8.55	4.02	既存のせん断補強鉄筋量

表—11

	主 桁		ス ラ ブ	
	σ_c' (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	σ_c' (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)
主桁自重+1次プレストレス	26.4	6.3		
2次プレストレス	-23.7	82.6	66.6	82.6
場所打 コンクリート	23.2	-12.8	-7.4	-12.8
3次プレストレス(補強分)	5.3	11.6	10.5	11.6
補 強 工 事 直 後	31.2	87.7	69.7	81.4
プレストレス減少	2.5	-8.7	-7.1	-8.7
静 荷 重 作 用 時	27.3	-14.5	-8.3	-14.5
活 荷 重 作 用 時	61.0	64.5	54.3	58.2
設 計 荷 重 作 用 時	103.3	-53.9	-31.4	-53.9
	164.3	10.6	22.9	4.3

行時には、主桁上縁の圧縮応力度が 164 kg/cm^2 と、現行示方書による設計荷重作用時許容応力度を 24 kg/cm^2 程度超過するので多少問題は残される。しかし、補強P C鋼材は配置上断面核内からはずれることができないため、この圧縮応力度はこれを低減することは不可能であるため、前述のように、その载荷頻度の小さいことなどを考慮してこれを許容するものとしたのである。

3. 重荷重载荷試験

本载荷試験は、前節「3-3-3 軸複式ボギー大物車：シキ 610 (最大積載荷重：240 t) 通行のための補強検討」の結果にもとづいて施されることになった補強工事の計画に先だって、補強検討の前提となった基本条件や付帯条件などのうち、試験によってこれを確認しうる事項に関して、それを実証するために実施したものである。試験の目的は、上記趣旨にしたがって、

1) 現橋が下路桁としての機能を満足に発揮しており構造物として健全であることを確かめる。

2) 検討計算に用いた活荷重の衝撃係数 $i=0.200$ がその値として適当であるかどうかを判断して検討計算の妥当性の裏付けを得るとともに、低速運転時の車両の構造物に及ぼす衝撃作用の性状を知り、今後の本橋補強検討のための参考とする。

3) 橋体コンクリートの圧縮強度を求め、本橋に施工されたコンクリートの品質が設計条件と合致していることを確かめ、施工の良否の判断の一助とするとともに、検討計算の結果に対する考察、判断のための参考にする。

の3点とした。「試験荷重」としては、「4-4 軸複式ボギー大物車シキ 170 A」に積載荷重 135 t を载荷して用い、上記目的を達成することを目標に、以下のような試験を実施した。

(1) 試験内容

a) 静的载荷試験 絶対最大曲げモーメントを生ずる位置に「試験荷重」を静的载荷し、その状態における支間中央部のひずみ度を測定する。

b) 動的载荷試験 「試験荷重」車を、目標速度：5 km/h, 10 km/h, 15 km/h, 20 km/h とし、各速度ごとに往復運転して動的ひずみ度の測定を実施する。測定値と「試験荷重」車の相対関係を明らかにするため「試験荷重」車の前後輪のそれぞれが支間中央点を通過するとき「ノッチ」をそう入する。

c) シュミット・ハンマーによる圧縮強度測定試験

橋体コンクリート圧縮強度を推定するために、シュミット・ハンマーを用いてコンクリート圧縮強度を測定する。測定箇所は橋体各部から選定した6か所とする。

(2) 試験結果とそれに対する考察

a) 静的载荷試験 静的载荷試験によって得られた各载荷ケース、各ゲージ位置のひずみ度分布を同一図にまとめると図-8のようになる。試験結果から、支間中央付近における主桁のコンクリートひずみ度分布は、それぞれ2回の測定に対して、ゲージ位置A列、ゲージ位置B列とも、その間にほとんど差異がなく、試験精度はきわめて良好であったと判断しうる。主桁断面中立軸は、桁下縁から65~66 cmの位置にあることが明らかで、これは計算値：66 cmと完全に一致している。このことは、本橋が下路桁として十分にその機能を果たしていること、すなわち、主桁と床版の合成作用も完全であるとみなしてさしつかえないことを示すものである。

コンクリートのヤング係数を測定することができず、正確なヤング係数が得られないので、ひずみ度を応力度に換算することはあまりに意味はないが、コンクリートのヤング係数を、土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」に示されている圧縮強度との関係から、 $\sigma_c=540 \text{ kg/cm}^2$ (c) シュミット・ハンマーによるコンクリート圧縮強度測定試験参照) に対して、 $E_c=4.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として求めた応力度分布は図-8に示してあるが、これは計算値と約10%程度の誤差の範囲でよく一致している。

b) 動的载荷試験 各走行速度の動的载荷試験の最大ひずみ度発生状態でのひずみ度波形の平均値は、すべて静的载荷試験の結果とよく一致している。橋体におよぼす荷重作用の変動率としての車両走行にともなう衝撃係数は、したがって、ひずみ度波形の平均値に対するひずみ度の変動量の比をもって表現するものとした(図-9)。

図-8 静的载荷試験：ひずみ度応力分布図

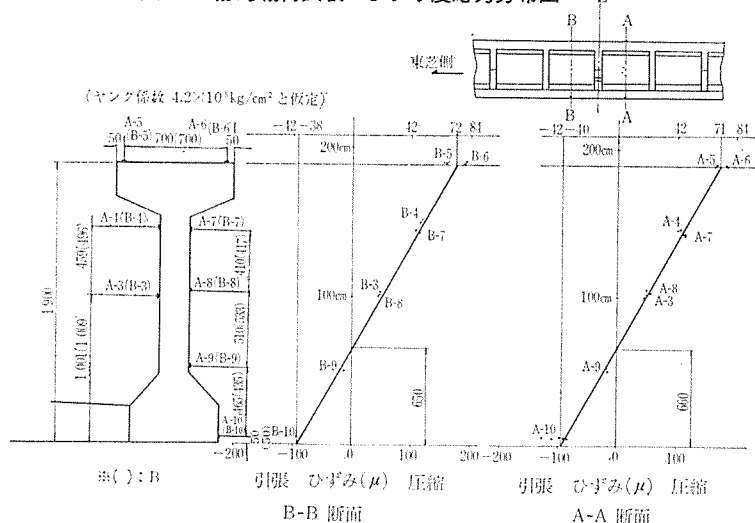
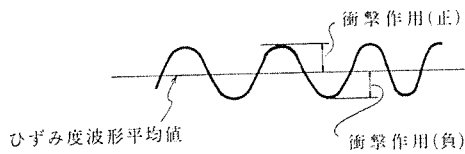
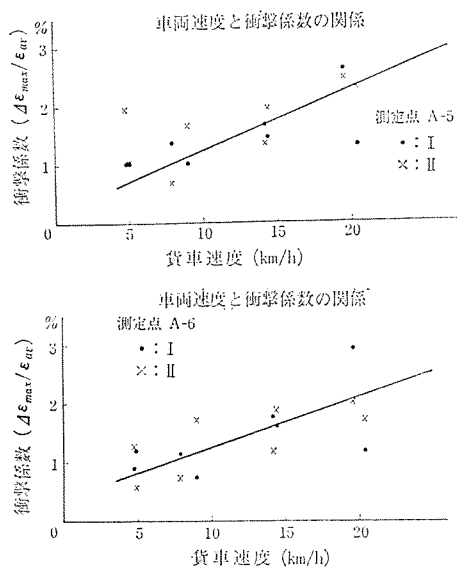


図-9



動的載荷試験の結果からみて、本橋に重荷重用ボギー車が 20 km/h 程度以下の低速で通行する場合、橋体におよぼす荷重作用の変動率としての衝撃係数はきわめて小さく、最大ひずみ度発生状態で、その値は、せいぜい 0.02~0.03 程度にすぎない（図-10）。

図-10 走行速度—衝撃係数関係図



衝撃係数は、車両走行速度の増加にしたがって多少大きくなる傾向があるように認められるが、ばらつきが比較的大きいので、走行速度と衝撃係数の間の相関関係を明らかにすることは、本試験結果だけではやや困難である。しかし、いずれにせよ、衝撃係数の最大値は、20 km/h 程度以下の低速であれば、走行速度のいかんにかかわらず、本橋の場合、0.03 を越えることはまずないものとみてさしつかえないようである。

また、ひずみ度波形成分を解析した結果、軌条継目を試験車両軸重が通過する際に比較的確著に衝撃の影響が現われることがわかった。この衝撃の影響は、載荷状態に関係なくほぼ一定である。したがって、最初の軌条継目に試験車両の第1軸が通過する場合のように、ひずみ度の平均値が小さいときには、結果的に衝撃係数は大きくなり、特に、5~10 km/h の低速時にそれが明瞭に認められた。しかし、それにしても、この時の衝撃係数の値は、0.05~0.10 程度であり、15~20 km/h の速度になると、その値は、0.03 程度と、最大ひずみ度発生状態での最大値と大差ないものとなるので、特に問題になることはない。なお、ひずみ度波形の振動性状から

判断して、本橋の固有振動数は、ごく概略的に 5~6 cycle/sec とみてさしつかえないようである。

c) シュミット・ハンマーによるコンクリート圧縮強度測定試験 測定箇所ごとの測定平均圧縮強度は表-12 のとおりである。

表-12

測定箇所	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3
平均圧縮強度 (kg/cm ²)	556	536	556	533	549	542

表-12 より、橋体コンクリートの圧縮強度は設計強度 450 kg/cm² に対して平均して 540 kg/cm² 程度はあるものと考えてよいようである。測定箇所ごとに 30 点の試験打撃を実施したが、それらの結果は、シュミット・ハンマーによる測定試験結果としては比較的ばらつきが小さかった。これは、試験打撃面を十分研磨して、その平滑性を確保したこともその一因と考えられる。また測定箇所ごとの測定平均圧縮強度の変動も比較的小さく、この結果からみて、橋体コンクリートの品質の均一性は相当に良好であることが期待できるようである。

なお、測定試験に使用したシュミット・ハンマーの能力が最大 600 kg/cm² であったため、600 kg/cm² 以上の強度に相当する測定結果はすべて 600 kg/cm² に換算しているので、測定結果の単純算術平均は、実際よりやや低目の値を示す傾向にあることも考えられる。したがって、橋体コンクリート圧縮強度は、実際には、540 kg/cm² をさらに多少とも上まわるものとみてさしつかえないと思われる。

(3) 結 論

本載荷試験の結果から判断して以下にあげるような結論を導き得るものと思われる。

1) 本橋は下路桁としての機能を十分に発揮しており主桁と床版の合成作用も完全で、構造上、とくに欠陥はないものとみなしう。

2) 本橋に、重荷重用ボギー車を 20 km/h 程度以下の低速で通行させる場合、橋体におよぼす荷重作用の変動率としての衝撃係数は、試験結果に十分な余裕をみせて、これを 0.10 とすれば、補強検討計算上、十分安全であるとみてよい。

3) 本橋の橋体コンクリートの圧縮強度は、少なくとも 540 kg/cm² 程度あるものと期待してよい。

以上の結論から、2. 3-3-3 軸複式ボギー大物車シキ610（最大積載荷重：240 t）通行のための補強検討の結果にはとくに修正を施す必要のないことが判明したので、引続いて、補強工事計画をすすめることになった。

（未 完）

1972. 1. 31・受付

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



建設省 西湘バイパス道路



日本鋼弦コンクリート株式會社

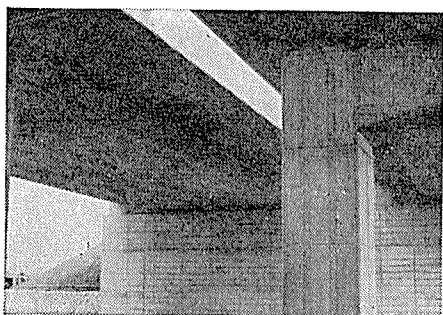
取締役社長 仙波 隆

本 社 東京都新宿区西新宿1丁目21番1号 電話 (343) 5281 (代表)
営業所 東京 Tel 03(343)5271 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

興國鋼線索株式會社

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