

名取川橋梁の設計・施工

村井 剛之^{*1}・大庭 光商^{*2}・大村田義廣^{*3}・宮内 雅美^{*4}・岩崎 郁夫^{*5}

はじめに

名取川は、その水源を宮城、山形両県境の神室岳に発し、奥羽山脈から発する基石川、広瀬川等の大小支流と合流し、太平洋に注ぐ、流域面積約 940 km²、流路延長約 55 km の建設省直轄の一級河川である。

既存の名取川橋梁（JR 東北本線）は、仙台市郊外の東北本線南仙台・長町間に位置する 8 径間の下路鋼トラス橋となっており、河川内に盛土部が突出し、河積阻害が著しい状態となっている。

建設省では、昭和 16 年以降、治水事業として、河川改修工事を継続的に行っており、今回は、建設省の河川改修計画に合わせて、名取川橋梁の改築工事を行ったものである。

本報告は、この内、主として PC 斜版橋の上部工工事〔特に大斜版橋（P₂-P₃-P₄ 径間）〕について、その設計、および施工内容の報告を行う。

1. 工事概要

工 事 名：東北本線南仙台・長町間名取川橋りょう改築

工 事 区 間：東北本線 東京起点
344 km 814 m 00～346 km 572 m 83

〈上部工〉

橋 梁 形 式：2 径間連続 PC 斜版橋×4
橋 長：512.2 m

スパン割り：(40.5 m+51.1 m)
(102.8 m+108.0 m)
(51.5 m+51.6 m)×2

主 桁：PRC 下路桁形式

斜 版：PRC 構造

主塔・橋脚：RC 構造

〈下部工〉

基 礎 形 式：ニューマチックケーソン基礎×3 (P₃・P₄・P₅)

杭基礎×4 (P₁・P₂・P₆・P₇)

直接基礎×2 (A₁・A₂)

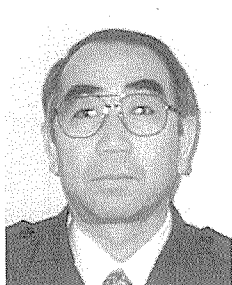
2. 構造形式の検討

計画上、次のような制約条件が規定された。

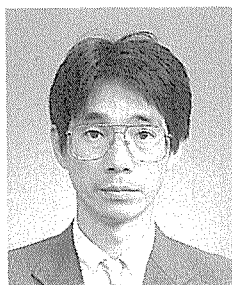
- 1) スパン割りは近接する東北新幹線および下流側の道路上の橋脚位置を基準として決定する。
- 2) 南仙台駅構内が近いことから、軌道縦断勾配は最小限とする。
- 3) 車窓からの眺望を阻害しない桁高とする。

橋梁形式の選定においては、上述の制約条件から、PC 単純下路桁橋、鋼トラス橋、PC 斜張橋、PC 斜版橋について比較検討を行った。

PC 単純下路桁橋は、スパンが 50 m 程度の場合、桁高が約 5 m 程度になること、鋼トラス橋は架設が容易であるが、騒音およびメンテナンス上不利な面がある。以上から、最終的に PC 斜張橋と PC 斜版橋との比較を



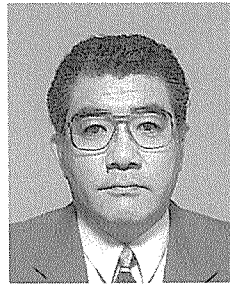
*1 Yoshiyuki MURAI
東日本旅客鉄道(株)
東北工事事務所
工事第一課 課長代理



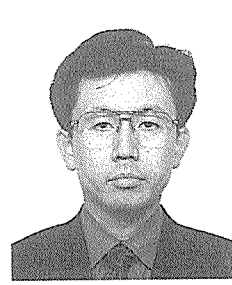
*2 Mitsuaki OBA
東日本旅客鉄道(株)
東北工事事務所
工事管理室 係長



*3 Yoshihiro OMURATA
東日本旅客鉄道(株)
東北工事事務所
仙台工事区 助役



*4 Masami MIYAUCHI
大成建設(株)
土木技術部
橋梁技術室 課長



*5 Ikuko IWASAKI
大成建設(株)
土木設計第一部
景観デザイン室 係長

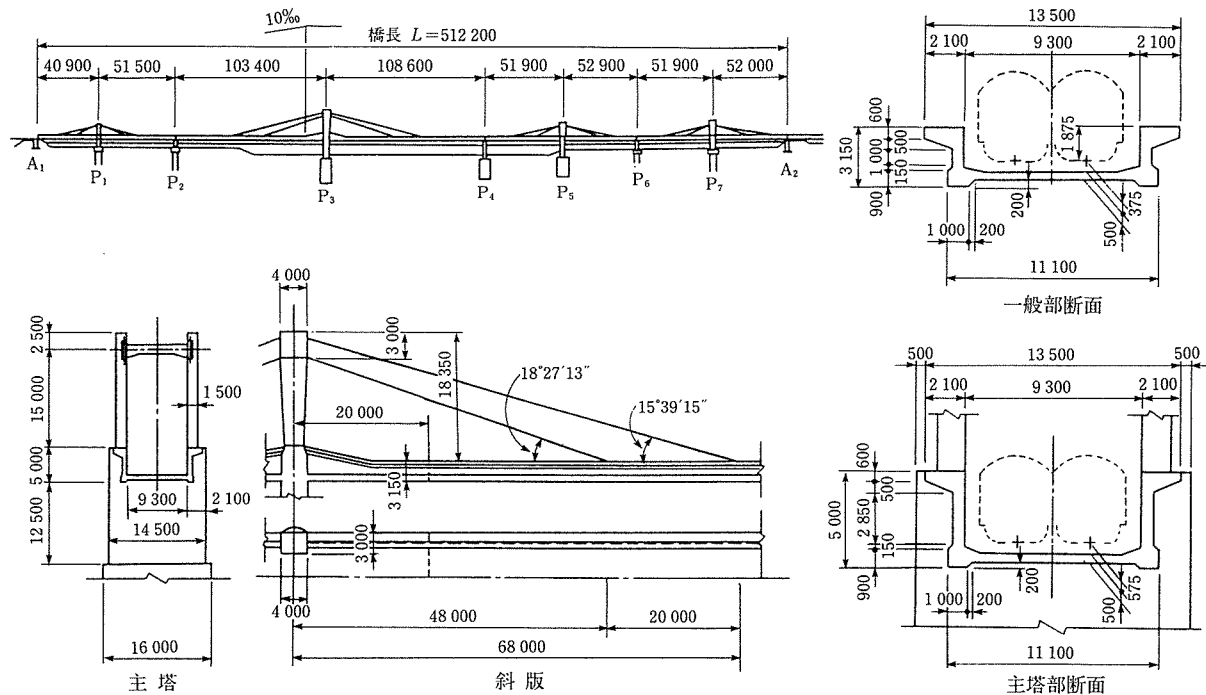


図-1 一般構造図

行った。

PC 斜張橋は構造の自由度も高く景観上優れた形式である。特に、張出し架設工法が採用される場合が多く、支保工架設が不可能な場合は非常に有利である。しかし、今回の場合は、桁下空間もそれほどないことから支保工架設が可能であり、PC 斜版橋が経済性において有利となることが明らかとなった。

この理由として、PC 斜張橋の場合は、斜材ケーブルの設計引張強度は、活荷重による応力変動、および風などによるケーブルの振動を考慮して低く設定される。通常斜張橋における斜材ケーブルの許容引張応力度 (σ_{pa}) は、 $0.4\sigma_{pu}$ (σ_{pu} : 引張強度) 程度である。

PC 斜版橋は、斜材をコンクリートで被覆することによって、鋼材の応力変動幅を小さくすることができるため、ケーブルの許容引張応力度は、通常の PC 部材と同様に $0.7\sigma_{pu}$ と高く設定することができる。また、斜張橋のように特別な斜材定着具、外套管等も不要となり、斜材コストを低減できる。

以上より、2 径間連続の PC 斜版橋を採用することとした。

そのほか、斜版橋の特徴として、次のような項目が上げられる。

従来の桁橋の桁断面内に配置されていた PC ケーブルの一部を桁の外に出した外ケーブル方式の一種であり、外見上は斜張橋に類似してはいるが、構造的にはどちらかというと桁橋に近い構造形式である。適する支間長と

しては、桁橋と斜張橋の中間的領域となる。

主桁、斜版、主塔が剛結されていることから橋梁全体の剛性が高いため、列車走行による変形が小さく、走行性に優れている。

3. 設計概要

本橋では桁高制限ならびに経済性を考慮し、PRC (Prestressed Reinforced Concrete) 構造を採用した。しかしながら、長大連続橋でかつ重要構造物であることを考慮し、表-1、2 に示す設計条件ならびに制限値を設定した。

表-1 設計条件

橋	長	512.2 m
軌道形式	スラブ軌道	
列車荷重	EA-17	
軌道線形	緩和曲線～直線	
コンクリート	主桁	400 kgf/cm ² (450 kgf/cm ²)
	主塔	400 kgf/cm ²
	斜版	400 kgf/cm ²
支承種別	ゴム支承	
ストッパー	鋼角ストッパー	
PC 鋼材	主ケーブル	12 S 15.2 B (19 S 15.2 B)
	斜版ケーブル	12 S 15.2 B
	横締めケーブル	12 S 12.7 B
鉄筋種別	SD 345	
設計水平震度	0.2	

表-2 コンクリートの制限値

圧縮	永久荷重時		$0.4\sigma_{ck}$
	主桁		フルプレストレス
引張	永久荷重時	斜版	$0.5\sigma_{ck}^{2/3}/1.3$
		床版	$0.9\sigma_{ck}^{2/3}/1.3$
	設計荷重時	斜版	軸引張に対しフルプレストレス
ひび割れ幅			$0.05C$ ここで、 C :鉄筋かぶり

3.1 主桁の設計

主桁の橋軸方向は永久荷重作用時に断面がフルプレストレスとなるようにした。また、橋軸直角方向（床版）については、下路桁でもありスラブが構造上重要であることを考慮し、設計荷重作用時にもひび割れが発生しないように、断面の引張応力度をコンクリートの曲げ引張強度以下に制限した。

3.2 斜版の設計

斜版は大きな軸引張力が作用する部材である。特に主塔と斜版の接合部は設計荷重作用時の応力が軸力成分に比べて曲げ成分が卓越する。このため、斜版を PC 部材として設計した場合、PC 鋼材量が非常に多くなり不経済となることから、斜版についても PRC 構造として設計することとした。ただし、斜版が軸引張部材である点を考慮し、設計荷重作用時には軸引張力を打ち消すようにプレストレス力を決定した。

3.3 主塔・橋脚の設計

主塔・橋脚は RC 構造として設計した。主桁の支持方式は、中間支点は橋脚と剛結し端支点は可動とした。可動支承部にはスライド型のゴムシューと鋼角ストッパーを採用した。なお、温度変化による主桁の伸縮に対しては、ゴムのせん断変形で吸収できるように設計した。

3.4 主塔サドル部の設計

通常の斜張橋の斜材ケーブルの場合は、定着位置を主桁側と主塔側の両方に設けるのが一般的である。しかし、斜版橋の場合、主塔側では斜材ケーブルが過密に集中する。よって、主塔頂部において定着スペースを確保するためには、主塔形状に制約を受けることとなる。そこで、主塔側にケーブルを定着することなく、主塔頂部ではケーブルを貫通させるスルータイプを採用した。定着位置は主桁側のみとし、桁下に切欠きを設けて緊張することとした。

サドル構造の効果としては、定着具の減少によるコストダウン、配筋の簡素化による施工性の向上が図れるほか、主塔頂部の形状を小さくすることが可能となり、景観上のメリットもある。

しかし、サドル部のケーブル曲げ半径はかなり小さくなり、緊張力による割裂力が大きくなる。よって、主塔

頂部については、2次元 FEM 解析と部分模型実験を行い、その補強方法を決定した。

なお、ケーブルの曲げ半径は P_3 主塔が $R=5.4\sim 6.2$ m、その他の主塔が $R=4.1\sim 4.6$ m とした。

P_3 主塔前面での斜版内ケーブルの配置図を図-2 に示す。

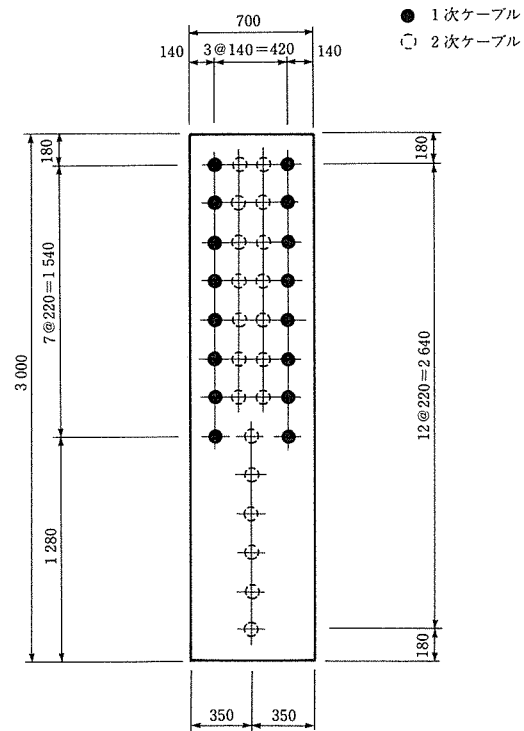


図-2 主塔付け根部の鋼材配置

FEM 解析の結果から斜材緊張による割裂力は、下段のダクトほど大きくなり、その最大値は約 30 kgf/cm^2 である。

部分模型実験は、無補強のもの、ダクト直下に補強筋を配置したもの、緊張ダクトの下にケーブルがない空きダクトが存在するもの等について行った。

その結果、実橋での持続的な荷重載荷状態、および国内での施工事例がないことも考慮し、設計時の安全率は、試験体の $P-\delta$ 曲線により得られた降伏状態に対して 3.5 程度を確保した。また、補強鉄筋量は永久荷重作用時の FEM 解析によって得られた割裂力に対して、鉄筋応力度が $\sigma_s=1000 \text{ kgf/cm}^2$ 以下となるように決定した (D 22-ctc 125)。

3.5 構造解析

本橋の特徴は主桁を吊り上げている斜版にある。一般の橋梁の構造解析モデルは、主桁等の剛性を有する骨組みモデルによって解析する場合が多い。しかし、斜版橋の場合は主桁と斜版の接合幅が大きいために、その部分

の骨組みモデル化については、その応力状態を適切に表現できるモデルとする必要がある。

そのため、本橋においては二次元平面要素によるFEMモデルといくつかの平面骨組みモデルによる解析との断面力等の比較を行い、適切な平面モデルを選定することとした。

その結果、主桁と斜版の接合部の軸変形を適切に評価し、主桁自重載荷時、および斜版プレストレス導入時においても対応の良好な仮想部材を考慮した図-3のモデルを採用した。

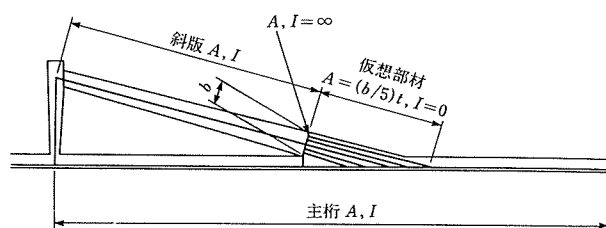


図-3 構造解析モデル

橋軸方向の構造解析は、橋脚下端を固定とした平面骨組解析を基本とし、各施工段階における構造系の変化、荷重載荷状態を考慮して行った。また、完成系の軸直角方向の設計、および主桁のねじりに対する影響は、3次元骨組解析により算出した。

なお、主桁と斜版の接合部付近については、2次元FEM解析モデルによって解析を行った。その結果、接合部の両端に大きな引張力が発生することがわかり、この部分については、発生引張力に抵抗するよう鉄筋によって補強を行った。

4. 下部工の施工

P₁, P₂, P₆, P₇ 橋脚については、鋼矢板で仮締切施工後、オールケーシング工法により場所打ち杭を施工し、掘削後基礎、橋脚を構築した。

P₃, P₄, P₅ 橋脚は、鋼矢板で締切を行い、築島後、ニューマチックケーソン工法により基礎部を施工し、橋脚躯体を構築した。

A₂ 橋台は仮締切工を施工後、基礎、躯体を構築した。

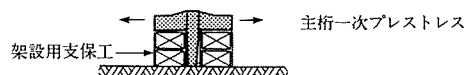
5. 上部工の施工

5.1 施工手順

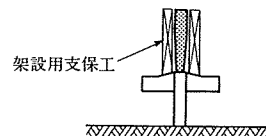
大斜版橋 (P₂-P₃-P₄) の施工手順を図-4に示す。施工場所が河川内ということから、渇水期施工となり、平水期には支保工を存置することができない。よって、図のような施工手順がとられた。

一年目の第一渇水期に柱頭部の主桁を構築し、その部分の主桁一次ケーブルを緊張することによって支保工撤

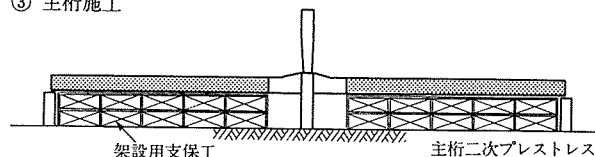
① 柱頭部施工(下部工施工後)



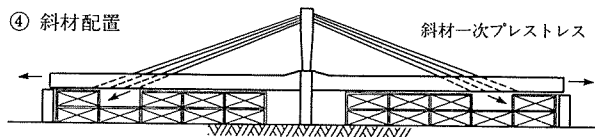
② 主塔施工



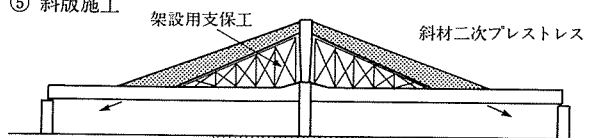
③ 主桁施工



④ 斜材配置



⑤ 斜版施工



⑥ 橋面工施工(完成図)

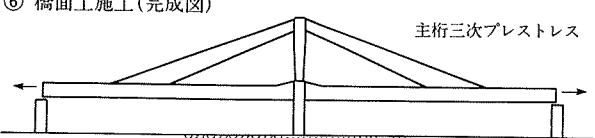


図-4 施工手順 (P₂-P₃-P₄)

去を可能にする (①)。後の増水期には主塔を構築し (②)、翌第二渇水期に残りの主桁部分を支保工上で構築する (③)。そして、斜材ケーブルの約半分に相当する斜材一次ケーブル (外ケーブルの状態) と主桁二次ケーブルを緊張することによって、支保工撤去可能とする (④)。後の増水期に斜版の構築を行い、残りの斜材二次ケーブルを緊張する (⑤)。最後に、斜版支保工を撤去するとともに、主桁三次ケーブルを緊張し完成に至る (⑥)。

通常支保工上で場所打ちされるPC橋では、主桁プレストレス導入時に主桁は支保工から離れる方向 (上向き) に変位し、支保工を押すような力が発生することはほとんどない。しかし、本橋の場合、主桁二次ケーブルが図-5のように主桁と斜版の接合部付近で上縁側に偏心しているため、緊張時に下方向へ支保工を押さえる力が発生する。その場合、主桁には支保工の拘束を受けることによる二次力が発生する。その応力状態を把握するため、先述の構造解析モデルの中で支保工の支持をモデル化して解析を行い、施工ステップを追った応力照査を

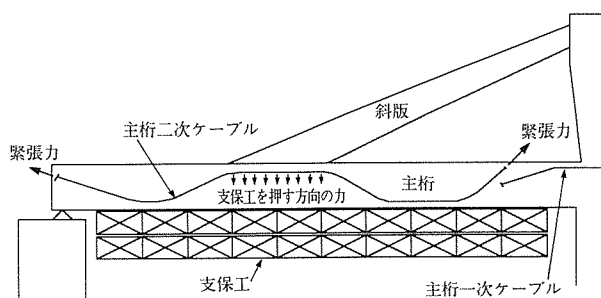


図-5 主桁ケーブル形状

行った。

その結果、施工手順④の主桁二次プレストレス導入および斜材一次プレストレス導入の際の緊張順序が確定された（図-6）。

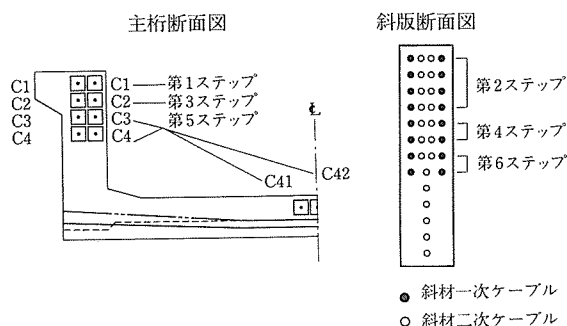


図-6 緊張順序図

5.2 コンクリート工

コンクリートの配合については、打設部位のほとんどが、配筋およびPC鋼材配置が過密となっており、従来のスランプ8 cm程度の硬練りコンクリートでは充填、締固めが困難となることが予想された。そこで、施工性の改善を目的として、高性能AE減水剤を使用した。打設部位によってスランプ15 cm, 18 cm, 21 cmのコンクリートを使い分けた。スランプ21 cmのコンクリートは、特にPC鋼材が集中している主塔頂部、斜版部および主桁と斜版の接合部に用いた（図-7）。

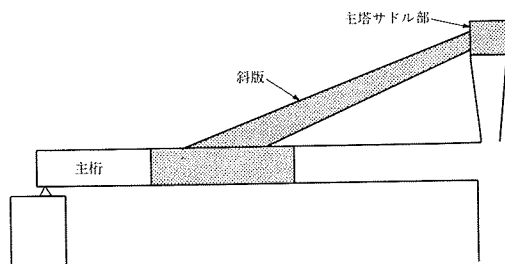


図-7 スランプ21 cm コンクリート使用部位

コンクリート打設は、大斜版橋においては主桁11ブロック（最大打設量390 m³/ブロック）、斜版5ブロックに分割した。

5.3 斜材一次ケーブルの架設

斜版打設前に架設する斜材一次ケーブルは、ウインチを用いた索道を仮設し、図-8に示す方法によって架設した（写真-1）。なお、架設直後はケーブル自重によるサグがかなり残るので、本緊張までに、単線ジャッキによって、サグがなくなる程度の緊張力（2 tf/1ストランド、0.08 σ_{pu} 程度）を与えた。

また、斜材一次ケーブルは、斜版コンクリート打設まで露出されることとなるので、その期間（約5ヶ月間）防錆のため、塩化ビニール管によって被覆した。

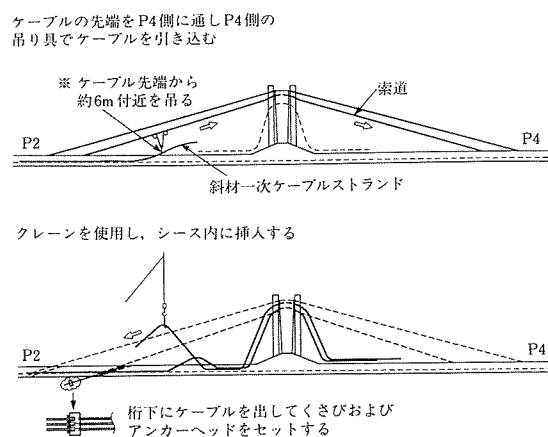


図-8 斜材一次ケーブル架設方法

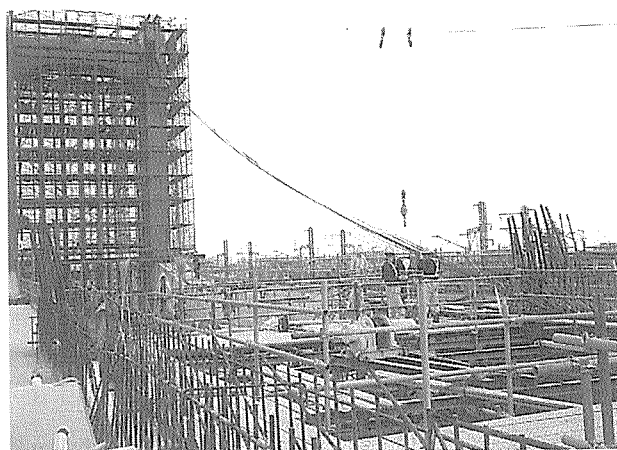


写真-1 斜材一次ケーブル架設状況

5.4 緊張工

PC鋼材は、大斜版の主桁ケーブルには（SWPR 7 B, ϕ 15.2, 19本）、その他の主桁ケーブルおよび斜版ケーブルには（SWPR 7 B, ϕ 15.2, 12本）、横締めケーブルには（SWPR 7 B, ϕ 12.7, 12本）を使用した。

また、主桁と斜版の接合部に不慮のクラック防止のために鉛直締めのPC鋼棒が当初配置される予定であったが、該当箇所は特にPC鋼材および鉄筋が錯綜する部分であるため、よりフレキシブルなアフターボンドタイプ

の PC ケーブルによって補強するように変更した。

斜材一次ケーブル以外のケーブル挿入は、ストランドプッシャー（鋼線挿入機）を用いた。挿入ケーブルの中で、特に大斜版橋の斜材二次ケーブルは、高低差が約 20 m もあり、挿入が困難なことを予想し、ゴムタイヤ式のプッシャーを用いた。

シースについては、鉄筋とケーブルが過密に錯綜する部分が多いために、コンクリート打設の際、バイブレーター等でシースが損傷することがないように肉厚のワインディングシースを使用した。

斜版ケーブルは桁下の切欠き部での緊張作業となり、重量がかなりある緊張用ジャッキの取扱いが困難なことから写真-2 に示すような桁下緊張用ジャッキ架台を製作し、作業性の向上を図った。



写真-2 桁下緊張用ジャッキ架台

5.5 主塔サドル部の鉄骨化

この部分は、斜版ケーブルが集中する部分であり、多量の補強筋も配置されるため、あらゆる材料が錯綜し、現場組みでは斜版ケーブルの位置等を高い精度で配置することが困難であると考え、あらかじめその部分のシース（鋼管使用）を鉄骨フレームによって一体化し、一括架設を行った（写真-3）。

5.6 斜材一次ケーブルの張力測定

大斜版橋の斜版コンクリート打設前に緊張する斜材一次ケーブルは、緊張時には、一種の外ケーブルの状態であり、ケーブルのほとんどの部分が空中に露出されるという点では斜張橋の斜ケーブルに類似する部分もあるが、主桁内の定着部付近にかなりの角変化（約 15 度）を有する点では特異性がある。このような形状配置のケーブルの緊張計算については、過去に例がないが、本橋においては次の仮定の下に行った（図-9 参照）。

- 1) 主桁内（a 部）ではシースと鋼材間の摩擦を考慮する。
- 2) 空中に露出された部分（b 部）については摩擦ロ

ス等は無視する。

- 3) くさび定着によるセットロスは、主桁内（a 部）での摩擦抵抗により吸収できなかった量は、露出部分（b 部）の鋼材の弾性短縮によって吸収されるものとする。なお、セットロスは主塔の前面（c 部）までですべて吸収されるものとする。

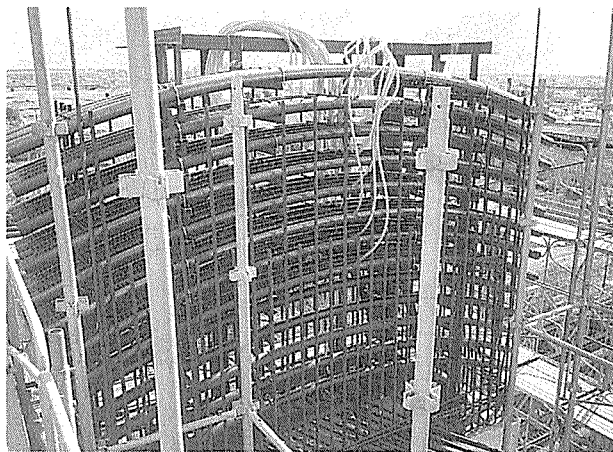


写真-3 主塔サドル部鉄骨フレーム

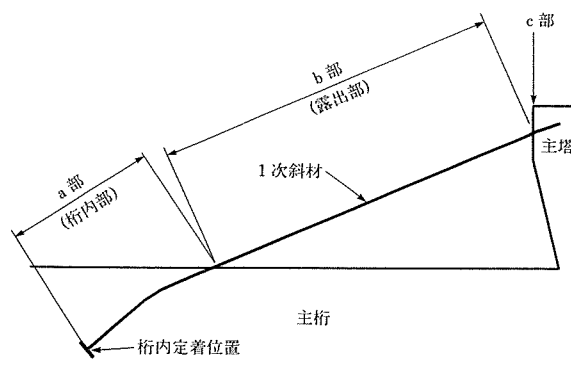


図-9 斜材 1 次ケーブル形状

斜材一次ケーブルは、これによって桁下の支保工を撤去することが可能になることから非常に重要な構成材の一つである。よって、先述の緊張計算における仮定その他が妥当なものであるかどうかを検証する目的で、次の二つの方法によって一部の斜材一次ケーブルの張力測定を行った。

- 1) ひずみゲージによる測定（写真-4）

12 本一束の PC 鋼線の任意の 3 ストランドを選び、その素線に沿ってひずみゲージを 2 枚ずつ貼付して、そのひずみから張力を算定する。使用するひずみゲージはあらかじめキャリブレーションを行い、張力換算のための係数を求めておく。

- 2) 強制振動法による測定（写真-5）

斜材に加速度計を取り付け、強制的に斜材に振動を加え自由振動させることによって得られる信号を増幅し、A-D 変換して斜ケーブルの振動波形デー

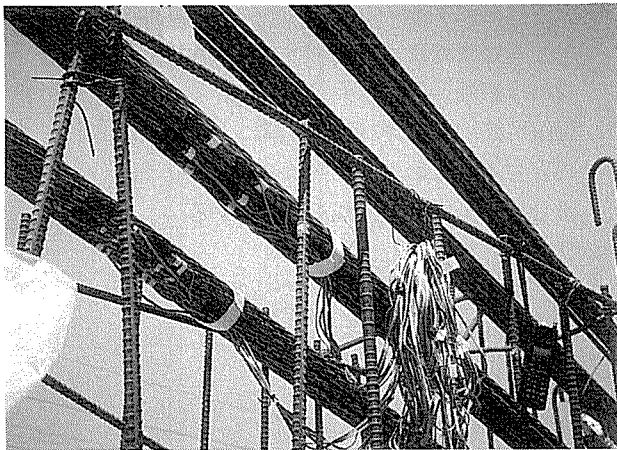


写真-4 ひずみゲージによる測定

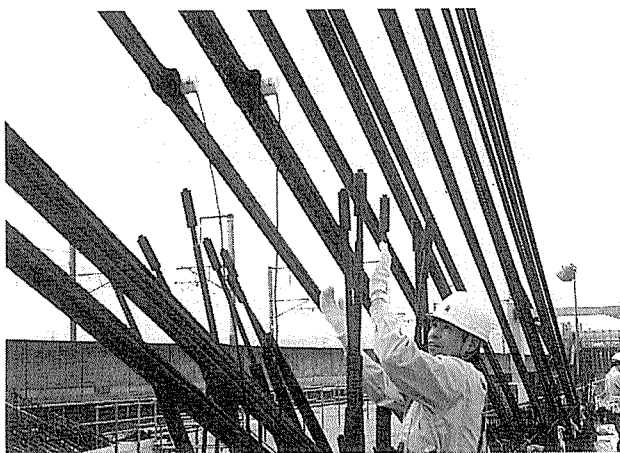


写真-5 強制振動法による測定

タをパソコンに取り込む。さらに、FFT 変換（高速フーリエ変換）を行い、振動数のエネルギー分布図を作成して、卓越振動数を探し、基本振動数を選出する。

張力算定式は、弦理論式をケーブルの曲げ剛性・サグの影響を考慮して次式を補正したものによった。また、ケーブルの曲げ剛性には計算値の 50% を採用した。

$$T=(4 \omega l^2)/(n^2 g) \times (f_n)^2$$

ここに、 T : 張力

l : ケーブル長

ω : ケーブル単位重量

g : 重力加速度 (9.8 m/sec²)

f_n : n 次の固有振動数 (Hz)

二つの方法による測定結果と緊張計算結果の比較表を表-3 に示す。

表からわかるように、いずれの方法によっても、各ケーブルの設計導入力と測定値との差は数パーセントのものがほとんどであり、その差の平均値はひずみゲージによる測定結果で +2.7%、強制振動法による測定結果で東京方は +1.7%、仙台方は +1.0% である。よって、斜材一次ケーブルによって主桁に加わる力としては、全

表-3 張力測定結果

ケーブル番号		導 入 力			
		設計値 (tf)	東京 方	仙 台 方	
			強制振動法による測定値	ひずみゲージによる測定値	強制振動法による測定値
			(tf)/差 (%)	(tf)/差 (%)	(tf)/差 (%)
C 14	新幹線側外側	175	171/ -2.3	/	167/ -4.6
	新幹線側内側	175	172/ -1.7	/	174/ -0.6
	在来線側内側	175	166/ -5.1	169/ -3.4	170/ -2.9
	在来線側外側	175	169/ -3.4	183/ 4.6	179/ 2.3
C 15	新幹線側外側	175	170/ -2.9	/	167/ -4.6
	新幹線側内側	175	171/ -2.3	/	165/ -5.7
	在来線側内側	175	165/ -5.7	176/ 0.6	170/ -2.9
	在来線側外側	175	179/ 2.3	176/ 0.6	182/ 4.0
C 16	新幹線側外側	165	165/ 0.0	/	156/ -5.5
	新幹線側内側	165	172/ 4.2	/	168/ 1.8
	在来線側内側	165	160/ -3.0	167/ 1.2	171/ 3.6
	在来線側外側	165	167/ 1.2	185/ 12.1	178/ 7.9
C 17	新幹線側外側	165	166/ 0.6	/	178/ 7.9
	新幹線側内側	165	157/ -4.8	/	161/ -2.4
	在来線側内側	165	167/ 1.2	163/ -1.2	163/ -1.2
	在来線側外側	165	164/ -0.6	165/ 0.0	168/ 1.8
C 18	新幹線側外側	160	161/ 0.6	/	155/ -3.1
	新幹線側内側	160	163/ 1.9	/	158/ -1.3
	在来線側内側	160	161/ 0.6	161/ 0.6	154/ -3.8
	在来線側外側	160	173/ 8.1	173/ 8.1	168/ 5.0
C 19	新幹線側外側	155	163/ 5.2	/	153/ -1.3
	新幹線側内側	155	156/ 0.6	/	157/ 1.3
	在来線側内側	155	166/ 7.1	149/ -3.9	151/ -2.6
	在来線側外側	155	161/ 3.9	157/ 1.3	164/ 5.8
C 20	新幹線側外側	150	159/ 6.0	161/ 7.3	165/ 10.0
	新幹線側内側	150	155/ 3.3	156/ 4.0	157/ 4.7
	在来線側内側	150	155/ 3.3	/	150/ 0.0
	在来線側外側	150	153/ 2.0	/	155/ 3.3
C 21	新幹線側外側	150	165/ 10.0	164/ 9.3	161/ 7.3
	新幹線側内側	150	165/ 10.0	152/ 1.3	164/ 9.3
	在来線側内側	150	155/ 3.3	/	146/ -2.7
	在来線側外側	150	166/ 10.7	/	151/ 0.7
平 均			1.7	2.7	1.0

体系としてほぼ設計どおりであると判断できる。

また、緊張計算方法において仮定した項目も妥当なものと判断できる。

5.7 グラウト工

グラウトについては、高さのある斜版部、およびかなり長さのある主桁ケーブルに施工するには、ノンブリージングタイプのグラウト混和剤が必要である。今回、現在市販されている 2 種類の混和剤を用いて現場にて模擬ケーブルを組み立て、実施施工条件にて注入比較試験を行い、使用混和剤を選定することとした（写真-6）。

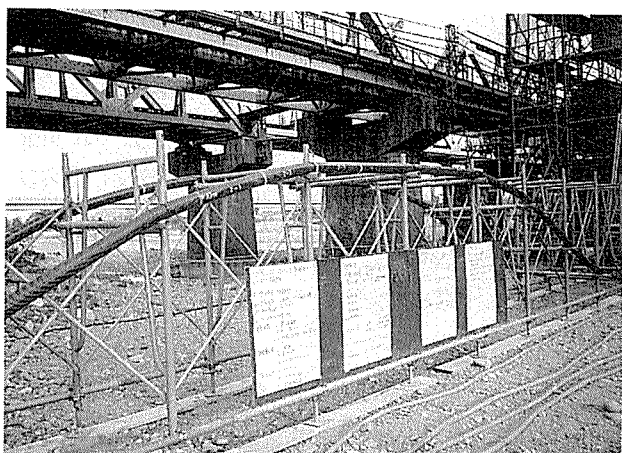


写真-6 模擬ケーブル

試験項目を次に示す。

- 1) 透明シースによるグラウト注入時の形状観察
- 2) 硬化後の空隙面積率比較
- 3) 硬化後の切断面観察
- 4) 品質管理基準（コンシステンシー，膨張率，ブリージング率，圧縮強度）
- 5) 引抜き試験
- 6) 注入時圧力試験
- 7) 流下時間ロス測定

試験結果を表-4, 5 に示す。

室内実験，注入実験において2種類の混和剤に品質的大差はなく，いずれも品質的には問題ないと判断され

た。そこで，今回は施工性要因であるグラウト注入圧と流下時間ロスの優位性から製品Aを選定した。

6. 計測工

本橋は，国内でも初の構造形式であり，その構造特性については，主塔と斜版の接合部や主桁と斜版の接合部などの部分において不明な点も多い。設計ではいくつかの仮定の下に骨組み構造解析を行っている。今回，大斜版橋を対象として，躯体内に各種計測器を設置し，施工時に計測を行うことにより，設計上のモデル化の妥当性，斜版橋特有の構造特性の解明を試みた。

図-10 に示す位置に各種センサー（表-6）を設置し，コンクリート打設直後から計測を開始し，各施工ステップ毎の設計値と比較することによって，その構造特性の考察を行うこととした。

その結果，主桁，斜版の各位置での応力状態の変遷は，ほぼ設計値と一致しており，設計上のモデル化の妥当性が確認された。

あとがき

本橋は，河川の中で，しかも東北新幹線と東北本線に挟まれた営業線近接工事という非常に厳しい施工条件の中，平成8年6月無事に竣工を迎えることができた。

国内初の本格的斜版橋という新しい構造系でもあり，各方面からも注目を集めた現場でもあった。今後もこの

表-4 PCグラウトの注入実験結果(1)

水セメント比 W/C (%)	単位水量 (kgf/m ³)		混和剤		経時変化 ※1				圧送後 ※2	ブリージング率 (%)		圧縮強度 (N/mm ²)	
	水	セメント	種類	使用量	測定項目	直後	30分	60分		3時間	最終	7日	28日
45	587	1305	製品A	C×1.0%	J 14 ロート (秒)	6.7 7.0 7.0	7.9 7.8 7.9	7.9 8.0 8.0	4.8 4.5 4.7	0.0	0.0	43.5	53.1
					温度(℃)	21.0	21.0	20.0	31.0				
			製品B	C×1.2%	J 14 ロート (秒)	7.9 7.9 8.2	11.2 11.2 11.2	10.8 10.7 11.0	5.4 5.3 5.5	0.0	0.0	30.8	36.1
					温度(℃)	23.0	22.0	20.0	32.0				

※1 静置条件

※2 シース先端より採取

表-5 PCグラウトの注入実験結果(2)

混和剤		ポンプホース循環時の吐出量 (l/min)	注 入 状 況					硬化後の空隙 ※1	
種類	使用量		測定項目	注 入 距 離 (m)					空隙の面積 (cm ²)
製品A	C×1.0%	16.8	注入時間(秒)	0	5	10	15	20	16.7
			注入圧力(kgf/cm ²)	6.0	9.8	10.4	10.8	11.4	
製品B	C×1.2%	16.2	注入時間(秒)	0	67	131	196	270	30.3
			注入圧力(kgf/cm ²)	8.0	11.0	12.0	12.5	13.0	

※1 下り勾配部(70 cm 間)に発生した空隙の面積を測定し，シース管との全付着面積に対する空隙面積率を算出した。

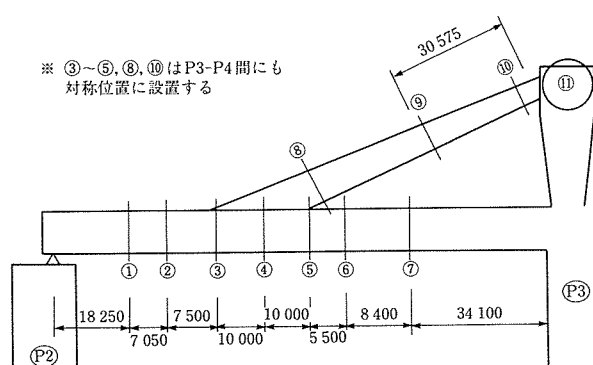


図-10 計測センサー設置位置

表-6 設置センサー一覧

計 測 位 置		設 置 セ ン サ ー	
①、⑦	上 縁	鉄筋計 コンクリートひずみ計 コンクリート有効応力計 コンクリート無応力計	熱電対
	下 縁	鉄筋計	熱電対
②、⑥	上 縁	鉄筋計	熱電対
	下 縁	鉄筋計	熱電対
③	上 縁	鉄筋計（主桁上縁，斜版上縁各 1）	熱電対
	下 縁	鉄筋計	熱電対
④	上 縁	鉄筋計	
	下 縁	鉄筋計	
⑤	上 縁	鉄筋計（主桁上縁，斜版下縁，鉛直方向各 1）	熱電対
	下 縁	鉄筋計	熱電対
⑧	上 縁	鉄筋計	熱電対
	下 縁	鉄筋計	熱電対
⑨	上 縁	鉄筋計	熱電対
	断面中心	コンクリートひずみ計 コンクリート有効応力計 コンクリート無応力計	
⑩	上 縁	鉄筋計 コンクリート有効応力計	熱電対
	下 縁	鉄筋計 コンクリート有効応力計	熱電対
⑪	サドル部補強筋	ひずみゲージ	

種の大偏心ケーブルを有する桁橋と斜張橋の中間的領域をカバーする橋梁は増加の傾向にあり，ここでの経験が生かされることとなるであろう。

最後に，本工事の計画および施工にあたり，JR 東北技術委員会（会長：尾坂芳夫東北学院大学教授）ならびに JR 東日本建設工事部構造技術センター（石橋忠良所長）から多くの貴重なご助言をいただいた。この場を借りてお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 石橋，大庭：名取川橋梁の計画と設計，橋梁と基礎，Vol. 29, No. 1, 1995
- 2) 松本，大槻，大村田：名取川橋梁の設計・施工，橋梁，Vol. 32, No. 4, 1996
- 3) 村井，大槻，宮内，高橋，岩崎，菊地：名取川橋梁の施工，橋梁と基礎，Vol. 30, No. 12, 1996

【1996 年 12 月 9 日受付】