

論文・報告

平成大橋の設計・施工

Design and Construction of HEISEI Bridge

伊藤 博章*
Hiroaki ITO渋谷 哲夫**
Tetsuo SHIBUYA山岸 章***
Akira YAMAGISHI瀬田 真****
Makoto SETA木本 輝幸*****
Teruyuki KIMOTO町田 文孝*****
Fumitaka MACHIDA

This bridge was constructed over Tone River flowing through Maebashi City, and is two-span continuous cable-stayed steel bridge having an A-shaped tower. The length of the bridge is 215m, the cables are stretched in fan type in one plane, and both abutment and pier have the skew angle of 80°.

This report is to describe the effect of the skew angle and the stress concentration at transverse ribs in the design aspect, and the outline of the construction and the accuracy control in the construction aspect. Moreover, the measurement of the behavior of the whole bridge due to the daily change was carried out in this bridge, therefore, also its results are reported.

Keywords : HEISEI Bridge, cable-stayed bridge, transverse rib, accuracy control

1. まえがき

平成大橋は、前橋都市計画道路3・4・38号江田天川線の一部として、前橋市下石倉町・南町1丁目地先に位置し、利根川を渡河する橋長215mの2径間連続鋼斜張橋で、群馬県内で初めての鋼斜張橋である。

平成大橋は、昭和62年度より事業に着手し、その後昭和63年度に鋼上部工製作工事が、平成元年度に架設工事が発注され、平成3年4月に開通式を迎えたものである。

本報告は、この平成大橋の設計・架設・形状管理についての概要を報告するものであり、本橋の色彩検討については、本技報に別掲したので参照されたい。

2. 工事概要

一般図を図-1に、主要諸元を以下に示す。

路線名：前橋都市計画道路3・4・38号江田天川線

橋格：1等橋 (TL-20)

橋長：215 m (90 m + 125 m)

橋梁形式：2径間連続鋼斜張橋

一面ケーブル、ファンタイプ

支間長：89.2 m + 124.25 m

有効幅員：10.25 m + 10.25 m (中央分離帶有り)

斜角：左80°

床版形式：鋼床版

鋼重：主桁	2 117 t
タワー	276 t
ケーブル	78 t
付属物	60 t
合計	2 531 t

3. 設計の概要

本橋の詳細設計が建設コンサルタントで行われているため、本工事における設計範囲は設計照査のみである。しかしながら、本橋が斜角を有する斜張橋であり施工例が少ないと、鋼床版横リブのFEM解析を行い応力集中の追加検討を行ったことから、ここにその概要を報告する。

(1) ケーブルプレストレス

ケーブルプレストレスは、目的関数として桁と主塔の曲げ、軸力ひずみエネルギーおよびケーブル張力を均等化する関数を導入した平面骨組解析最適プレストレス決定プログラムを使用し計算を行った。

プレストレスの決定条件は以下のとおりである。

- ① 死荷重状態 ($D+PS$) における桁、主塔の断面力およびケーブル張力を均等かつ最小化する。
- ② 死荷重状態 ($D+PS$) において主塔の曲げモーメント

*川田工業技術本部技術部設計一課課長 **川田工業橋梁事業部工事部工事一課係長 ***川田工業橋梁事業部工事部工事一課
****川田工業技術本部技術部設計三課 *****川田工業技術本部技術部設計一課 *****川田工業技術本部中央研究室

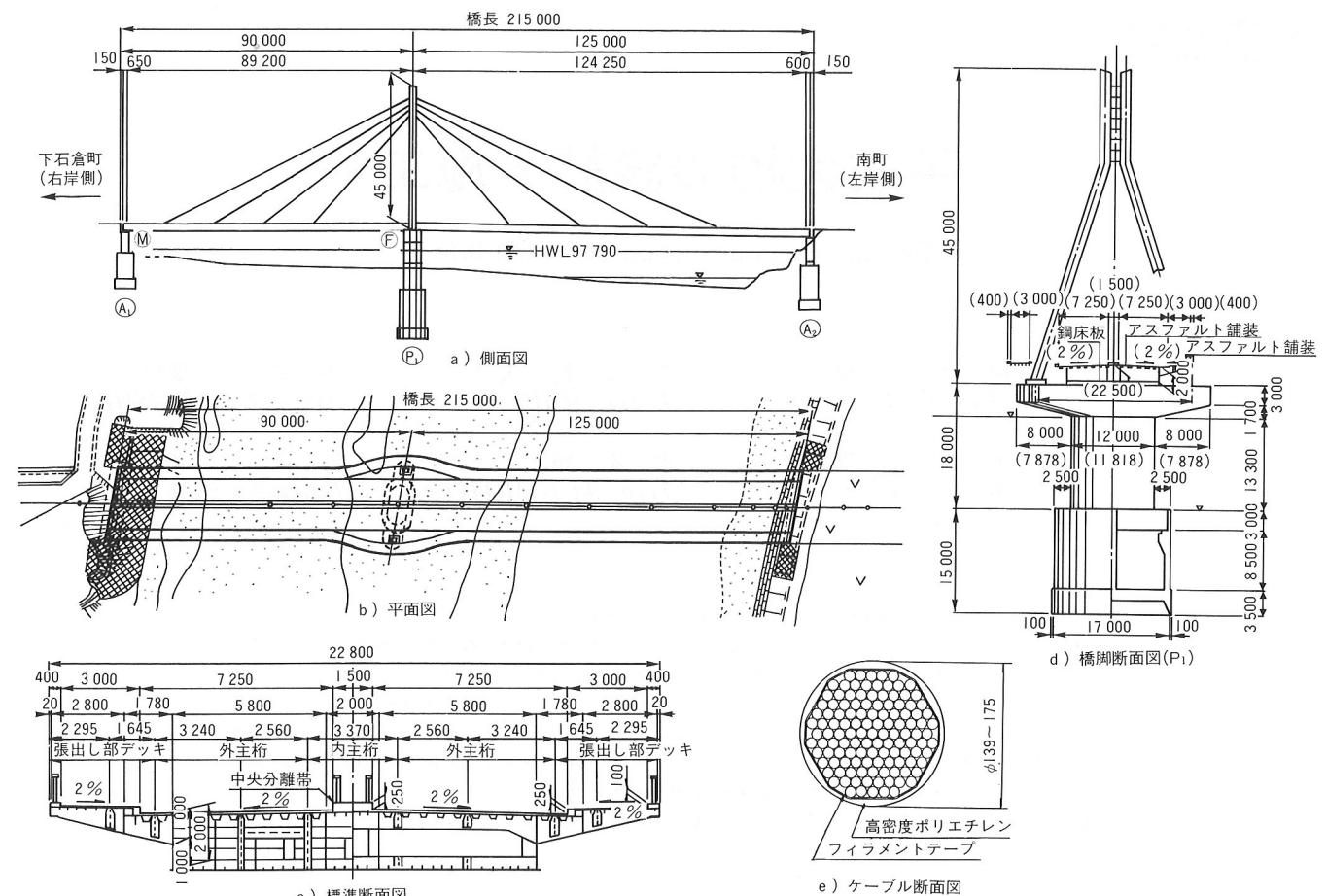


図-1 一般図

ントおよびせん断力をゼロにする。

③ ケーブルに圧縮力が作用しないようにする。

設計における曲げモーメント図を図-2に示す。

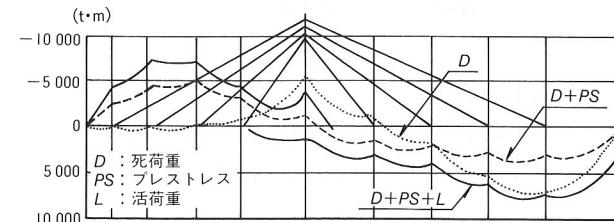


図-2 曲げモーメント図

(2) 活荷重による非線形性の照査

本橋は、景観性から桁高を低く抑えた斜張橋であるため、活荷重による非線形性の照査を平面骨組モデルにて行った。結果的には、局部的に5%程度の断面力の増加はみられたが、断面決定に与える影響はなく、構造解析は、完成系に対して線形解析（微小変形理論）にて行うものとした。

(3) 構造解析

a) 解析方法

構造解析は以下に示す理由から、立体格子解析を行った。

① 本橋は80度の斜角を有する一面ケーブルの斜張橋

であるため、斜角の影響による左右主構の断面力、たわみ、および反力を正確に把握する必要がある。

② 断面決定にあたり、ねじりモーメントを考慮する必要がある。

b) 解析モデル

解析モデルは以下のとおりとした。

① 主桁は、外腹板および箱桁中心を骨組とする3主桁構造とする。

② 外主桁は主桁フランジ有効幅分の面内剛性のみを与える、その他の断面諸量は全て内側主桁に与えるものとした。

解析モデルを図-3に示す。

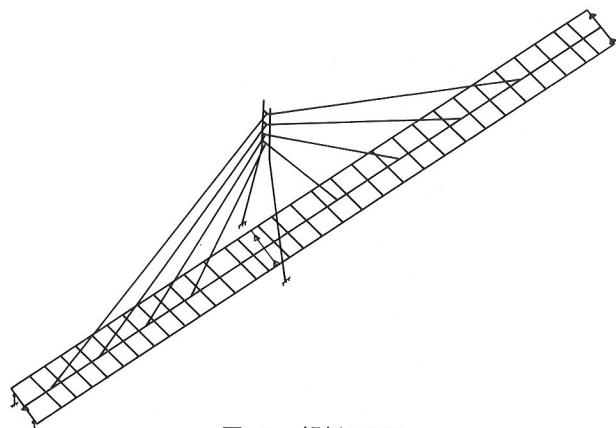


図-3 解析モデル

c) 解析結果

左右主桁の鉛直反力の比較を表-1に示す。両主桁の反力差は、A₁上で最大50%であった。

表-1 左右主構鉛直反力比較表 (単位:t)

	主 桁			主塔基部
	A ₁	P ₁	A ₂	
左主構	-260(60%)	545(55%)	320(48%)	1800 (50%)
右主構	-175(40%)	454(45%)	350(52%)	1786 (50%)

()内数値は左右主構の合計に対する割合を示す。

なお、全断面諸量を内側主桁に与えた1本主桁のモデルについて試験的に解析した結果、断面決定に与える影響はなかった。

(4) 横リブのFEM解析による応力検討

本橋の横リブは、図-4に示すような構造となっている。ところが、これと同じような構造を有する橋梁において、鋼床版横リブと腹板横リブとの交差部に疲労亀裂が生じた例が報告されており、この対応策として腹板横リブのフランジに対する控えの補剛材の必要性が指摘されている¹⁾。したがって、本橋の横リブに対しても同様の亀裂が生じる可能性が懸念された。そこで、FEM解析を実施することにより、問題となっている部位にどの程度の応力度が生じるのかを把握して、本橋の安全性を検討することとした。

a) 解析モデルおよび荷重

解析モデルとしては、図-4に示す部分を解析対象部分としてモデル化し、また補剛材を設けた場合についても解析を実施した。

荷重は活荷重として、車道部分にはT荷重、歩道部分には群集荷重を考慮し、また衝撃および交通量による割り増しも考慮した。なお解析は、箱桁上に輪荷重が載荷した場合(図-5, a))とブラケット上に輪荷重および群集荷重が載荷した場合(図-5, b))の2ケースについて行った。

さらに、疲労による影響を検討するために、T荷重(衝撃を含まない)を載荷させた場合についても解析を行った。図-5, c)にその載荷モデルを示す。

b) 解析結果

解析結果を図-6に示す。なお、結果は相当応力度を示し、等応力度線として図化したものである。解析結果より、次のことがいえた。

- ① 補剛材を設けない場合、横リブの交差部に応力集中が生じているが、最大応力度は1200 kg/cm²程度であり、許容応力度以下である(なお、横リブの材質はSM490Y材である)。
- ② 補剛材を設けた場合の最大応力度は、設けない場

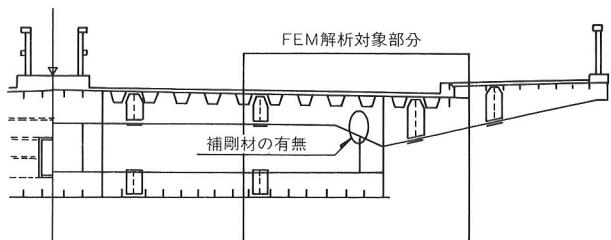
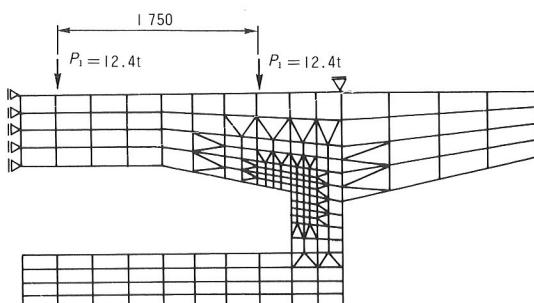
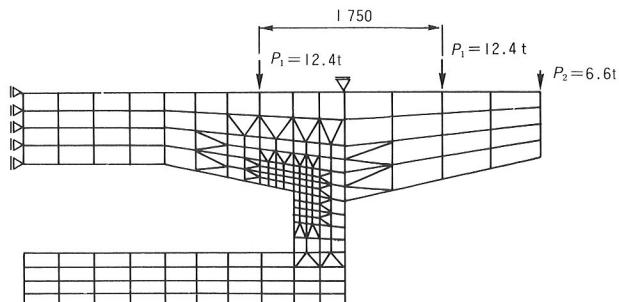


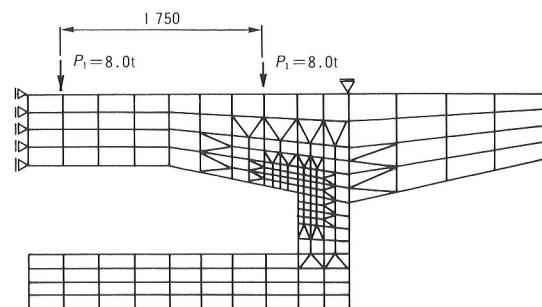
図-4 横リブ構造図



a) 箱桁上載荷モデル



b) ブラケット上載荷モデル



c) 疲労荷重載荷モデル

図-5 FEM解析モデル

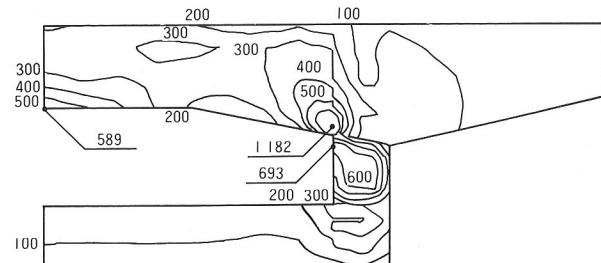
合の約50%程度となった。

③ ブラケット上に載荷した場合の最大応力度は500 kg/cm²程度である。

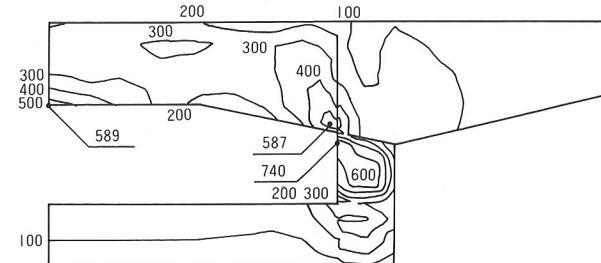
④ 疲労荷重による応力は760 kg/cm²程度であり、基本許容応力範囲(荷重伝達型十字溶接継手のE等級の応力繰返し数200万回に対する基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f = 800 \text{ kg/cm}^2$ を採用²⁾)、以下である。

c) 結論

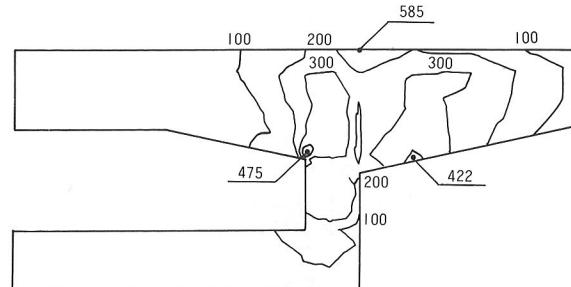
横リブの亀裂が生じた橋梁の調査結果をみると、亀裂発生の原因として以下の点が考えられる。



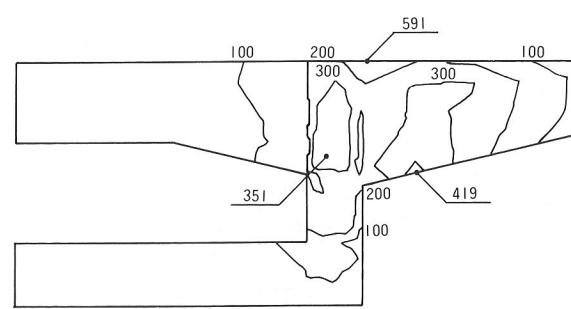
a) 箱桁上載荷(補剛材無し)



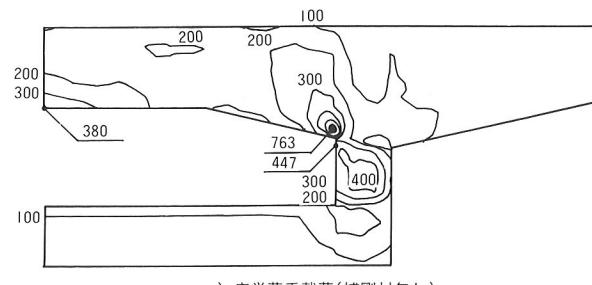
b) 箱桁上載荷(補剛材有り)



c) ブラケット上載荷(補剛材無し)



d) ブラケット上載荷(補剛材有り)



e) 疲労荷重載荷(補剛材無し)

図-6 FEM解析結果

- ① 問題となった部位の発生応力度が大きい。
- ② 車道部ブラケットの張出し長が2.0 mと長いため、ブラケット上の車両の繰返し載荷による影響が大きい。

③ 交通量が10万台/日に達し、かつ大型車混入率が50%と厳しい交通条件下にある。

これらの亀裂発生要因に対して、本橋の場合、下記に示すようなことがいえる。

- ① 横リブに発生する最大応力度は許容応力度に対して十分小さく、また疲労に対しても基本許容応力範囲以下である。
- ② 車道部ブラケットの張出し長は、1.2 mと小さい。
- ③ 交通量も少なく、大型車混入率も低い。

FEM解析の結果より、補剛材を設けることは、横リブ交差部に発生する応力度を低減させるために有効である。しかし、本橋の場合、上に述べたようなことから補剛材を設けなくても応力的には問題がなく、十分安全であると判断し、補剛材を設けないものとした。

4. 架設の概要

本橋の架設は図-7に示すフローにて行った。また架設概要図を図-8に示す。

側径間の架設は150 tクレーンによるベント工法、主塔の架設は200 tクレーンにより行った。

主塔は、閉合部の精度確保のため、油圧ジャッキをセットした形状保持材を3段設置した(写真-1)。架設完了後、添接部足場の全面に防風設備を設け、炭酸ガスシールド横向自動溶接により現場溶接を行った。主塔脚部は傾きを持っていたが、良質な溶接が得られた。

主径間の架設は、側径間をアンカースパンとし、150 tクレーンを橋上に載せて張出し架設を行った(写真-2)。架設においては、内主桁と外主桁の剛度が異なりたわみ差が生じるため、桁先端部に間隔保持材を設置し、架設作業を容易にした。

ケーブルは、直徑7 mmの亜鉛メッキ鋼線を束ねたものにポリエチレンを被覆したもので、外径135 mm~175 mmと太径のサイズが使用されている。ケーブルの架設は、主

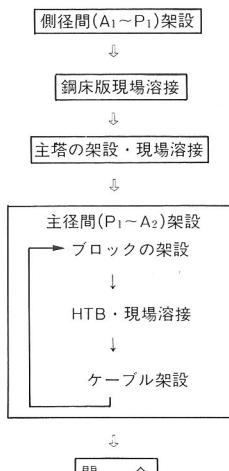


図-7 架設フロー

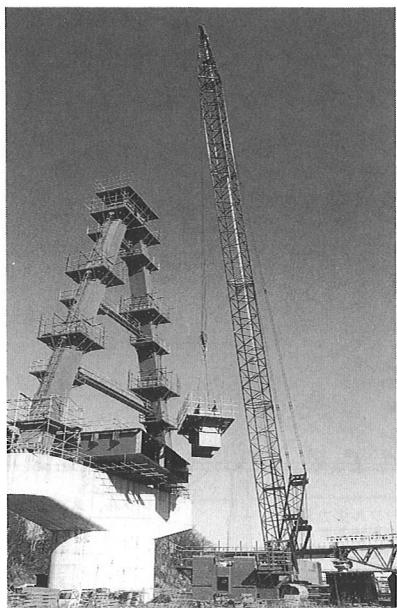


写真-1 主塔の架設

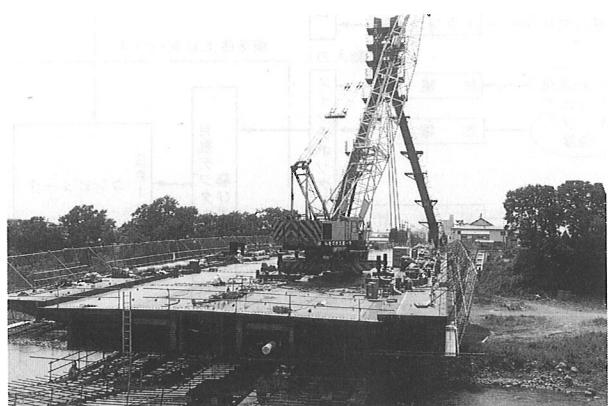


写真-2 主径間張出し架設

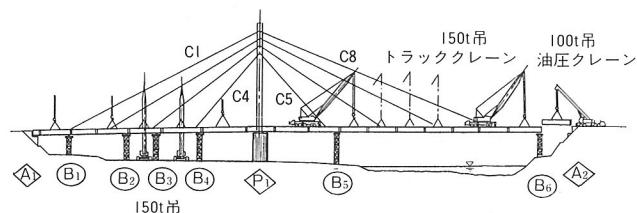


図-8 架設概要図

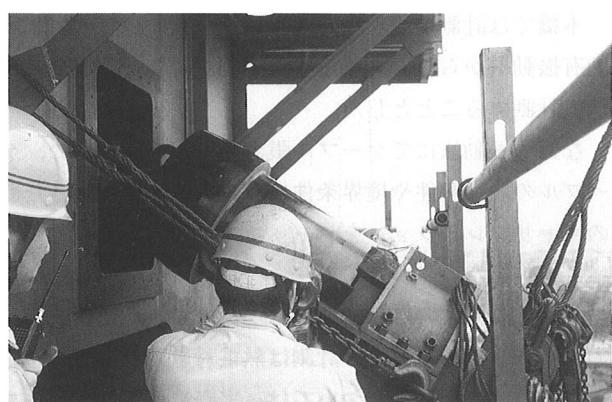


写真-3 塔側ケーブル引き込み

桁の鋼床版溶接と高力ボルト締め付け完了後、橋上にて展開し引き込みを行った。

塔側のケーブル引き込みは、塔側ソケット部に吊り上げ用ガイドフレームを取り付け、80t油圧クレーンにて塔壁に固定した後、チェーンブロックにより定着サドルまで引き込み定着した（写真-3）。

桁側の引き込みは、桁側ケーブルソケットにテンションロッドとその先端に50mmのワイヤを取り付けて行った。一次引き込みは、引き込み力が10t程度であるため、チェーンブロックにて行った。二次引き込みは、引き込み力が最大50tであることから、ワイヤクランプを使用して油圧ジャッキにて行い、最終引き込みは800tセンターホールジャッキを使用して行った。100mmの設計シムプレートを挿入したときの最大引き込み力は650tであった（写真-4）。

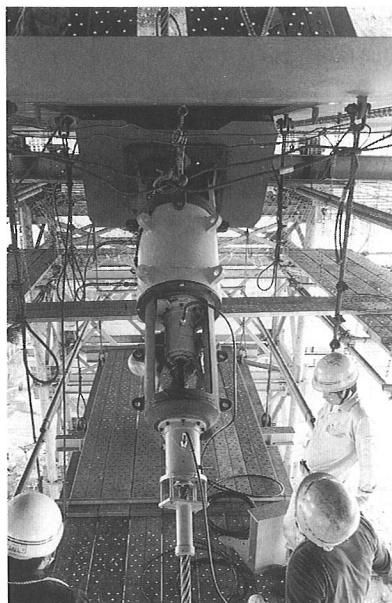


写真-4 主桁側ケーブル引き込み

ケーブルの引き込み要領は、側径間がアンカースパンとなっているので側径間側を先行させ、塔に過大な応力度が発生しないように引き込み量を決定し、両径間のケーブルを交互に引き込んだ。

A₂橋台側最終ブロックの架設は、張出し部先端で800mmのたわみが生じるため、ペントを設置し200tジャッキ2台にて扛上した後、橋台背面よりクレーンにて架設閉合した。

5. 架設時精度管理

(1) 精度管理の基本方針

本橋では、架設時の精度管理を行うにあたり、下記に示す管理基本方針を立てた。

① 架設精度管理作業は図-9に示す各架設段階ごと

を行うこととする。

- ② 架設精度管理作業によって架設工事の遅れなどに影響を及ぼさないようにするため、各種計測からシム調整作業までを1晩で行うこととする。
- ③ シム調整後の確認計測は、解析による単位シムの影響値が正しいものとし、原則的に行わないものとする。
- ④ 管理作業では大量のデータを処理しなければならず、また作業が夜間作業となることから、作業の効率化および安全性を考えて、管理システムはパーソナルコンピュータを用いてリアルタイム処理するシステムとする。
- ⑤ 架設段階ごとに実施する管理項目は、
 - 1) 主桁の形状 (キャンバー)
 - 2) 塔の倒れ (橋軸、橋軸直角)
 - 3) ケーブル張力
 とする。

(2) 架設精度管理システム

管理システムは架設現場において管理作業を迅速かつ合理的に処理させるため、図-10に示すコンピュータ制御によるシステムを採用した。

(3) 管理値計算

管理値計算は平面骨組モデルにモデル化し、有限変位理論を用いたプログラムにて行うこととした。

(4) 計測要領

計測は、主桁の形状、塔の倒れ、ケーブル張力の計測

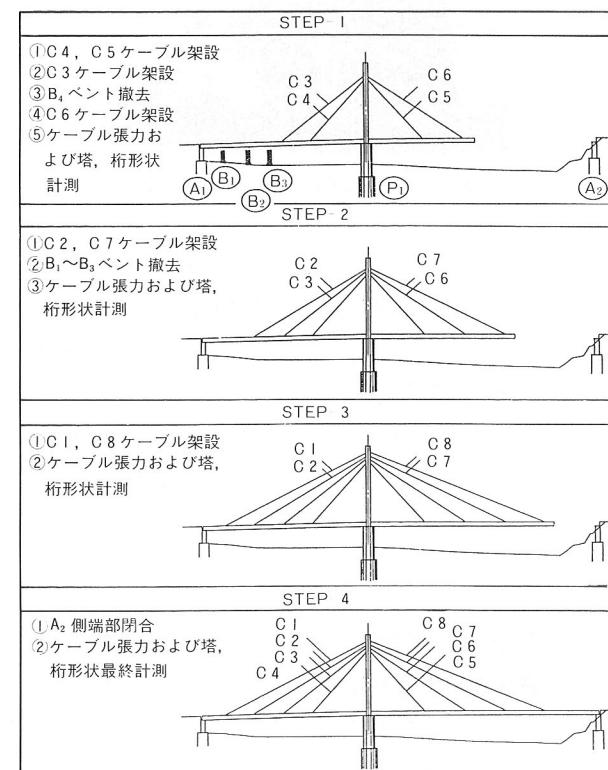


図-9 架設時精度管理ステップ

および計測値の補正に用いる各部材温度の計測について行うこととした。図-10に各計測位置を、また図-11に計測システムのブロック図を示す。

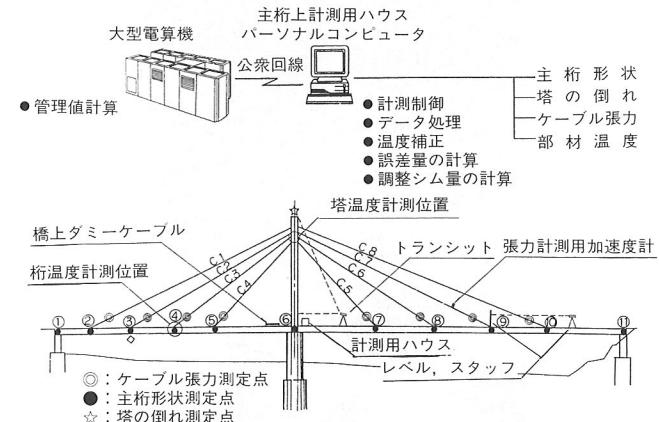


図-10 管理システムと計測位置

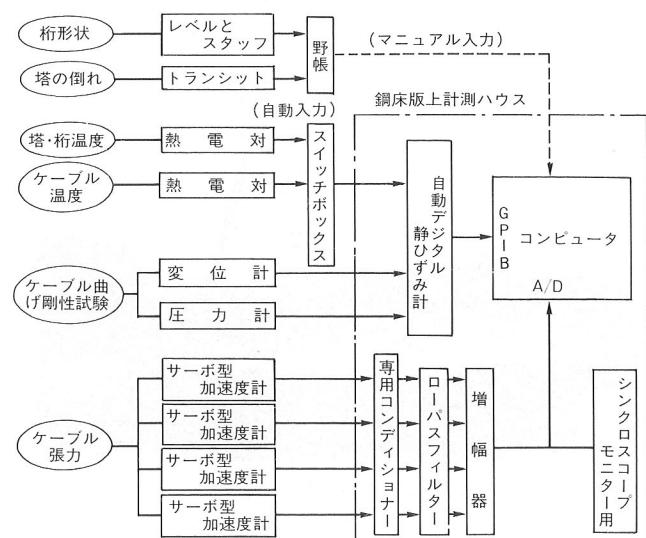


図-11 計測ブロック図

a) 主桁の形状計測

本橋の規模からレベル測量にて計測することとした。

b) 塔の倒れ計測

塔の倒れ計測はトランシットによる測量とした。

c) ケーブル張力の計測

本橋では計測の簡易性と計測精度を考え、ケーブルの固有振動数から張力を算出する振動法（常時微動の計測）にて計測することとした。

なお、振動法にてケーブル張力の計測を行う前に、ケーブルの曲げ剛性や境界条件による影響を補正するためのキャリブレーションをジャッキ法と比較することによって実施した。

d) 部材温度の計測

主桁や塔の部材温度の計測は熱電対を貼付して行うこととした。ケーブルについては、実際に使用するケーブルの素線に直接熱電対を貼付することはできないため、

別途製作した実ケーブルと同じ構造のダミーケーブル内の素線に熱電対を貼付して計測することとした。

(5) 管理基準値

斜張橋の架設精度管理において管理基準値を明確に定めたものではなく、各橋梁ごとに決定されている。そこで過去の管理基準値を参考にし、誤差の許容値と管理を行ううえでの目標値を設けることとした。本橋で用いた管理基準値を表-2と表-3に示す。

表-2 架設精度管理基準値(形状)

	許容誤差式	許容値(mm)		目標値(mm)
主 桁	$\pm \{25 + (L-40)\}$	A ₁ ~P ₁ 間	± 75	± 37
		P ₁ ~A ₂ 間	± 110	± 55
塔	$\pm H/1000$	± 45		± 45

(6) 管理経緯と管理結果

以上の方法によって架設精度管理を実施した結果について架設段階ごとの形状の誤差履歴を表-4に、架設完了後の形状の誤差を図-12に示す。管理経緯としては、STEP-2でケーブル張力の誤差を改善することを目的とし、またSTEP-4で塔の倒れ、ケーブル張力の誤差を改善することを目的とし、それぞれシム調整を実施した。この結果、最終形状およびケーブル張力は管理基準値内に収まった。また、シム調整量は±30 mm以内であった。

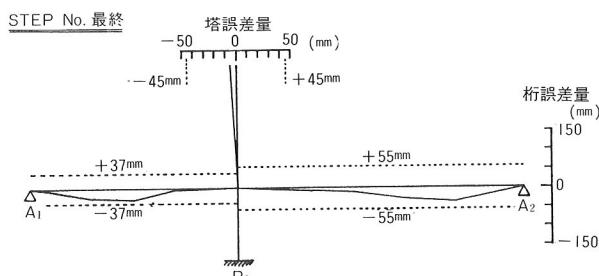


図-12 最終形状の誤差量

表-3 架設精度管理基準値(ケーブル張力)

	C 1	C 2	C 3	C 4	C 5	C 6	C 7	C 8
設計張力 (T_b) (t)	700	650	600	365	358	573	625	677
許容値 ($0.1 T_b$) (t)	± 70	± 65	± 60	± 37	± 36	± 57	± 63	± 68
目標値 ($0.05 T_b$) (t)	± 35	± 33	± 30	± 18	± 18	± 29	± 31	± 34

表-4 形状誤差履歴

(単位:mm)

測定点	塔橋軸	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
S T E P -1	0	- 2	+ 3	+10	+ 4	+ 9	- 4	- 4	-23	—	—	—
S T E P -2	-10	+ 2	-13	-20	-25	-13	- 3	+ 5	+ 8	+10	—	—
S T E P -3	-30	+ 3	-18	-41	-44	-13	- 3	- 6	+ 6	+21	+55	—
S T E P -4	+19	+ 2	- 9	-21	-18	+ 1	- 3	-18	-23	-41	-57	- 3
最 終	- 5	+ 2	- 9	-26	-29	- 5	- 3	- 7	-12	-28	-37	- 1

については、構造解析によって得られる温度影響値を用いて温度補正を加えるが、温度の測定点の採り方が適切でなかつたり、温度分布を正確に把握できない場合には温度補正が適切に行われないおそれがある。したがって、架設精度管理における計測では、温度補正の誤差を最小限にとどめるために、本橋において目標としたように夜間の温度が安定し、主桁の上下面の温度差が無い時間帯に実施することが適切であるといえた。

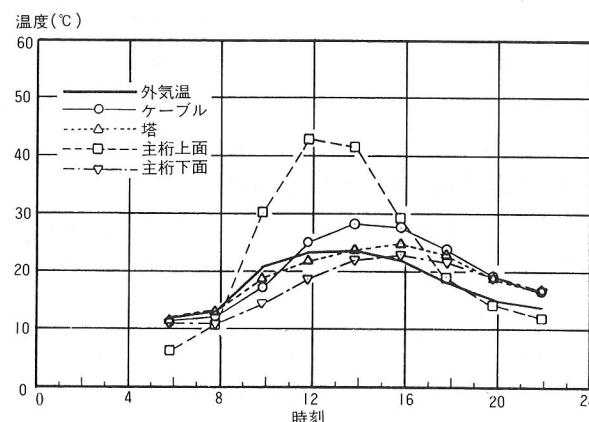


図-13 部材温度日変化

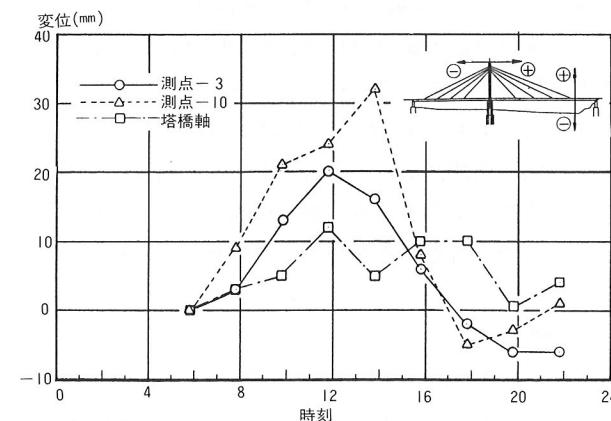


図-14 形状日変化

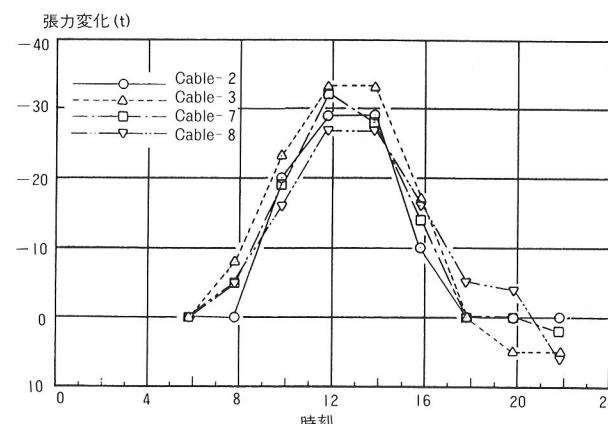


図-15 ケーブル張力日変化

7. あとがき

平成大橋は、橋名を前橋市民の名称募集により決定したこともあり、工事中も大きな関心をもたれていたが、平成3年4月12日、三代夫婦三組の渡りぞめにより無事開通を迎えることができた。また、無事故・無災害で工事が完了したことでも大きな喜びである。このことは、本工事全般にわたる前橋市のご指導と、関係者各位の多大なるご協力によるものである。ここに、深く感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 佐伯彰一：道路橋に関する2, 3の問題，鋼橋技術講演会資料，pp.115～127, 1990.
- 2) 日本鋼構造協会：疲労設計指針(案)，1989年11月。
- 3) 柳澤・町田・枝元・前田：斜張橋のケーブル張力および塔・桁形状の日変化特性について，土木学会第46回年次学術講演会概要集(I), 1991.
- 4) 伊藤・渋谷・山岸・大伴・前田・磯：平成大橋の色彩計画について，川田技報，Vol.11, 1992.