

(32) 滝野パークブリッジの設計と施工

北海道開発局 札幌開発建設部 高田 敦
 北海道開発コンサルタント(株) 橋梁部 井上 雅弘
 住友建設(株) 土木設計部 ○石井 祐二

1. はじめに

滝野パークブリッジは、国営滝野すずらん丘陵公園の入口から厚別川を横断し、中央口駐車場に至る橋長245mのアプローチ橋として建設されているもので、主橋部は橋長169m、桁高1.5mの3径間連続PC斜張橋である。

同公園は、札幌の中心部から南へわずか18kmの場所に位置する北海道で唯一の国営公園で面積は約400ha、そのうち現在約110haを開園している。

公園内には日本の滝100選に選ばれた「アシリベツの滝」をはじめ大小4つの滝があり、厚別川が開園区域を縦貫するように流れている。周囲は樹木や野鳥、野草の宝庫であり、札幌市内はもとより広く道央圏に暮らす人々の憩いの場として親しまれている。

以下、主橋部の斜張橋上部工の設計および施工について、概要を報告する。

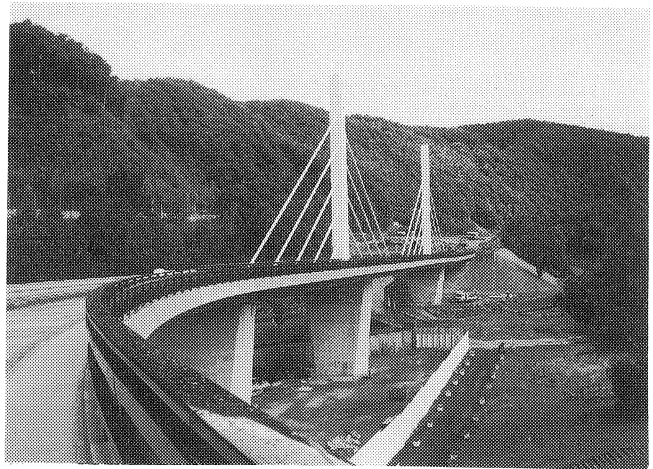


写真-1 滝野パークブリッジ全景

2. 工事概要

(斜張橋部)

企業者	北海道開発局札幌開発建設部	構造形式	下部工	A ₁	逆T式橋台(杭基礎)
設計	北海道開発コンサルタント(株)			P ₁ , P ₂ , P ₃	柱式橋脚(杭基礎, 直接基礎)
橋格	1等橋(TL-20)	上部工			3径間連続有ヒンジPC斜張橋
橋長	169.0m	主桁工			2室PC箱桁 桁高 1.5m
支間	44.0m +80.0m +44.0m	主塔工			RC1本柱 主塔高 26m
全幅	14.8m	斜材工			ハープ形1面吊り 5段配置
有効幅員	1.50m +2@4.00m +2.50m	工期	平成2年4月~平成4年11月		
平面線形	R=∞				
縦断勾配	0.33973%~6.00%				
横断勾配	車道 2%, 歩道 3%				

全体一般図を図-1に、斜張橋上部工の主要材料を表-1に示す。

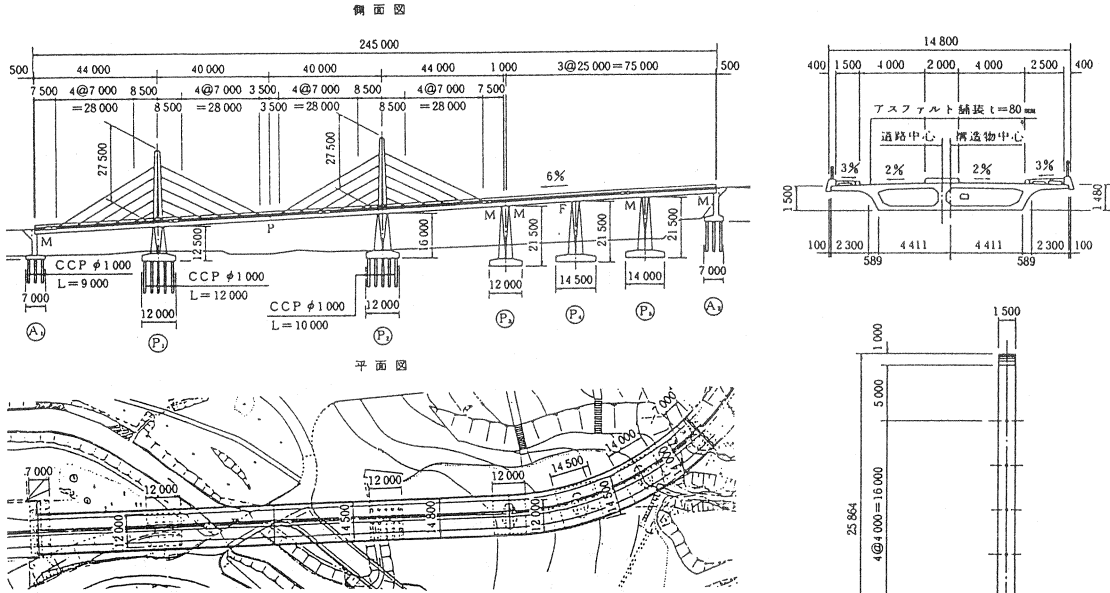


図-1 全体一般図

表-1 主要材料 (斜張橋部上部工)

	材 料	規 格	単 位	数 量
主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck} = 400\text{kgf/cm}^2$	m ³	1571
	鉄筋	SD 30A	t	249
	PC鋼材	SBPR 95/120 $\phi 32$	t	66
		SBPR 95/120 $\phi 26$	t	7
		SWPR19 1T21.8	t	14
主 塔	コンクリート	$\sigma_{ck} = 400\text{kgf/cm}^2$	m ³	71
	鉄筋	SD 30A	t	46
	鉄骨重量		t	10.4
斜 材	PC鋼棒	SBPR 95/120 $\phi 32$	t	50
	被覆管	SGP 250A	m	475

3. 設計概要

本橋の特徴は、

- ・ 1面吊りの斜材ケーブルは、幅員構成の関係から、主桁幅員の中心より50cm偏心した位置に配置され、主桁側定着点の中間ウェブも偏心し、主桁が非対称断面になっている、
- ・ クリープ・乾燥収縮の影響、地震応答特性を考慮して、主桁と主塔・橋脚を剛結とし、また中央径間にヒンジを有する構造とした。

本橋の設計に当り、中間ウェブと外ウェブの荷重分担率、主桁全体の応力伝達、ねじりの状況等を把握するために、立体の骨組みやFEM解析を行い、また斜材PC鋼棒定着部の局部応力解析を、2次元のFEM解析で行った。

耐震設計は、固有値解析の解析結果をもとに設計水平震度を設定した震度法と、応答スペクトルによる動的解析結果を比較し、断面力の大きなほうを断面設計に用いた。

I) 3次元立体FEM解析

荷重分担率の検討結果

図-2に主桁断面形状、図-3に解析モデルを示す。

自重と斜材張力についての解析結果より、S3～S4間の3断面について各ウェブのせん断力の分担比を求めた。

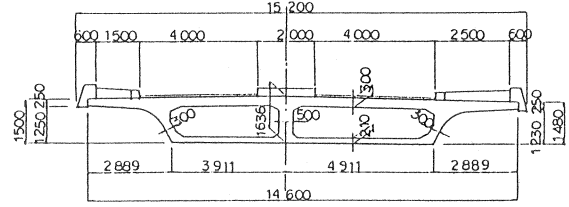


図-2 主桁断面図

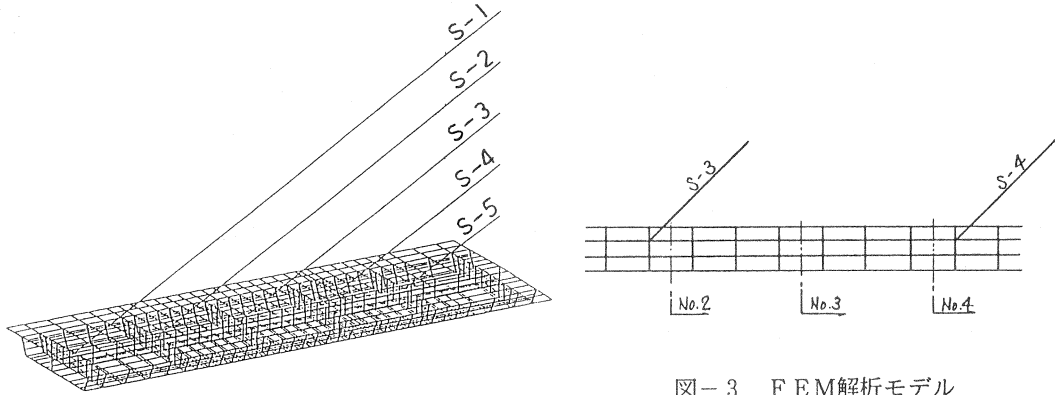


図-3 FEM解析モデル

i) 上・下床版とウェブのせん断力分担比(表-2)

横桁近傍の断面(No.2, No.4)では、約10%前後、上下床版が負担するのに対して、中間断面では、ほぼウェブが100%近く負担している。

ii) 各ウェブのせん断力の分担比(表-3)

左および中央ウェブについては、FEM解析結果のほうが計算値より小さく安全側となる。

右側ウェブについては、自重および斜材張力の両ケースで、計算値より大きくなるが、斜材張力は、自重せん断力を打ち消す方向であり、i)の結果より中間断面で最大になることより、

表-2 上・下床版とウェブのせん断力分担比 (%)

	断 面	No. 2		No. 3		No. 4	
		上床版	下床版	ウェブ	ウェブ	ウェブ	ウェブ
自重	上床版	6.5	8.4	1.3	1.5	8.1	12.2
	下床版	1.9		0.2		4.1	
	ウェブ	91.6		98.5		87.8	
斜材張力	上床版	7.8	9.7	1.3	1.5	8.0	11.2
	下床版	1.9		0.2		3.2	
	ウェブ	90.3		98.5		88.8	

表-3 各ウェブのせん断力の分担比

解 析	荷重ケース	断 面	分 担 比		
			左ウェブ	中央ウェブ	右ウェブ
FEM	自 重	No. 2	0.275	0.421	0.303
		No. 3	0.274	0.423	0.303
		No. 4	0.279	0.417	0.304
	斜材張力	No. 2	0.272	0.418	0.310
		No. 3	0.277	0.411	0.312
		No. 4	0.288	0.389	0.323
梁理論	-----	----	0.287	0.425	0.288

$$\frac{0.303}{0.288} = 1.052$$

として設計では、5%割増したせん断力を用いた。

II) 動的解析

i) 固有値解析結果

杭基礎のバネ値を道式で求めた値K₀とその5倍のバネ値5K₀を用いた2種類の解析結果を、表-4に示す。

ii) 修正震度法における設計水平震度

動的解析により求めた固有周期から修正震度法における設計水平震度を算出。

$$K_{hm} = \beta \cdot K_h \quad (K_h = 0.17)$$

補正係数 β は

橋軸方向 $\beta = 1.20$, 橋軸直角方向 $\beta = 1.25$

修正震度法における設計水平震度は

橋軸方向 $K_{hm} = 1.20 \times 0.17 = 0.20$

橋軸直角方向 $K_{hm} = 1.25 \times 0.17 = 0.21$

iii) 応答スペクトル法による動的解析

a) 加速度応答スペクトル倍率 (β) の決定

動的解析に用いる加速度応答スペクトル倍率 (β) は、蝦夷石狩地震(1834年)について、土木研究所資料1993号(最大地震動及び地震応答スペクトルの推定法)に基づいて算出した。結果を表-6に示す。

- ・最大加速度 130 gal
- ・減衰定数 $h = 0.05$
- ・2種地盤で考える。
- ・蝦夷石狩地震 マグニチュード $M = 6.4$
震央距離 $\Delta = 42.5 \text{ km}$
 $\beta = a' \times 10^{b'M} \times (\Delta + 30)^{c'}$

b) 解析結果

主要点の曲げモーメントの値を、静的解析結果の値とともに表-7に示す。

4. 施工概要

I) 主桁の施工

P1, P2 橋脚の柱頭部施工終了後、4基の架設作業車(以下ワーゲン)をほぼ同時期に組立て、片持ち張出し架設を行った。

本橋の主桁は、全幅14.8mの2室3ウェブの箱桁構造で、通常は3主体トラスで1基を構成するワーゲンを使用する。しかし、本橋の場合は、中間ウェブに斜材ケーブルが配置されているために、中間ウェブ上にはトラスを設置せず、両外ウェブ上の2主体トラスで1基を構成している。

表-4 固有値解析結果

	道示バネ (K_0)		
	モード	固有周期	刺激係数
橋軸方向	4次	0.599 Sec	0.672
直角方向	2次	0.770 Sec	0.340
	道示バネ $\times 5$ 倍 ($5K_0$)		
	モード	固有周期	刺激係数
橋軸方向	9次	0.270 Sec	0.528
直角方向	6次	0.397 Sec	0.359

表-5 固有周期 T (Sec) および補正係数 (β)

	道示バネ (K_0)
橋軸方向	$T = 0.599 \quad \beta = 1.20$
直角方向	$T = 0.770 \quad \beta = 1.25$
	道示バネ $\times 5$ 倍 ($5K_0$)
橋軸方向	$T = 0.270 \quad \beta = 1.00$
直角方向	$T = 0.397 \quad \beta = 1.00$

表-6 加速度応答スペクトル倍率 (β)

固有周期 T (SEC)	2種地盤			β'
	a'	b'	c'	
0.1	3.65000	-0.05010	0.0406	2.0758
0.2	2.71000	-0.02430		2.2541
0.2	2.00000	0.00231		2.4623
0.3	1.15000	0.03290		2.2222
0.5	0.43900	0.07580		1.5963
0.7	0.14800	0.12800		1.1614
1.0	0.02170	0.23600		0.8364
1.5	0.00309	0.31700		0.3929
2.0	0.00149	0.33100		0.2329
3.0	0.00155	0.27400		0.1046

表-7 主要点の断面力(静的解析と動的解析の比較)
曲げモーメント (tm)

		橋軸方向		直角方向		
		K0	5K0	K0	5K0	
橋脚下端	P-1	動	3959	6380	3677	6591
		静	5470	5642	6750	6089
	P-2	動	7927	6928	4100	6670
		静	7863	7753	8745	7792
主塔下端	P-1	動	511	634	1189	528
		静	731	165	666	539
	P-2	動	545	574	1263	812
		静	945	303	666	539
主桁柱頭部	P-1	動	1354	1167	5891	7575
		静	522	199	4838	4230
	P-2	動	1068	1791	5086	6944
		静	695	297	5225	3916

※動：動的解析の結果

そのために、次のような対策をとった。

- a) 桁下の作業床は、必要最小限の大きさとして、積載荷重の上限を防護工を含んで100 kgf/cm²以下に制限した。
- b) 前方および中央の上下の横梁は、大型ワーゲン用のものを使用した。
- c) ワーゲンの主体トラスの間隔および主体トラスからの張出し長が大きいために、補強を行った。
- d) 通常に比べ、ワーゲンの変形が大きくなるので、打設コンクリート荷重を支保する下床版の補強を行った。

本橋の主桁は、桁高1.5mの等桁高の箱桁で、ワーゲン施工によるものとしては、国内で最小の実績となる。桁高が低いために、特に内型枠の組立て等の作業性が悪い。また、横桁のある斜材定着ブロックと標準ブロックが交互に出現するので、毎回内型枠を組み換えることになる。本橋では、内型枠組立ての作業性改善のために、移動内型枠を装備した。これは、旭川のツィンハープ橋の施工に用いられたものだが、斜材定着ブロック施工時に、標準ブロックの上スラブ内型枠を組んだ状態のまま前方に移動しておくというもので、非常に効率のよいものであった。

主桁縦断勾配が6%あり、当初、前方へ上昇移動するさいには、レール勾配を4%にセットして移動する予定であったが、主桁と同じ6%のままでも十分上昇可能であった。また、下り勾配の移動は、安全のために、おしみワイヤーをとりながら行った。

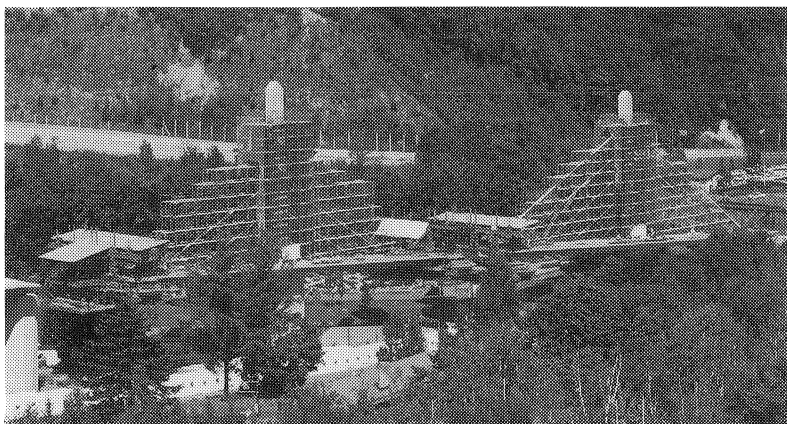


写真-2 施工状況

II) 斜材の施工

本橋の斜材は、1ケーブル当たり14本のPC鋼棒により構成されている。保護管には、鋼管(SGP 250A)を使用し、セメントグラウトを充填する。保護管は、亜鉛メッキ処理したものに、工場および現場にて、耐候性のフッ素樹脂塗装(ボンフロンM工法)を行った。

1) 斜材ケーブルの組立て

主桁および主塔にあらかじめ埋め込み設置された鋼棒端の間を組み立てる。保護管、PC鋼棒ともに標準長は、5.5mであり、保護管が約240 kgf、PC鋼棒は14本で約490 kgf(35kgf/本)と、かなりの重量物となる。斜材架設用に、橋面上に枠組み支保工を、主桁の張出し施工に合わせ順次組み上げておく。保護管、PC鋼棒は、地上にてあらかじめ地組しておき、トラッククレーンにて吊り上げ、暫定位置に締め具を用いてセットする。1ケーブル分の保護管をセット終了後に、主桁定着側より、鋼棒を1本づつカップラーで接続し、14本接続終了後、保護管を下げ、継手部にオーバーラップして接続する。こうして、順次、接続していき、最後に主塔埋め込み鋼棒側と調整用カップラーにて接続する。

2) 斜材緊張

緊張は、主塔側にて1主塔の左右の対の斜材を同時に行う。鋼棒1本づつを2回にわけて行った。初回のループでは、設計導入緊張力の90%の緊張を行い2回めのループでは、残り10%の緊張を行った。初回の緊張時には、緊張段階毎に斜材剛性が変化し、緊張済鋼棒の張力減少は非線形なものとなる。あらかじめ、張力減少量を各緊張段階毎に計算しておくが、解析誤差および導入緊張誤差を2回目のループで吸収する。

緊張管理は圧管理で行うために、正確な圧測定が必要で、圧力計とデジタル指示器を使用した。また各斜

材ケーブルの14本のP C鋼棒のうち、3本に鋼棒計を取付け、

- ・緊張中の張力減少変化の計算値との対比
- ・摩擦等によるロス率の確認
- ・各鋼棒の緊張力のバラツキの推定

を行った。図-4に、緊張中の張力変化の状況を示す。

Ⅲ) 主桁形状管理

主桁のたわみ形状管理は、通常のレベル測量とレーザー光を利用した電子スタッフによる自動変位計測を併用して行った。橋体全体の測量は、レベル測量でおこない、型枠セット前、コンクリート打設前後、斜材緊張前後に測定した。

電子スタッフは、主桁先端付近に設置し、常時計測した。特に、主桁コンクリート打設中の打設量とたわみ変化の確認、斜材緊張の段階毎の張力とたわみ変化の確認、温度変化による主桁挙動の把握に有効であった。本橋は、縦断勾配が6%あり、通常の電子レベル(レーザー発光体)では、対応できない。そこで、電子レベルに、特殊なプリズムを装着して、レーザー光面に傾斜をつけることにより対応した(写真-3、写真-4)。このプリズムは、 $0^{\circ} \sim 7^{\circ}$ の範囲で設定が可能である。ちなみに6%勾配は約 3.4° に相当。またこのプリズムでは、平面的にカバーできる範囲は、プリズム位置から約 $\pm 7.4^{\circ}$ の範囲をカバーできる。本橋の場合は、実用的に問題はなかったが、広幅員な構造で、主桁両サイドを測定するには、改良を要する。

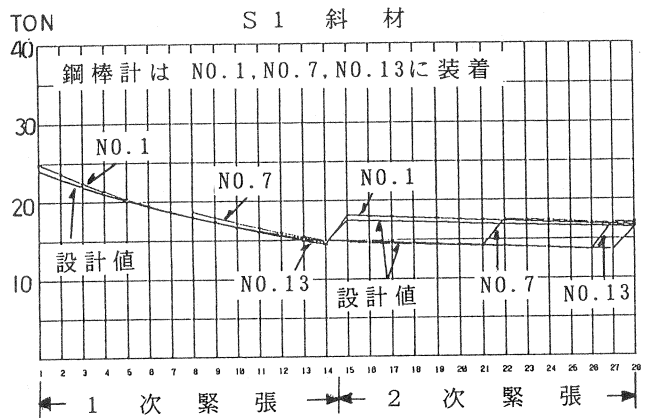


図-4 斜材緊張時の鋼棒の張力変化

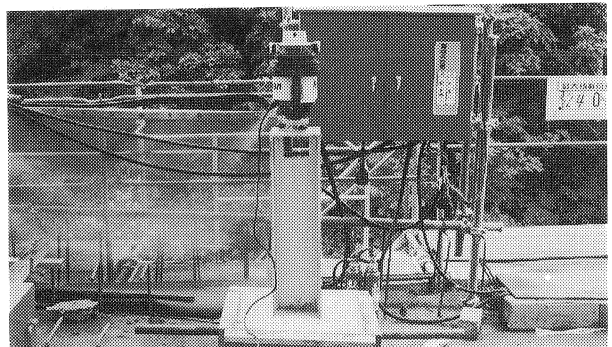


写真-3 電子レベル(レーザー発光体)

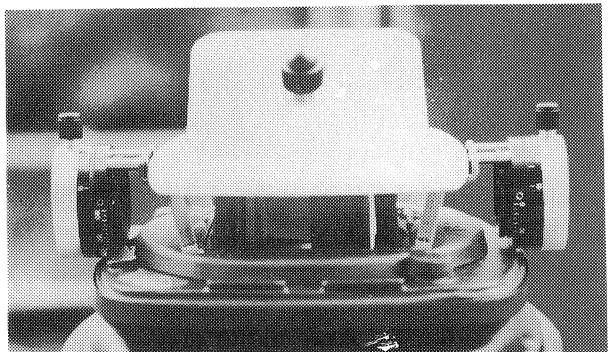


写真-4 プリズム装着状況

5. おわりに

本橋は、平成4年10月に開通の予定である。世界初の橋脚を利用した「フリーライミング」が設けられ、また、平成6年には約10haのオートキャンプ場がオープン予定であり、公園の充実とともに、この橋を渡り、公園を訪れる人もますます増えるものと思われる。

最後に、本橋の設計・施工に際し、御指導、御尽力いただいた多くの方々に、心より感謝の意を表す次第である。