

もみじ谷大吊橋の構造特性および架設

The Structural Characteristics and Construction of MOMIJIDANI Suspension Bridge

田口 吉彦

Yoshihiko TAGUCHI

川田工業(株)工事本部東京工事事務所
工事長

島田 清明

Kiyoaki SHIMADA

川田工業(株)橋梁事業部東京設計部
設計一課課長

大野 克紀

Katsunori OHNO

川田工業(株)橋梁事業部東京技術部
技術課

森下 光

Hikaru MORISHITA

川田工業(株)工事本部東京工事事務所

畠中 真一

Shin-ichi HATAKENAKA

川田工業(株)技術開発本部技術研究室

The Momijidani bridge is a 320m long single span suspension bridge. The bridge is characterized by the following two points:

- 1) The storm ropes were set up almost horizontal.
- 2) The center part of the girder has been made open by gratings.

Focusing on these two points, analytical and experimental studies were carried out.

This paper shows the results of these studies, and the outline of the construction of the bridge.

Key words: Momijidani suspension bridge, storm rope, grating, wind tunnel test

1. まえがき

もみじ谷大吊橋は、栃木県那須郡塩原町が平成9年から建設を進め平成11年春に供用を開始した、無補剛形式の歩道吊橋としては日本一の支間長320mを有する吊橋である。同橋は塩原温泉郷の国道400号沿いを流れる箒川の塩原ダム湖を跨ぐ橋で、広葉樹林に囲まれ、夏の緑や秋の紅葉が美しく、町の観光拠点の一つでもある。同町のキャッチフレーズ「温泉と滝と吊橋の町」にみられるように、観光産業の振興はもとより町の活性化の起爆剤の役割が期待されている。

図1に本橋の一般図を示す。本橋の構造的特徴としては、①耐風安定性を考慮し、支間320mの中央部220m区間に幅500mmのグレーチング床版が設置されていること、②耐風索を設置しているが、現地の地形的制約から

耐風索角度がほぼ水平に近いことの2点があげられる。

本文は、本橋の構造特性および架設の概要について報告するものである。

2. 橋梁概要

橋 格:	人道橋
型 式:	単径間無補剛吊橋
橋 長:	320 m
支 間:	320 m
幅 員:	1.5 m
主索間隔:	2.2 m
主 索:	φ46mm (7×37) 7本 / 片側
耐 風 索:	φ50mm (7×37) 4本 / 片側
支 索:	φ10mm (7×7) 主索, 耐風索共通
鋼 重:	152.1 t

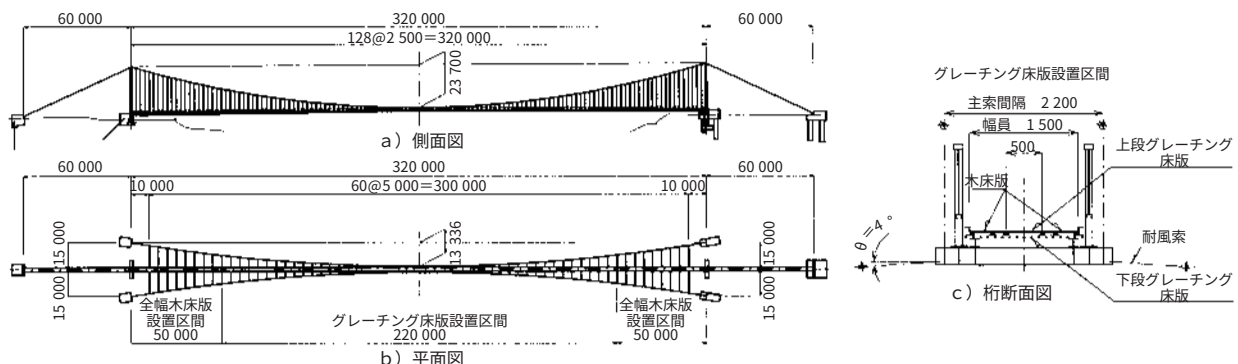


図1 もみじ谷大吊橋一般図

3. 構造特性および耐風安定性

前述のように、本橋においては耐風索角度が水平に近いものとなっている。一般に、横たわみと横座屈の両者に対し同時に効果を上げるためには、耐風索角度を 45° 付近にするのが有利である¹⁾とされている。ここでは、まず耐風索角度の差異による構造特性について、静解析および固有振動解析を実施し検討を行った。

また、本橋は耐風索を有しているものの支間が320mにも及ぶことやグレーチング床版を採用していることに着目し、風洞試験を実施することにより耐風安定性の検証を行った。

(1) 静的特性

耐風索角度の差異による構造特性について検討を行うために、**図2**に示すような3種類の耐風索角度を有する吊橋を対象とした。各タイプの諸元を**表1**にまとめる。実橋における耐風索角度 θ は 4° 程度であるが、ここでは $\theta=0^\circ$ 、 45° 、 90° の3種類として検討を行っている。なお、実橋と同様に各タイプともセンタースティを有する構造とした。本検討での基本条件として、耐風索の初期張力およびサグは全タイプ一定とした。ただし、耐風索角度の差異により、耐風索初期張力による鉛直方向成分の荷重に差が生じることになる。すなわち見かけ上の幾何剛性に差が生じることになる。この差異は各タイプに反映させており、そのため主索張力は各タイプで異なる値となっている。

各タイプの静的特性を調べるために、鉛直・ねじれ・面外の各荷重ケースについて静解析を行った。解析結果として各荷重ケースにおける桁の変位を**図3**に示す。結果は以下のとおりである。

- ① 鉛直荷重ケースにおいては、活荷重満載時・活荷重半載時の両ケースとも、耐風索角度が大きくなるにつれて変位が小さくなっている。活荷重半載時には、TYPE 90で最大0.971mの変位に対し、TYPE 45で1.115m（約1.1倍）、TYPE 00で1.452m（約1.5倍）の変位となっている。
- ② ねじれ荷重時においても鉛直荷重時と同様の傾向となった。ここでのTYPE 00の最大変位は、TYPE 90の約1.2倍程度である。
- ③ 面外荷重時には、鉛直およびねじれ荷重時とは逆に、耐風索角度が小さいほど耐風索の効果が顕著に表れ、TYPE 90が3タイプの中で最大変位10.288mを示し、TYPE 00の最大変位3.580mの3倍近い値となった。TYPE 45の最大変位は5.393mで、TYPE 00の約1.5倍である。

以上の結果から、鉛直およびねじれ荷重時にはTYPE 90が、面外荷重時にはTYPE 00が最も効果的であること

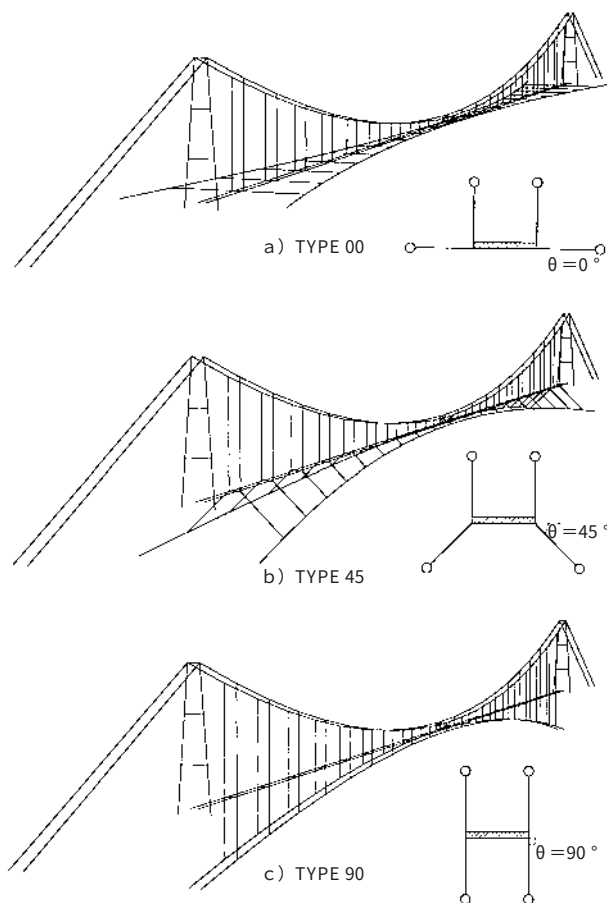


図2 対象橋梁の骨組モデル

表1 対象橋梁の諸元

対象モデル	TYPE 00 (耐風索角度 0°)	TYPE 45 (耐風索角度 45°)	TYPE 90 (耐風索角度 90°)
支間長	320 m		
主索	サグ	23.7 m	
	間隔	2.2 m	
	断面積	0.007 m ² /片側	
耐風索	死荷重時水平張力	1 588 kN/片側	2 146 kN/片側
	サグ	13.335 m	
	断面積	0.00476 m ² /片側	
死荷重	初期張力	980 kN/片側	
	吊構造部(耐風索含む)	4.528 kN/m/Br.	5.968 kN/m/Br.
	ケーブル	1.294 kN/m/Br.	
活荷重 ²⁾		2.0 kN/m ²	
風荷重 ²⁾		4.41 kN/m ²	

がわかる。つまり、耐風索は、各荷重の向きに対して平行に設置した場合に最も効果が顕著に表れるといえる。鉛直、ねじれおよび面外荷重時の全ての場合に効果的な耐風索角度は、総合的に見ると 45° 付近であるといえよう。ただし、本橋のように耐風索角度が水平に近い場合は、面外荷重時に非常に効果的であるといえ、また、鉛直およびねじれ荷重時についても、耐風索角度が 45° のタイプの結果と比較しても大差なく、活荷重半載時のたわみ値が $L/200$ （ $=1.6$ m）以内であり、実用上問題ない静的構造特性を有することが確認できた。

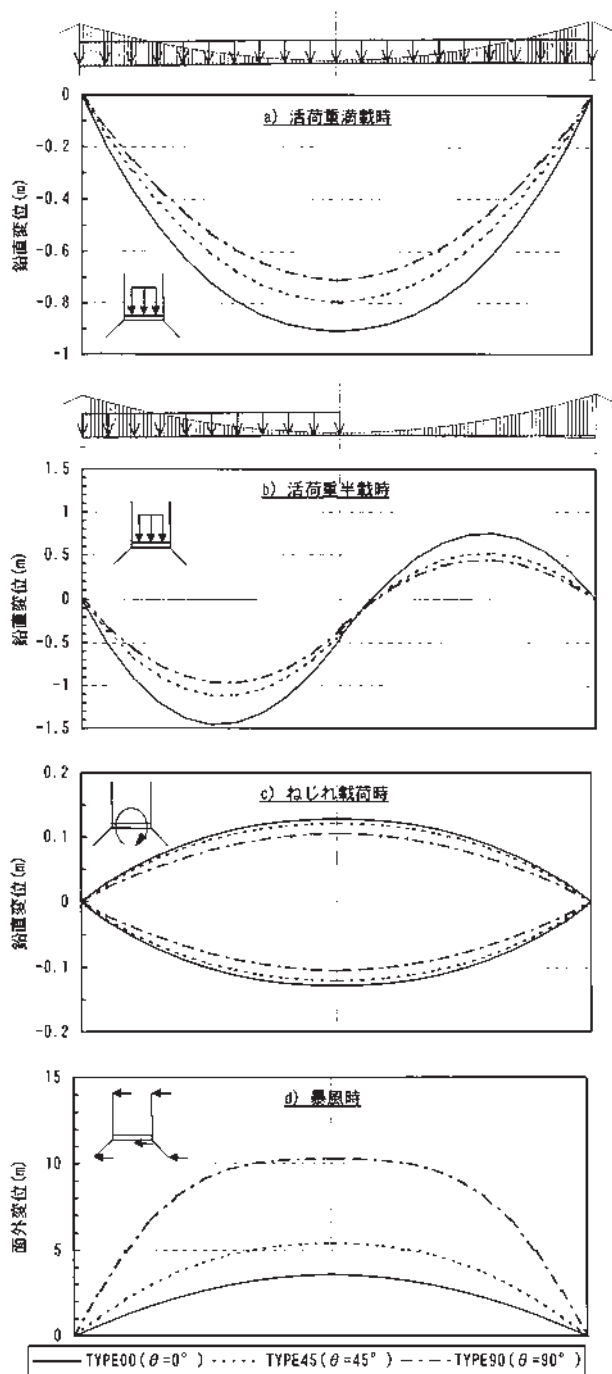


図3 静解析結果（桁変位）

(2) 固有振動特性

図2に示す各タイプについて固有値解析を行った。なお、本橋はセンターステイを有する構造となっているが、ここでは、比較のために耐風索角度 $\theta=0^\circ$ でセンターステイがないタイプ（TYPE 00NC）についても固有値解析を行った。解析結果として、各タイプにおける代表的な固有振動数を表2に示す。結果は以下のとおりである。

- ① センターステイの有無に着目し、TYPE 00NCとTYPE 00を比較すると、TYPE 00における各逆対称振動の振動数が高くなっており、特にねじれ逆対称振動数はTYPE 00NCに比べ約8%上昇している。
- ② 鉛直およびねじれ振動については、いずれの場合も

表2 固有振動解析結果

		TYPE 00NC	TYPE 00	TYPE 45	TYPE 90
面 外	対称 1 次	0.254Hz (1.000)	0.254Hz (1.000)	0.210Hz (0.827)	0.152 Hz (0.598)
	逆対称 1 次	0.266Hz (0.996)	0.267Hz (1.000)	0.266Hz (0.996)	0.258 Hz (0.966)
鉛 直	対称 1 次	0.337Hz (1.000)	0.337Hz (1.000)	0.377Hz (1.119)	0.409 Hz (1.214)
	逆対称 1 次	0.275Hz (0.993)	0.277Hz (1.000)	0.310Hz (1.119)	0.324 Hz (1.170)
ねじれ	対称 1 次	0.486Hz (1.000)	0.486Hz (1.000)	0.529Hz (1.088)	0.635 Hz (1.307)
	逆対称 1 次	0.519Hz (0.928)	0.559Hz (1.000)	0.663Hz (1.186)	0.693 Hz (1.240)

注) 表中 () 内はType 00の値を1としたときの比を表す。

耐風索角度の大きいタイプほど振動数が高く、TYPE 90ではTYPE 00に比べ17~30%程度上昇している。

- ③ 面外振動については、鉛直およびねじれ振動の場合とは逆に、耐風索角度の大きいタイプほど振動数が低くなっており、特に面外対称1次振動でその差が顕著に表れ、TYPE 90ではTYPE 00の60%程度の値まで減少している。

以上の結果から、センターステイを設置することにより逆対称モードの振動数が上昇すること、また、固有振動数特性についても静的構造特性の場合と同様に、耐風索角度によって効果の表れる振動モードが異なることがわかる。

(3) 耐風安定性

グレーチングによる開口部の有無や開口幅が耐風安定性に及ぼす影響についての検討および本橋の安全性の検証のために風洞試験を行った。

今回使用した風洞施設は当社所有の水平回流式ゲッチンゲン型風洞（幅2.0m×高さ2.5m×全長15.0m）であり、試験模型としては縮尺1/9の2次元剛体部分模型（模型長1.62m）を使用した。使用した風洞模型を写真1に示す。また、対象としたケースを写真2に示す。ここで、CASE-1はグレーチングによる開口部のないケース、CASE-2、CASE-3は幅員1.5mの床版中央部分にそれぞれ300mm、500mm幅のグレーチングを設置したケースである。また、CASE-4として全面にグレーチングを設置したケースについても試験を行った。これら4ケースを対象に、2次元剛体ばね支持試験を実施した。ばね支持試験は、各ケースとも迎角 $\alpha=-3^\circ$ 、 0° 、 $+3^\circ$ について一様流状態で行った。

ばね支持試験結果のうち $V_{cr}-\alpha$ 曲線（フラッター発現風速と迎角の関係）を図4に示す。図4中のフラッター照査風速 $V_{cr}=37\text{m/s}$ については道路橋耐風設計便覧²⁾をもとに基本風速 $V_{10}=30\text{m/s}$ として算出した。図4からわかるように、グレーチングによる開口部のないCASE-1においては、いずれの迎角においてもフラッター照査風速以下の11~15m/s程度の低風速域でフラッターが発現す

る結果となっているのに対し、グレーチングを設置したCASE-3およびCASE-4では50m/sまでの風速域ではフラッターは発現せず、グレーチングによる開口化の効果が顕著に表れている。CASE-2については、迎角 $\alpha = +3^\circ$ 、 0° の場合はCASE-3、CASE-4と同様に50m/sまでの風速域ではフラッターは発現しないのに対して、迎角 $\alpha = -3^\circ$ の場

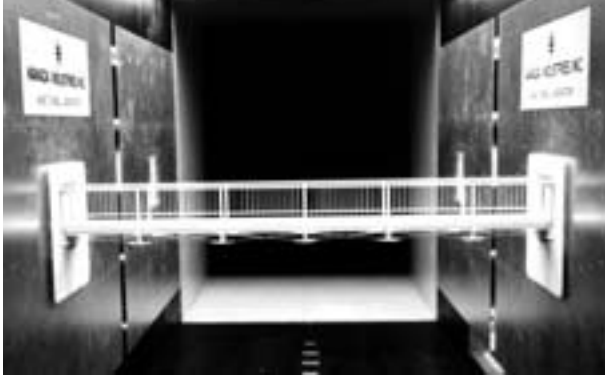


写真1 風洞試験模型（縮尺1/9）

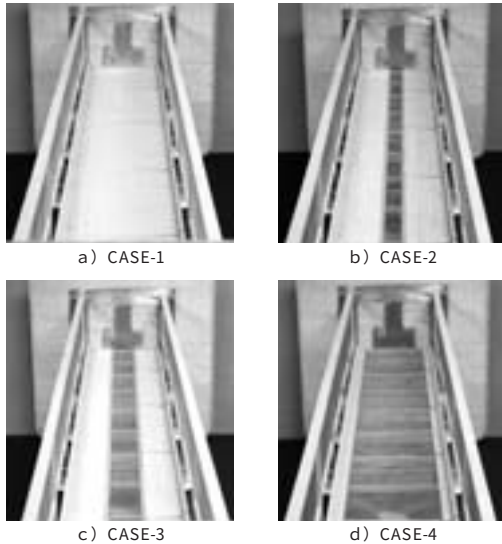


写真2 風洞試験ケース

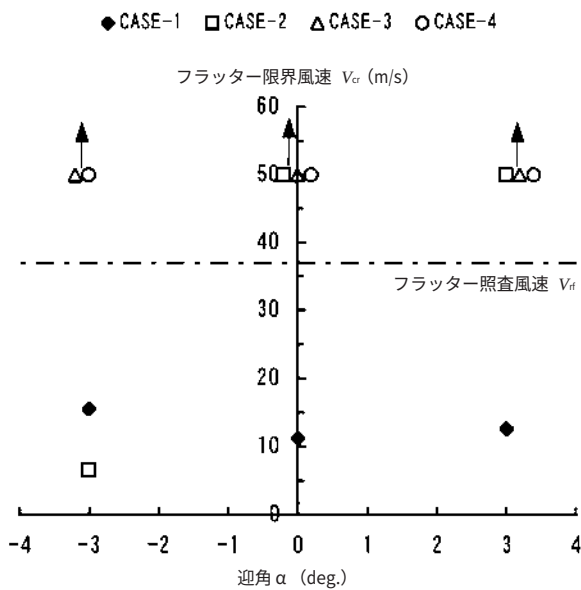


図4 $V_{cr} - \alpha$ 曲線

合については、グレーチングを設置したにもかかわらず $\theta = 4$ 程度の初期ねじれ振幅を与える条件のもと、7m/s程度の低い風速域においてフラッターが発現する結果となった。そこで、迎角 $\alpha = -3^\circ$ の場合に着目し、CASE-1、CASE-2、CASE-3のV-A曲線（風速と振幅の関係）を図5に示す。図5から、CASE-2については $\theta = 4$ 程度を境とする不安定なリミットサイクルが認められており、耐フラッター性が振幅に依存する結果となっていることがわかる。この点については、本橋の場合、橋床部と比較して高欄部が大きく、高欄が耐風安定性に少なからず影響を及ぼしたものと考えられる。

各ケースの減衰特性の比較として、迎角 $\alpha = 0^\circ$ の場合

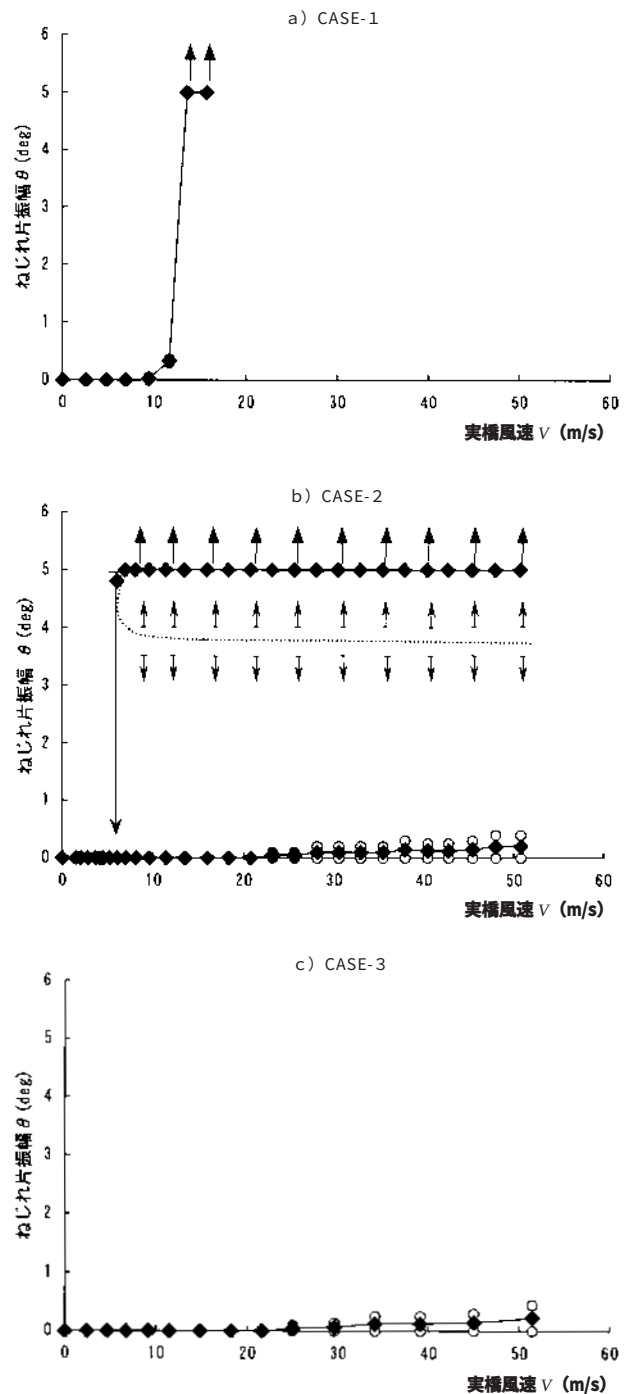


図5 V-A 曲線（ $\alpha = -3^\circ$ ）

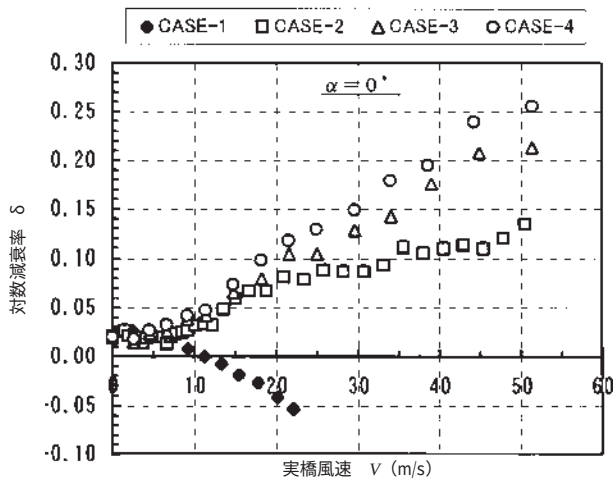


図6 V-δ曲線 ($\alpha=0^\circ$)

における基準振幅 1° とした場合のV-δ曲線（風速と対数減衰率の関係）を図6に示す。図6からわかるように、グレーチングを設置した各ケースは良好な減衰特性を示しており、グレーチング幅が広くなるほどその傾向が顕著に表れている。CASE-4（床版部を全面グレーチング化したケース）の場合に最も良好な減衰特性を示しているものの、本試験の風速範囲内では、CASE-3（500mm幅のグレーチングを設置したケース）の場合においても、CASE-4と大差ない良好な減衰特性を有していることがわかる。

以上の結果を踏まえて、原設計案ではグレーチング幅を300mmとしていたのに対し、実橋では風洞試験の結果を反映させて500mm幅のグレーチングに変更した。

4. 架設

(1) 架設工法

本橋はダム湖上に位置し、桁下空間が使用できないため、当初からケーブルクレーン工法を主眼にし、アンカー類は主索アンカーブロックを利用する計画としたが、その鉄塔設備を本体主塔上に設置する場合と、単独でエレクション鉄塔を設営する場合との2通りについて検討を行った。

検討の結果、単独鉄塔の方が、①主塔架設中の安定性が良い、②ケーブル架設時の主塔セットバック管理がしやすい、③橋台前面に設置することでアプローチ工事の支障とならないことより、主塔本体とは切り離すことにした。

(2) 架設概要および仮設備

架設は図7に示す全体フローチャートにより実施した。

a) 主塔および鉄塔架設（写真3）

主塔（φ812.8mm）はエレクション鉄塔の架設進捗に合わせて3ブロックを2台のラフタークレーン（45t, 25t）で相吊り後、45t吊りクレーンで立て起こして架設した。

主塔添接部はエレクションピースで形状保持後、現場

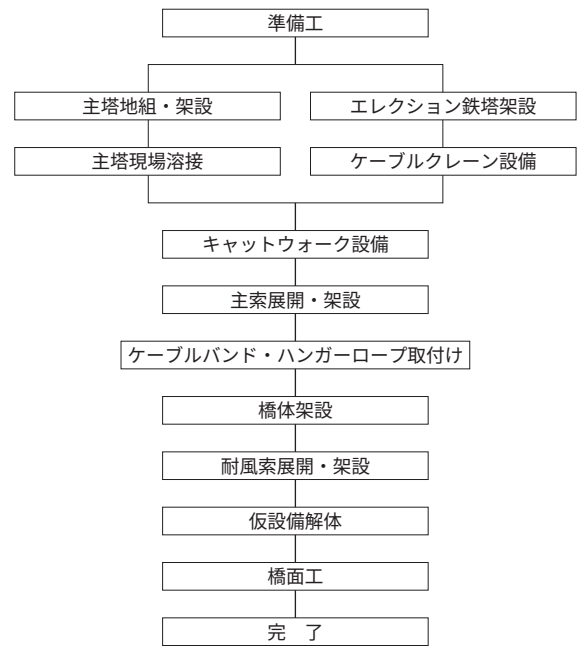


図7 架設フローチャート

溶接を行った。

b) キャットウォーク設備

キャットウォーク設備は、主索間隔2.2mに対して床構造幅が3.5mあり、キャットウォークロープとしてはφ28mm（6×24）を5本使用した。各径間にキャットウォークロープを張り渡した後、6m単位の床組をアンカー部は油圧クレーンで、中央部はケーブルクレーンを使用して順次キャットウォークロープ上に展開した。

c) 主索およびケーブル付属品（写真4）

主索は左岸アンカーブロック上にアンリラーを設置しキャットウォーク上の引出ローラーを介して補助ウインチとケーブルクレーンを用いて右岸側に向けて引き出し展開した。上下流の第1ケーブル架設完了後、全体形状測量を実施し目標形状まで調整し基準ケーブルとした。

以後の主索は径間中央部での相対サグ調整により張り渡しを行った。引き続きケーブルバンドとハンガーロープをケーブルクレーン設備でキャットウォーク上に運搬し所定のマーキング位置に取り付けた。

d) 橋体架設（写真5）

全体で33ブロックの橋体を主塔前面の荷取りスペースから左岸側、右岸側交互にケーブルクレーン相吊りで既設桁の下を運搬し径間中央部に向けて架設を行った。また、下段グレーチングを同時に設置することで架設先端部までの作業通路の確保を行った。なお、ブロック間の添接は、全ブロック架設後に仕口形状が揃ってから実施した。

e) 耐風索の展開と架設（写真6）

橋体の側面（ハンガーロープ外側）に引き出しローラーを張り出し耐風索展開設備を設置し、耐風索アンカー背面のアンリラーから耐風索を引き出した。上下流で各



写真3 主塔の架設



写真6 耐風索の架設



写真4 主索の架設



写真7 床組の架設



写真5 橋体の架設

4本を展開し所定位置に耐風索クランプと耐風支索を取り付けた後、ケーブルクレーンで上下流のバランスを確保しながら順に径間の中央に向けて吊り降ろした。なお、中央部の短い耐風支索（ $L=2\text{m}$ 以下）は吊り降ろし時の余長が取れないため、後付けとした。ソケットを調整ロッド先端に仮定着後、最終定着作業は、耐風索アンカーブロック位置で4カ所のバランスを考慮し引き込み量を合わせながら油圧ジャッキにより所定量の引き込みを行った。

f) 橋面工（写真7）

キャットウォーク設備やケーブルクレーン設備の解体後、簡易台車にて高欄を小運搬し径間中央部から両主塔に向けて片押しで設置した。木床版は現地にて全幅部（1.5m）とグレーチング部（0.5m）に分けて部材取りし、下段グレーチング上の根太材にビス止めで取り付けた。

(3) 出来形と工程

吊橋の出来形については、主索架設中の形状管理を段階的に実施したことで主塔セットバック量や中央部のサグ量については十分な精度で施工ができた。これによりハンガーロープ長も設計値寸法のまま取り付け、橋面の出来形も満足のいくものであった。

工程に関しては、平成10年8月末に栃木県那須地方で大雨災害が発生し当現場でも右岸側の搬入路にダメージを受けたが、橋体に関しては耐風索の架設が完了していたため、安定性が十分に確保されており問題はなかった。なお、災害復旧作業も順調に実施されたため当現場も所定工期内に無事故・無災害で完了することができた。

5. あとがき

本文では、無補剛吊橋として日本一の支間を有するもみじ谷大吊橋の構造特性および架設について報告した。本報告が同形式の橋梁の一資料となれば幸いである。

最後に、本工事にあたりご指導を賜った栃木県塩原町観光課の方々ならびに関係各位に誌面を借りて厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 平井 敦：鋼橋Ⅲ，技報堂，1967.9.
- 2) (社)日本道路協会：小規模吊橋指針・同解説，1984.4.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.