

霧積川橋梁の設計と施工

稲葉 紀昭*¹・熊耳 哲雄*²・森下 善次*³・鈴木 直*⁴

1. はじめに

霧積川橋梁は、北陸新幹線が高崎で上越新幹線と分岐し、軽井沢手前の山間部を通過する付近に建設された、鉄道橋として初めての本格的な PC 方杖ラーメン橋である（図-1）。

架橋地点は、利根川源流の一つの霧積川が刻んだ深いV字溪谷に位置し、風光明媚なことで上信越高原国立公園に指定されている。

橋梁形式の選定に際しては、このような急峻な地形条件下での施工性・経済性を検討するとともに、国立公園内に位置するため景観に十分配慮した。

本橋は、現地形に与える施工中の影響を最小限にするため、方杖ラーメン橋としては国内で初めて橋脚をロアリング工法により施工し、橋脚と側径間主桁により構成されるトラスを支えとして、中央径間部を張出し架設する工法を採用した。

ここでは、本橋の設計・施工および載荷試験について報告する。

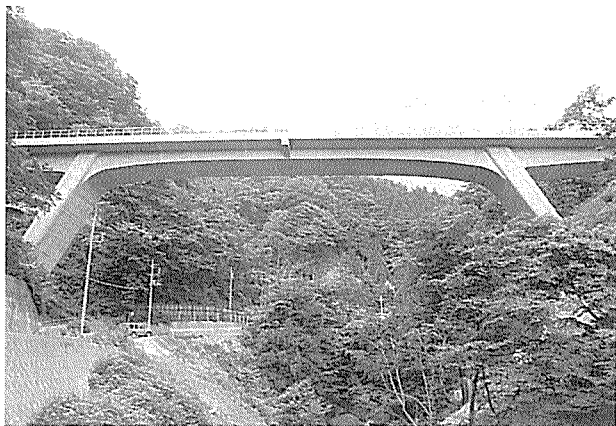


写真-1 完成写真

2. 橋梁概要

霧積川橋梁は、PC 箱形形式の主桁と RC 壁式の橋脚を組み合わせ、橋脚下端を剛結とした方杖ラーメン橋である。主桁に用いた PC 鋼材は、架設時（ディビダーク工法）に必要なものについては、取扱いが便利できめ細

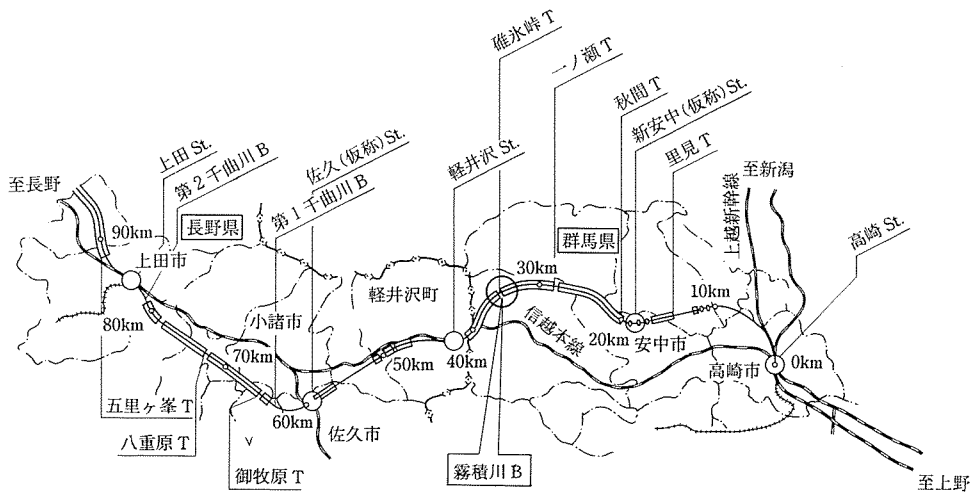


图-1 桥梁位置图

*1 Noriaki INABA : 日本鉄道建設公団 設計技術室 室長

*2 Tetsuo KUMAGAMI: 日本鉄道建設公団 北陸新幹線建設局工事第2課 課長

*3 Yoshitsugu MORISHITA : (株)千代田コンサルタント 東京支店構造設計部 課長

*4 Tadashi SUZUKI : 住友建設(株) 東京支店 作業所長

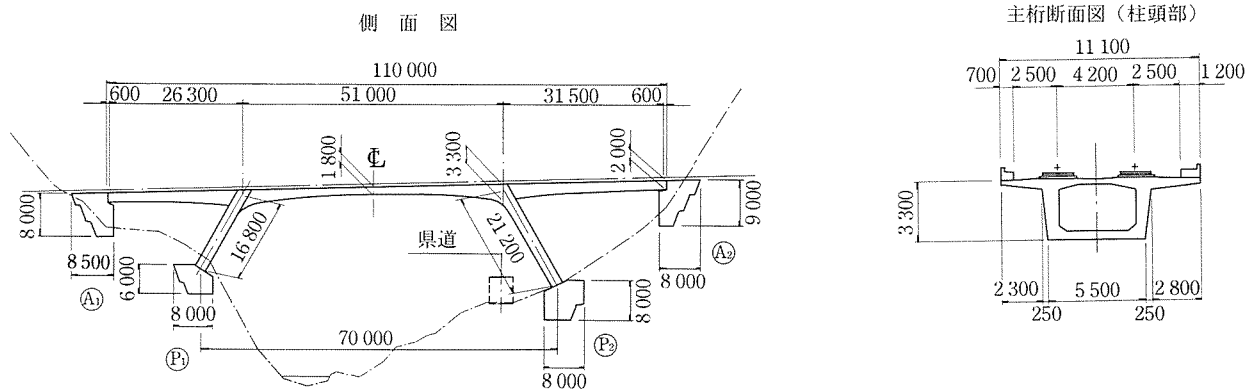


図-2 霧積川橋梁一般図

かくプレストレスを与えることのできる PC 鋼棒を使用し、完成時に必要となるものについては、大容量のプレストレス力を与えることができ、後挿入を利用することにより PC 鋼材のさびを防止できる PC 鋼より線を配置した。橋台、および橋脚基礎は第三紀中新世の角礫凝灰岩を支持層とした直接基礎としている。

以下に基本的な設計条件を述べ、橋梁の構造寸法図を図-2 に、完成写真を写真-1 に示す。

線 名：北陸新幹線（高崎～長野間）

橋 梁 形 式：プレストレストコンクリート 3 径間方
杖ラーメン橋

橋 長：110.00 m

支 間 割：26.30 m+51.00 m+31.50 m
(方杖脚支間 70.00 m)

総 幅 員：11.10 m

平面線形：直線

縦断勾配：30 %

斜 角：90°

列車荷重：標準活荷重 P-16（図-3）

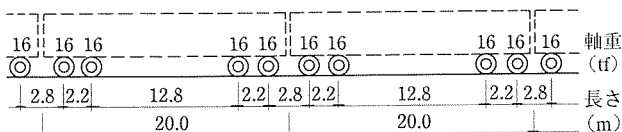


図-3 標準活荷重 P-16

表-1 使用材料

構造材料	コンクリート (設計基準強度)	鉄 筋	PC 鋼 材
主桁 (PC 部材)	400 kgf/cm ²	SD 345	(架設系) SBPR 930/1180 (φ 32) (完成系) SWPR 7 B (12 T 15.2) (上スラブ横締め) SBPR 930/1080 (φ 26)
橋脚 (RC 部材)	300 kgf/cm ²	SD 345	—
橋脚基礎および橋台	210 kgf/cm ²	SD 345	—
ローリングケーブル	—	—	SWPR 7 B (12 T 15.2)

設計最高速度：260 km/h

軌 道 構 造：スラブ軌道

使 用 材 料：表-1 に示す。

3. 構造形式

霧積川橋梁は、国道 18 号線から分かれ霧積温泉に向かう県道川浦・坂本線が霧積川に沿って走る位置に、渓谷を跨ぐかたちで架設される橋梁であり、構造寸法を決定するに当たっては、施工性・経済性以外に、自然との調和、周辺地形に与える影響を極力少なくできる構造となるよう十分配慮した。

以下に、主要部材の構造形式について述べる。

3.1 橋長および支間割

橋台位置は、その掘削ラインがトンネル坑門に影響を与えない位置に計画し、構造高をできるだけ低くして、周辺の地形への影響が少なくなるようにした。

橋脚の位置は、国立公園内のすぐれた自然環境である渓流内には基礎を設けないこととし、県道および橋台に影響を与えない範囲で急斜面を避けた位置とした。また、橋脚の設置角度は主桁の支間割に影響があるので数種の角度について試算を行い、施工性・経済性・景観などを検討し決定した。

3.2 主 桁

主桁形状は、ねじり剛性が高く偏載荷重に対し有利な箱形断面を採用した。一般にラーメン構造の場合、最適桁高は柱部材との剛度比により影響を受けるが、本橋では景観に配慮して、できるだけスレンダーな形状となるように、桁高・スパン比は支点部で 1/16、中央径間中央部で 1/28 とした。

耐久性向上の点から、鉄筋のかぶりを温暖地より 10 mm 大きくし、PC 鋼材の上縁定着部からの水の浸透による腐食の恐れをなくするため、上縁定着を設けないこととした。また、施工の煩雑さを避けるためせん断鋼棒は配置せず、鉄筋によりせん断力を受け持たせる設計とした。

3.3 橋 脚

方杖橋の橋脚下端は、本橋のようなコンクリート橋の場合、大反力の支承が必要となり、鋼製支承を用いると高価であり、かつ保守量も増えることとなる。したがって、本橋では橋脚下端を剛結とすることとした。

3.4 景 観 設 計

霧積川橋梁は、国立公園内の自然環境を多く残す美しいV字渓谷に建設される。したがって、その環境の破壊を少なくし、周辺の地形に調和した構造とすることが、耐用年数が高い土木構造物として重要なことである。また、橋梁の建設に当たっては、景観に十分配慮するよう環境庁からも要望されていた。

本橋は、橋梁の前後をトンネルにはさまれ、その延長も短いため、新幹線の車窓からその全貌を見ることはできず、その視点場は県道の利用者が対象となる。蛇行する霧積川に沿って走る県道を通行する利用者にとって、屈曲部を曲がると同時に橋梁を間近に仰ぎ見るかたちとなる。

このような観点から、谷間の視野をふさがず安定感のあるアーチ系の橋梁形式を選定し、周辺地形に調和するよう人工色の少ないコンクリート構造とした。また、構造寸法の決定・施工法の採用に当たってもできるだけ周辺地形に影響を与えないよう配慮し、構造部材として最小限のものとし、視覚的に見て自然で違和感のない形状とした。

また、主桁と柱部材の隅角部に曲線を設け応力の流れをスムーズなものとするとともに、直線的な方杖ラーメン橋のフレーム枠を和らげるため、県道から間近に見える橋脚の四隅の面取りを曲線とした。さらに、マッシブな部材となる橋脚の側面にスリットを設けることにより、全体的なプロポーションをスリムなものとなるようにした。図-4に検討した主桁と柱部材の取合い部および柱断面を示す。

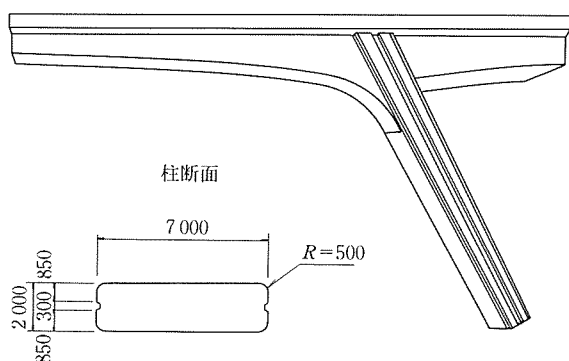


図-4 主桁と柱との取合い部および柱断面

4. 設 計

4.1 設 計 概 要

本橋に用いた設計法は、主桁・橋脚躯体に限界状態設計法を用い、橋台および橋脚基礎の設計には許容応力度法を用いた。なお、限界状態設計法は「昭和61年度版土木学会コンクリート標準示方書」に基づいているため、現在の方法とは多少異なる部分がある。

各限界状態の断面力算定は、コンクリート全断面有効とした平面骨組モデルによる線形解析を行った。また、施工中と完成後において構造系が変化するため、クリープによる影響を考慮し断面力を算定した。

設計に適用した示方書は、次のとおりである。

- 1) 「新幹線建造物設計標準（案）」（北陸新幹線 高崎・軽井沢間用）

平成2年2月、日本鉄道建設公団

- 2) 「国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物、抗土圧構造物）」 昭和61年3月、土木学会

- 3) 「コンクリート標準示方書設計編（昭和61年版）」 昭和61年10月、土木学会

4.2 限界状態設計法

（1）安全係数および荷重の組合せ

設計に用いた安全係数（荷重係数を除く）を表-2に示す。また、基本的な荷重係数および荷重組合せを表-3に示す。

表-2 安全係数の値

安全係数		限界状態	終局	使用	疲労	耐震
構造解析係数 γ_a			1.0	1.0	1.0	1.0
材料係数 γ_m	コンクリート γ_c		1.3	1.0	1.3	1.0
	鋼材 γ_s		1.0	1.0	1.0	1.0
部材係数 γ_b	曲 げ		1.15	1.0	1.0	1.0
	せん断	コンクリート	1.3	1.0	1.0	1.0
		鋼材	1.15	1.0	1.0	1.0
	ね じ り		1.3	1.0	1.0	1.0
構造物係数 γ_i			1.2	1.0	1.0	1.0

表-3 荷重係数および組合せ

限界状態 荷 重	終 局 限 界	使用限界		疲労	耐震
		応 力 度 ひび割れ	たわみ		
桁 自 重 等	1.1	1.0	—	1.0	1.0
クリープ・乾燥収縮	1.0	1.0	—	1.0	1.0
列 車 荷 重	1.35 (複線)	1.0 (複線)	1.0 (単線)	1.0 (単線)	1.0 (単線)
衝 撃	1.35	0.75	0.75	0.75	—
温 度 変 化	1.0	1.0	—	—	—
地 震 の 影 響	—	—	—	—	1.5

◇工事報告◇

(2) 各限界状態の検討

1) 終局限界状態

断面破壊の終局限界状態に対する検討は、設計断面耐力 (R_d) の設計断面力 (S_d) に対する比が、構造物係数 (γ_i) 以上であることを確かめることにより行うものとする。

$$\frac{R_d}{S_d} \geq \gamma_i$$

2) 使用限界状態

使用限界状態に対する検討は、構造物または、部材が供用期間中に十分な機能を保持するようにひび割れ、変位・変形および応力度に対し検討を行う。

a) ひび割れ幅の検討

耐久性に対するひび割れの検討は、コンクリートの表面のひび割れ幅を環境条件・かぶりから定まる鋼材腐食に対するひび割れ幅の制限値を満足させる。

b) 変位・変形

列車の走行安定性、乗客の乗り心地を確保するため、桁のたわみを制限値以下になるよう設計する。

c) 応 力 度

PC 部材（主桁）については、コンクリート断面にひび割れを生じさせないよう表-4 に示す制限値を満足させることとする。

3) 疲労限界状態

疲労に対する検討は、主桁が PC 構造で列車荷重による応力変動が小さいため省略する。

4) 耐震の検討

耐震の検討は、修正震度法により求めた地震慣性力の

表-4 コンクリート応力度の制限値

(単位: kgf/cm²)

設 計 基 準 強 度		400
曲げ引張応力度の制限値	死 荷 重 時	10
	列車荷重作用時	12.6
斜め引張応力度の制限値	せん断力または、ねじりモーメントによる応力度	16
	せん断力とねじりモーメントによる応力度	20

影響を 5 割増して、組み合わせた（表-3 参照）荷重に対し、終局限界状態における検討と同じ方法により断面の安全性を確かめることにより行うものとする。

4.3 主要部材の設計結果

主桁断面の鋼材配置を図-5 に示し、限界状態設計法により設計した結果を、主桁は決定ケースとなった使用限界について表-5、橋脚については耐震設計を表-6 に示す。

表-5 主桁総括表

		①	②	③	備 考
使用 断面力	M tf・m	2 573	-7 100	2 303	
	S tf	-10	867	-15	
	N tf	1 184	104	-20	
合応力 成度	σ_{Co} tf/m ²	812	-48	312	$-126 \text{ tf/m}^2 \leq \sigma_c \leq 1 500 \text{ tf/m}^2$
	σ_{Cu} tf/m ²	-103	841	-117	
斜め引張応力度		-12	-144	-67	$\geq -160 \text{ tf/m}^2$
た わ み (mm)		-8.7	-1.0	-2.5	$L/1 600 \sim L/2 500$

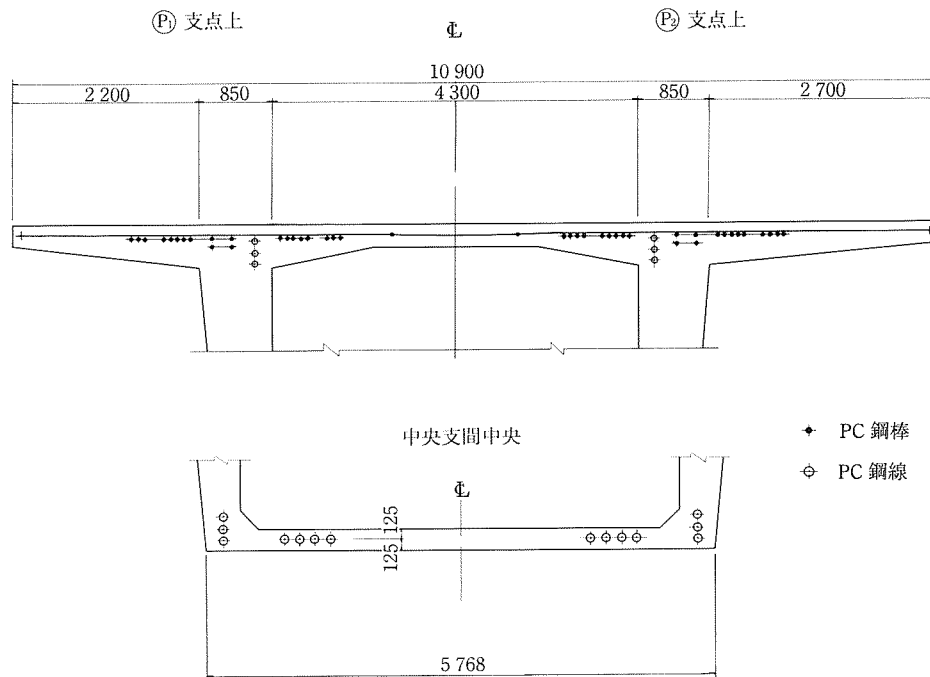


図-5 主桁鋼材配置

表-6 橋脚総括表

			P ₁ 橋脚 下 端	P ₂ 橋脚 上 端	備 考
耐	曲 げ モー メント	$R_d \text{ tf} \cdot \text{m}$	8 630	7 797	(耐 力)
		$S_d \text{ tf} \cdot \text{m}$	8 293	7 268	(断面力)
		R_d/S_d	1.04	1.07	$\gamma_i=1.00$
震	せん 断力	$R_d \text{ tf}$	1 278	1 250	(耐 力)
		$S_d \text{ tf}$	1 206	989	(断面力)
		R_d/S_d	1.06	1.26	$\gamma_i=1.00$

4.4 ロアリング工法

(1) 工法の概要

ロアリング工法は、コンクリートアーチ橋のリブまたはメラン材をアーチの支点上で鉛直方向に製作し、それを上下方向に回転降下して架設する方法である。

この方法によると、アーチリブの施工のための支保工あるいはケーブルクレーンなどの設備を少なくでき、かつ、安全性の高い工法である。

本橋では、急傾斜の山腹に斜の橋脚を支保工で施工することは、国立公園内の斜面を著しく損なうこと、および、安全性、施工性、経済性を考え、橋脚を支点上で鉛直に製作しロアリングにより最終位置に設定することとした。

方杖橋の橋脚は、曲線であるアーチリブ等と比べて、鉛直に施工するのは極めて容易であり、ロアリングにより斜めに設定する方法は合理的であると判断された。

(2) ロアリング施工の範囲

柱部材を鉛直の状態で行う範囲として、図-6に示す3ケースが考えられる。

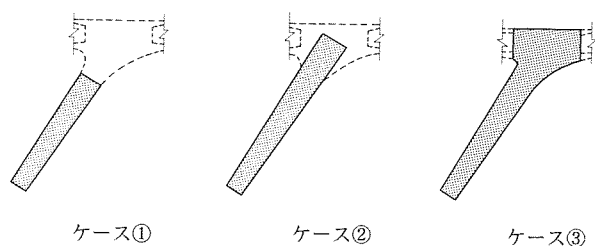


図-6 ロアリング施工範囲図

ケース①は柱のみを施工し、主桁である柱頭部を後施工する。ケース②は柱および主桁の一部を脚の延長上で施工する。ケース③は柱および柱頭部横桁までを施工する場合である。

ケース①・②共に、鉛直施工を行う時点では柱のストレート断面を対象としているため施工は容易となるが、ロアリングケーブルで橋脚を斜めに保持した不安定な状態での大規模なブラケット施工が必要となり安全面、施工管理面で難がある。

以上の点を解消するため、鉛直施工時に支保工が多少

多くなり、配筋なども難しいが、ケース③の範囲をロアリング施工することとした。

(3) 橋脚下端の固定およびその時期

橋脚下端部分は、ロアリング用に鋼製の回転支承を設置し、ロアリング施工終了後にこの部分を剛結構造とした。ロアリングに使用した回転支承を本設に転用することについては、橋脚下端がヒンジ構造となることによる主桁と柱部材の断面力の分担、回転支承が大きくなることによる経済性、将来の維持管理などを検討した結果、橋脚下端は固定とすることにし、図-7に示すようにフーチング内に柱部材を埋め込むこととした。

固定時期については施工の安全面、支承の大きさからすると早期に行うのがよい。したがって、ロアリングケーブルの張力調整の必要がなくなる側径間連結直後とした。

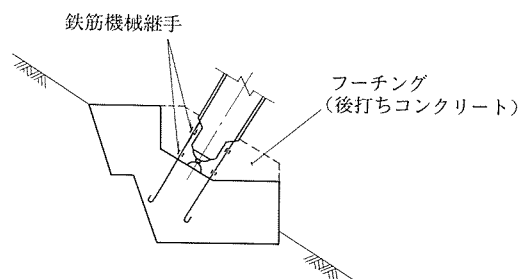


図-7 柱下端の固定

5. 施 工

本工事の施工要領を図-8に示す。

5.1 掘 削

上信越高原国立公園内および保安林区域内であるため、極力現況を痛めない工法を検討した結果、火薬を使用せずに、静的破砕剤+人力掘削、大型ブレイカーの併用にて掘削作業を行った。

5.2 橋脚、柱頭部の鉛直施工

(1) ロアリング沓のセット

ロアリング沓は、通常のピンタイプの回転沓である。橋脚1基に対して橋軸直角方向に2基並列して配置する。この2基の沓の軸線が一致していないとロアリング時に橋脚下端部もしくは、ロアリング沓が破壊する恐れがある。両沓の軸線を一致させて配置しなければならないため、2つの沓を連結する据付け用仮連結ピンを作製した。この仮連結ピンは、コンクリート打設後、乾燥収縮が終了するまで設置しておき、上沓セット時に取り外した(写真-2)。

(2) 橋脚の施工

橋脚は、5ロットに分割して施工した(1ロット約5.4m)。

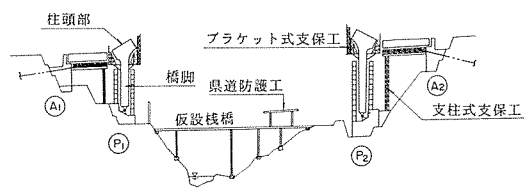
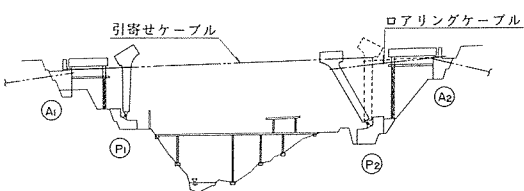
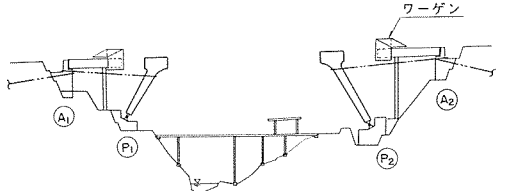
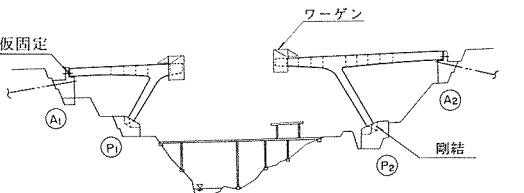
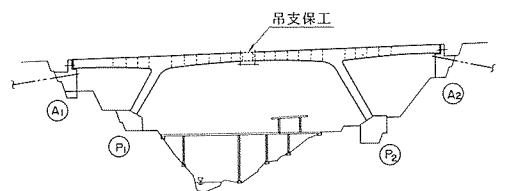
	施 工 要 領 図	施 工 手 順
①		① ②, ③ 橋脚の鉛直施工 ② ②, ③ 柱頭部の施工 ③ 側径間支保工部の施工
②		① 側径間支保工部型枠解体、ロアリング用足場確保 ② ロアリングケーブル、補助鋼棒配置 ③ 引寄せケーブル、定着ブラケット金具配置 ④ ② 橋脚ロアリングの施工 ⑤ ① 橋脚ロアリングの施工
③		① 側径間支保工部にワーゲン組立 ② 側径間部逆張り出し施工 ③ 側径間・柱頭部連結ブロックを吊支保工にて施工
④		① 橋台と側径間を仮固定 ② 側径間 PC 連結鋼棒 (φ32mm) 緊張 ③ 柱頭部上ワーゲン通過移動 ④ 橋脚下端部剛結 ⑤ ロアリングケーブル解放 ⑥ 仮支柱解体・撤去 ⑦ 中央径間部ブロック張り出し施工
⑤		① ワーゲン解体 ② 中央径間連結部吊支保工施工 ③ 完成ケーブル (12T15) 緊張

図-8 施工要領

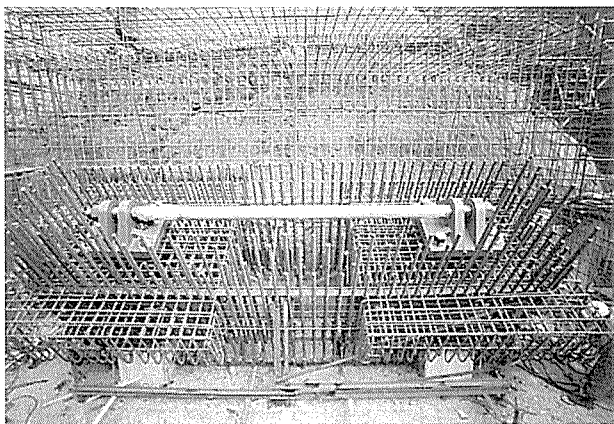


写真-2 回転沓

第1ロットは主鉄筋の軸線確保のため、30° 傾倒した状態で鉄筋を組み立てた。そして、レバブロック (3t) 3台にて引きこしを行い (以下「逆ロアリング」と記す) コンクリートを鉛直に施工した。

この、逆ロアリングにおいて、第1ロットの鉄筋が捻れることもなく滑らかに回転したため、ロアリング沓の回転軸は、軸線が一致していることを確認できた。

第1ロット施工後、PC 鋼棒 (φ26 mm 14 本) にて基礎に仮固定を行った。第2ロット以降は、一般の橋脚施工と同様に鉛直施工した。

(3) 柱頭部の施工

柱頭部は、ロアリング終了後に完成系の状態となるよ

うに 30° 傾斜させて施工する。このため、鉄筋、PC 鋼材組立て用に鋼製フレームを配置するとともに、型枠支保工用の鋼製支保工を各柱頭部に製作し配置した。

さらに、上床版も傾斜しているため、テキスタイル型枠にて押さえ枠を設置した。

5.3 ロアリング施工

(1) ロアリング

本工事のロアリングは、外力にて橋脚を回転させる状態と、橋脚の自重のみで回転する状態の 2 つに分けられる。それぞれステージ 1, 2 として、ロアリング施工した (図-9)。

ロアリングケーブルは、12 T 15.2 を 4 ケーブル使用し、補助鋼棒として $\phi 32$ ゲビンデスタブを 7 本配置した。また、引寄せケーブルとして 1 T 21.8 を 2 本使用した。

ロアリング用ジャッキは、FKK 製 MR ジャッキを使用し、引寄せケーブルには、SM 工法用 SMJ-50 ジャッキにダブルチャックをかませて使用した。

ロアリング施工時には、後述する計測管理を行うとともに、ロアリング沓、橋脚等の異常の有無を監視し不測の事態に備えた。

(2) 計測管理

ロアリング施工に際し、下記項目について計測管理を行った。

- ・角度計による橋脚回転角
- ・光波距離計による橋脚水平移動量
- ・ロアリングジャッキ圧力 (0.1 kgf 読み)

- ・ロードセルによるロアリング、引寄せケーブル張力
- ・変位計によるケーブル抜け出し量
- ・傾斜計による橋台、フーチングの変位
- ・ロードセルによるグラウンドアンカーの張力
- ・ひずみゲージによるロアリング沓の応力
- ・埋込み式温度計によるケーブルの温度
- ・埋込み式鉄筋計による構造物の応力

各項目の計測は、ロアリング作業ステップごとに行い、計測室と作業指揮者間を光ファイバーケーブルにて結び、計測結果をリアルタイムにてロアリング作業に反映させた。計測例を図-10, 11 に示す。

ロアリング終了後は、側径間閉合、橋脚剛結まで 1 日 3 回 (8 時間ごと) の自動計測を行い、橋脚の挙動を監視した。

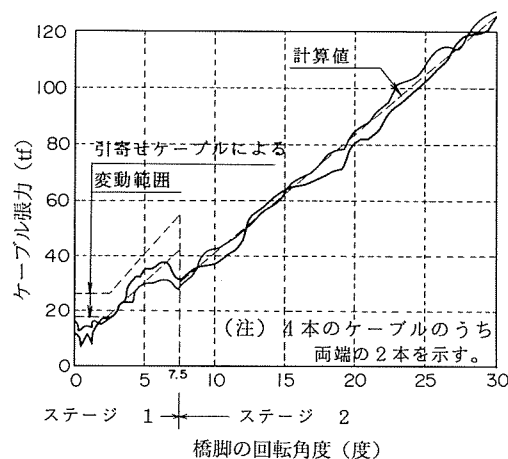


図-10 橋脚回転角度とロアリングケーブル張力 (P₂ 橋脚)

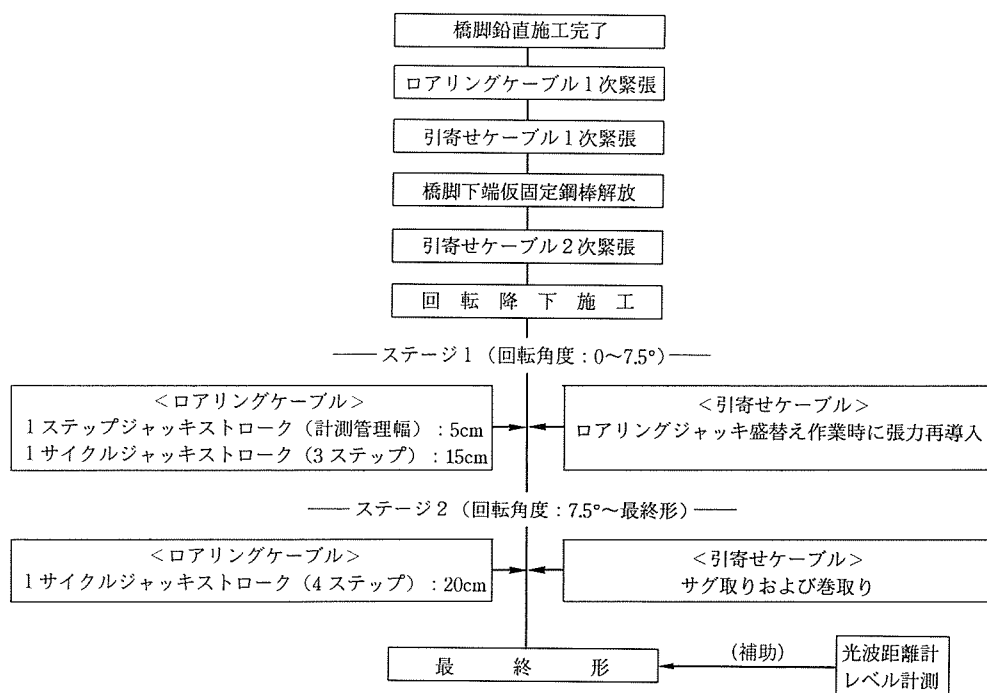


図-9 ロアリング作業手順図

◇工事報告◇

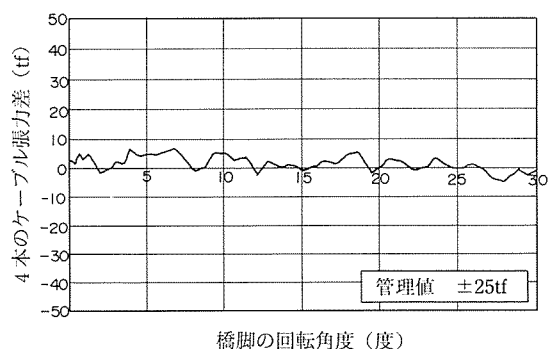


図-11 橋脚回転角度とローリングケーブルの張力差 (P₂ 橋脚)



写真-3 ロアリング終了

写真-3 に両橋脚ローリング終了後の状態を示す。

5.4 上部工の施工

側径間現場打ち部は、現況変化を最小とした掘削のため、当初計画の半分の長さとした。そして、仮支柱を設置し、橋台側より逆張出し施工を行った。

張出し施工は、橋台に桁端部を固定しての不安定な状態で行うため、桁端部の仮固定鋼棒の張力、橋台の変位、グラウンドアンカーの張力変化等を自動計測し、各施工段階ごとに異常の有無を確認した（写真-4）。

また、側径間閉合時に橋脚位置を再度計測し、計画位



写真-4 張出し施工

置にあることを確認した。

6. 載荷試験

6.1 目的

本橋の設計は平面骨組モデルによる線形解析を行っているが、新幹線用橋梁としては初めての形式である。

このため、載荷試験を行い、応力度、変位量について測定値と計算値とを照合することにより設計々算の妥当性を確かめることとした。

6.2 載荷荷重および載荷ケース

載荷荷重としては、総重量 36 tf の特殊ダンプ車を使用した。載荷ケースは図-12 に示す 3 種類とした。この荷重の大きさは列車荷重単線分に相当するものである。

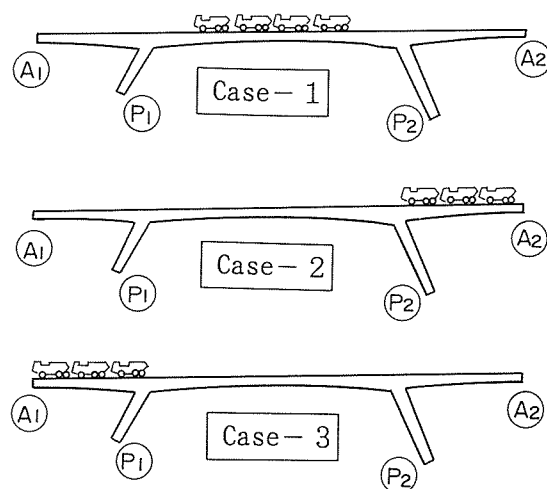


図-12 載荷ケース

6.3 測定項目および測定機器

測定項目および測定機器を表-7 に示す。

表-7 測定項目および測定機器

測定項目	測定位置	測定機器
変位量	スパン中央	インバー線方式変位計 (精度 0.05 mm)
	A ₁ 側径間 4/10 L	
	A ₂ 側径間 4/10 L	
	A ₁ 沓	変位計 (精度 0.01 mm)
	A ₂ 沓	
コンクリート 応力度	スパン中央	鉄筋計 (コンクリート応力度換算精度 0.5 kgf/cm ²)
	A ₂ 側径間 4/10 L	
	P ₁ 柱頭部	
	P ₂ 柱頭部	
	P ₁ 橋脚	
	P ₂ 橋脚	

6.4 試験結果

(1) 主桁のたわみ量

各測定位置のたわみ量を計算値と比較して表-8 に示す。

表-8 たわみ量の測定結果

(単位: mm)

測定位置	載荷ケース	測定値	計算値	測/計
スパン中央のたわみ量	Case 1	4.15	5.29	0.77
A ₁ 側径間 4/10 L 点のたわみ量	Case 3	0.78	0.85	0.92
A ₂ 側径間 4/10 L 点のたわみ量	Case 2	1.19	1.61	0.74

計算値の算出は平面骨組解析によった。表-8 に示すように主桁のたわみ量は計算値の 75 % 程度であった。計算値との差はコンクリートのヤング係数の差および計算上考慮していない路盤コンクリート、地覆等の剛性の影響と考えられる。

(2) コンクリート応力度

各測定位置の鉄筋計の値から換算したコンクリート応力度の計算値との比較を表-9 に示す。

表-9 コンクリート応力度の測定結果

(単位: kgf/cm²)

載荷ケース	測定断面	上, 下	測定値	計算値	測/計
Case 1	スパン中央	上縁	6.3	8.2	0.77
		下縁	-8.6	-10.9	0.79
	P ₁ 柱頭部	上縁	-3.1	-5.9	0.52
		下縁	4.7	10.0	0.47
	P ₂ 柱頭部	上縁	-3.5	-6.6	0.53
		下縁	6.2	10.7	0.58

測定値は図-13 に示すように、複数の測定値を平均した値を示す。表-9 より、コンクリート応力度はスパン中央では計算値の 80 % 程度であるが、柱頭部では計算値の 50 % 程度と低い値である。これは柱頭部の桁高を 3.3 m として計算しているが、実際には橋脚に剛結された格点部であるためと考えられる。

今回測定の結果、設計々算は安全側に行われており、新幹線構造物として十分な強度を有していることが明らかになった。

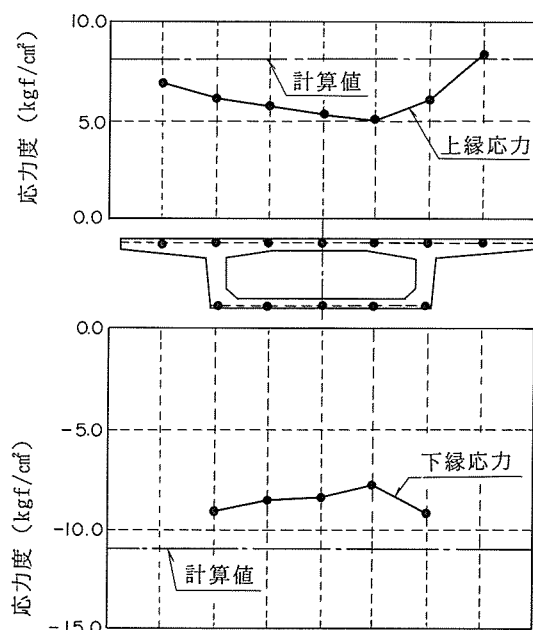


図-13 スパン中央の上下縁応力分布 (Case 1)

7. おわりに

本橋の完成にあたり、種々ご配慮いただきました環境庁上信越高原国立公園事務所をはじめ設計・施工にご指導、ご協力いただきました関係者に深く感謝いたします。

日本鉄道建設公団では引き続き北陸新幹線工事を進めておりますので、読者諸兄のご支援、ご協力をよろしくお願いします。

参 考 文 献

- 1) 鈴木素彦・中村一樹：ロアリング工法によるアーチ橋の架設，プレストレストコンクリート，Vol. 31, No. 5, 1993. 5
- 2) 熊耳哲雄・高橋良雄：霧積川橋梁の設計・施工と景観，橋梁，1993. 11
- 3) 澤誠之助：プロジェクト・レポート北陸新幹線霧積川橋梁，土木学会誌，Vol. 79, 1994. 3

【1994年8月23日受付】