

## 第一玉川橋梁の設計

津吉 毅二<sup>\*1</sup>・菅原 正美<sup>\*2</sup>・大庭 光尙<sup>\*3</sup>・石橋 忠良<sup>\*4</sup>

### 1. はじめに

第一玉川橋梁は、田沢湖線角館・鶯野間に位置する大正12年に建設された橋長248m、14径間の上路プレートガーダーである。今回、本橋を河川改修事業（事業主体：秋田県）により、秋田新幹線計画とあわせ、別線方式で改築することとなった。その主橋部には、桁高の制約、施工条件、経済性、景観等を考慮し、斜材をPC部材とした3径間連続のPC斜張橋（写真-1）が採用され、現在施工中である。

本文では、その上部工の設計概要を中心に、施工に先だち行った影響値解析の結果について報告する。

### 2. 構造概要および施工順序

図-1に、第一玉川橋梁の主橋部一般図を示す。本橋は、エクストラドーズド橋と類似の構造形式であるが、

斜材は、耐疲労性・耐風安定性に対して優位点を持ち、また、橋梁の全体剛性を高めることで列車走行安定性に対しても有利となるようPC部材とした。主塔は、橋脚と剛結とすると不静定力の影響が大きくなるため、主桁と剛結タイプとし、工期短縮のためプレキャストブロック部材とした。また、斜材ケーブルは、塔頂部に定着具を設けないスルータイプとし、建設地が降雪地帯であることから、着雪・つらら等による列車走行阻害をなくすため、塔頂部には横梁を設けていない。

上部工の支持形式は、常時はP4を固定、その他は可動としており、支承にはゴムシューを、落橋防止装置としては、P2・P5橋脚には鋼角ストッパーを、P3・P4橋脚にはダンパーストッパーを採用し、地震時の橋軸方向水平力に対しては、P3・P4の2橋脚のみで均等に抵抗させることとしている。

図-2に施工順序を、図-3に主桁のブロック割を示

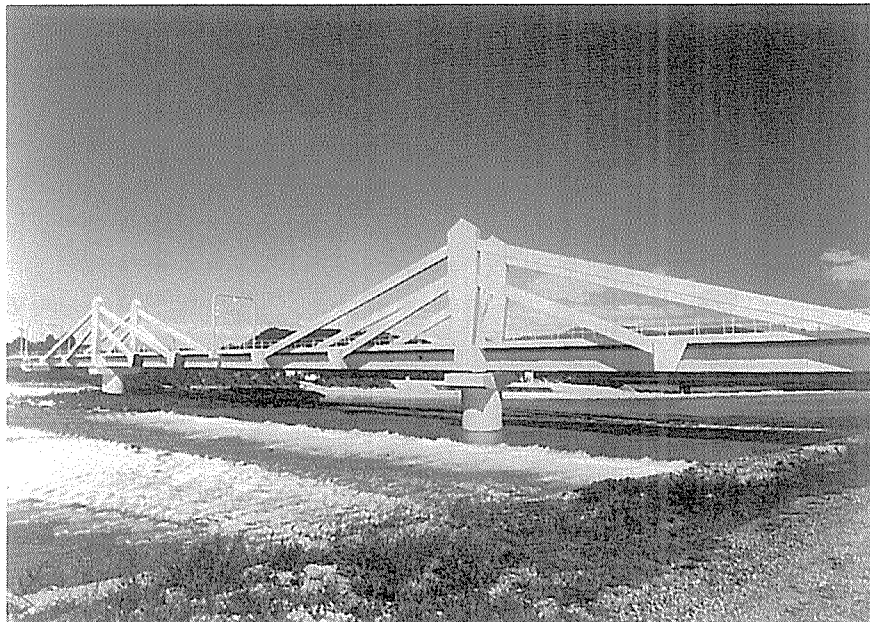


写真-1 完成予想図

\*1 Takeshi TSUYOSHI : JR 東日本 東京工事事務所工事二課

\*2 Masami SUGAWARA : JR 東日本 東北工事事務所工事二課

\*3 Mitsuaki OHBA : JR 東日本 建設工事部構造技術 PT 係長

\*4 Tadayoshi ISHIBASHI : JR 東日本 建設工事部 担当部長

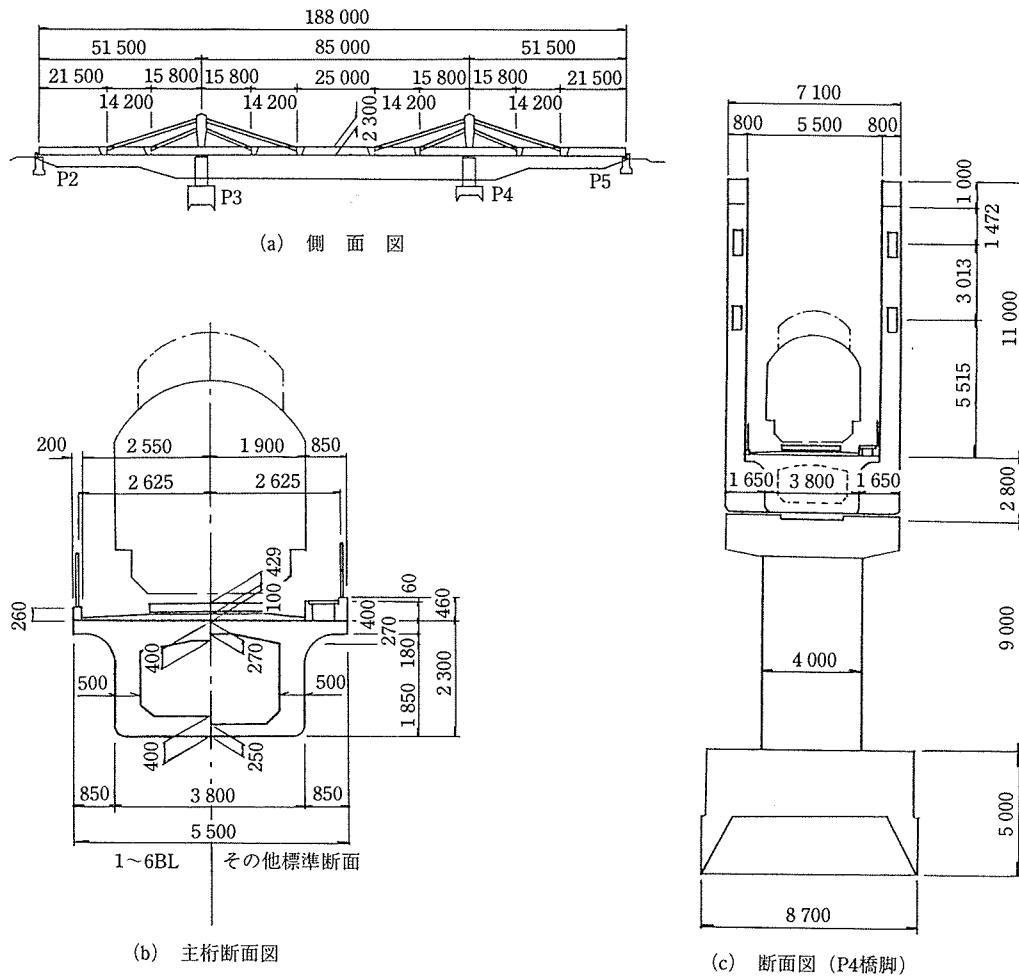


図-1 橋梁一般図

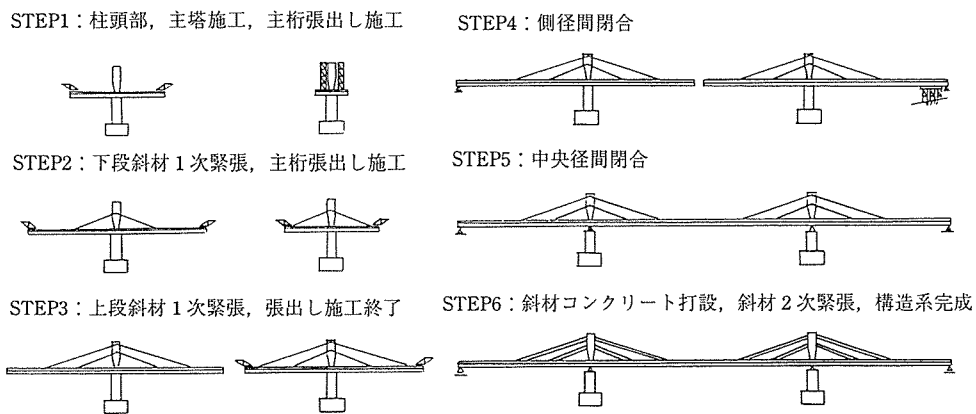


図-2 施工ステップ

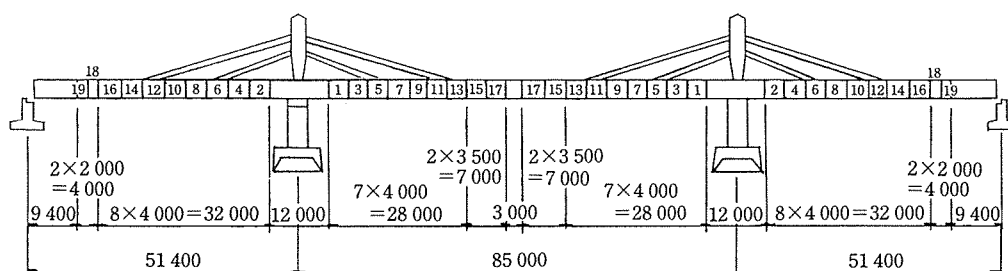


図-3 主桁施工ブロック割

◇設計報告◇

す。主桁一般部は張出し施工により架設し、その進捗に伴い、主塔プレキャストブロックの架設、主桁柱頭部の応力度を改善するため斜材の1次ケーブルを架設・緊張する。張出し施工終了後は、側径間・中央径間の順序で吊り支保工にて主桁の連結を行う。なお、本橋では、工期短縮のため、側径間の桁端部は、予め支保工にて施工しておくこととした。主桁連結後は、斜材コンクリートを場所打ち施工、斜材2次ケーブルを緊張し、構造系が完成することとなる。

### 3. 設計概要

#### 3.1 静的解析結果<sup>1)</sup>

本橋の設計は限界状態設計法<sup>2)</sup>により行い、耐震安全性の照査は、静的解析のほかに時刻歴応答解析による検討を行った。最初に、静的解析結果について述べる。

表-1に、設計一般条件を示す。断面力は、施工ステップごとに平面骨組解析により算出し、PC部材の使用限界状態の応力度照査は、施工終了時、供用開始時、クリープ・乾燥収縮終了時の各段階に対して、終局限界状態の照査は、クリープ・乾燥収縮終了時について行った。なお、クリープ・乾燥収縮による不静定力は、構造系完成後から発生するものとして算定している。

表-2は、各限界状態における安全係数である。荷重係数は、終局限界状態に対しては1.0~1.2、使用・疲労限界状態に対しては1.0としている。表-3は、使用限界状態におけるコンクリート応力度の制限値を示す。本橋は、主桁直角方向はRC部材としているが、架設地点が豪雪地帯であること等を勘案し、主方向は基本的に

表-1 設計一般条件

線名	田沢湖線		
桁長	187.800 m		
列車荷重	EA-17		
衝撃係数	中央径間 $i=0.444$ 側径間 $i=0.310$		
曲線半径	$R=\infty$		
斜角	$\theta = \text{右} : 72^\circ 00'$		
設計水平震度	上部工 $K_A = \nu_1 \nu_2 \nu_3 K_{A0} = 0.32$		
環境条件	腐食性環境		
コンクリート	設計基準強度	主桁 500 (kgf/cm <sup>2</sup> )	主塔 400 (kgf/cm <sup>2</sup> ) 斜材 500 (kgf/cm <sup>2</sup> )
	最大水セメント比	53%	
	クリープ係数	2.6	
	乾燥収縮度	$200 \times 10^{-6}$	
鋼材	PC鋼棒 $\phi 32$	PC鋼より線	
	材質	SBPR 930/1180	SWPR 7 B (12 T 15.2 および 12 V 15.2)
		鉄筋	
	材質	SD 345	
鉄筋のかぶり	40 mm		

表-2 各限界状態における安全係数

		終局限界状態	使用限界状態	疲労限界状態	耐震設計	
構造解析係数 $\gamma_a$		1.0	1.0	1.0	1.0	
材料係数 $\gamma_m$	コンクリート $\gamma_c$	1.3	1.0	1.3	1.3	
	鋼材 $\gamma_s$	1.0	1.0	1.05	1.0	
部材係数 $\gamma_b$	曲げ		1.15	1.0	1.0	1.0
	せん断	コンクリート	1.3	1.0	1.3	1.15
		鋼材	1.15	1.0	1.0	1.0
構造物係数 $\gamma_i$		1.2	1.0	1.0	1.0	

表-3 コンクリート応力度の制限値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

	設計基準強度 $f'_{ck}$		施工時	使用限界状態	
			プレストレッシング直後	永久荷重作用時	変動荷重作用時
主桁主方向	500	曲げ圧縮	294.0	200.0	—
		軸圧縮	250.0	—	—
		曲げ引張	14.0* <sup>1</sup>	0.0	14.0* <sup>2</sup>
		斜め引張	—	—	19.0
主桁横方向	500	曲げ圧縮	—	200.0	—
斜材	500	曲げ圧縮	294.0	200.0	—
		軸圧縮	250.0	—	—
		曲げ引張	37.0	0.0	19.5
		斜め引張	—	—	22.0
主塔	400	曲げ圧縮	235.0	160.0	—
		軸圧縮	200.0	—	—
		曲げ引張	5.0* <sup>3</sup>	0.0	-10.0* <sup>3</sup>
		斜め引張	—	160.0	19.0

\*<sup>1</sup> 張出し施工時の制限値

\*<sup>2</sup> 上縁はフルプレストレス (列車荷重作用時,  $t=\infty$ )

\*<sup>3</sup> プレキャスト部材としての制限値

PC部材として設計を行った。以下、各部材の設計概要について述べる。

#### (1) 主桁の設計

図-4に、構造系完成以降の主桁曲げモーメント図を示す。本橋では、列車荷重時に斜材コンクリートの合成応力度が引張応力度とならないよう斜材2次ケーブルを緊張するが、そのプレストレスはクリープの影響によるロスが大きい。そのため、構造系完成直後には大きな斜材プレストレス力が必要となり、構造系完成直後から中央径間の中央部には負の曲げモーメントが発生することとなる。したがって、中央径間では上縁を中心とした鋼材配置 (図-5) となる。一方、図-4に示すように、時間経過に伴う断面力の移行量はかなり大きく、使用限界状態としての検討を行った施工終了時には縁圧縮応力度が200 kgf/cm<sup>2</sup> 近くなるため、コンクリートの設計基準強度を500 kgf/cm<sup>2</sup> とした。

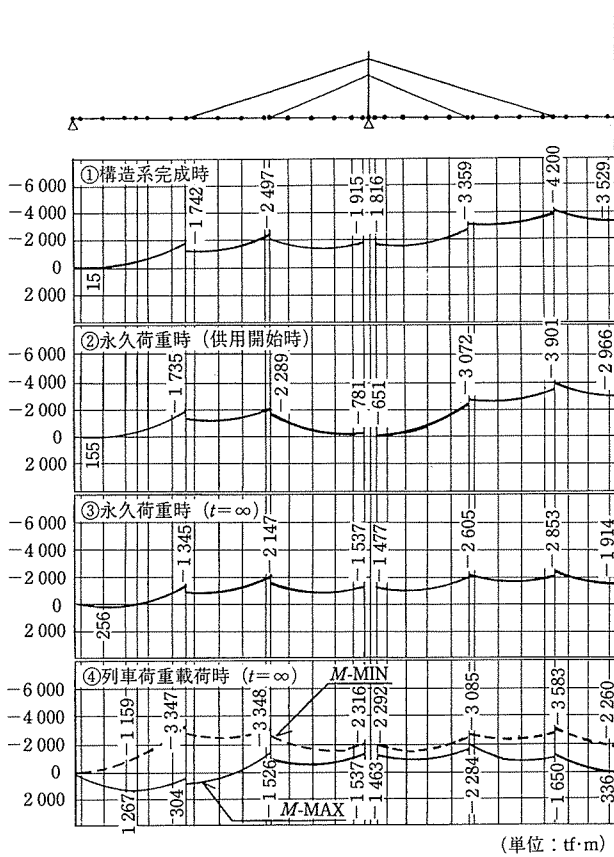


図-4 主桁曲げモーメント図

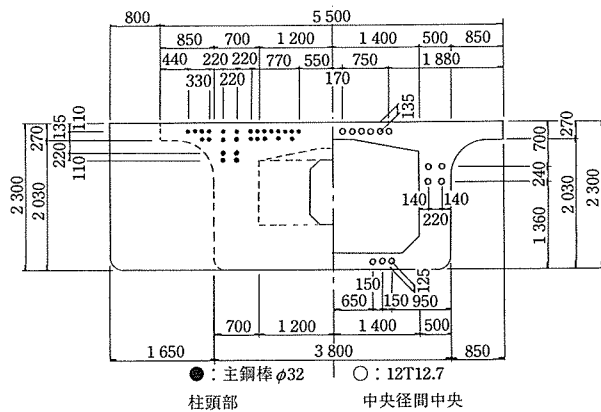


図-5 主桁PC鋼材配置

(2) 斜材の設計

斜材の断面寸法は、直角方向の幅はケーブルを2列配置とすることから、高さは、列車荷重時に部材の合成応力度が引張応力度とならないような断面寸法と必要プレストレスの組合せから最適となるものを選定した。

図-6に斜材ケーブル配置を示す。張出し施工時の主桁応力度改善のための1次ケーブルは直線配置、2次ケーブルは斜材自重に抵抗させるため偏心配置とした。

最初に、使用限界状態の検討結果について述べる。図-7は、面内方向の斜材応力度の検討結果である。主桁と同様クリープの影響が非常に大きく、クリープ・乾燥

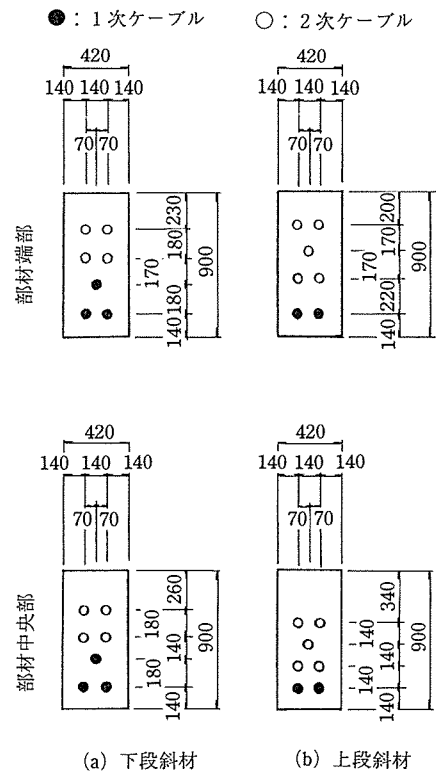


図-6 斜材ケーブル配置

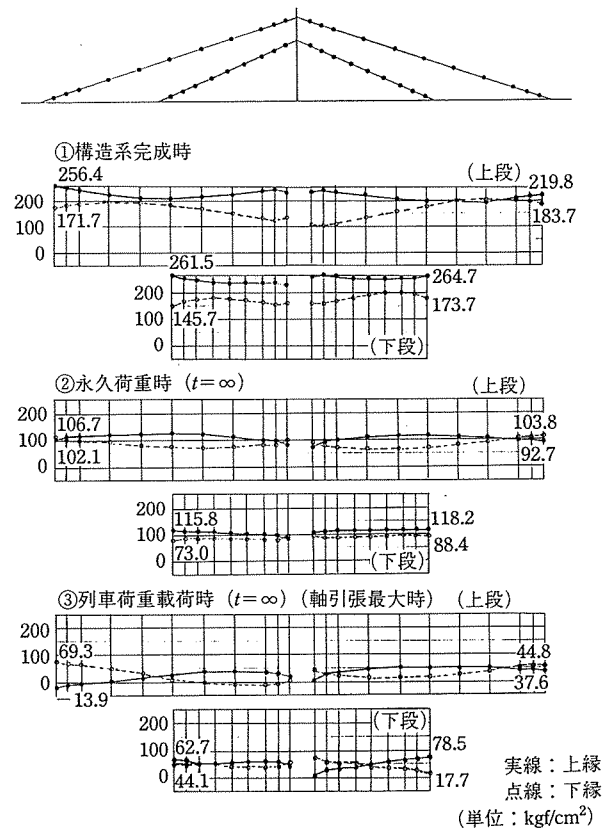


図-7 斜材応力度

◇設計報告◇

収縮終了時の列車荷重時に斜材コンクリートに引張応力を発生させないためには、橋面工施工直後の縁圧縮応力度は  $200 \text{ kgf/cm}^2$  近い値となることから設計基準強度を  $500 \text{ kgf/cm}^2$  とした。また、斜材は、風の影響を大きく受けることが予想されるため、風荷重を組み合わせた2方向の検討も行った。なお、風荷重を列車荷重と組み合わせる場合には衝撃荷重は考慮せず、局部的に発生する引張応力に対しては、引張力に見合う軸方向鉄筋を配置することとした。

次に、終局限界状態について述べる。曲げ終局耐力を算定する際には、1次ケーブルはその有効緊張力が直接斜材コンクリート応力度に影響しないため、降伏強度から有効緊張力を差し引いた残余応力度を降伏強度に置き換えて評価した。検討は、使用限界状態と同様に、風荷重を考慮した2方向の断面力に対して行い、風荷重を主たる変動荷重とする場合には、単位面積あたりの風荷重は  $485 \text{ kgf/cm}^2$  とした<sup>3)</sup>。なお、上段斜材はこの終局限界状態がクリティカルとなり、使用限界状態の検討から定まる鋼材量のみでは曲げ耐力が不足するため、軸方向に配した鉄筋を考慮した設計を行った。

また、地震時の終局限界状態については、斜材は非常

にスレンダーで、しかも高軸力が作用する部材であり、設計塑性率を考慮した設計方法<sup>2)</sup>は不合理であると考えられることから、設計水平震度  $K_h=1.0$  として断面力を算定し安全性の照査を行った。

(3) 主塔の設計

図-8に軸方向鋼材配置およびブロック割を示す。主塔はプレキャストブロック部材であり、使用限界状態においては、ブロック接合面における応力度を  $10 \text{ kgf/cm}^2$  (圧縮) に制限した。主塔についても、斜材と同様に使用限界状態、終局限界状態とも風荷重を考慮した2方向の断面力に対して検討を行い、静的解析では風荷重時の使用限界状態で鋼材本数が決定されている。

(4) 斜材定着部横桁の設計

斜材の定着部横桁は、斜材吊り点位置を支点とする単純梁モデルと、主桁ウェブをつけ根とする片持ち梁モデルにより断面力を算定しPC部材として設計を行った。図-9は、上段斜材定着部横桁の鋼材配置である。片持ち部は、斜材張力の鉛直・水平成分により生じる曲げとせん断のほか、斜材張力作用位置と片持ち梁重心のずれと、斜材に生じる曲げとせん断によるねじりの影響が大きく、水平・鉛直の両方向に補強鋼材を配置してい

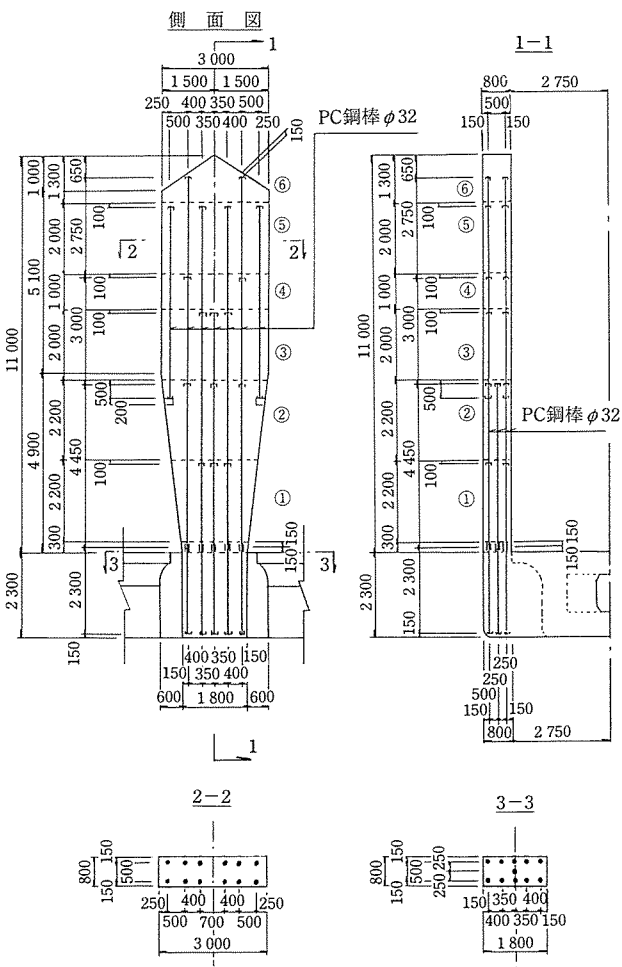


図-8 主塔 PC 鋼棒配置

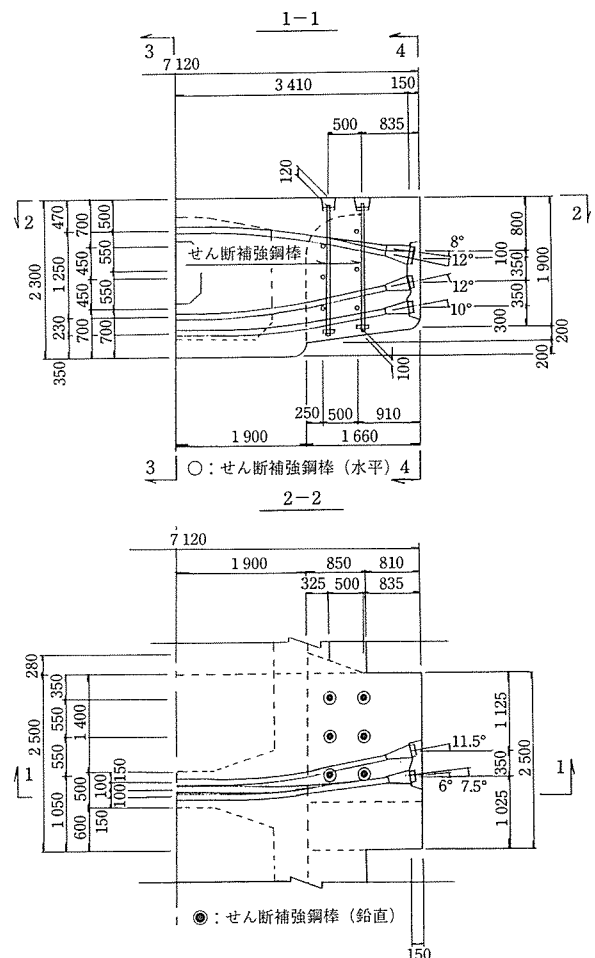


図-9 上段斜材定着部横桁の PC 鋼材配置

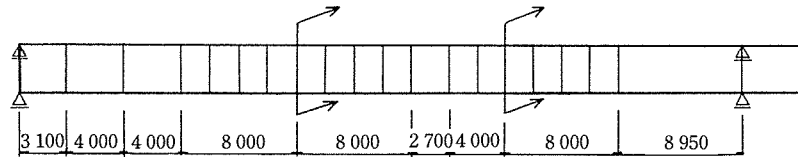


図-10 格子解析モデル

る。

一方、斜材張力は片持ち梁（横桁）を介してウェブに伝達されることから、定着部背面のウェブには局部的な面外の曲げが、背面の上下床版には直角方向に引張力が作用することが予想される。そこで、図-10に示した骨組み解析モデルによりこの影響を評価することとした。図-10において軸方向の部材は桁断面を横に2分割した部材をモデル化したものであり、横方向の部材は、横桁または上下床版で構成される仮想部材である。なお、検討は、主な施工ステップごとに行ったが、面内方向の断面力と組み合わせた場合には、完成系でクリティカルとなるため、ここでは完成系のモデルを示しており、荷重としては、斜材張力および横桁横締めプレストレス力を考慮している。

検討の結果、斜材背面の上下床版には、100 tf/m程度の引張力が作用する結果となったことから、その引張力と等価となるように横締めPC鋼材を配置し、鋼材配置区間の直角方向は、PRC構造として各限界状態に対して照査を行った。

また、ウェブには、面外曲げモーメントと面内の断面力を組み合わせた場合に、列車荷重時に引張応力が発生することとなったが、クリープ・乾燥収縮終了時の永久荷重時には圧縮状態となることから、局部的かつ一次的に発生する引張応力に対しては、その引張力に見合う軸

方向鉄筋を配置することとした。

### 3.2 時刻歴応答解析結果<sup>4)</sup>

#### (1) 解析条件

本橋では、照査内容に応じて地震動の入力レベルを以下のように設定した。

- ① レベル1（以下『L1』という）：構造物の設計耐用期間内に生じる可能性の高い中規模地震
- ② レベル2（以下『L2』という）：L1より発生する可能性の低い大規模地震

これらの入力地震動に対して、L1では地震時の列車走行安全性および基礎の安定の検討を、L2に対しては部材の耐震安全性の検討を行った。

解析用波形は、建設地点付近で実測された適切な波形がなかったため、設計地盤種別に応じた標準的な波形を用いることとした。表-4に解析用地震波形の種別を、図-11に入力加速度波形を示す。

解析モデルにおいて、基礎工は剛体基礎としての変形性状を等価に評価できる水平、回転、連成の各地盤バネ

表-4 解析用地震波形

L1	道路橋示方書V耐震設計編 II種地盤用解析波形（修正板島橋記録） <sup>5)</sup>
L2	道路橋の免震設計法マニュアル（案）地震時保有水平耐力の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形（II種地盤用） <sup>6)</sup>

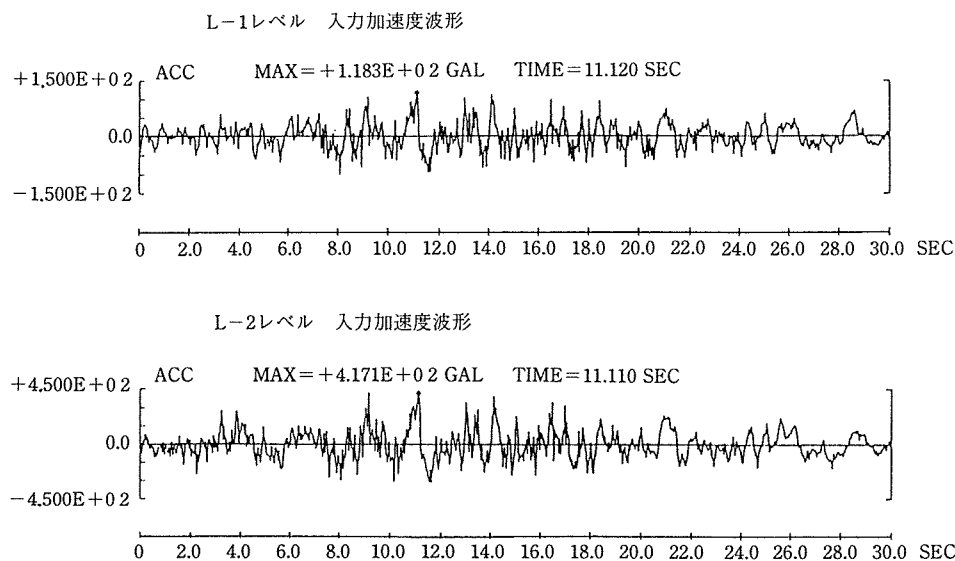


図-11 入力加速度波形

◇設計報告◇

を考慮してモデル化した。また、各部材の減衰定数は、PC部材3%、下部工5%、基礎工15%とし<sup>7)</sup>、L2では、L1での解析結果から、主塔、橋脚躯体は非線形領域となることが想定されたため、それぞれ、降伏剛性<sup>8)~10)</sup>を用い、減衰定数を10%として解析を行った。

(2) 解析結果

表-5は、L1でのケーソン基礎天端での作用力である。時刻歴応答解析による断面力は、静的解析のそれと同等もしくは小さめであり、基礎の安定については問題はないと言える。また、表-6に示したように、列車走行安全性についても、その制限値を満たす結果が得られた。

表-7は、L2に対する橋軸直角方向の主塔下端および橋脚躯体下端の解析結果を示す。ここで、主塔下端の断面力は、L2の解析により直接得られた断面力により検討を行うよりも、L1での断面力に、L1・L2の、それぞれの解析で得られた主塔頂部の最大応答スペクトル比を乗じた断面力を用いたほうが安全側となることか

表-5 L1レベルでのケーソン基礎天端の作用力

検討位置		静的解析結果	地震応答解析結果
橋軸方向	P3橋脚	M=5 328.5 (tf・m)	M=5 057.0 (tf・m)
		H=614.7 (tf)	H=569.9 (tf)
	P4橋脚	M=5 328.5 (tf・m)	M=5 357.0 (tf・m)
		H=614.7 (tf)	H=604.3 (tf)
直角方向	P3橋脚	M=5 776.5 (tf・m)	M=3 793.0 (tf・m)
		H=528.7 (tf)	H=419.7 (tf)
	P4橋脚	M=5 776.5 (tf・m)	M=3 656.0 (tf・m)
		H=528.7 (tf)	H=408.0 (tf)

表-6 列車走行安全性の検討結果

	地震応答解析結果	制限値
水平変位	1.13 mm	10 mm
折れ込み	0.98/1 000	9.5/1 000

表-7 L2レベルでの解析結果

検討位置		静的解析結果	地震応答解析結果
主塔下端	P3主塔	M=178.3 (tf・m)	M=579.5 (tf・m)
		H=31.7 (tf)	H=89.3 (tf)
	P4主塔	M=178.3 (tf・m)	M=589.0 (tf・m)
		H=31.7 (tf)	H=90.8 (tf)
部材耐力		降伏曲げ耐力 $M_{yd}=402.5$ (tf・m) 終局曲げ耐力 $M_{ud}=417.0$ (tf・m)	
橋脚下端	P3橋脚	M=8 507.3 (tf・m)	M=11 340 (tf・m)
		H=791.2 (tf)	H=1 196 (tf)
	P4橋脚	M=8 507.3 (tf・m)	M=10 450 (tf・m)
		H=791.2 (tf)	H=1 175 (tf)
部材耐力		降伏曲げ耐力 $M_{yd}=9 531.7$ (tf・m) 終局曲げ耐力 $M_{ud}=10 996.0$ (tf・m)	

ら、後者の断面力を用いて検討を行った。

地震応答解析によると、P4主塔下端の曲げモーメントが、静的解析から定まった断面の曲げ降伏耐力の1.46倍、同様にP3橋脚躯体下端では1.19倍となった。この断面力に対して耐震安全性を確保するためには、主塔基部で3.62以上、橋脚基部で1.74以上の部材靱性率が必要となる。橋脚の靱性率は、横拘束筋を適切に配置することにより4程度以上確保できるが、主塔は軸方向引張鋼材がPC鋼棒のみであり、その保有靱性率が3程度とするのが妥当<sup>11)</sup>と考えられ、解析結果に対して耐力が不足することとなる。このため、主塔基部においては、断面耐力を静的解析から定まる必要耐力より大きくすることとし(曲げ降伏耐力で15%増)、PC鋼棒を追加、補強を行った。

4. 影響値解析

4.1 誤差要因

本橋では、施工時における主要施工管理項目を定めるため、各種誤差要因が施工中および完成系における各部材の応力度、上げ越しに与える影響を事前に検討した。ここでは、その概要を述べる。

表-8に、解析で考慮した誤差要因および設計値に対する誤差比率を示す。なお、季節による温度変化は、秋田気象台の測定データ(気温)を用い、施工工程を勘案して与えた(表-9)。また、支点の拘束条件については、アンバランス荷重の大きい斜材定着ブロック打設時等のステップについて解析を行い、施工時のクリープ・

表-8 誤差要因と誤差比率

誤差要因	設計値に対する誤差比率
①主桁コンクリート重量	+5% (部材の仕上がり厚+10 mm)
②1次斜材張力	±10%
③2次斜材張力	±5%
④ワーゲン重量	+10%
⑤主桁主鋼棒プレストレス	±5%
⑥ヤング係数	±10% (橋脚, 主桁, 主塔, 斜材)
⑦1次斜材・主桁温度差	±10°C
⑧上床版・下床版温度差	+5°C
⑨部材全体温度差	表-9 (季節変化によるもの)
⑩橋脚下端の拘束条件	固定および地盤バネ

表-9 施工時期による部材全体温度差

施工ステップ	想定施工時期	月平均気温	前ステップとの差
下段1次斜材緊張時	H7年9月	19.6°C	—
上段1次斜材緊張時	H7年11月	7.4°C	-12.2°C
主桁中央径間連結時	H8年1月	-0.4°C	-7.8°C
斜材2次ケーブル緊張時	H8年3月	2.8°C	3.2°C
軌道敷設時	H8年5月	14.2°C	11.4°C

乾燥収縮の影響については、その変形に与える影響を上げ越し計算で考慮し、影響値解析は行っていない。

#### 4.2 応力度に与える影響

##### (1) 主桁応力度

図-12, 13は、誤差要因が主桁応力度に与える影響の一例である。また、表-10は、誤差要因別の影響度の総括である。応力度の変動幅は、柱頭部付近で比較的大きな値となり、特に斜材1次ケーブルの張力誤差の与える影響が大きく、応力度の制限値を超える場合もある。したがって、斜材1次ケーブルの導入張力の管理が主桁応

力度を許容値以内に収めるために非常に重要となる。

##### (2) 斜材1次ケーブル張力

表-11は、誤差要因別の斜材1次張力誤差に与える影響の総括である。直接影響のある斜材1次ケーブル張力誤差以外の影響は小さく、また、1次ケーブルの張力には比較的余裕があるため、許容値を超えるようなケースはない。

##### (3) 斜材(コンクリート部材)応力度

側径間上段斜材の主桁側つけ根では、2次ケーブルの張力誤差による応力度の誤差は 20 kgf/cm<sup>2</sup> 程度であ

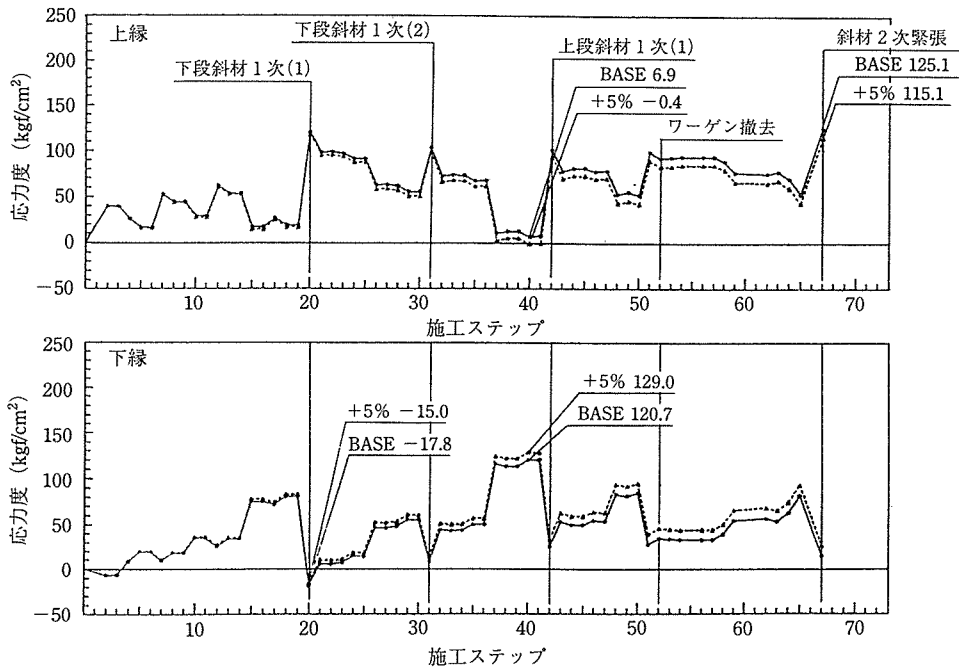


図-12 柱頭部の応力度(コンクリート重量+5%)

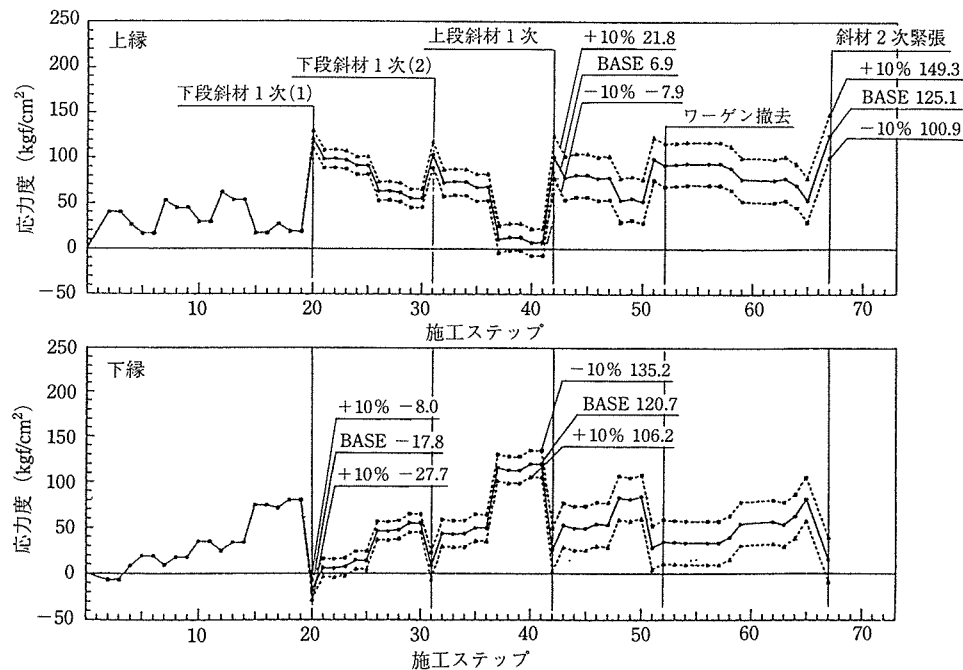


図-13 柱頭部の応力度(1次斜材張力+10%)



表-10 主桁応力度に与える誤差要因の影響

誤差要因	接点番号	3 R	7 L	12 L	17 R	19 L	24 R	29 R	33 L
①主桁コンクリート重量		×	×	○	○	○	○	×	○
②1次斜材張力		×	×	○	◎	◎	○	×	○
③2次斜材張力		×	×	×	△	△	×	×	△
④ワーゲン重量		×	×	○	○	○	○	×	×
⑤主桁主鋼棒プレストレス		×	○	○	○	○	○	○	△
⑥ヤング係数		×	×	×	×	×	×	×	×
⑦1次斜材・主桁温度差		×	×	×	○	○	×	×	×
⑧上床版・下床版温度差		×	×	×	○	○	×	×	×
⑨部材全体温度差		×	×	×	×	×	×	×	×
⑩橋脚下端の拘束条件		×	△	△	△	×	×	×	×

応力度変動幅 ◎: 10 kgf/cm<sup>2</sup>以上 ○: 5~10 kgf/cm<sup>2</sup> △: 3~5 kgf/cm<sup>2</sup> ×: 3 kgf/cm<sup>2</sup>

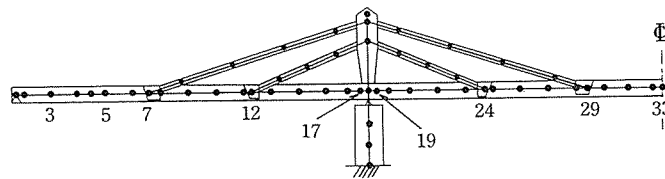


表-11 1次斜材張力に与える誤差要因別の影響（側径間）

設計値	下段1次斜材		上段1次斜材
	上段1次斜材緊張直前	最大張出し時	最大張出し時
設計値	160.5	145.1	139.4
①主桁コンクリート重量+5%	161.8 (1.0%)	147.1 (1.4%)	140.2 (0.6%)
②1次斜材張力+10%	172.4 (7.4%)	154.0 (6.1%)	151.4 (8.6%)
④ワーゲン重量+10%	161.3 (0.5%)	146.1 (0.7%)	139.6 (0.1%)
⑤主桁主鋼棒プレストレス+5%	160.3 (-0.1%)	145.0 (0.0%)	139.3 (0.0%)
⑥ヤング係数+10%	158.2 (-1.4%)	143.7 (-1.0%)	140.3 (0.6%)
⑦1次斜材・主桁温度差+10℃	157.3 (-2.0%)	142.7 (-1.7%)	136.8 (-1.9%)
⑧上床版・下床版温度差+5℃	163.7 (2.0%)	147.5 (1.7%)	142.9 (2.5%)
⑨部材全体温度差	160.5 (0.0%)	145.6 (0.3%)	139.9 (0.4%)
⑩橋脚下端の拘束条件	160.5 (0.0%)	145.1 (0.0%)	139.3 (0.0%)

数字はケーブル1本当たりの張力(tf) ( )内は誤差比率

り、緊張直後の合成圧縮応力度は 270 kgf/cm<sup>2</sup> 程度となる。また、誤差がそのまま累積すると、橋梁完成時にはその値は 180 kgf/cm<sup>2</sup> 程度となる。この値は施工時および使用限界状態の制限値以内であるので、張力誤差が±5% 以内であれば、コンクリート応力度が制限値を超えることはない。

#### 4.3 主桁の上げ越しに与える影響

本橋は中規模の斜張橋であり、マルチタイプの長大PC橋に比べ、相対的に主桁剛性が大きいため、荷重増分によるたわみ増分は比較的少なく（主桁 17 BL コンクリート打設により 75 mm 程度）、上げ越しの管理は比較的容易であると言える。しかしながら、軌道構造がスラブ軌道であり、また、直線区間であることから路盤コンクリートを設けていないため、構造系完成後の高さ調整しるとしては、排水勾配コンクリート（設計厚  $t =$

10 cm）の厚さを若干調整するしかない。また、斜材ケーブルによる高さ調整可能量も非常に少ないため、上げ越しの管理は重要な施工管理項目となる。

図-14 は、橋面工施工時における 1 次ケーブル張力誤差による累積たわみ誤差であ。また、図-15 は、最大張出し時における床版温度差によるたわみ誤差（単ケース）を示す。また、これらの検討結果をまとめたものを表-12 に示す。桁の上げ越しに及ぼす影響は、1 次ケーブルの導入張力誤差による累積誤差と、床版温度差による影響が比較的大きい。したがって、桁の上げ越しを管理するためには、緊張による単ケースのたわみ増分も大きい 1 次ケーブルの導入張力（上段 1 次ケーブル緊張時に  $\delta = 130$  mm 程度）と、床版温度差による影響を適正に管理しながら施工を進める必要がある。また、橋脚下端の拘束条件の差により、かなりのたわみ差が生じるこ

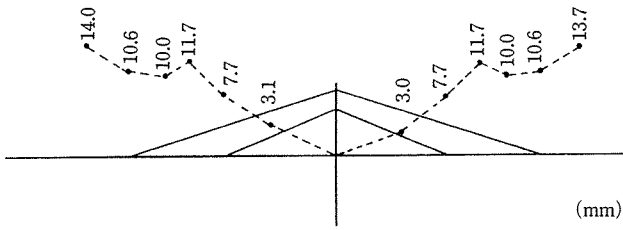


図-14 累積たわみ誤差 (1次斜材張力+10%)

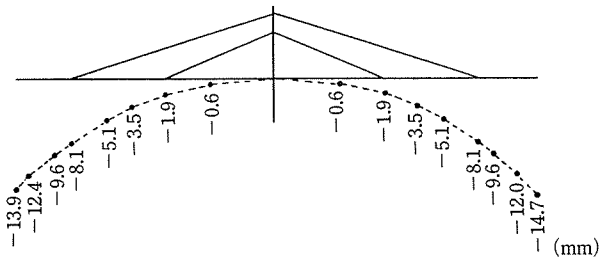


図-15 床版温度差によるたわみ (上床版+5°C)

表-12 主桁変位に与える誤差要因の影響

誤差要因	接点番号	5	7	12	18	24	29	33
①主桁コンクリート重量							○	
②1次斜材張力	◎	◎	○			○	◎	
③2次斜材張力							○	○
④ワーゲン重量	○						○	
⑤主桁主鋼棒プレストレス								
⑥ヤング係数	○						○	
⑦1次斜材・主桁温度差*	○							
⑧上床版・下床版温度差*	◎	◎					◎	
⑨部材全体温度差								
⑩橋脚下端の拘束条件	○				◎	○	○	◎

\*: 単ケースによる変位 ◎: 10~20 mm ○: 5~10 mm 接点番号は表-10 参照

とから、橋脚の回転についても、施工時の適正な管理が必要となる。

### 5. おわりに

第一玉川橋梁の設計および影響値解析の概要について報告した。本橋は、平成8年1月現在、主桁の張出し施工がほぼ終了(写真-2)している。今後、本年夏に橋梁本体は完成し、翌平成9年春からは、東京・秋田間を直通する秋田新幹線が走行する予定である。本橋での施工時における各種の計測結果や、施工結果についても、別途機会があれば紹介したいと考えている。

最後に、本報告が、同種橋梁の計画・設計の一助となれば幸いである。

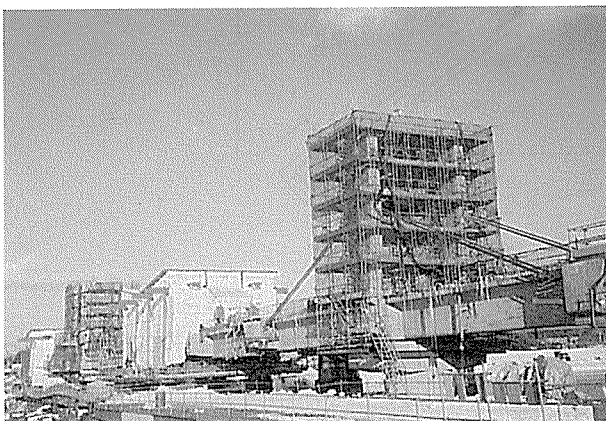


写真-2 施工現況

### 参考文献

- 1) 津吉, 菅原, 大庭, 石橋: 第一玉川橋梁の設計, 第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 1995年, 10月
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 鉄道総合技術研究所編, 平成4年10月, 丸善
- 3) 道路橋耐風設計便覧, 日本道路協会, 平成3年7月, 丸善
- 4) 小林, 津吉, 大庭, 石橋: 3径間連続PC斜材付箱桁の耐震設計, 第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 1995年10月
- 5) 道路橋示方書V耐震設計編, 日本道路協会, 平成2年2月
- 6) 道路橋の免振設計法マニュアル(案), 日本建設センター, 平成4年12月
- 7) 耐震設計指針(案)解説, 日本国有鉄道編, 昭和58年8月, 鉄道施設協会
- 8) 本岡ら: プレストレストコンクリート梁の弾塑性変形性状に関する実験的研究, プレストレストコンクリート, Vol. 25, No. 4, Jul. 1983
- 9) 本岡ら: プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性モデル化に関する実験的研究, プレストレストコンクリート, Vol. 30, No. 3, May 1988
- 10) 本岡ら: プレストレストコンクリート梁の平均プレストレスがその靱性に及ぼす影響, プレストレストコンクリート, Vol. 27, No. 2, May 1985
- 11) 石橋, 吉野, 浦野: PC鋼棒を用いた部材の変形性能について, プレストレストコンクリート, Vol. 28, No. 4, May 1986

【1996年2月9日受付】