

(151) 星の降る里大橋の設計・施工

北海道開発局札幌開発建設部滝川道路事務所
 北海道開発コンサルタント(株)橋梁部
 鹿島・オリエンタル特定JV

坂田 晋一
 正会員 中田 泰広
 正会員 ○矢野 一正

1. はじめに

星の降る里大橋は、北海道のほぼ中央に位置する国道452号線の路線中にあり、空知川に架橋する2径間連続PC斜張橋である。本路線は平成5年に国道に昇格し、夕張市～旭川市にかけて順次整備事業が計画されている。現橋の旭橋は、昭和28年に建設された3径間合成桁橋であり、近年、老朽化が著しいことや、自動車の大型化、交通量の増大により、路線変更とともにPC斜張橋として本橋が新たに建設されることとなった。



図-1 完成予想図

当初、設計は平成5年度に完了していたが、平成8年の道路橋示方書改定に伴い、施工に先立ち耐震設計の見直しを行った。その結果、主塔に関しては、鉄筋量の増加、配筋細目変更等により耐震性能の向上を図った。

また工法としては、2面吊りの斜材に現場製作ケーブルであるディビダーク工法を採用し、保護管には耐候性、景観性に優れるFRP管を使用している。類似の施工実績は過去に数例報告されているが、厳寒地における通年施工でのこのタイプの斜材架設はほとんど例がなく、品質・工程管理上の配慮を必要とした。

本稿では、耐震設計の再検討による変更内容と斜材の架設・緊張に関する合理化について報告する。

2. 構造概要

図-2に全体一般図および主桁断面図を示す。上部工は主桁がPC3室箱桁($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)、主塔はRC準A型($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)、斜材(ディビダーク工法37~48S15.2)は準ハープ型2面吊り形式である。

下部工は、橋脚部がニューマチックケーソン基礎、橋台は直接基礎である。

〈構造諸元〉	路線名：一般国道452号 芦別市	橋長：265.000 m
	道路規格：第3種第2級	支間：2@131.700 m
	設計荷重：B活荷重	全幅員：18.300 m
	構造形式：2径間連続PC斜張橋	平面線形：R=∞

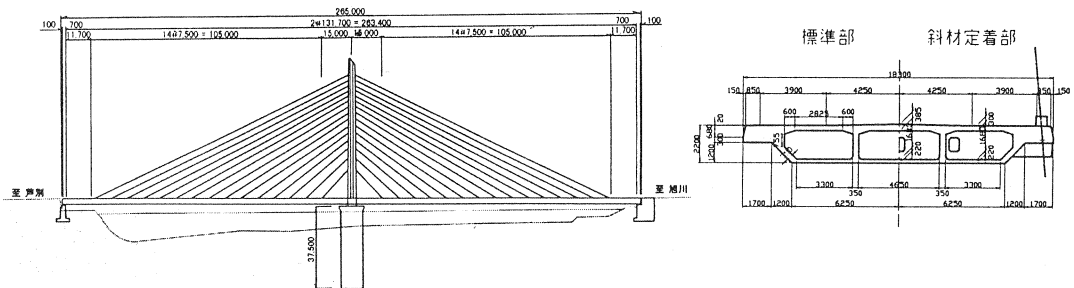


図-2 全体一般図および主桁断面図

3. 耐震設計の見直し

3.1 設計の比較

平成8年の道路橋示方書に準拠し、本橋について全体系の耐震性の照査を行ったところ、ケーソン基礎、および主桁については当初設計による断面寸法、配筋で安全性が確認された。しかし、主塔については耐震性能を満足することができないため、曲げおよびせん断耐力向上のために鉄筋量を増大し、じん性を向上するために配筋に関する構造細目を変更することとした。

表-1に当初設計と新道示照査設計との設計手法の対比とそれによって決定された鉄筋量の比較を示す。

表-1 主塔の設計手法と鉄筋量比較

			当初設計	新道示照査設計
準拠示方書			下部構造編 (H2) 耐震設計編 (H2)	下部構造編 (H8) 耐震設計編 (H8)
決定地震動			発生確率の高い 中規模地震	発生確率の低い 大規模地震 (タイプII)
設計手法			震度法 (応答スペクトル解析)	地震時保有水平耐力法 (非線形時刻歴応答解析)
照査			許容応力度	許容塑性率
鉄筋量	主鉄筋	橋軸方向	D41φ150 1段	D41φ150 1段
		直角方向	D41φ150 1段 D41φ150 2段 (上段横梁部)	D41φ150 2段
	帯鉄筋		D22φ125 (基部、上部) D19φ125 (中間部)	D22φ125
	中間帯鉄筋	橋軸方向	-	D22×3本
直角方向		D22 (D19) × 2本	D22×5本	

鉄筋の比較を図-3に示す。中間帯鉄筋の追加により、かぶり不足が生じたため断面寸法は若干大きくなっている。鉄筋重量は主塔全体で約 302 kg/m³、当初設計に比べて約 58%増となった。

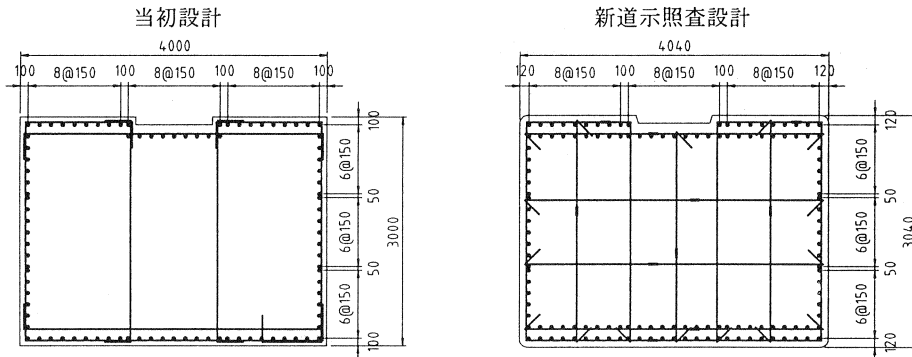


図-3 配筋比較 (主塔基部)

3.2 大規模地震時の照査

新道示照査設計において、主塔の大規模地震動に対する曲げの設計条件は次のように定めた。

橋軸方向：主塔基部における曲げモーメントは初降伏曲げモーメント以下とする。

橋軸直角方向：横梁の接合部および主塔基部は塑性化を許容し、塑性率の判定を行う。

橋軸方向に関しては主塔基部の塑性化は致命的な被害につながると考え、大規模地震時にも応答は線形域に限定して健全性を保ち、全体系が構造的に不安定になることを避けることとした。橋軸直角方向に関しては主塔形式が準A型のラーメン構造であることから、一部の損傷がただちに全体構造の不安定をもたらすものではないことを考慮し、限定された損傷にとどめるレベルで設計条件を設定した。

せん断力に対する照査は、最大応答せん断力がせん断耐力以下であることとし、その安全率は曲げに対する安全率よりも大きいことを確認するものとした。

検討断面は、断面の切り欠き欠損を考慮した各斜材の定着位置、1・2・3ロット天端位置、および主塔基部とした。解析に用いる加速度波形はタイプIおよびタイプIIともに3波を考慮し、それぞれ結果の平均値を用いて照査を行った。表-2に橋軸方向、表-3に橋軸直角方向の曲げに対する照査結果を、支配的となったタイプIIの地震動について示す。図-4は橋軸方向および橋軸直角方向について、損傷部位と損傷度を模式的に表したものである。

橋軸方向については、すべての断面において最大応答曲げモーメントは初降伏曲げモーメント以下であり、設計条件を満たしている。橋軸直角方向については、上段横梁接合部、下段横梁接合部および主塔基部において塑性化が生じたが、塑性率は許容塑性率以下であり、条件を満足している。さらに、塑性化の程度は非常にわずかであり (Mr/My=1.002~1.024)、損傷レベルは軽微であると評価できる。

表-2 曲げに対する照査結果 (橋軸方向)

検討位置	最大応答値		断面性能		Mr/My	損傷度	判定
	曲げモーメント Mr(tf-m)	ひび割れ時 Mc(tf-m)	ひび割れ時 My(tf-m)	初降伏時 Mu(tf-m)			
S-1, S-30	503.3	1361.2	5535.7	0.091	—	OK	
S-2, S-29	870.7	1815.1	5996.2	0.145	—	OK	
S-3, S-28	1313.1	1946.9	6589.7	0.199	—	OK	
S-4, S-27	1819.0	2235.8	7102.1	0.256	—	OK	
S-5, S-26	2373.7	2368.8	7342.4	0.323	ひび割れ	OK	
S-6, S-25	2874.2	2715.3	7948.5	0.362	ひび割れ	OK	
S-7, S-24	3214.3	3031.9	8499.2	0.378	ひび割れ	OK	
S-8, S-23	3341.7	3408.5	9147.0	0.365	—	OK	
S-9, S-22	3274.3	3613.1	9507.0	0.344	—	OK	
S-10, S-21	3045.6	4009.9	10184.0	0.299	—	OK	
S-11, S-20	2718.7	4286.7	10663.0	0.255	—	OK	
S-12, S-19	2596.1	4286.7	10663.0	0.243	—	OK	
S-13, S-18	2830.1	5314.4	12389.0	0.228	—	OK	
S-14, S-17	3696.6	5793.4	13197.0	0.280	—	OK	
S-15, S-16	4939.6	6134.1	13790.0	0.358	—	OK	
③ロット上端	6092.1	6719.4	14763.0	0.413	—	OK	
②ロット上端	7334.9	6974.0	15210.0	0.482	ひび割れ	OK	
①ロット上端	8737.9	7239.6	15671.0	0.558	ひび割れ	OK	
主塔基部	10248.5	7511.9	16140.0	0.635	ひび割れ	OK	

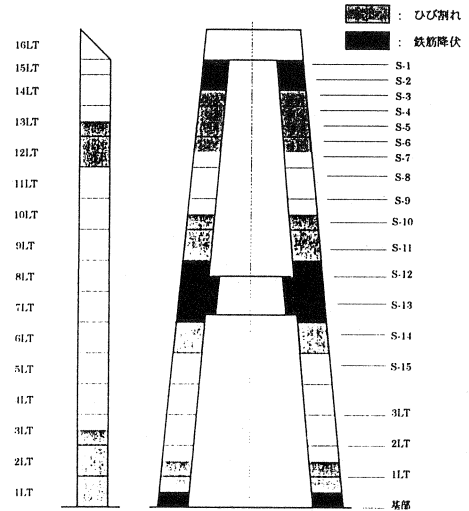


図-4 主塔損傷度模式図

表-3 曲げに対する照査結果 (橋軸直角方向)

検討位置	最大応答値		断面性能			Mr/My	損傷度	塑性率			破壊安全率 Mu/Mr	判定
	曲率 φ(r/m)	曲げモーメント Mr(tf-m)	ひび割れ時 Mc(tf-m)	初降伏時 My(tf-m)	終局時 Mu(tf-m)			μ	許容塑性率 μs	安全率		
S-1, S-30	2.671E-03	4243.3	974.2	4202.3	5100.3	1.010	鉄筋降伏	2.25	15.32	6.82	1.20	OK
S-2, S-29	1.043E-03	4583.7	1161.8	4574.5	5514.6	1.002	鉄筋降伏	0.87	14.15	16.20	1.20	OK
S-3, S-28	2.953E-03	4516.4	1407.3	5049.5	6045.8	0.894	ひび割れ	—	—	—	1.34	OK
S-4, S-27	4.905E-03	4020.7	1624.0	5467.5	6510.7	0.735	ひび割れ	—	—	—	1.62	OK
S-5, S-26	6.357E-03	3313.9	1728.8	5681.9	6753.7	0.583	ひび割れ	—	—	—	2.04	OK
S-6, S-25	7.065E-03	2395.6	1991.0	6177.0	7293.3	0.388	ひび割れ	—	—	—	3.04	OK
S-7, S-24	7.371E-03	1249.8	2233.6	6634.6	7790.1	0.188	—	—	—	—	6.23	OK
S-8, S-23	7.444E-03	398.6	2523.0	7172.0	8366.2	0.056	—	—	—	—	20.99	OK
S-9, S-22	7.238E-03	2097.3	2687.4	7491.2	8721.2	0.280	—	—	—	—	4.16	OK
S-10, S-21	6.330E-03	4194.4	2997.0	8060.9	9328.9	0.520	ひび割れ	—	—	—	2.22	OK
S-11, S-20	4.219E-03	6733.1	3219.9	8481.7	9790.7	0.794	ひび割れ	—	—	—	1.45	OK
S-12, S-19	1.858E-03	8501.2	3219.9	8481.7	9790.7	1.002	鉄筋降伏	1.60	6.82	4.28	1.15	OK
S-13, S-18	3.600E-03	10183.9	4033.9	9949.5	11336.8	1.024	鉄筋降伏	3.12	5.80	1.86	1.11	OK
S-14, S-17	7.496E-03	8499.3	4423.1	10657.0	12096.3	0.798	ひび割れ	—	—	—	1.42	OK
S-15, S-16	8.690E-03	4299.7	4712.7	11204.0	12722.4	0.384	—	—	—	—	2.96	OK
③ロット上端	9.025E-03	800.8	5189.0	12050.0	13618.5	0.066	—	—	—	—	17.01	OK
②ロット上端	8.764E-03	4431.7	5411.7	12474.0	14118.7	0.355	—	—	—	—	3.19	OK
①ロット上端	7.106E-03	9008.4	5644.3	12912.0	14635.2	0.698	ひび割れ	—	—	—	1.62	OK
主塔基部	3.209E-03	13401.7	5882.7	13355.0	15156.7	1.003	鉄筋降伏	3.21	5.81	1.81	1.13	OK

次に、せん断に対する橋軸方向の照査結果を表-4に、橋軸直角方向に関する照査結果を表-5に示す。いずれも各検討位置での最大応答せん断力はせん断耐力以下であり、設計条件を満足している。

また、せん断力に関する安全率 (Ps/S) は、曲げに関する安全率 (Mu/Mr) よりも高く、せん断破壊先行型となる危険性はないことが確認された。

表-4 せん断に対する照査結果(橋軸方向)

検討位置	コンクリート負担		帯鉄筋負担		せん断耐力 S(tf)	Ps/S	判定
	Sc(tf)	Ss(tf)	Ps(tf)	S(tf)			
S-1, S-30	9.2	1421.8	1431.0	202.4	7.07	OK	
S-2, S-29	11.6	1437.8	1449.4	192.8	7.52	OK	
S-3, S-28	12.8	1454.3	1467.1	251.0	5.85	OK	
S-4, S-27	13.7	1471.2	1484.9	275.9	5.38	OK	
S-5, S-26	14.3	1488.2	1502.5	264.1	5.69	OK	
S-6, S-25	15.0	1505.7	1520.7	220.1	6.91	OK	
S-7, S-24	15.9	1523.6	1539.5	160.7	9.58	OK	
S-8, S-23	19.8	1542.9	1562.7	137.5	11.36	OK	
S-9, S-22	21.6	1562.7	1584.3	174.9	9.06	OK	
S-10, S-21	24.1	1583.9	1608.0	229.1	7.02	OK	
S-11, S-20	27.7	1606.0	1633.7	289.7	5.64	OK	
S-12, S-19	31.1	1629.6	1660.7	341.8	4.86	OK	
S-13, S-18	32.6	1655.5	1688.1	386.5	4.37	OK	
S-14, S-17	32.1	1684.3	1716.3	406.4	4.22	OK	
S-15, S-16	30.8	1716.8	1747.6	403.8	4.33	OK	
③ロット上端	50.2	1759.2	1809.3	376.9	4.80	OK	
②ロット上端	47.9	1788.4	1836.3	396.7	4.63	OK	
①ロット上端	46.1	1818.1	1864.2	433.0	4.31	OK	
主塔基部	44.7	1847.3	1892.0	485.7	3.90	OK	

表-5 せん断に対する照査結果(橋軸直角方向)

検討位置	コンクリート負担		帯鉄筋負担		せん断耐力 S(tf)	Ps/S	判定
	Sc(tf)	Ss(tf)	Ps(tf)	S(tf)			
S-1, S-30	17.6	915.2	932.8	16.2	57.55	OK	
S-2, S-29	18.5	931.2	949.7	61.5	15.45	OK	
S-3, S-28	19.7	947.7	967.4	139.9	6.92	OK	
S-4, S-27	21.6	964.7	986.2	219.5	4.49	OK	
S-5, S-26	24.3	981.6	1005.9	302.8	3.32	OK	
S-6, S-25	29.4	999.1	1028.4	387.3	2.66	OK	
S-7, S-24	35.0	1017.0	1052.0	477.6	2.20	OK	
S-8, S-23	36.6	1036.3	1072.9	566.6	1.89	OK	
S-9, S-22	37.7	1056.1	1093.7	655.2	1.67	OK	
S-10, S-21	31.0	1077.3	1108.3	731.7	1.51	OK	
S-11, S-20	28.1	1099.4	1127.5	819.1	1.38	OK	
S-12, S-19	27.7	1123.0	1150.7	700.8	1.64	OK	
S-13, S-18	31.6	1148.9	1180.5	627.7	1.88	OK	
S-14, S-17	35.6	1177.7	1213.3	784.9	1.55	OK	
S-15, S-16	44.6	1210.2	1254.8	914.2	1.37	OK	
③ロット上端	72.0	1753.6	1825.6	1019.8	1.79	OK	
②ロット上端	73.4	1794.5	1867.9	1102.9	1.69	OK	
①ロット上端	63.7	1836.1	1899.8	1171.0	1.62	OK	
主塔基部	56.6	1877.0	1933.6	1185.2	1.63	OK	

4. 斜材架設の合理化

4.1 課題

本橋では主桁の斜材吊り点間隔が7.5mであり、主桁ブロック割りは各斜材間に2ブロックとなっている。したがって、施工サイクルとしては、①「標準ブロック 4m 施工」→②「斜材定着ブロック 3.5m 施工」→③「斜材架設」で1サイクルとなる。一般的に斜材架設は、②「斜材定着ブロック施工」後に開始するのが通常である。そして、斜材架設作業と併行して次ブロックの型枠、鉄筋、PC鋼材の組立てを行い、斜材架設・緊張終了後ただちに標準ブロックのコンクリートを打設する。

しかし、この施工手順では、現場製作斜材でさらに保護管の逐次架設を行う場合、斜材架設がクリティカルパスとなる(図-5)。これは、斜材長が長くなるにつれて顕著であり、明らかに主桁施工工程を圧迫することが予想され、作業を急ぐあまり接合部の品質が低下することも懸念された。

さらに、A1・A2側において同時作業となるため、設備機械や作業員数を一時的に増加させる必要が生じ、コスト的なデメリットが大きくなる弊害もあった。

また本橋の場合、移動作業車には冬期防寒養生のために屋根材をはじめ養生囲いが広範囲に設備されている。このため、作業車の移動前は拡張した梁や養生囲いに干渉してFRP管を本設の位置に架設できない制約条件があった。

斜材架設時の緊張(一次緊張)は、主塔側において行う。大容量のマルチストランドジャッキを用いる場合、主塔足場内に揚重設備や変化する斜材角度に対応する設置設備等が必要となるため、本橋ではシングルストランドジャッキを使用することとし、設備・時間・人手を省力化した。しかし、ストランドを1本ずつ緊張するために緊張回数は膨大となり、緊張に要する時間短縮が課題となった。

以上のような問題点を踏まえ、工期短縮・コスト削減の観点から、斜材架設作業のうち大きなウェイトを占める「保護管架設」と「斜材緊張」の2点について合理化を図った。

4.2 FRP管の架設

FRP管の架設方法としては、一括架設方式と逐次架設方式がある。一括架設方式は、地上でFRP管を全て接合し、これをクレーンで吊り上げて架設するものである。この方式は可撓性に優れるPE管の架設で

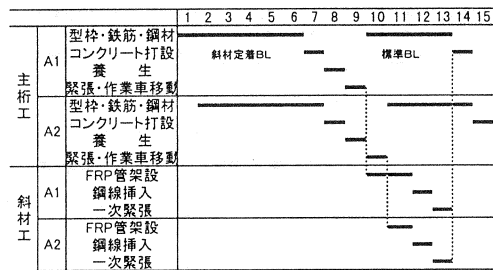


図-5 通常の斜材架設工程

は一般的であるが、曲げ剛性の高いFRP管では長い斜材について適用できない。逐次架設方式は、架設用のケーブル(パイロットストランド)に外套管の重量を預け、橋面上の接合架台でFRP管を順次接合しながら送り出していく方法である。

本橋では施工に先立ち、使用するFRP管のたわみ変形性能を把握するために曲げ載荷実験を実施した。この結果から、曲げ破壊安全率を4として、L=18mを一括架設方式の可能な斜材長と設定した。施工では斜材長が短くタワークレーンの旋回範囲内に架設する下2段を一括架設し、それ以外を逐次架設とした。

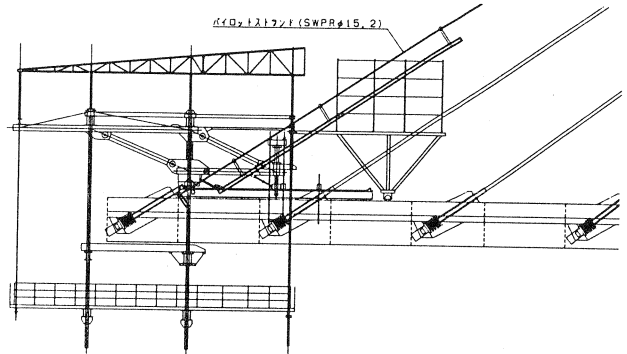


図-6 FRP管逐次架設

以下に、本橋での逐次架設方法についてその特徴を述べる。

(1) パイロットストランドの設置・緊張

図-6に示すように、パイロットストランドは標準ブロックの先端に設置した。これにより、移動作業車との干渉を避け、FRP管の接合作業を斜材定着ブロックの施工中に先行して行うことが可能となり、工程上のクリティカルパスとなることが回避できた。

工程的に余裕ができるため品質の向上に努めることができ、また、標準ブロック施工中はストランドの挿入および緊張作業のみとなるため、設備機械や作業員の効率的な配置・運用が可能となった。図-7に改善後の主桁工および斜材工の標準サイクル工程を示す。

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
主桁工	A1	型枠・鉄筋・鋼材 コンクリート打設 養生				斜材定着BL											標準BL
	A2	型枠・鉄筋・鋼材 コンクリート打設 養生 緊張・作業車移動															
	斜材工	A1	FRP管架設 鋼線挿入 一次緊張														
		A2	FRP管架設 鋼線挿入 一次緊張														

図-7 合理化した斜材架設工程

(2) FRP管接合架台の設置

本橋は斜材が2面吊りで橋面の最外縁部にあるため、接合架台は橋面からはみ出た足場となる。作業の安全性・効率性を考えると斜材の内側および外側に足場が必要となる反面、架設後の架台の移動は容易で、かつ、毎時の足場の組立て、解体は極力避けられるのが望ましい。

以上の観点から、写真-1のような接合架台を製作した。内側足場と外側足場は分離し、内側は移動作業車に牽引され、外側は斜材調整緊張の際に用いられる斜材緊張用台車として移動する構造である。FRP管接合時には内側と外側の足場を結合し接合架台となり、防寒養生を行っている移動作業車の暖気を取り入れることも可能である。この効果で、厳寒期(外気-15℃)においても接着剤の性能を劣化させることなく、冬期の養生囲いとしても良好な作業空間を確保することができた。

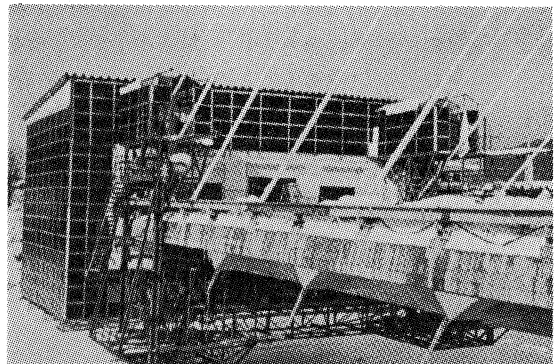


写真-1 FRP接合架台
および移動作業車全景

4. 3 斜材一次緊張

斜材緊張は、張力の釣合いを考慮するために主塔を挟んだA1側・A2側の斜材を同時に緊張する。当初の緊張計画では従来行われているようにジャッキ・ポンプを2台配置し、圧力センサーを用いて圧力計測はするものの、その計測値およびストランド伸び量(ゲージ読み)は無線連絡し、緊張管理グラフを手作業で作成するものであった。

この方法では、ゲージ読み取り時や口頭連絡時のヒューマンエラー、連絡時およびグラフ作成時のタイムロス等が避けられず、精度的・効率的に改善の余地があると思われた。

本橋の斜材構成は、37S15.2, 42S15.2, 48S15.2となっており、斜材架設1段あたり最大192回の緊張を要する。しかしながら、図-7に示されるような円滑な工程推進のためには斜材一次緊張を1日で終了させる必要があり、緊張を迅速化かつ高精度化するために、緊張管理システムとして自動計測システムを構築した。図-8に緊張計測システム概念図を示す。

迅速化のためには4本の斜材を同時に緊張すればよいが、ポンプを4台稼働させるのは作業的にも設備的にも過剰である。そこで、上流側と下流側の斜材の設計張力は等しいことから、ポンプは2台としそれぞれ油圧系統を上下流に分岐して2台のジャッキを操作した。そして、ポンプからの圧力ならびにジャッキからの伸び量は自動かつリアルタイムに計測し、オンラインで計測室に取り込めるようにした。さらに、パーソナルコンピュータを用いて、得られたデータを即座に処理し緊張管理グラフを作成するソフトを構築した(図-9)。

これらのシステム化により、当初2日必要とされていた斜材一次緊張は、実績として1日で完了することができた。また、ヒューマンエラーを抑えて信頼度が向上したことに加え、緊張のばらつき等の統計処理を計測データの活用により即座に行うことができ、緊張管理の高品質も図られた。さらに、緊張管理ソフトの出力はそのまま緊張管理記録として使用でき、電子媒体としての保管が可能となった。

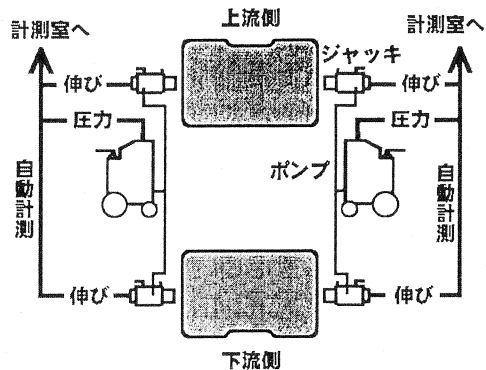


図-8 斜材緊張計測システム概念図

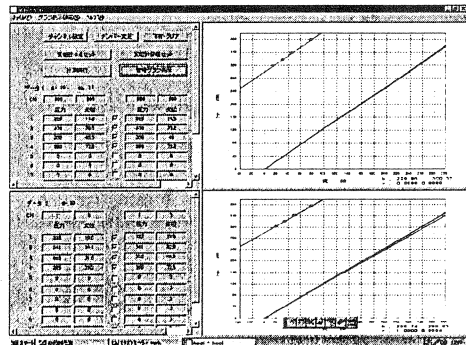


図-9 斜材緊張管理ソフト

5. おわりに

以上、星の降る里大橋の耐震設計と施工の合理化について述べた。耐震設計については準拠基準の違いで大きな差異が生じ、改めて平成7年兵庫県南部地震の震災規模の大きさが認識された。類似構造物の設計・検討において参考になるものと思われる。また、報告した斜材緊張管理システムは対費用効果が高く、順調に稼働中であり、今後の緊張管理における精度向上および効率化の一助となれば幸いである。

本工事では、1999年7月において、主塔の施工は完了し、主桁工は張出し85%、斜材工は残すところ2段となった。橋体完成後には斜材制振対策として制振ダンパーの設置が予定されており、現在、本橋に最適な形式および寒冷地仕様としての検討を実施中である。また、主塔横梁および斜材への着雪・着氷対策の検討も行っており、寒冷地特有の問題に対し品質・信頼性の向上を目指している。