

## 第2千曲川橋梁の設計と施工

稲葉 紀昭\*1・高薄 和雄\*2・平澤 泰作\*3・金森 真\*4

### まえがき

コンクリート鉄道橋として、我が国最大スパン 133.9 m を有する第2千曲川橋梁は、北陸新幹線高崎・長野間に建設されるプレストレストコンクリート（以下 PC）斜張橋である（図-1）。

PC 斜張橋の鉄道橋への採用は、たわみ・疲労等の制約から世界的にも少なく、我が国においても鉄道建設公団が 1978 年に完成した三陸縦貫鉄道（株）北リアス線

小本川橋梁（写真-1、最大スパン 85 m）のみである。小本川橋梁の場合、斜材を PC 部材とすることにより種々の問題を解決しているが、本橋は北陸新幹線橋梁委員会（委員長松本嘉司東大名誉教授）の指導のもとに本格的な PC 斜張橋を採用したものである。

### 1. 北陸新幹線の概要

北陸新幹線は高崎から北陸地方を經由して大阪に至る整備新幹線の一路線であるが、高崎・軽井沢間を平成元年 6 月、軽井沢・長野間を平成 3 年 8 月に運輸大臣より工事実施計画の認可を受け、平成 9 年度の使用開始を目指して現在鋭意建設中である。

### 2. PC 斜張橋の選定

第2千曲川橋梁は一級河川千曲川（渡河地点での計画高水流量 5 500 m<sup>3</sup>/sec）を約 40 度の斜角で渡るため、スパン数 2、スパン 133.9 m となった。

現在使用中の新幹線のコンクリート橋の最大スパンはアーチ橋で上越新幹線赤谷川橋梁（アーチ支間 116 m）、桁橋で同線の太田川橋梁（最大スパン 110 m）、ラーメン橋で同線の吾妻川橋梁（同 109.5 m）である。普通鉄道の場合、桁橋では四国旅客鉄道（株）本四備讃線北浦港橋梁（同 120 m）が最大である。

100 m 程度のスパンの鉄道橋の場合、PC 構造では連続桁橋あるいはラーメン橋、鋼構造ではトラス橋が採用されている。

本橋の場合、施工基面高を低くできる鋼トラス橋と同じ利点を持ち、その他の点でコンクリート橋の利点を持つ PC 斜張橋を採用することと決定した。

鉄道橋への PC 斜張橋の採用に際して、列車の走行安全性、乗客の乗り心地の確保、衝撃、塔・斜材の点検保守等の技術的検討を行った。

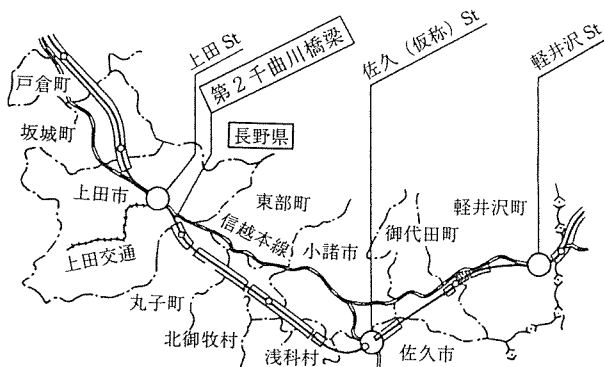


図-1 第2千曲川橋梁位置図



写真-1 小本川橋梁

\*1 Noriaki INABA：日本鉄道建設公団 設計技術室 室長

\*2 Kazuo TAKASUSUKI：日本鉄道建設公団 北陸新幹線建設局 次長

\*3 Taisaku HIRASAWA：日本鉄道建設公団 北陸新幹線建設局 上田建設所 所長

\*4 Makoto KANAMORI：日本鉄道建設公団 北陸新幹線建設局 計画課

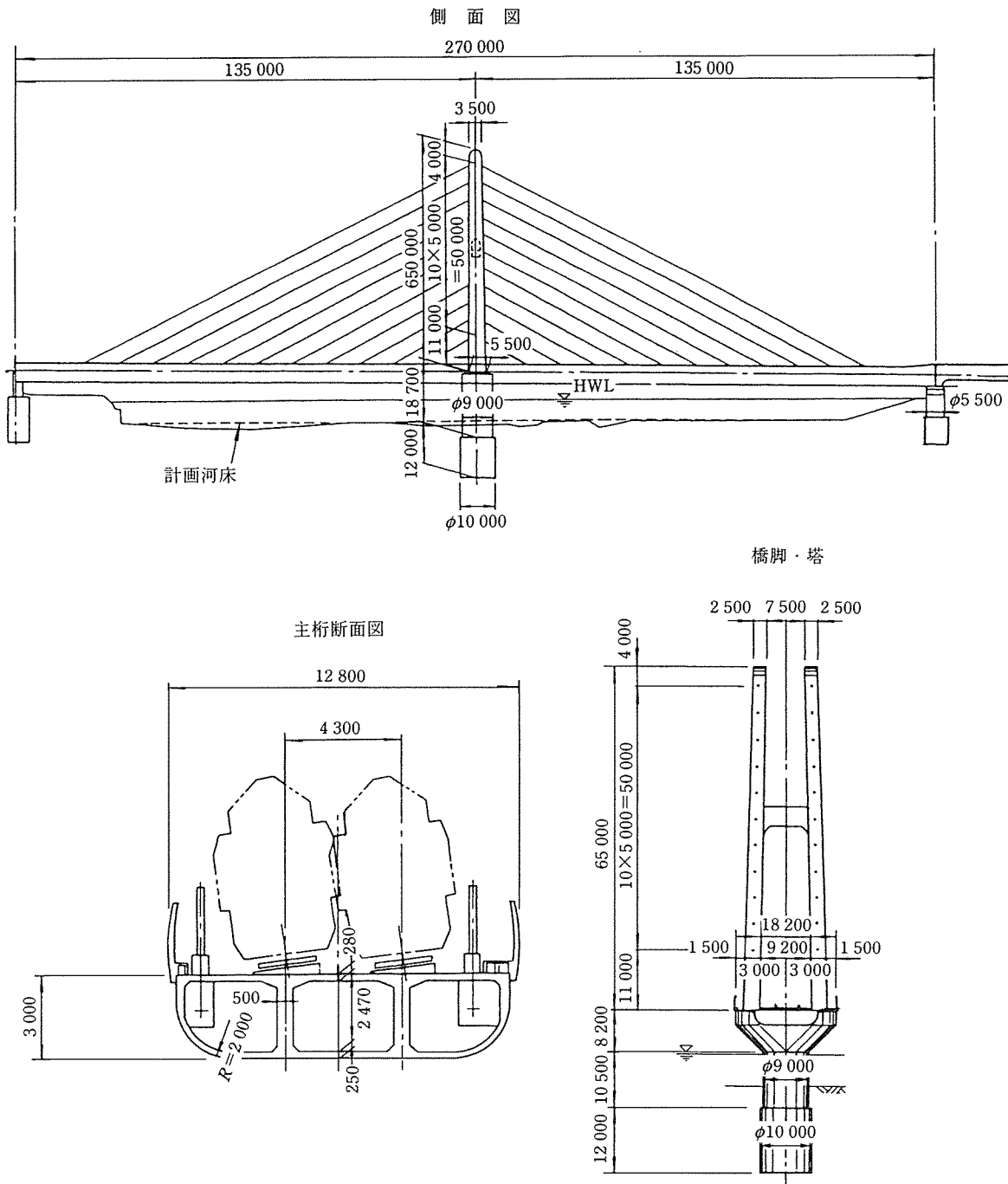


図-2 第2千曲川橋梁一般図



写真-2 第2千曲川橋梁

### 3. 構造形式の決定

種々の検討を行って決定した橋梁一般図を図-2に、完成写真を写真-2に示す。

#### 3.1 桁

我が国におけるPC斜張橋の主桁断面形状は箱形が圧倒的に多いが、本橋もねじり剛性が高く、荷重の偏載に有利で、耐風安定性に優れ、架設時の安定性のよい箱形断面を採用した。

斜材が1面吊りの場合、斜材定着部は箱桁内に収納されるが、2面吊りの場合、今までの実施例では箱桁の外側に定着部が設けられており、この場合、桁側で斜材の緊張を行うには特殊な足場が必要で、完成後の保守点検も困難という欠点がある。このため、本橋では、斜材定着部が箱桁内に納まるように片持ちスラブのない3室の箱形を採用し、景観上の配慮から桁全体に丸みを付けることとした。2室断面についても検討したが、複線の列車荷重を各々直接中央のウェブで受ける3室箱形断面の方が、スラブを介して荷重を受ける2室箱形断面より合理的と判断した。桁高は低いほどPC斜張橋のメリットがあるので、施工時の桁内作業の容易さも考慮して2.5m程度で検討したが、列車走行時のたわみおよび主桁応力度から3mと決定した。また、施工性を考慮して桁の外形は一定とした。

桁高について他のPC斜張橋との比較を図-3に示す。

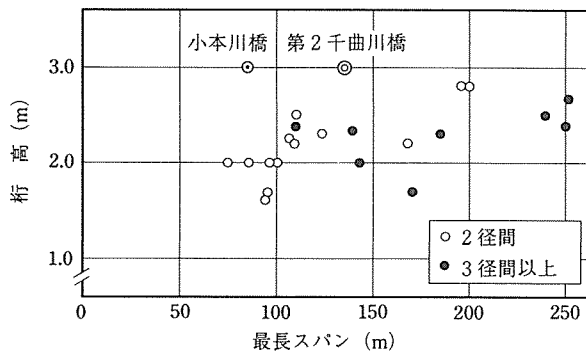


図-3 桁高比較

#### 3.2 斜材

斜材の吊り方には1面吊りと2面吊りがあるが、複線の新幹線の場合、4.3mの線間に斜材用のスペースはなく、中央に斜材を設けるためのスペースをとるには、線間を拡幅するために前後の線形に曲線を挿入しなければならず、そのためには前後の高架構造やトンネルの拡幅が必要となり、これらの工事費を考慮すると1面吊りのメリットが少ないことから2面吊りとした。

斜材の防錆方法および定着具については使用実績があるものの中から、長期間の耐久性を第一に考え、亜鉛

めっきしたPC鋼線を高密度ポリエチレンで被覆した斜材と、疲労強度の高い定着部を工場で一体的に製作するタイプのものを採用した。

#### 3.3 塔

斜材が2面吊りの場合、大橋梁であればH形あるいはA形の実例が多い。本橋は景観面から斜材がすっきり見えるH形を採用し、視覚的な安定性を考えて塔頂に向けてわずかに傾斜させている。

塔高を決める要素は多いが、主に斜材の角度、桁の曲げ剛性と関係があり、塔を高くして塔側の定着位置を高くすることにより斜材の角度が大きくなり、桁の正の曲げモーメントを減じることができる。この場合、塔の工事費が増加し、斜材長も長くなるなど不利な面もあるので、本橋の場合は塔高、斜材間隔、桁高のいくつかの組合せについて検討し、経済性にに基づき決定した。他のPC斜張橋との塔高の比較を図-4に示す。塔の横梁を2本とする案についても検討したが、設計と施工を考え合わせると横梁1本の方がよいと判断した。

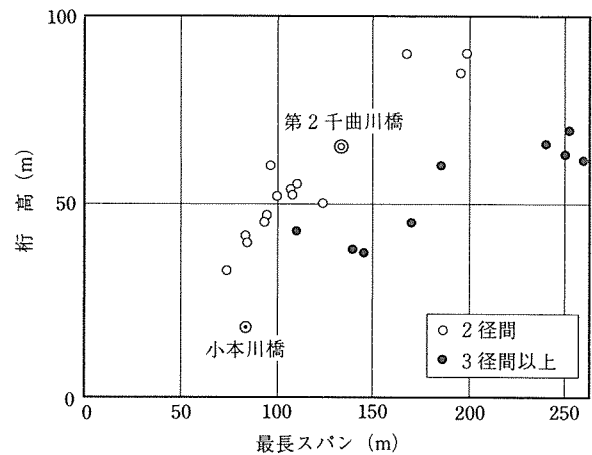


図-4 塔高比較

### 4. 設計条件

#### 4.1 基本条件

列車荷重：標準活荷重 P-16

設計最高速度：260 km/h

車両編成：12両編成

疲労限界状態に考慮する列車本数：60本/日/単線

平面線形：緩和曲線中

縦断勾配：9/1000

軌道種別：スラブ軌道

#### 4.2 適用示方書

「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」(財)鉄道総合技術研究所、平成4年10月(以下、「標準」)による。

### 4.3 使用材料

主な使用材料を表-1に示す。

表-1 使用材料

構造部材	材	料	数	量
桁 (PC構造)	コンクリート	400 kgf/cm <sup>2</sup>	3	930 m <sup>3</sup>
	鉄筋	SD 345	645	t
	PC鋼棒	SBPR 930/1180	87	t
	PC鋼線	SWPR 7 B	187	t
斜材	SWPR 1	φ7	235	t
塔 (RC構造)	コンクリート	400 kgf/cm <sup>2</sup>	1	660 m <sup>3</sup>
	鉄筋	SD 345	322	t
中央橋脚 (RC構造)	コンクリート	300 kgf/cm <sup>2</sup>	1	140 m <sup>3</sup>
	鉄筋	SD 345	238	t
中央橋脚基礎 (RC構造)	コンクリート	240 kgf/cm <sup>2</sup>	943	m <sup>3</sup>
	鉄筋	SD 345	110	t

### 4.4 限界状態設計法の適用

上部工の設計は、「標準」に定める限界状態設計法によっている。

終局限界状態における構造物係数は、新幹線の社会的な重要性を考慮して1.2を採用する。

また、列車荷重については、列車荷重の特性値が定員乗車状態で軸重16tfであり、現在の車両には定員の約350%まで乗車可能であるので、荷重修正係数として、

$$\frac{(350-100) \times 60 \text{ kgf/人}}{4 \text{ 軸} \times 16 \text{ tf}} = 1.23$$

を用いる。

さらに、不確実な部分に対する荷重係数1.1を考慮して、終局限界状態における列車荷重に乗じる係数は、列車荷重を最大とする荷重組合せに対して、

$$1.23 \times 1.1 = 1.35$$

とする。

### 5. 列車荷重の衝撃に関する検討

衝撃の大きさは構造物の特性により異なるものである。終局限界状態および使用・疲労限界状態における列車の衝撃については、鉄道用PC斜張橋の実施例が1橋のみで、斜張橋における実測値が得られていないので、今回詳細に検討することとした。

列車の衝撃については車両と桁の動的応答によるものと、軌道の不整によるものに分けて考えており、「標準」では単線を支持する部材の終局限界状態の検討に用いる設計衝撃係数を次式で示している。

$$i = K_a \cdot \alpha + 10 / (65 + L)$$

ここに、

$K_a$  : 列車荷重の種類と速度パラメーターに対して定まる係数

$\alpha$  : 速度パラメーターで、 $V / (7.2 nL)$

$V$  : 列車の最高速度 (km/h)

$n$  : 部材の固有振動数 (Hz)

$L$  : 部材のスパン (m)

本橋に適用すると、 $L=133.9$ ,  $n=0.512$ なので

$$\alpha = 260 / (7.2 \times 0.512 \times 133.9) = 0.527$$

$K_a = 1.0$ と仮定して

$$i = 1.0 \times 0.527 + 10 / (65 \times 133.9) = 0.527 + 0.050 = 0.577$$

このうち、第2項は軌道の不整の影響を示すものである。 $K_a$ の値については、今回と同様のシミュレーション解析により種々の列車と速度パラメーターについて求められており、実橋測定において十分安全側にあることが確かめられている。しかし、斜張橋については未検討のため次のとおり検討した。検討に用いたPC斜張橋のモデルを図-5に示す。新幹線車両モデルについては車両を詳細にモデル化した場合と、単なる荷重列とした場合の差が些少であることを事前に確かめることができたので、取扱の簡単な荷重列をPC斜張橋モデルの上を移動することにより検討することとした。検討結果を表-2に示すが、列車速度260 km/hの衝撃係数に相当する $K_a$ は次の値となる。

桁  $0.281 = K_a \cdot \alpha = K_a \cdot 0.527$  より  $K_a = 0.53$

斜材  $0.146 = K_a \cdot \alpha = K_a \cdot 0.527$  より  $K_a = 0.28$

塔  $0.454 = K_a \cdot \alpha = K_a \cdot 0.527$  より  $K_a = 0.86$

将来の高速化、PC斜張橋の実測値がないこと等を考

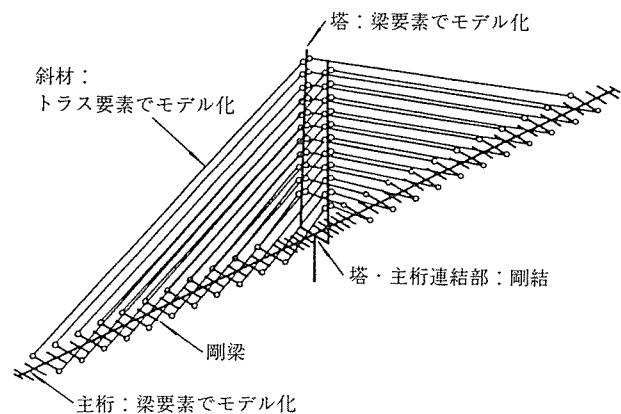


図-5 PC斜張橋の解析モデル

表-2 シミュレーション解析による衝撃係数

速度 (km/h)	主 桁		主 塔		斜 材
	モーメント 正	モーメント 負	水平変位	モーメント	
	3/4点	剛結部	主塔先端	主塔下部	No. 7, 18
100	0.038	0.047	0.015	0.020	0.011
200	0.287	0.193	0.472	0.442	0.175
260	0.281	0.196	0.476	0.454	0.146
300	0.405	0.269	0.592	0.559	0.258
360	0.528	0.334	0.709	0.679	0.599

◇工事報告◇

慮して、本橋の場合安全側に  $K_a=1.0$  とし、「標準」の式により求めた値  $i=0.577$  を用いることとした。ただし、使用および疲労限界状態には荷重修正係数 0.75 を考慮して  $i=0.433$  とした。

### 6. 列車の走行安全性と乗り心地の検討

鉄道橋では、使用限界状態における列車の走行安全性と乗客の乗り心地を確保するために、一般の単純桁等では、桁のたわみ、桁端の折れ角等を検討する。しかし、斜張橋は吊り橋と同様に他の形式に比べて剛性の低い構造であり、新幹線のような高速走行の場合は走行安全性、乗客の乗り心地について事前に検討しておく必要がある。本橋は（財）鉄道総合技術研究所の「列車と構造物の動的相互作用プログラム」を用いてシミュレーション解析を行い、これらについて検討した。

#### 6.1 解析方法

##### (1) 構造モデル

図-5 に示すように、桁および塔は 3 次元梁要素にモデル化した。桁は全長を 58 要素に、塔は 18 要素に分割した。桁構造中心に位置する梁要素から斜材の定着位置まで剛な横梁を設けて立体構造とした。桁と塔の結合は剛結であり、結合節点には剛域を設けた。斜材は 3 次元トラス要素を用いて全長を一要素とした。

##### (2) 列車モデル

新幹線列車 (200 系, 車両長 25 m 12 両編成) には車体、台車、輪軸からなるリンクモデルを用いた (図-6)。

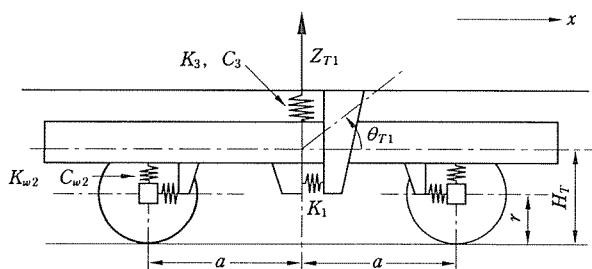


図-6 車両の力学モデル

##### (3) 荷荷方法および列車速度

列車は単線荷荷とし、一定速度で橋梁端から走行させた。

#### 6.2 列車の走行安全性

走行安全性については輪重減少率で検討した。従来からの研究により輪重減少率として次の値を用いた。

- ・ A 限度 ( $Q/P=0.8$  相当値) : 輪重減少率 0.281

ここでいう A 限度とは、横圧 ( $Q$ ) が作用している時に輪重 ( $P$ ) が減少し、その比が 0.8 になった状態であり、この値以下であれば走行安全性は十分確保できると考えられている。シミュレーションの結果得られた 12

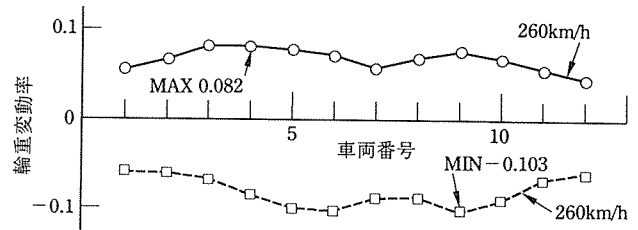


図-7 車両ごとの輪重変動率

両編成の車両ごとの輪重変動率を図-7 に示す。この図より明らかなように最大輪重減少率は 260 km/h の場合 0.103 (9 両目) であり、走行安全性については全く問題のない値である。

#### 6.3 乗客の乗り心地

乗客の乗り心地は車両の加速度で評価するが、振動数による人間の感じ方の違いを考慮するために、Janeway の乗り心地係数 (図-8) を用いて評価するものとする。車両の鉛直方向加速度は、各車両 3 ヶ所、合計 36 ヶ所に着目した。260 km/h 走行の車両の上下振動は、シミュレーションの結果 1 Hz 以下の領域にあることが明らかになり、図-8 に示す乗り心地係数は振動数 1 Hz 以下の場合、鉛直加速度 0.2 g (約 2 m/sec<sup>2</sup>) 以下が乗り心地「非常によい」であり、0.3 g 以下が「よい」、0.4 g 以下が「普通」である。

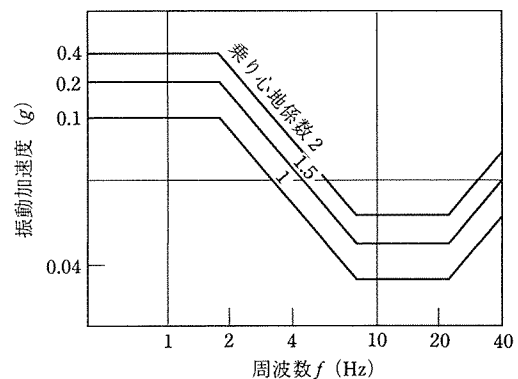


図-8 Janeway の乗り心地係数

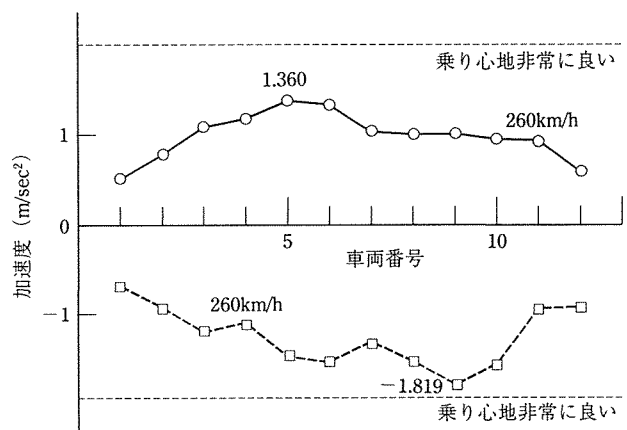


図-9 鉛直方向加速度の最大・最小値

260 km/h 走行の場合、各車両に生じる鉛直加速度の最大値・最小値を図-9に示す。この図より加速度の絶対最大値は1.819 m/sec<sup>2</sup> (9両目負方向)であり、乗り心地は「非常によい」である。この結果から、本橋は新幹線構造物として乗り心地の面で所要の機能を有するものと判断することができる。

## 7. 斜材の疲労設計

斜材を構成するPC鋼線の応力変動の主な要因として次の事項が考えられる。

- 1) 列車荷重による斜材の軸方向引張り力によるもの。
- 2) 列車荷重による斜材張力の変化に伴う斜材のサグ変化による斜材の曲げによるもの、および列車荷重による桁の変形(節点変位、たわみ角の発生)による斜材と桁の交差角変化による斜材の曲げによるもの。
- 3) 風による斜材振動に伴う斜材の曲げによるもの。

これらの事項に対して、1)を含めた斜材応力度を使用限界状態においてPC鋼線の引張り強度の40%の応力度に制限する。40%に制限することにより2)、3)による発生応力度に対して安全を確保するものとする。また、1)による応力変動を「標準」によるPC鋼線の設計疲労強度以下とする。

疲労限界状態における列車荷重による代表的な斜材の軸方向引張り力を表-3に示す。なお、「標準」によるPC鋼線の設計引張り疲労強度( $f_{prd}$ )は次式による。

$$f_{prd} = \frac{10^{\alpha}}{N^{1/k}} \left( 1 - \frac{\sigma_{min}}{f_{puk}} \right) / \gamma_s$$

表-3 疲労限界状態の斜材張力

荷重組合せ		永久荷重+列車(単線)+衝撃				
		S <sub>1</sub>	S <sub>7</sub>	S <sub>8</sub>		
永久荷重	(tf)	750.4	891.7	951.9		
列車(単線)	(tf)	max	27.6	64.1	62.7	
		min	-15.5	0.0	0.0	
衝撃(i=0.433)	(tf)	max	11.9	27.7	27.1	
		min	-6.7	0.0	0.0	
合計	(2面分)	(tf)	max	789.9	983.5	1041.7
			min	728.3	891.7	951.9
	(1面分)	(tf)	max	394.9	491.7	520.9
			min	364.1	445.9	476.0
変動張力(1面分)	(tf)	30.8	45.9	44.9		
斜材素線数(1面分)	(本)	199	223	241		
斜材断面積(1面分)	(mm <sup>2</sup> )	7658	8581	9274		
変動応力度(列車荷重)	(kgf/mm <sup>2</sup> )	4	5	5		
死荷重応力度	(kgf/mm <sup>2</sup> )	49	52	51		
最小応力度	(kgf/mm <sup>2</sup> )	48	52	51		

ここに、

$N$ : 繰返し回数(436万回)

$a, k$ : PC鋼線のS-N線図から求められた値

$\sigma_{min}$ : PC鋼線の最小応力度

$f_{puk}$ : PC鋼線の引張り強度でSWPR1φ7mmに亜鉛めっきをした場合160 kgf/mm<sup>2</sup>

$\gamma_s$ : PC鋼線の材料係数で1.05とする

計算結果は、

・斜材 S<sub>1</sub>(最下段)  $f_{prd} = 14.5$  kgf/mm<sup>2</sup>

・斜材 S<sub>7</sub>(中段付近)  $f_{prd} = 14.0$  kgf/mm<sup>2</sup>

となるが、列車荷重による応力変動は、すべての斜材で2~5 kgf/mm<sup>2</sup>であり全く問題とならない。

## 8. 耐震設計

使用限界状態の列車走行時の中規模地震についても検討したが、ここでは終局限界状態の大規模地震に対する部材耐力の照査について述べる。

### 8.1 静的解析

各部材の設計は原則として静的線形解析によるものとし、塔、橋脚、桁の横方向の設計について動的解析結果を用いて補強することとした。静的解析は、列車荷重単線載荷状態を考え、列車荷重は扱いを簡単にするため等分布荷重3.2 tf/mとした。

設計水平震度は次式による。

$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_{h0}$$

ここに、

$\nu_1$ : 地域別補正係数で、長野県は1.0である

$\nu_2$ : 応答特性別補正係数で、第I種普通地盤(岩盤)で固有周期1.4秒未満は0.7である

$\nu_3$ : 設計塑性率別補正係数で、設計塑性率を2.8とし、 $\nu_3 = 0.464$ を用いる

$K_{h0}$ : 大地震対応の1.0とする

よって、

$$K_h = 1.0 \times 0.7 \times 0.464 \times 1.0 = 0.33$$

### 8.2 動的解析

動的解析は応答スペクトル法と時刻歴応答解析を行ったが、ここでは時刻歴応答解析について述べる。

#### (1) 構造モデル

構造は立体骨組構造とし、基礎は固定の場合とバネ支持の場合について検討した。

#### (2) 減衰定数

減衰定数は既往の解析例を参考に次の値を用いた。

上部構造 4% 斜材ケーブル 2%

下部構造 5% 基礎構造 10%

#### (3) 入力加速度の最大値

解析に用いる地震動の入力加速度の最大値の求め方には幾つかの提案があるが、道路橋示方書耐震設計編の推

◇工事報告◇

明式を用いて、地震のマグニチュード ( $M$ )、震央距離 ( $\Delta$ km) によって最大加速度を求めることとした。

$$\alpha_{\max} = 987.4 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.213}$$

ここに、

$\alpha_{\max}$  : I種地盤 (岩盤) の水平成分最大加速度 (単位: gal)

表-4 に過去にこの付近に影響を与えたと考えられる明治以降の地震による加速度の推定値を示す。また、沿岸に生じる恐れのある巨大地震 ( $M=8$ ) と内陸型地震 ( $M=6$ ) の値も参考に示す。これらの値から本橋に用いる地盤の入力加速度の最大値を 170 gal と定めた。

表-4 地震と加速度

発生年月日	北緯	東経	$M$	$\Delta$ (km)	加速度 (Gal)
1891.10.28	35.6	136.6	8.35	191	87.6
1897. 1.17	36.6	138.2	6.30	25	172.0
1941. 7.15	36.7	138.3	6.35	36	141.2
参考(1)	巨大地震想定		8	100	141
参考(2)	内陸型地震想定		6	30	133

(4) 入力地震動の周波数特性

入力地震動は架橋地点あるいはその付近で観測された波形、または架橋地点と類似の地形・地盤条件で観測された強震記録を用いるのが望ましいが、本地点には適切な記録がないため、種々の周波数を取り入れてある鉄道総研標準地震波および I 種地盤の開北橋 Tr 波を使用した。

(5) 検討結果

以上の検討の結果、塔の中間部については静的解析より動的解析による断面力が大きくなり設計上考慮した。

9. 景観上の配慮

架橋地点は風光明媚な地域であり、本橋が河川や橋梁周辺の景観に与える影響について十分配慮する必要がある。本橋では従来の PC 斜張橋より柔らかな感じにするため、全体に丸みのある形状とした。これは橋脚の片持ち部や桁の形状、塔のコーナー面取り、塔の横梁形状に取り入れた。

また、2 面吊り斜材は見る角度によっては大変煩雑な感じとなるが、本橋はできるだけ斜材を平行に近くするように配慮した。

これらの形状はコンピューターグラフィックを利用して検討を重ねた結果である。

10. 設計結果の概要

設計結果のうち特に詳細な検討を行った主桁のせん断力の分担について述べる。

本橋の主桁形状は、外側ウェブが円弧状で薄いため

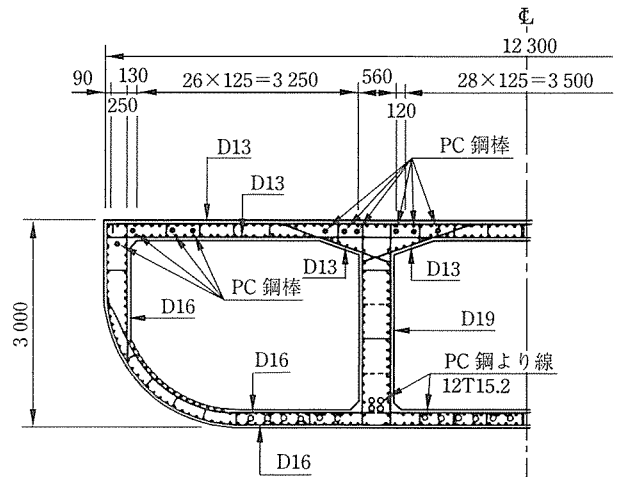


図-10 桁断面の配筋

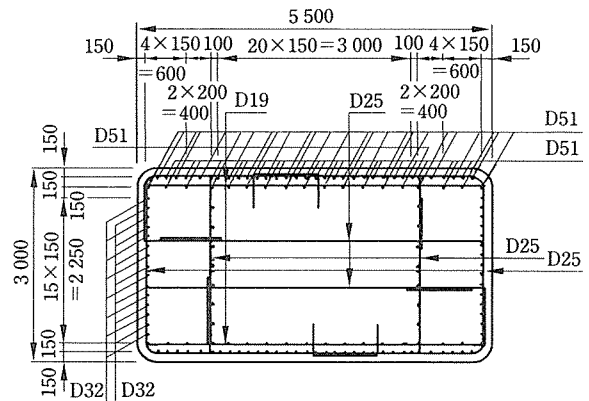


図-11 塔下端の断面配筋

ん断力に対する分担が不明である。そのため、半橋分の立体 FEM により線形解析を行った結果、斜材吊り点との位置関係により各断面のせん断力の分担は異なるが、各断面の最大値を求めたところ、2 列の内側ウェブが 70%、外側ウェブで 44% となったので、この最大負担率で全断面の使用限界状態に対するせん断の設計を行った。終局限界状態においては、ひびわれの影響のため FEM の結果をそのまま用いるのは適切ではない。このため、部材厚の薄い外側ウェブを無視して、鉛直で厚い内側ウェブで全せん断力を負担することとした。さらに、安全のため外側ウェブにも使用限界状態と同じ 44% のせん断力を負担できる設計とした。桁の配筋の例および塔下端の断面配筋図を図-10, 11 に示す。

なお、斜材は発生断面力の大きさに応じて、 $\phi 7$  mm 線を 199 本、223 本、241 本の 3 種類の大きさのものを使い分けることとした。

11. 桁の施工

表-5 に示すように、平成 5 年 5 月から始めた柱頭部の施工、架設作業車の組立て、塔の施工、張出し架設、

表-5 全体工程

工事種類	平成 4年度 (1992)	5年度 (1993)	6年度 (1994)	7年度 (1995)	8年度 (1996)
下部工	1P	2P	1A		
柱頭部					
塔					
桁					
斜材					
橋面工					
軌道・電気					

側径間の場所打ち施工等順調に進捗し、平成7年8月に調整緊張を終了した。

### 11.1 桁の柱頭部

橋脚と剛結され、塔の基礎でもある柱頭部コンクリートは  $520 \text{ m}^3$  とマッシュでかつ設計基準強度  $400 \text{ kgf/cm}^2$  と高く温度ひび割れの恐れがあったため、発熱の少ない高炉セメントB種を使用するとともに、セメント量の少ない配合を検討することとした。強度を保ちながらセメントを減らすには水量も減らさなければならないが、ワーカビリティを確保するため各種の高性能減水剤や流動化剤を使用して、セメント量と混和剤の種類の組合せについて比較試験を行い、強度と初期の発熱量の点から流動化剤（デンカ FT-80）を現場添加する方法を選定した。

### 11.2 張出し架設部

桁は河川上での通年施工となることから、架設作業車による場所打ち張出し架設工法を採用し、柱頭部  $16 \text{ m}$ 、側径間場所打ち部  $2 \times 7 \text{ m}$  を除く中央部片側  $120 \text{ m}$  を  $5 \text{ m} \times 24$  ブロックに分けて施工した。斜材定着部は  $10 \text{ m}$  ごとにあり、一般ブロック  $52 \text{ m}^3$ 、横桁ブロック  $71 \text{ m}^3$  で、2ブロックごとに斜材の架設・緊張作業を行い、2ブロック左右合わせて4ブロックで1ヶ月の工程を標準とした。架設作業車は、コンクリート打設量から  $560 \text{ tf} \cdot \text{m}$  の能力が必要であり、桁の中央ウェブの上に設置する2主構の大型特殊作業車とした（写真-3）。

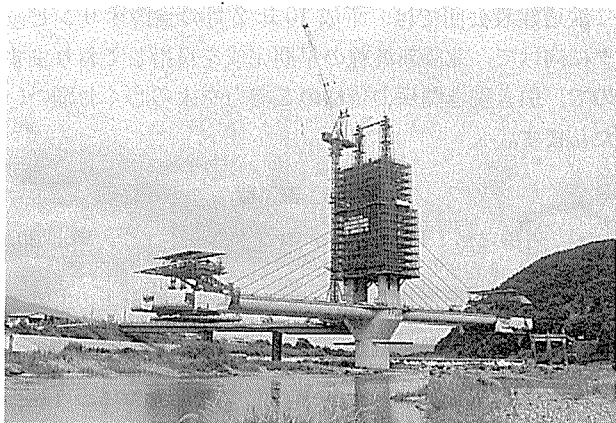


写真-3 桁の張出し施工

### 11.3 円形ウェブ

桁の外側ウェブは円弧状で厚さ  $25 \text{ cm}$ 、半径  $2 \text{ m}$  である。このため、棒状パイプレータの挿入が困難で、空気の抜け道がないため施工上の困難が予想された。これを解決するため実物大の施工実験を行い、次の結果を得て実橋に適用し、満足できる成果を得ることができた。

- 1) パイプレータの補助として内外の型枠に小型の型枠パイプレータを取り付ける。
- 2) 気泡、水あばた発生防止のため上側となる型枠の内側に透水シートを張りつける。
- 3) コンクリートのコンシステンシーを確保するため流動化剤（FT-80）を現場添加する。

### 12. 塔の施工

塔の施工は、緊張作業に足場が必要なことから、移動足場を採用せず、ブラケット利用の総足場を用いて施工した（写真-3）。コンクリートの打設は平均高さ  $5 \text{ m} \times 13$  ブロックとして2柱同時に行った。主鉄筋には D 51, D 32 を使用しているが、継手は高所での強風等を考慮して、橋脚で使用したガス圧接より安定した品質の得られる機械式継手とし、総ねじ節鉄筋（スミねじバー）とカップラーとの空隙にエポキシ樹脂を注入する方法を採用した。

### 13. 斜材の施工

斜材には、HiAm アンカーケーブル（ノングラウトタイプ）を使用した。ケーブルはアンカーを含めて一体として工場で製作され、リールに巻き付けられてトレーラにより運搬される。これを現場において図-12の要領で架設した（写真-4）。緊張は塔側にセットした  $600 \text{ tf}$  ジャッキでテンションロッドを引くことにより行った。

斜材の張力は、ジャッキによる緊張時に測定されるが、その他の時はロードセルを設置していなければ不明である。すでに、いくつかの橋梁で実施されているが、



写真-4 斜材の架設



◇工事報告◇

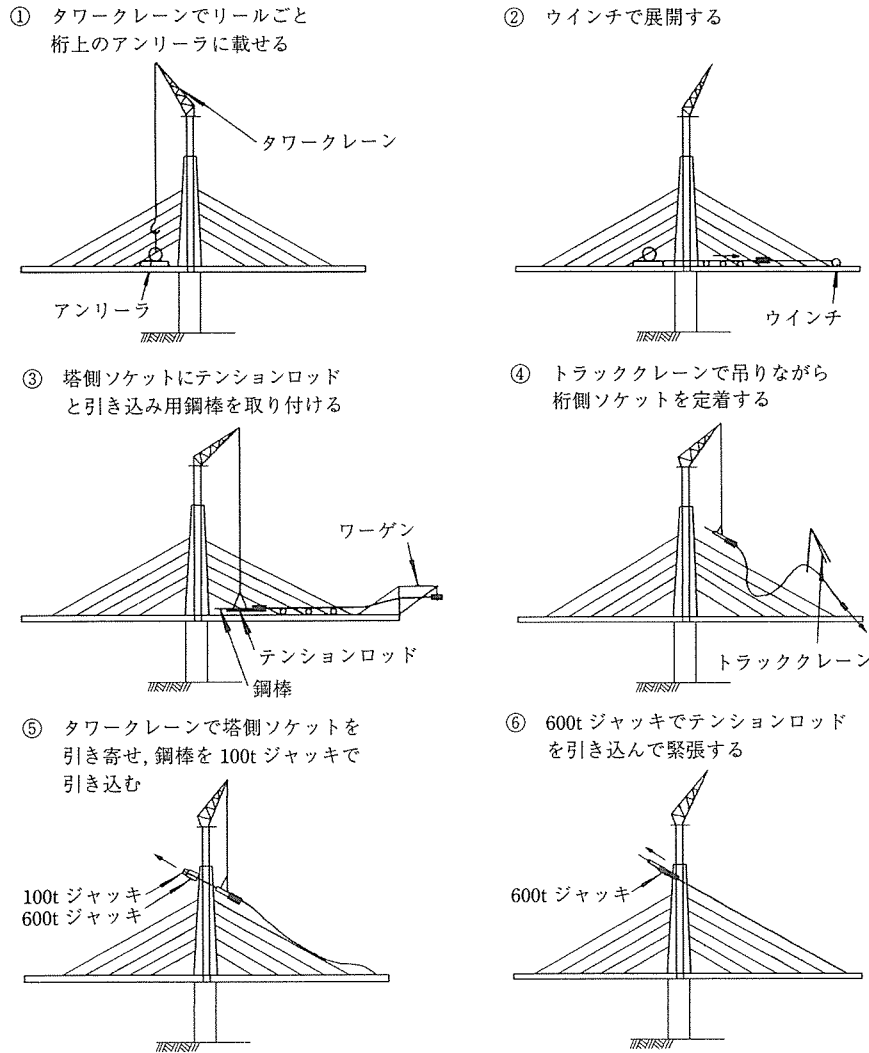


図-12 斜材の架設要領

斜材に小型の加速度計を必要な都度取り付け、強制振動を与えることにより斜材の振動数を測定し、斜材張力を推定する方法があり本橋においても実施している。振動数と張力の関係は理論的に求められるが、斜材緊張時に実際の関係式を求めておくことにより、施工中や調整緊張時に役立つばかりではなく、将来の保守にも有用である。今回測定した例として下から3段目の長さ48.8mの斜材の張力( $T$ :単位tf)と固有振動数( $f$ :単位Hz)の関係式の計算値と実測値の差を次に示す。

- ・計算値  $T=75.2f^2$
- ・実測値  $T=77.5f^2$

実測値の関係式は、設計張力近傍のいくつかの張力とその時得られた加速度計による固有振動数から求められたものである。

あとがき

本橋は、平成7年8月末で橋梁本体部分は完成しており、塔の支保工撤去、橋面工の施工を残すばかりです。

本橋の技術的検討、景観面でのアドバイスをいただいた北陸新幹線橋梁委員会の委員の皆様へ厚くお礼申し上げます。また、走行安全性の検討は(財)鉄道総合技術研究所 涌井 一室長、耐震設計については同 西村 昭彦室長のご指導を得ましたことを記して謝意を表します。

鉄道建設公団では、平成10年2月の長野オリンピックに向けて、北陸新幹線の早期完成を目指しておりますので、引き続き関係の皆様のご協力をよろしくお願いいたします。

参考文献

- 1) 石橋ほか：PC斜張橋，コンクリート工学，Vol. 30，No. 3 (1992. 3)
- 2) 角谷ほか：東名足柄橋(PC斜張橋)の設計上の主要な留意点(上)，(下)，橋梁と基礎(1990. 2, 3)
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編(1990)
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，丸善(1992. 10)

【1995年9月5日受付】