

【論文・報告】

やすらぎ橋の設計と施工

Design and Construction Report of YASURAGI Bridge

得能達雄^{*}
Tatsuo TOKUNOH
越後滋^{**}
Shigeru ECHIGO
古村崇^{***}
Takashi FURUMURA
松川治雄^{****}
Haruo MATSUKAWA

〔要旨〕 やすらぎ橋は、富山県福光町に流れる小矢部川と蛇谷川の合流点付近に位置している。本橋は、自然との調和、技術的、経済的な検討を行ってPC片斜張橋に決定された。斜張ケーブルには、HiAmケーブルを使用し、ファン形平行2面吊構成とした。架設工法は、埋込杭を用いたカンチレバー架設である。

主桁の設計には、SRC断面と考え終局耐力を基にした異加強度方式を採用した。主塔は、後脚に約1000tの引張力が作用することから、PC鋼棒(Φ32)を20本配置している。

施工時の検討は、主塔、斜ケーブル、主桁架設時の断面力を、各施工段階ごとに作業荷重、自重、斜ケーブル張力等を順次載荷・除荷することにより算出して行った。

施工中および完成後には、次のような各種計測を行い、施工管理を兼ねるとともに、今後の技術資料の蓄積にあたった。

1. 施工管理測定：施工途上における主部材の挙動の把握（歪ゲージによる応力測定、振動法によるケーブル張力測定など。）
2. 載荷試験：完成後の静的・動的な構造特性の把握
3. 長期測定：完成後の長期的な経時変化の把握（ケーブルグラウトによる構造減衰の測定など。）

以上に述べたことなど本橋ではいろいろ新しい試みがなされている。これらの特徴を持つ橋梁は日本では、まだ類を見ないものである。

まえがき

やすらぎ橋、それは自然の緑と憩いを求めてという自然休養村のスローガンにマッチした橋梁として、医王山県立自然公園（富山県）に源を発する蛇谷川と、白山国立公園に源を発する小矢部川の合流点付近に架けられたものである。本橋梁は、福光町の自然休養村施設である農林漁業資料館と老人福祉センター（福光温泉）を連絡する歩道橋である。その名のとおり“人々にやすらぎ”を与えるような自然環境に溶け込んだ美しいデザインの橋、それがまさにこの橋の目的とするところである。

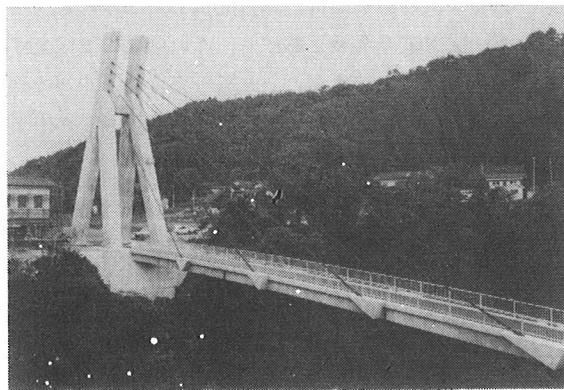


写真-1 やすらぎ橋全景

形式は、HiAmケーブルを使用したPC片斜張橋で、ファン形平行2面吊り構成である。また、架設工法が、埋込杭を用いたカンチレバー架設であるなどいくつかの新しい試みがなされている。これらの特徴を持つ橋梁は日本では、まだ類を見ないものである。

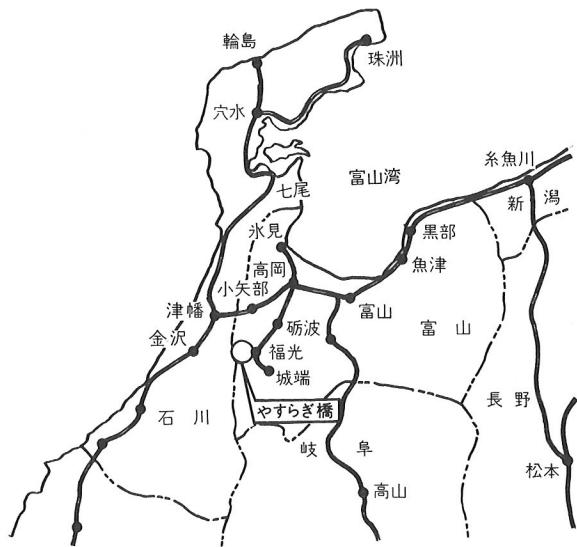


図-1 やすらぎ橋の位置

*川田建設工事本部工務部工務二課課長 **川田工業技術部研究室係長 ***川田建設富山工事部工事二課 ****川田建設工事本部工務部工務二課

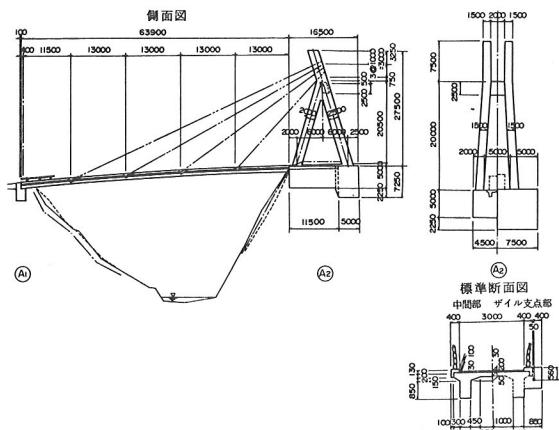


図-2 一般図

本橋の計画にあたっては、自然との調和はもちろんのこと、技術的・経済的な検討をも加えて行った。

以下に、本橋の設計と施工について述べるとともに、施工管理を兼ねて行われた応力測定等の計測結果についても報告する。

1. 地形・地質条件

本橋の架設地点は、川幅60m、深さ30mのV字形の渓谷をなしており、特に右岸は斜面が60°と急峻で岩が露出している。また左岸は、右岸に比べ斜面は45°と若

干ゆるいが、法肩が最も低い位置にあり、両岸の標高差は5mとなっている。

2. 構造形式の選定

橋梁計画の目的は、架橋位置での自然環境および社会環境に調和し、合理的かつ経済的な構造形式の選定を行うことである。本橋においては次の条件を考慮して構造形式の選定にあたった。

- ① 架橋位置は急峻なV字渓谷であり、二径間にすれば、流心部が橋脚位置となり中間橋脚が高くなるなど河川管理上からも好ましくない。
 - ② 左岸側架橋位置には、管理センターが隣接しており、支台高さをなるべく低くしたい。
 - ③ 自然休養村内に建設されるため、美観上優れた構造形式とする。（最重点項目）
 - ④ 維持管理費の少ない主要材料を選定する。

以上の諸条件を考慮して、構造形式は以下の3案について比較検討を行った。

表-1 構造形式の選定

	P C 斜張橋	P C 箱桁橋(張出架設)	鋼方柱ラーメン橋
構造形式及び寸法			
工費	128,000万円	125,000万円	120,000万円
構造上の問題点	<p>1. 振動特性が良く、耐風安定性にも優れている。 2. 吊橋に比べて活荷重たわみが小さい。 3. 横雪地方では、タワーからの雪の落下に対する配慮が必要。</p>	<p>1. 横方向剛性は他案に比べ優れている。 2. 橋体重量が大きくなるので耐震に対する配慮が必要。</p>	<p>1. 横方向剛性は他案に比べて若干劣る。 2. 鋼橋で工場製作のため品質が安定している。</p>
景観に対する評価	<p>1. 枝高を低くでき、高いタワーと相まって周囲の景観に適合した構造形式である。 2. 枝がスレンダーであり、橋体後方の視界も良い。 3. 高い塔がシンボルとして強調される。</p>	<p>1. 橋面より上側に視野を阻害するものがない。 2. 形状がシンプルで、変断面形状にすることにより美しい曲線を強調できる。 3. 少少平坦なといいがあり、枝高も多少高いので橋体後方視野を阻害する。</p>	<p>1. 橋面より上側に視野を阻害するものがない。 2. 狹谷等の地形に適した形式であり、視覚的にも安定感がある。 3. 少少橋体後方視野を阻害するが、塗装等の配色によって不自然さを軽減できる。</p>
施工上の問題点	<p>1. カンチレバー架設が一般的で、本橋の施工地点の地形に適している。 2. 架設時に吊り材等の応力調整が必要となり、作業が多少繁雑にする。</p>	<p>1. 張出し架設を行う場合、後方にカウンターウエイト的な大きさの横台が必要になる。 2. 架設中のタワーマンagementが多少繁雑になる。</p>	<p>1. 架設にはケーブルエクエシジョン工法を用いるため、エレクションタワーや、バックスティックが必要となる。 2. 横台の施工は急斜面上の作業となるため作業性が悪い。</p>
維持管理	<p>1. 吊材に若干の維持管理が必要とするが、使用的する種類によつては、ほとんど維持管理をなくす事ができる。 2. 橋体・タワーはP C構造物なので維持管理はほとんど不要。</p>	<p>1. P C構造物であり維持管理はほとんど不要。</p>	<p>1. 構析のため、定期的(約5年周期)に検査が必要であり、このため、危険な高所での吊足場作業が残る事で、検査費等に対する後の負担を考えておかなければならぬ。</p>
工期	10ヶ月	9ヶ月	9ヶ月
総合判定	○	△	△

3. 計画概要

斜張橋の上部構造は大別して、主塔、ケーブル、および主桁の3要素より成り立っており、それぞれ種々の形状や結合構造が考えられる。

これらの要素には密接な関係があるので、その組合せは総合的に判断して決定する必要がある。

3-1 主塔の形式

主塔の形式は、外観、固定条件および材質により図-3に示すように分類される。

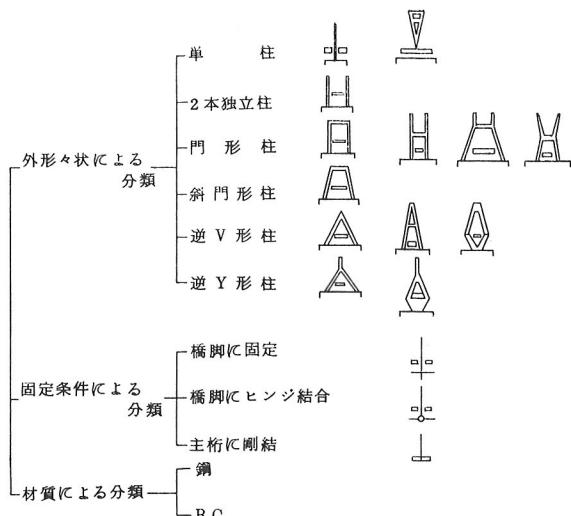


図-3 主塔の形式

本橋の主塔形状については、橋軸直角方向の地震力に対する安全性、美観を考え、中間梁を有する門形柱を選定した。

主塔の高さは、メインスパンとの関係から決定されるが、ケーブル重量を少なくするには主塔は高い方が有利である。しかし、地震力の影響および全工費をも合せて考えなければならない。

今まで施工されたPC斜張橋の実績では、主塔高さ(h)とスパン(ℓ)との関係は $\ell/h = 4.0 \sim 6.3$ の範囲にあるものが多い。(表-2)

この実施例をもとに本橋は片斜張橋であり、主塔で全ケーブル張力を受け持つ形式である事を考え、主塔高さを $27.5 m$ とした。 $(\ell/h = 4.7)$ ただし ℓ は片側張出スパン 64.0 であるので、 $64.0 \times 2 = 128.0 m$ と考える。)

断面形状については、ケーブルの定着スペースおよび美観をも考慮に入れて決定した。また後脚に約 $1,000 t$ の引張力が作用することから、主塔はP R C構造を採用した。

3-2 ケーブルの形状

ケーブルの形状については、斜張橋の外観を大きく左右するので美観上からも十分検討する必要がある。ケーブル配置には、側面形状、ケーブル本数およびケーブル面構成により分類される。本橋ではケーブル形状として、ファン形、片側ケーブル4本の2面吊りを採用したが、その主なる理由は次のとおりである。

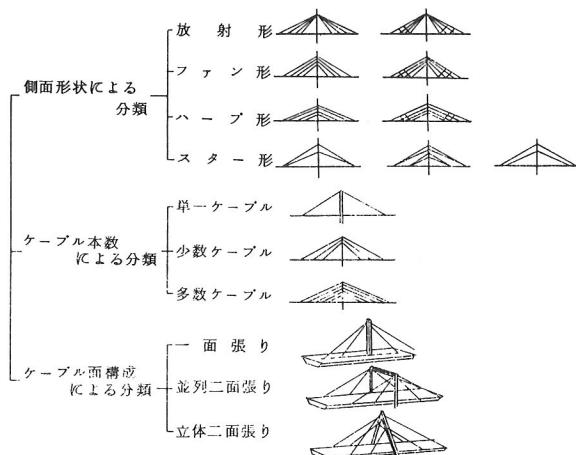


図-4 ケーブル配置の形式

i) 全ケーブルを 45° 付近に配置するのが最も経済的と思われるが、主塔高さの関係および張出し架設への適性を考え、ファン型とした。

ii) 本橋は幅員が $3.0 m$ の歩道橋であり、歩行者に安心感を与える事や横剛性を高めるには2面吊りが適している。

iii) 斜材本数については多数ケーブルとした方が片持架設に適しており、又桁高も低くすることができる。本橋においては、ケーブル本数を3~5本配置について経済性、構造、施工面から比較検討した結果4本配置の2面吊りが最も適していると判断された。

iv) ケーブル材料の選定

斜張橋に使用されるケーブルは、平行線ケーブル(PWS)や、ロックドコイルロープ(LCR)およびHi Amアン

カーケーブルの三種類があるが、技術的、経済性、施工性および維持管理等を検討した結果、Hi Am アンカーケーブルを採用した。

Hi Am アンカーケーブルは、亜鉛合金の代りにエポキシ樹脂、亜鉛粉末および剛球を常温でソケットに鋳込むため、疲労強度が高い特長を有している。また、PC 鋼線をポリエチレン管で被覆し、セメントペーストをグラウトすることによって防錆を行い、維持管理をなくす事ができる。

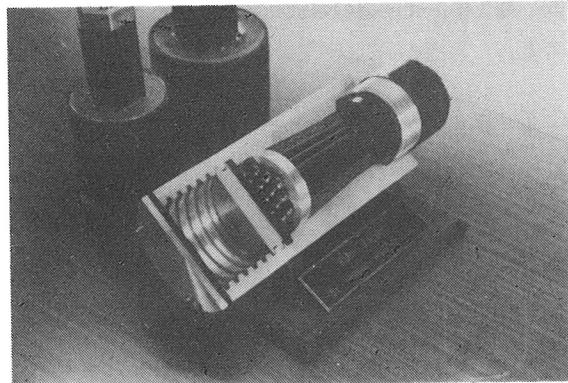


写真-2

3-3 主桁の形式

主桁の形式は、構造系、桁断面および桁の材質により

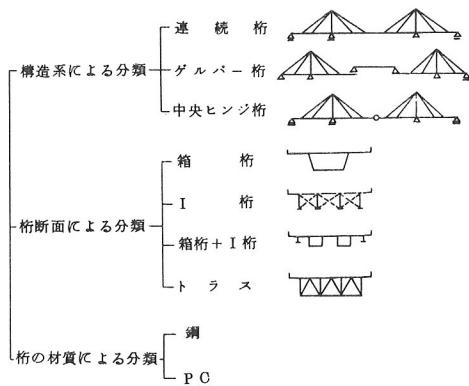


図-5 主桁の形式

分類される(図-5)。

本橋の主桁構造は、次のように決定した。横方向剛性を高めるため、主塔側の片端を剛結合とし、河床から桁まで 30 m と高く支保施工が不経済であるため、架設時は片持張出し構造となっている。

主桁の断面は、ケーブル吊り間隔が 13.0 m であるので、施工中完成系の応力状態を考慮して等高(1.2 m)の 2 主桁とした。現在までの施工例から桁高とスパンの比(h/ℓ)は、 $1/40 \sim 1/120$ と範囲が広いが、一般的には $1/55$ 程度である。本橋の場合は $h/\ell = 1/53$ とした(表-2 参照)。

表-2 PC 斜張橋の実施例

橋名	Maracaibo	Polceveya	Maghana	Wadikup	II Main	Corrientes	Tiel	Columbia	Brotonne	Foyle
国名	ベネズエラ	イタリア	イタリア	リビヤ	西ドイツ	アルゼンチン	オランダ	アメリカ	フランス	イギリス
完成年	1962	1966	1968	1971	1972	1973	1973	1976	1977	計画中
メインスパン m	235	208	145	282	148.2	245	267	300	320	210
ケーブル側面	1対	1対	1対	1対	ハーブ多数	2対放射	2対放射	放射多数	ファン多数	2対ハーブ
形状断面	2面	2面	2面	2面	内側2面	2面	2面	2面	1面	1面
タワー形式	A形ボータル	A形ボータル	門形	A形ボータル	2本独立柱	A形ボータル	門形	門形	1本柱	逆Y形
タワー高さ m	42.5	45.4	34.0	54.1	52.5	48.0	46.3	55.0	70.5	110.0
使用ケーブル	ロックドコイル	ロックドコイル	PWS	CCL	DW	ロックドコイル	フレシナー	BBRV	フレシナー	BBRV
メインスパンタワー高さ	5.53	4.66	6.32	5.21	4.10	5.17	5.77	5.45	4.54	3.18
最小ケーブル角度	28°	30°	27°	29°	27°	25°	26°	22°	22°	38°
主桁構造	ゲルバー	ゲルバー	ゲルバー	ゲルバー	ヒンジ	ゲルバー	ゲルバー	連続	連続	連続
桁高 m	5.0	4.0	3~4	3.5~7.0	2.66	3.5	3.5	2.13	3.8	3.5
桁高 メインスパン	1/47	1/46	1/36~1/40	1/40~1/80	1/56	1/70	1/76	1/143	1/84	1/60
サイドスパン メインスパン	0.68	0.67	0.37	0.35	0.64	0.54	0.36	0.42	0.45	0.67
施工法	架設用トラス 現場打	現場打 カンチレバー	支保工	現場打 カンチレバー	現場打 カンチレバー	プレキャスト カンチレバー	現場打 カンチレバー	ブレキヤスト カンチレバー	現場打 カンチレバー	ブレキヤスト カンチレバー
適要					鉄道併用橋				ウェブのみ ブレキヤスト	

(PC 斜張橋の計画、設計、施工 佐藤浩一 本間秀世 著より)

4. 設計概要

4-1 設計条件

橋種	プレストレストコンクリート橋
形式	片斜張橋(片側剛結合)
橋長	80.50 m
桁長	63.90 m
支間	63.50 m
幅員	3.00 m (総幅員 3.80 m)
桁高	1.20 m
斜角	$\angle R$
活荷重	350 kg/m ² (群集荷重)
雪荷重	100 kg/m ²
震度	$K_H = 0.18$ $K_V = 0.0$
乾燥収縮	$\epsilon_s = 1.5 \times 10^{-5}$
クリープ係数	$\phi_\infty = 2.0$
温度変化	$t = \pm 15^\circ\text{C}$

4-2 断面力の算出

本橋の主塔は二方向に傾斜のある四本の脚柱から構成され、またケーブルが二面配置であることから、厳密には立体解析によらなければならぬが、その影響は小さいと判断されるので、主塔、ケーブル、主桁を一体とした平面骨組構造として、微小変形理論により断面力を算出した。

各荷重が作用した場合の主塔および主桁に発生する曲げモーメントは、図-6に示すとおりである。

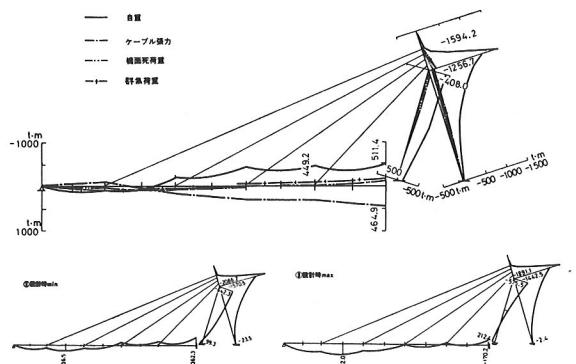


図-6 曲げモーメント図

4-3 斜張ケーブルプレストレス量の算出

ケーブルプレストレスの計算は、主桁の剛性が大きく比較的桁橋に近い構造であることから、斜張ケーブルによ

る軸力を主桁の補強プレストレスとして考えることとし、次のことを考慮してプレストレス量を決定した。

(1) プレストレスと死荷重及び活荷重のバランスがとれること。

(2) 主桁の鉛直反力が小さいのでプレストレスによって負反力が生じないこと。

(3) プレストレス量は設定したケーブルの許容応力内にあること。

(4) 斜張ケーブルプレストレスによる主塔への影響が特に大きくなないこと。

(5) 施工中、完成後の緊張回数を出来るだけ少なくすること。

4-4 クリープ乾燥収縮による断面力

コンクリート斜張橋のクリープ、乾燥収縮によって生ずるひずみ ϵ_b を近似的に次式によって表わすことが出来る。

$$\epsilon_b = \frac{1}{E_b} (\sigma_{b_0} + \frac{\sigma_{ks}}{2}) \varphi + \frac{\epsilon_{s\infty}}{\varphi_\infty} \varphi + \frac{\sigma_{ks}}{E_b}$$

σ_{b_0} ; クリープ、乾燥収縮がないとした場合のコンクリート応力度

σ_{ks} ; クリープ、乾燥収縮によって生ずるコンクリート応力度

E_b ; コンクリートの弾性係数

φ_∞ ; 最終クリープ係数

φ ; t 時間後のクリープ係数

ϵ_s ; 最終乾燥収縮度

上式を変形して

$$\epsilon_b = \frac{1}{E_\varphi} \eta \sigma_{b_0} + \frac{\epsilon_{s\infty}}{\varphi_\infty} \varphi + \frac{1}{E_\varphi} \sigma_{ks}$$

$$\text{ただし, } E_\varphi = \frac{E_b}{1 + \varphi/2}, \quad \eta = \frac{\varphi}{1 + \varphi/2}$$

上式中第一項および第二項はクリープと乾燥収縮により生ずる塑性ひずみであり、第三項は弾性ひずみとなる。したがって、第一項と第二項を初期ひずみとして取扱い、かつ、弾性係数が E_φ であるとして解析すればよい。

本橋の設計では、前記に従ってクリープ係数を漸次三等分し、変形法にて段階的に繰返し計算を行って算出した結果を図-7に示す。

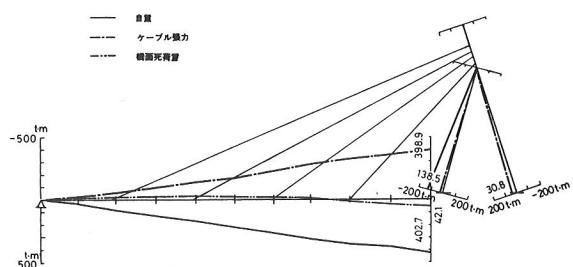


図-7 クリープ乾燥収縮による曲げモーメント

4-5 主桁の設計

本橋のような地形条件下における斜張橋の施工については、今までに多く用いられている支保工施工では不経済となることから、張出し架設工法を採用することにした。

張出し架設工法では、場所打ち工法とプレキャストブロック工法が考えられるが、ブロック運搬等の問題から場所打ち工法を採用した。

場所打ち工法では、作業車（フォルバウワーゲン）による施工が一般的であるが、この工法では本橋のように幅員の狭い歩道橋の場合には、架設時の応力が支配的となり、ピロンを併用した施工が必要となる。

一方、本橋において採用した吊り支保工桁施工では、ケーブル碇着間を一度に張出し施工することが可能であり、ピロン形式のような繁雑な施工を必要としない。

また、支保工桁を埋め込み桁として利用することによって、安全性、施工性、経済性の面からも有利と考えた。

国内外のPC斜張橋の実施例から施工法をみると、全支保工施工かプレキャストカンチレバー施工か場所打ちカンチレバー施工のいずれか、この3つの並用である。

本橋は埋込み桁による吊り支保工カンチレバー工法として、現在のPC斜張橋の施工法の先駆をなすものであるといえよう（表-3参照）。

表-3 PC斜張橋の実施例

<国内>						
完成年	橋名	分類	橋長(m)	スパン(m)	施主	施工法
1963	島田橋	道路	76.2	39.7	岐阜県東濃郡福岡村	プレキャスト
1969	万博東口歩道橋	歩道	86.4	37.8	財日本万博協会	支保工上プレキャスト
1974	嶺山中央橋	歩道	80.0	40	嶺山早野地区土地区画整理事業組合	支保工上現場打
1978	並木大橋	歩道	80.0	40	日本住宅公団	全支保工
1978	松ヶ山橋	道路	96.5	96	神奈川県企画庁	主桁支保工を用いたカンチレバー工法
1978	多132号線1号橋	歩道	71.0	35.5	日本住宅公団	全支保工
1979	小本川橋梁	鉄道	177.7	85	日本鉄道建設公団	ワーデンによるカンチレバー工法
1980	宇部カントリー橋	歩道	72.0	38	宇部ゴルフ観光	ワーデンによるカンチレバー工法
1980	勝本ダム大橋	道路	54.0	27		全支保工
1981	一本杉橋	歩道	84.9	74.1	東京都住宅供給公社	主桁支保工を用いたカンチレバー工法
1981	やすらぎ橋	歩道	63.7	63.5	富山県福光町	埋込み桁による吊り支保工カンチレバー工法

<海外>

完成年	橋名	分類	橋長(m)	スパン(m)	国名	施工法
1962	Maracaibo	道路	1,495	235	ベネズエラ	架設用トラスを用いた現場打
1966	Poceveya	道路	553	208	イタリア	現場打カンチレバー工法
1968	Maghana	道路	198.6	145	イタリア	支保工現場打
1971	Wadikup	道路	397	282	リビア	現場打カンチレバー工法
1972	II Main	道路 鉄道	268.4	148.2	西ドイツ	現場打カンチレバー工法
1973	Corrientes	道路	572.4	245	アルゼンチン	プレキャストカンチレバー工法
1973	Tiel	道路	457	267	オランダ	現場打+フレキシブルカンチレバー工法
1977	Brottonne	道路	607	320	フランス	現場打カンチレバー工法
1978	Intercity	道路	759.3	300	アメリカ	フレキシブルカンチレバー工法
	Lyne	鉄道	110.0	55.0	イギリス	全支保工

主桁の設計では、架設時の吊支保工桁を埋め込んだSRC断面と考え、終局耐力を基にした累加強度方式を採用した。すなわち、RC部分の抵抗断面力と鉄骨部分の抵抗断面力の合計が作用断面力以上であればよい。なお、架設荷重による吊支保工桁の検討を行うとともに、後荷重については、合成断面としての応力度の照査も行った。

橋軸方向にはPC鋼棒を配置し、収縮ひび割れ防止をはかることにした。

4-6 主塔の設計

主塔の設計において面内方向の断面力の算出は、前述のとおり平面解析を行って求めた結果、後脚には約1,000t (9.8MN) の引張力が作用することから、PC鋼棒 (SBPR 95/110) φ32を20本配置した。

斜張ケーブルは塔頂から3m付近のところから下方に向って4段に配置されており、角度は約25°～45°である。定着具、コンクリートの支圧、割裂応力に対しても安全であるように照査した。

4-7 施工時に対する検討

本橋の主塔、斜張ケーブル、主桁の架設時の断面力は、施工の進行に伴い構造系を変化させて算出した。施工段階から完成系に至るまでの5段階について、作業荷重、自重、斜張ケーブル張力を順次載荷、除荷し、各部材断面力、変位について累加計算を行った。その結果、各段階での断面力は、鋼桁およびSRCとしての抵抗断面力以下であった。以下に第2ステップから第3ステップ完成までの曲げモーメントの変化を示す。

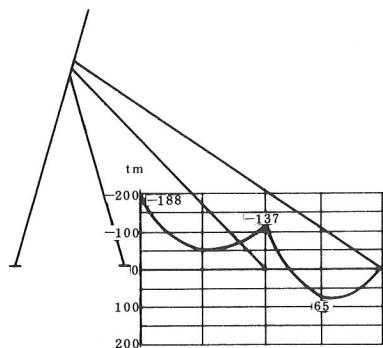


図-8 第2径間コンクリート打設後
(桁自重+作業荷重+第1径間プレストレス)

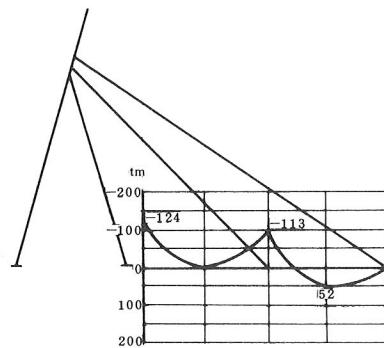


図-9 第2径間コンクリート打設後
(桁自重+第1径間のプレストレス
+作業荷重除去)

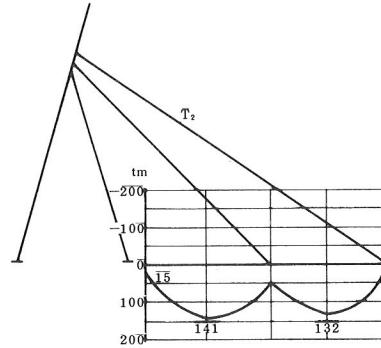


図-10 T₂プレストレス導入後
(桁自重+プレストレス, 作業荷重除去)

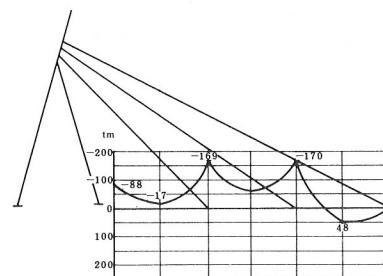


図-11 第3径間コンクリート打設後
(桁自重+作業荷重+第2径間までの
プレストレス)

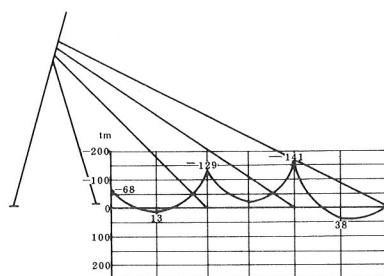


図-12 第3径間コンクリート打設後
(桁自重+第2径間までのプレス
トレス, 作業荷重除去)

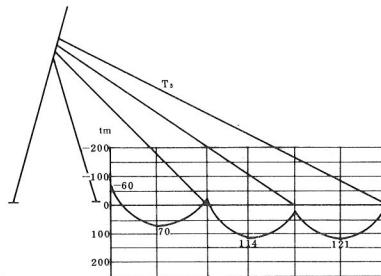


図-13 T₃プレストレス導入後
(桁自重+プレストレス,
作業荷重除去)

5. 施工

5-1 工事概要

工事名 自然休養村施設連絡路(やすらぎ橋)

新設工事

工事場所 富山県西砺波郡福光町

工期 着工 昭和55年8月

竣工 昭和56年8月

発注者 富山県西砺波郡福光町役場

主要材料

主要材料は表-4のとおりである。

施工法

ケーブル 架設ケーブルによる吊込み

主 桁 埋込み鋼桁を用いた張出し架設

主 塔 支保工施工(H形鋼使用)

表-4 主要材料

名 称	単位	数量	摘要
主 桁	コンクリート m ³	133.0	$\sigma_{CK}=400 \text{ kg/cm}^2$
	P C鋼棒 t	1.75	SBPR 95/110
	鉄筋 "	14.40	S D-30
主 塔	コンクリート m ³	339.0	$\sigma_{CK}=400 \text{ kg/cm}^2$
	P C鋼棒 t	3.85	SBPR 95/110
	鉄筋 "	67.60	S D-30
ケーブル	HiAm 55 m	325.50	
	" 37 "	63.70	
橋台	(A ₁) コンクリート m ³	21.0	$\sigma_{CK}=240 \text{ kg/cm}^2$
	(A ₂) "	1,083.0	"
補助鋼材	t	44.70	S S-41

5-2 下部工の施工

基礎地盤は、表土は礫、砂泥から成り層厚は両岸共に3.0 m以下であり、その下層はN値が50以上の支持層（角礫凝灰岩）である。

掘削は機械掘削とし、バックホーとリッパードーザーを使用して行い、残土処理は自然環境を重視しトラックによって搬出した。

コンクリート打設は、コンクリートシートを用いた打設とし、A₂橋台については打設量が1,100 m³と多いため、1日当たりの打設量を考慮して5回に分けて行った。

5-3 主塔の施工

主塔は、2方向に傾斜した門形形状であることとケーブル定着を行うため、高い施工精度が要求された。そのため、塔内側にH形鋼を使用したA形の支保工を組み上げ、型枠支持するとともに、そこからH形鋼を張り出し、作業足場とした。また、塔の外周については、ビティ柱を用いた作業足場を併用した（写真-3）。

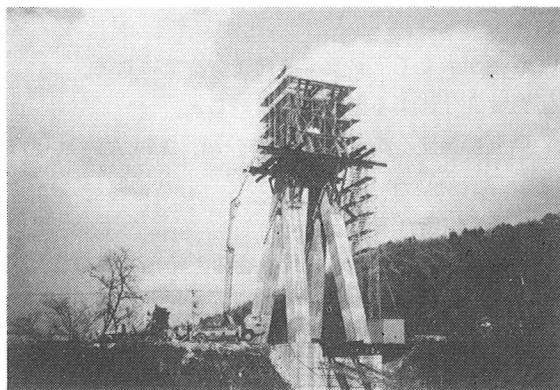


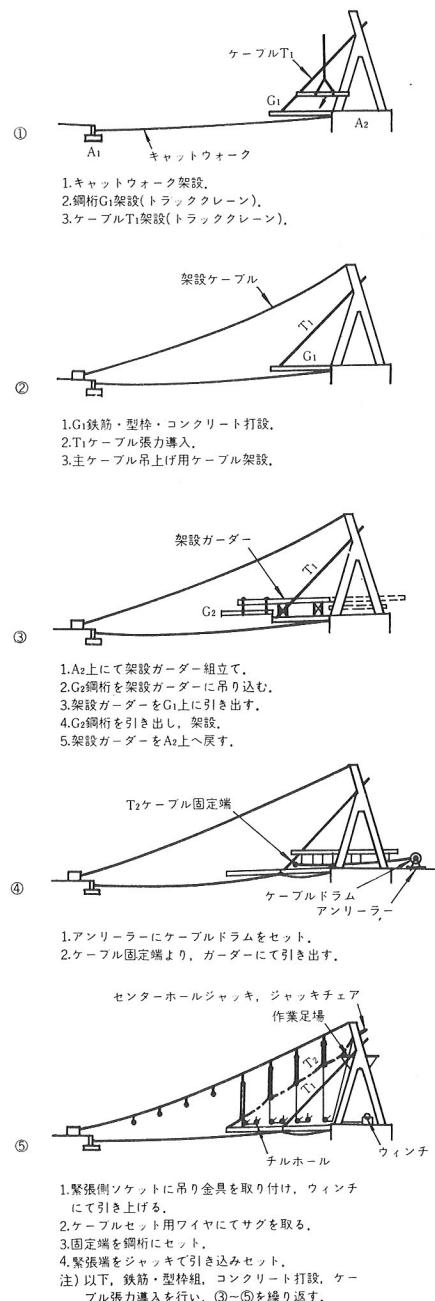
写真-3 主塔の施工

ケーシングチューブのセットにおいては、角度、高さ等に高い精度が要求されるので、前もって四組のケーシングチューブを型鋼を用いた支持金具で地組し、トラッククレーンを使用して塔頂に吊り上げ所定位置に据え付けた。

コンクリートの打設は8回に分けて行い、5回目（約18 m）まではポンプ車打設とし、残り3回はトラッククレーンを用いたバケット打設とした。1回の打設高は約3.5 mであった。

5-4 主桁の施工

主桁の施工とケーブル架設は綿密な関係を持って行われ、その作業手順は図-14に示すとおりである。4-5主桁の設計で述べたとおり地形条件等を考えると張出し施工が有利であるので、場所打ち片持ち工法を採用した。



主桁コンクリートは、架設した各プロックの先端側より打設し、作業完了後にケーブル張力を確認して、打ち継目の締固めを行った。

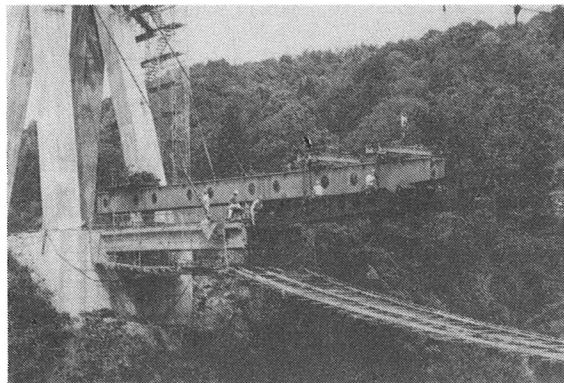


写真-4 鋼桁架設

5-5 ケーブル架設

ケーブルは1本ずつ鋼製ドラムに巻いて現地へ搬入し、A₂橋台後方の取付け道路上でアンリーラーにセットして引き出し、クラウト注入パイプ等の加工を行った。

その後、固定端を主桁のケーブル定着位置まで引き出し、架設用ケーブルで吊り上げ、緊張端側を塔頂のケーシングチューブ内に特殊なガイドローラを利用して引き込み、定着した。架設時のサグを極力小さくするために、架設ケーブルを利用した多点で支えるローラ形式の吊り装置を用いた(写真-5、図-14)。

埋込み桁架設時とコンクリート打設直後の斜ケーブル張力の確認と補正およびコンクリート硬化後の張力導入はすべて塔頂部で行った。

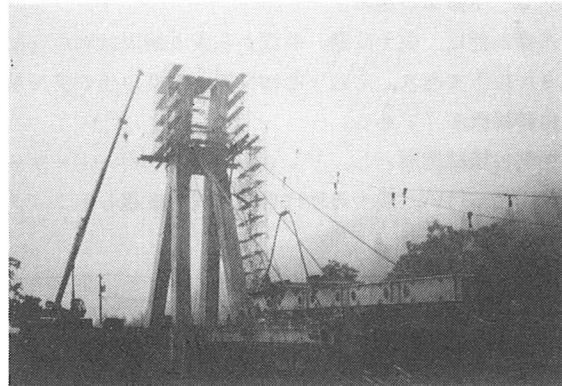


写真-5 ケーブル架設

5-6 ケーブルグラウト

グラウトの注入にあたっては、夏期であること、最大標高差30m、最大注入長約60mを一度で施工すること、ポリエチレン被覆管を使用していること等から、次のようなグラウトの特性が要求された。

- ① 施工性が良く、流动性が長時間持続すること。
- ② プリージングの発注が極力少ないこと。
- ③ 注入圧が被覆管の許容内圧以下となるようにすること。
- ④ 収縮が少なく、クラック発生が少ないこと。
- ⑤ 温度変化による影響が少ないとこと。
- ⑥ 所要の強度($\sigma_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2, 19.6 \text{ MPa}$)が出ること。
- ⑦ 経済性に優れること。

以上の条件を満足する材料を得るために3種の混和剤につき種々の配合を定めて試験練りを行った。その結果の代表例を表-5および図-15(c)示す。

表-5 試験練り配合についての判定結果

配合名	配合					特性				総合判定
	セメント C(kg)	W/C (%)	水 W(l)	混合剤 Ad(g)	アルミ粉 Al(g)	フロー値 (1時間後)	プリージング (最大値)	収縮量 (20h)-(1h)	圧縮強度 ($\sigma_{28} \text{kg/cm}^2$)	
P1	80	45.0	36.0	240 (0.3%)	5.6 (0.007%)	8 sec	2.1% (20hで0%)	-2.8%	309	△
M3	80	34.0	27.2	800 (1%)	—	8 sec	1.0% (6hで0%)	-1.4%	507	○
M4	80	34.0	27.2	800 (1%)	5.6 (0.007%)	7.5 sec	1.8% (20hで0%)	+0.2%	478	○
M5	80	34.0	27.2	640 (0.8%)	—	10.5 sec	0%	-2.0%	414	○
C3	80	50.0	40.0	960 (1.2%)	5.6 (0.007%)	17 sec	0%	-0.1%	224	○

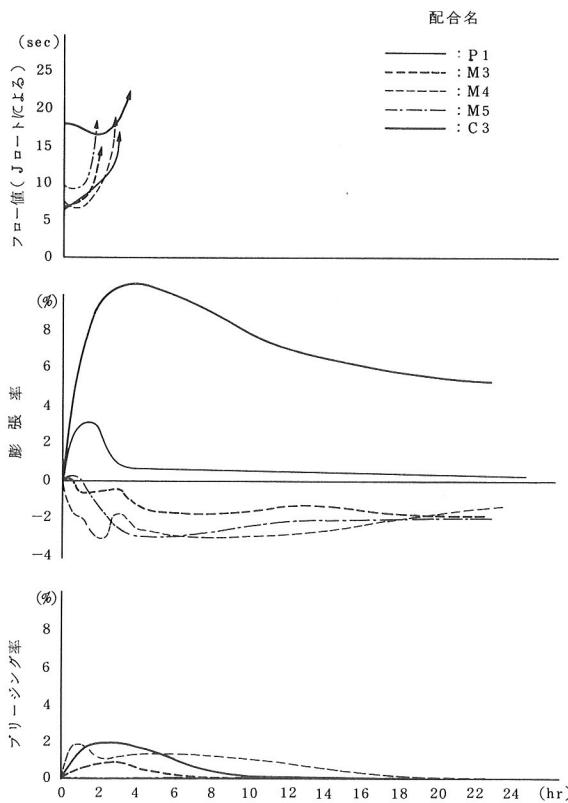


図-15 フロー値・膨張率・ブリージング率測定結果

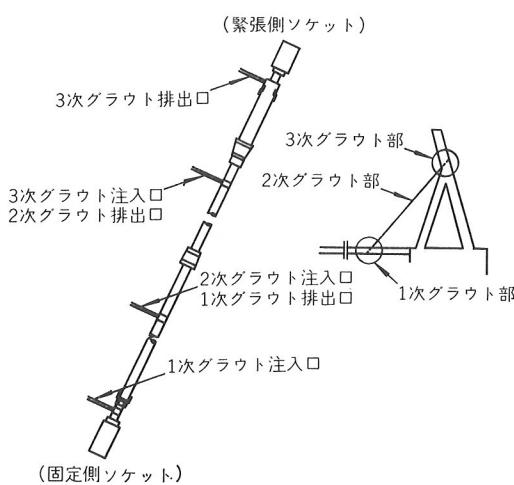


図-16 グラウト施工図

施工方法は図-16に示すように3回に分けて行うが、表に示した結果より最終的には1次、2次グラウトにはM5を、3次グラウトにはC3を採用することとした。

施工は気温の高い日中を避けて夜間に行い、ケーブル温度の上がり始める午前8時ごろには注入したグラウトが安定した状態にあるよう、午前2時には作業を終了するようにした。

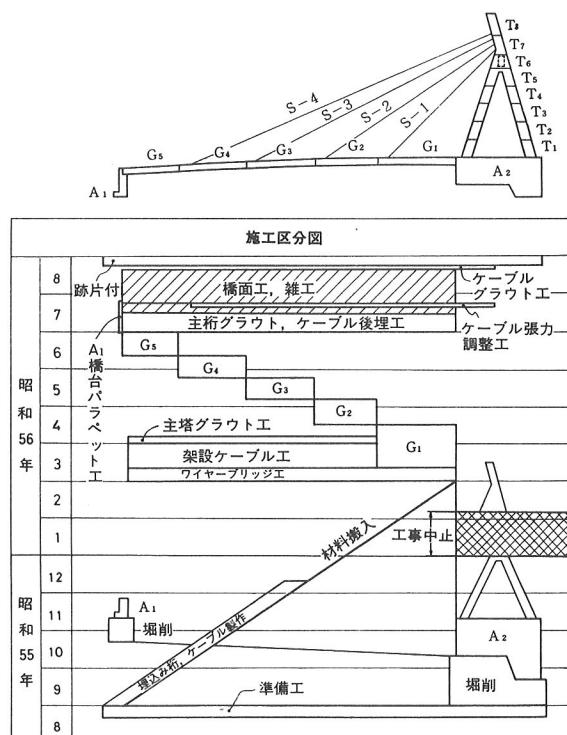
実際の施工においては、グラウトポンプの吐出し量は20~25ℓ/分で最長のケーブルでも30分程度で注入が完了し、内圧によるポリエチレン管の周長の変化もほとんどなかった。

5-7 支承工

本橋においては、斜張ケーブルの張力と同様に支承の反力の大きさも主桁等に影響を与える。従って沓は、A₁橋台上の主桁下フランジを50tシャッキで仮受けし、支承反力調整も含めて最適ケーブル張力に補正した後に無収縮モルタルを充填して据え付けた。なお、沓にはネオスライドを用いている。

5-8 工 程

工事は昭和55年8月末より開始し、途中近来にない豪雪に見舞われたが、1年後の昭和56年8月末に無事完成した。実施工工程は図-17に示すとおりである。



6. 施工管理および計測

本橋は小規模ではあるものの我国ではまだ施工例の少ないPC斜張橋であり、さらにいくつかの特色を有していることから、施工中および完成後に次のような計測を行った。

- (1) 施工管理 — 施工途上における主要部材の挙動を把握。
- (2) 載荷試験 — 完成時に荷重車により静的・動的載荷試験を行い、設計施工上の妥当性を確認。
- (3) 長期測定 — 完成後の長期的なクリープ・乾燥収縮等による経時変化を把握。

6-1 施工管理試験

ニールセンローゼ橋や斜張橋等のケーブル構造物の施工管理には、一般に形状を管理する方法と、ケーブル張力を管理する方法が考えられるが、本橋では高次不静定構造物の断面力のバランスをとること、張出し施工の場合の桁標高は温度の影響を受けやすいこと等から、張力管理を主とし桁標高管理は従として両者により行った。

またその他にも、片斜張橋である等の点から、主要部材(タワー、主桁)の歪変化、タワーの傾斜、部材温度(ケーブル、主桁・タワーコンクリート)等をも、各施工段階ごとに計測して施工管理に役立てた。

以下におもな結果を示す。

6-1-1 ケーブル張力と標高

ケーブル張力の測定方法は種々考えられるが、ここでは最も簡単なケーブル緊張用ジャッキのプレッシャーページを読む直接法と、ケーブル固有振動数から換算する間接法とを併用した。なお、両者の差異は数%以内であった。

ケーブル固有振動数は、人力によって対称一次振動を誘起し、これをケーブルに取付けた加速度計で測定しフリーケンシィカウンターで読み取ったが、参考のために振動波形はデータレコーダおよび電磁オシログラフに記録した(図-18)。また張力の算定においては、本橋程度のケーブル長や張力があれば、ケーブル曲げ剛性やサグの影響は小さいものと考え単純な弦理論を用いた。

張力および標高の施工段階に応じた測定結果は、温度の補正を行って設計上の目標値とともに図-19、20に示した。標高について見ると、実測値は目標値と同様な傾向で変化するものの一般的に目標値より小さい値を

とっているが、橋面工完了時(完成時)にはほぼ目標値に収まっている。ケーブル張力について見ると目標値より若干大きめの時期もあるが、最終的には後述するように目標とした管理限界内に入っている。

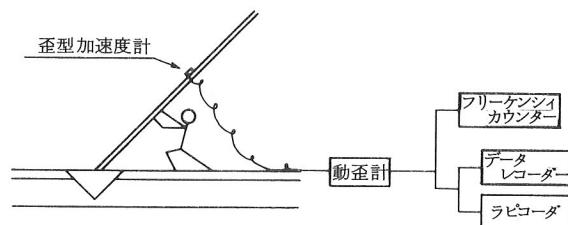


図-18 ケーブル固有振動数測定方法

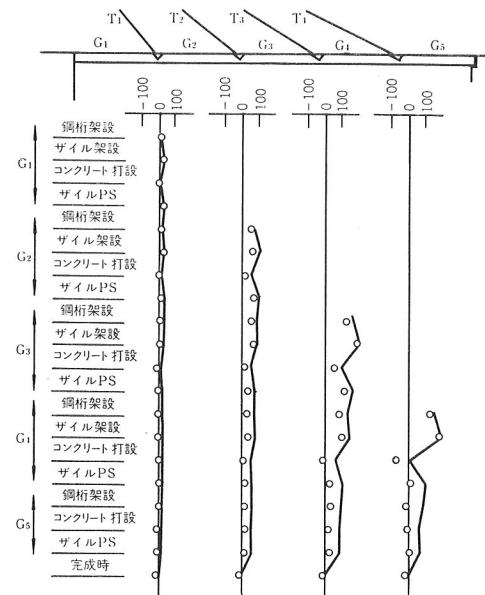


図-19 完成形状に対する標高の変動
(実線: 目標値, 丸印: 実測値, 単位mm)

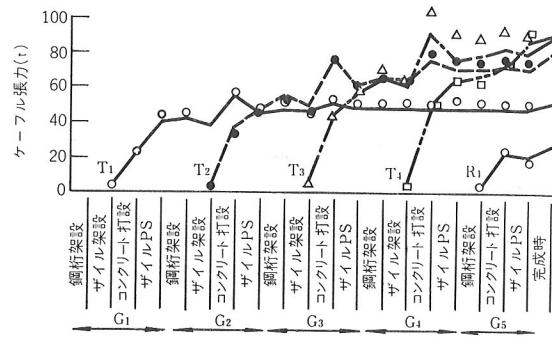


図-20 施工段階におけるケーブル張力
(折れ線: 目標値, 点: 実測値)

6-1-2 張力調整

一般に完成後の構造全体としての断面力のバランスを取るため、完成時におけるケーブル張力や支点反力を合理的に調整することが望ましいが、本橋においても橋体工完了時に日本ユニバックス社の最適化手法プログラム（F M P S）を用いて張力および反力を調整を行った。

張力や反力の実測値と設計値との誤差には、大別して設計上の誤差（剛度や死荷重の仮定におけるもの）や測定誤差によるものと、製作施工上の部材寸法誤差によるものが含まれ、このうち後者のものが調整しうる誤差であると考えられる。上記のプログラムによれば、後者の誤差のある許容範囲内に収め、しかも所要シムプレート総量を最小とするような各ケーブルに必要な調整シム厚を求めることができる。

本橋の張力調整においては、この誤差の許容範囲を過去のデータ等から設計張力の±5%として計算してみたところ、橋体工完了時の調整は不要との結果を得た。しかし今後の管理データを得るために試みとして±2%の許容範囲を目指して張力調整を行ったが、結果的には当初の状態を改善するまでには到らなかった。これは調整作業の施工精度（計算結果どおりの板厚のシムプレートが手に入らなかった等）や測定誤差によるものと考えられる。結果を図-21に示す。

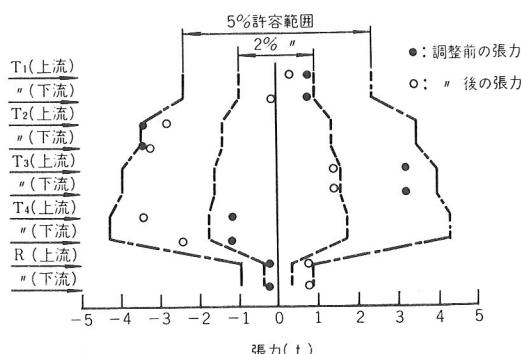


図-21 張力調整結果

6-1-3 ケーブルプレストレス時の桁応力

主桁には鋼桁が埋込まれているが、これがコンクリートと一緒に動かすかどうかを確認するため、主桁が片持梁の状態である最下段ケーブルP S時に主桁の歪測定を行った（図-22）。

結果の例を図-23に示すが、図中には鋼桁とコンク

リートを合成させた場合の計算値として、コンクリートのヤング率を設計上の値（ $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ）と実測の値（ $E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ；材令が若いのでまだ小さい）の場合について各々示した。

この結果を見ると、主桁断面内の歪分布はほぼ直線的であり、しかも実測のヤング率を使った場合の計算値によく一致していることから、鋼桁とコンクリートは一体となって挙動していると推定される。

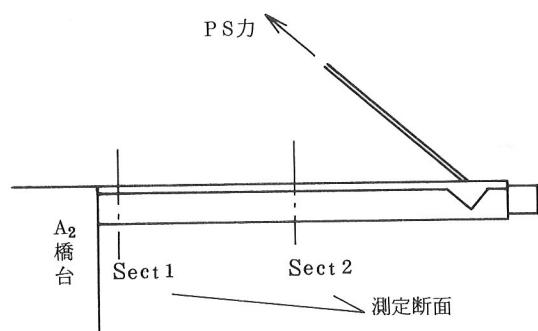


図-22

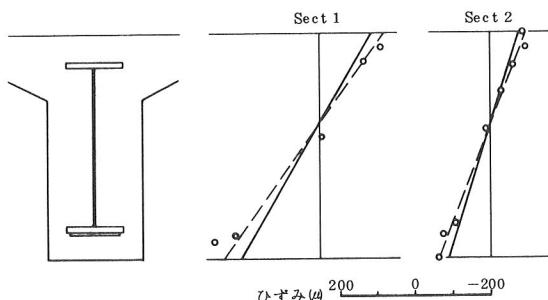


図-23 ケーブルP S時の桁断面歪分布 (PS=17 tonの時)

(実線： $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, 破線： $E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

6-1-4 タワーの傾斜

本橋は片斜張橋でありタワーには常に一方向の力が作用しているが、特に施工中において桁は片持梁であるので、タワーの変形が主桁形状に直接影響をおよぼす。そこでタワーの横梁に傾斜計標点を設置し、主桁施工期間中におけるタワーの橋軸方向の傾斜を計測してみた（写真-6）。

結果を図-24に示すが、図中の実線は施工段階における弾性的な傾斜変化の計算値を示している。この結果を見ると、最終的に実測値は計算値の約2倍（約 $1.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ ）の傾斜を生じているが、これは計算値が彈

性変形のみを求めているためであり、設計上はコンクリートのクリープ乾燥収縮をも考慮しているのではほぼ妥当な値と思われる。



写真-6 タワー横梁部の傾斜測定風景

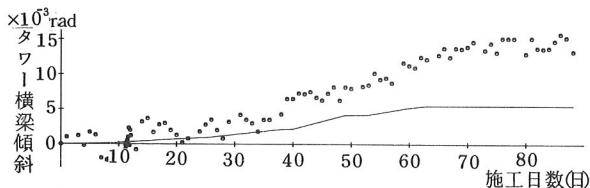


図-24 主桁張出施工時におけるタワー横梁部の傾斜変化

6-1-5 温度の影響

(1) 温度変化の影響

本橋のような張出し工法の場合、温度変化によるケーブル伸縮等の影響が大きいと予想されたため、架設途上で最下段ケーブルの張力導入直後に構造系には変化のない状態で、ほぼ一昼夜にわたりケーブル張力、桁標高等の変化を測定した。

測定結果を図-25に示すが、気温とともにケーブル温度が変動し、これによるケーブル張力への影響はそれ程でもないが、桁標高には大きく現れている。図中には平面骨組理論で、ケーブル温度・桁温度・桁上下面温度差・タワー温度の実測値を用いて計算した結果と、ケーブル温度変化のみで計算した結果をも示してある。これらを見ると二つの計算値には大差がなく、ケーブル温度が支配的であることがわかる。実測値と計算値を比較すると張力変化はほぼ一致しているものの、桁標準変化には差異があり、この原因については検討中である。

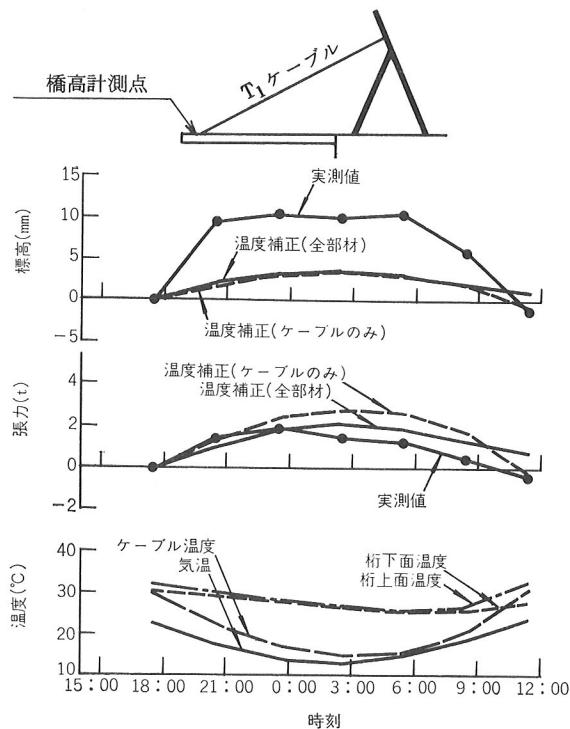


図-25 温度変化による張力・標高の変化

(2) ケーブル温度

本橋で使用したHi Am アンカーケーブルは黒色のポリエチレン(P E)管に覆われているため、熱吸収が大きいのではないかと思われたので、P E管の一部に穴を開け、サーミスタ温度計により鋼線の温度を測定した(写真-7)。

その結果、図-26に示したように気温とほぼ直線的な関係が得られ、これは天候にも左右されない。また真夏にもかかわらず、有害と思われる程の温度上昇は認められず、PWSやL C Rのように裸で使用されるケーブルに比べ温度特性の面では有利であるといえる。

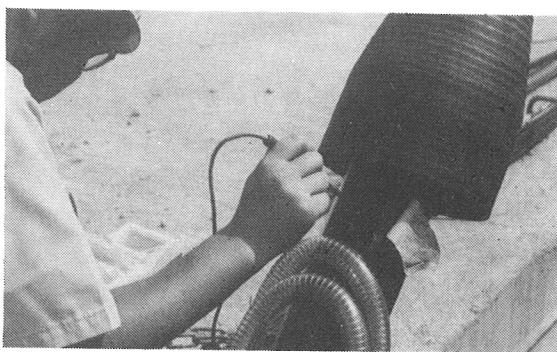


写真-7 ケーブル素線温度測定風景

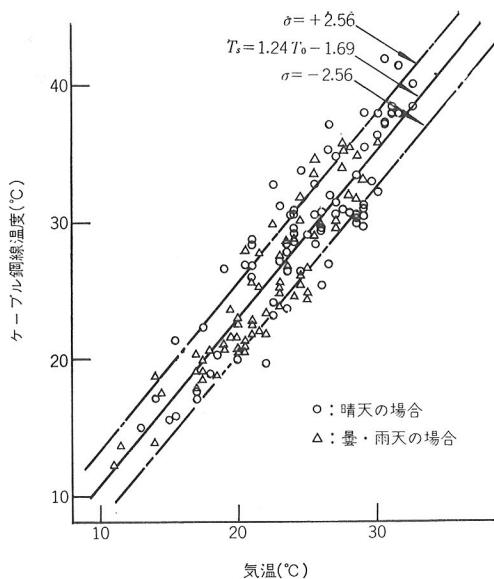


図-2-6 気温とケーブル鋼線温度の関係

このPE管の穴はグラウト前に修理されたが、グラウト注入時にグラウトの硬化熱がどの程度発生するかを見るため、実際のケーブル材料を用いて図-2-7に示すような供試体を作り、温度ゲージにより鋼素線の温度変化を測定した。結果を図-2-8に示すが、最高で約40°Cでありこれによる影響は全くなかったと考えられる。

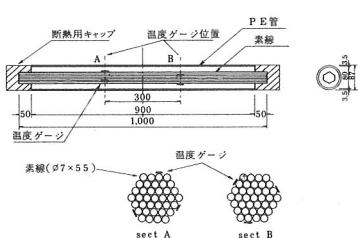


図-2-7 ケーブル温度測定用供試体

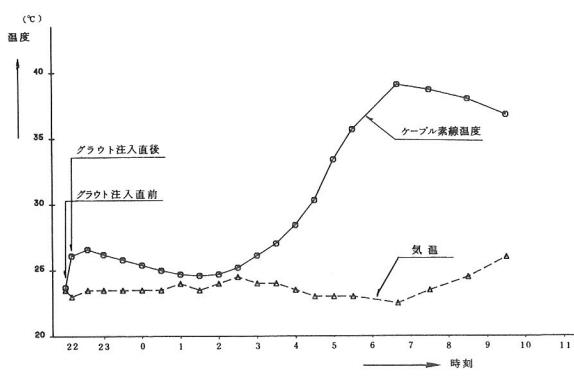
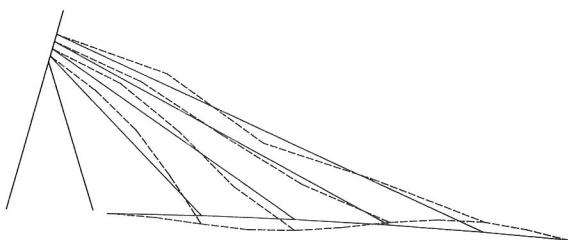


図-2-8 ケーブルグラウトの硬化温度

6-1-6 ケーブルグラウトによる構造減衰の変化

マルチケーブルタイプの斜張橋においては、数多いケーブルの中には桁の振動数に近い固有振動数を持つケーブルが存在し、これがいわゆるシステムダンパーとして作用し、構造全体の振動減衰性に寄与するといわれている。

本橋においても、架設前に多質点系骨組モデルで振動数を計算してみたところ(図-2-9)，ケーブルグラウト前に比べ、グラウト後の上段および2段目ケーブルの振動数が桁振動数に比較的近い値を示したので、ダンパー作用確認のためグラウト前後に振動試験を行い比較してみた。



*** FUKUMITSU PC SHACHOKYO ***
** MODE 8 **
PERIOD = 0.3431 (SEC)
FREQUENCY= 2.9147 (HZ)
X Y TZ
PERTICIPATION 0.268 0.973 0.000
EFFECTIVE MASS 0.083 0.948 0.000

図-2-9 多質点系モデルによる振動解析の例

グラウト前の振動特性は、スパン1/2点においてライトバンを利用した落重試験の結果であり、グラウト後のものは後述の動的載荷試験の中の1/2点落重試験の結果である。両者とも、減衰率は電磁オシログラフの波形記録から求め、また固有振動数はデータレコーダに収録した振動波形をA/D変換スペクトル解析を行って求めた。

計算結果および測定結果を表-7に示すが、主桁の対数減衰率について見ると、グラウト後に大幅に増大しており予想した効果が顕著に現われている。これは図-3-4(a), (b)に示した振動波形記録の例を見てわかるように、グラウト後では桁とケーブルが相互に干渉しあっているためと考えられる。

本橋において主桁と上段ケーブルの固有振動数が比較的近かったのは、いわば偶然の結果であるが、設計時にこの効果を期待して寸法・断面力等を決定することも構造減衰特性を向上させる1つの手段であると思われる。

6-2 載荷試験

6-2-1 静的載荷試験

静的載荷試験には総重量 15 ton のダンプトラックを載荷し、主桁応力(歪)・主桁たわみ・ケーブル張力・支点反力を表-6に示す方法で測定した(図-30)。

なお、本橋は人道橋であり群集荷重で設計されているため、試験に先立って荷重車によって生ずる断面力の照査を行い安全を確認している。

静的載荷試験の結果の例を、実際の荷重と載荷位置を用いて平面骨組理論で計算した値とともに図-31~33に示す。これらを見ると、ケーブル張力は一般に計算値より小さく、桁たわみでは鋼桁を合成させて計算した値(図中の点線)にほぼ一致しているものの実測値はやや小さ目の傾向を示し、これから桁剛性が若干高いことがわかる。また桁断面ひずみはほぼ直線的な分布を示し、しかも鋼桁合成の計算値に近く、これからも鋼桁とコンクリートが一体となって挙動していることがわかる。

表-6 測定項目および測定方法

	測定項目	測定方法
静的試験	桁ひずみ	ひずみゲージ
	桁たわみ	トランシット
	ケーブル張力	振動法
	支点反力	ロードセル
動的試験	桁加速度	サーボ型加速度計
	桁たわみ	加速度より変換
	ケーブル加速度	ひずみ型加速度計

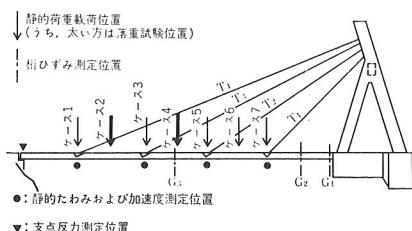
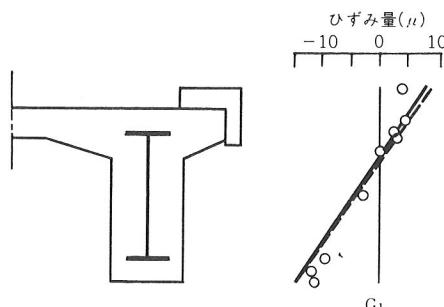


図-30 載荷位置および測定位置



〔実線: 計算値(鋼桁無視), 点線: 計算値(鋼桁考慮), 丸印: 実測値〕

図-33 桁断面ひずみ測定結果(静的載荷試験, ケース4)



写真-8 載荷試験振動・応力測定風景

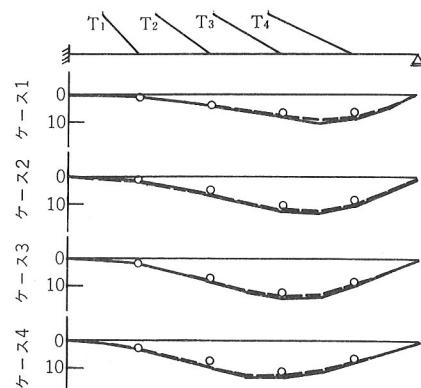


図-31 桁たわみ測定結果(静的載荷試験, 単位 μ)

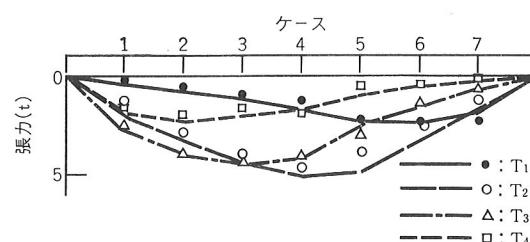
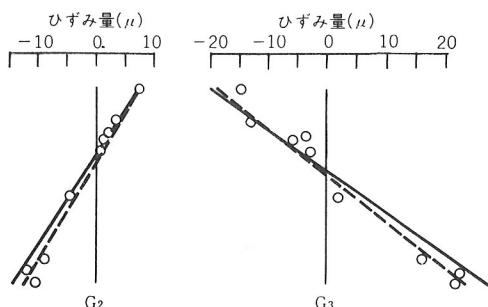


図-32 ケーブル張力測定結果(静的載荷試験)



〔実線: 計算値(鋼桁無視), 点線: 計算値(鋼桁考慮), 丸印: 実測値〕

6-2-2 動的載荷試験

動的試験では荷重車として約 2 ton の小型荷物車を用い、走行試験およびスパン $\frac{1}{2}$ 点と $\frac{1}{4}$ 点における落重試験を行い、主桁振動加速度・主桁変位・ケーブル振動加速度を表-6 の方法で測定した。

測定の結果を表-7 に示す。また振動波形、スペクトル解析結果およびそれに基づく振動モードの例を図-34～36 にそれぞれ示す。振動数の実測値は合成断面とした計算値よりやや高く、これからも桁剛性が若干大きいことがうかがえる。また例示はしていないが、走行試験や $\frac{1}{4}$ 点落荷重試験のパワースペクトル図からも主桁には対称一次モードが卓越していることがわかる。減衰率については、PC 斜張橋に関する過去のデータがないため比較できないが、既設の幾つかの鋼斜張橋で得られている 0.03 前後の値や、一般的にいわれている PC 橋の約 0.08 という値と比べほぼ妥当な値と思われる。

表-7 グラウト前後の振動特性の比較

		グラウト前		グラウト後	
		固有振動数 計算値	対数 測定値	固有振動数 計算値	対数 測定値
主桁	1次	1.357	1.367	0.027	0.065
	2次	2.903	2.832		
T ₁	1次	3.080	3.284	0.055	2.520
T ₂	1次	2.278	2.509	0.034	1.810
T ₃	1次	1.895	2.083	0.021	1.513
T ₄	1次	1.602	1.693	0.043	1.262

(計算値は鋼桁合成した場合の値)

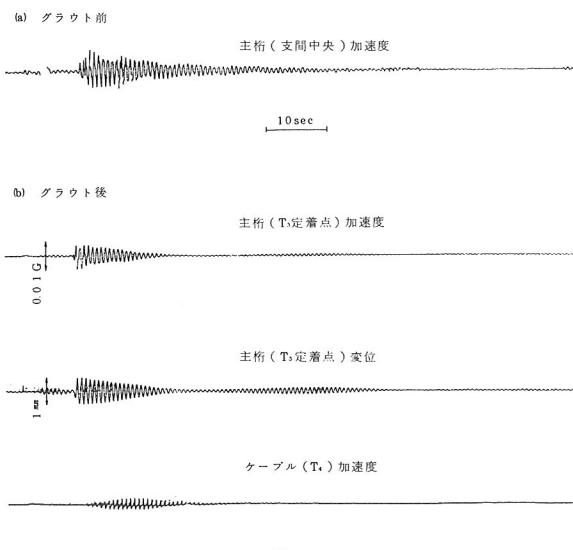


図-34 振動波形記録の例（支間中央落重試験による）

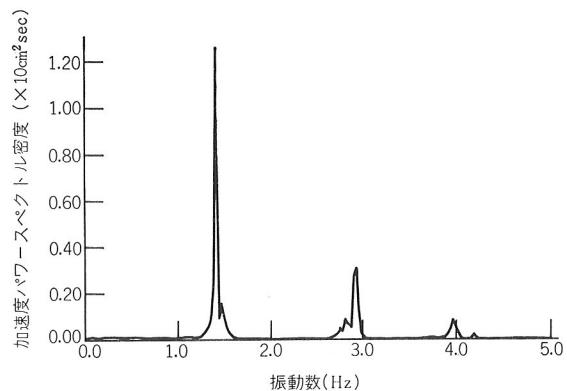


図-35 桁振動加速度のパワースペクトル解析の例
(L/2 点落重試験, 3段目ケーブル定着点)

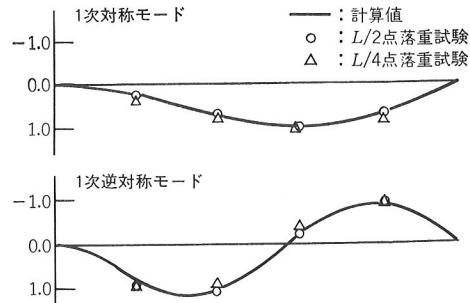


図-36 振動モードの比較（最大値により正規化）

6-3 長期測定

完成後、定期的に応力（歪）・標高・ケーブル張力の計測を継続しているが、現在架設途上の構造変化を考慮したクリープ乾燥収縮の理論計算（本技報 P 10 参照）とともに測定データの解析中であり、別の機会に報告したい。

6-4 まとめ

以上、施工管理と計測について簡単に紹介したが、本橋の設計から施工管理までは線形骨組理論による計算に基づいて行われたものの、ほぼ満足のいく結果が得られ設計施工上の妥当性が確認されたと思われる。

おわりに

やすらぎ橋は、昭和 55 年 8 月より開始し、途中昭和 38 年以来の豪雪に見まわれるなど幾多の困難を克服して、1 年後の昭和 56 年 8 月に無事完成し医王山系の緑

多い自然の景観にとけあって、自然休養村に遊ぶ人々に
心の“やすらぎ”を与えていた。

本橋はP C 斜張橋として、埋込み杭（S R C構造）を利用した張出し架設、HiAm アンカーケーブルの使用等、いくつかの新しい試みがなされた橋梁であり、今後の新しいP C 橋、特に長大スパンに応用出来るということが立証出来たと思う。

設計・施工・施工管理においては、まだまだ改良、検討を加えるべき点も多々あると思われ、忌憚のないご批判をいただければ幸いである。ここに本文を報告するにあたり、数々の助言をいただいた福光町役場の堀氏ならびに関係各位に感謝の意を表する次第である。

参考文献

- (1) 浜田他：「三保ダム松ヶ山橋上部工の設計と施工について」、プレストレストコンクリート Vol. 21 No. 4
- (2) 田中：「斜張橋ケーブルとアンカーについて」、プレストレストコンクリート Vol. 20 No. 4
- (3) 首都高速道路協会：「横浜港横断橋上部構造の設計に関する調査研究報告書」
- (4) 藤井他：「本川大橋工事報告」、川田技報 Vol. 1
- (5) 松村他：「斜張橋ケーブル張力計測と張力調整」、橋梁と基礎 昭54.8
- (6) 得能他：「P C 斜張橋の計画」、橋梁 昭和56.4
- (7) 得能他：「やすらぎ橋の設計と施工」、橋梁 昭56.4
- (8) 得能他：「やすらぎ橋の設計と施工」、橋梁と基礎 昭57.5
- (9) 前田他：「斜張橋のシステムダンピングの要因の定義と実橋試験」、土木学会年次講演会 昭57.10