

第2, 第3阿武隈川橋梁の設計施工について(2)

西田正之*¹ 加藤勝美*³
鳥居興彦*² 小林明夫*⁴

11. 支承およびストッパー

橋梁が長大スパンになったため沓1個あたりにかかる鉛直荷重は4370tと非常に大きくなった。そこでその支承にはローラー沓が使われたが、沓は8個のローラーにより構成されており、おのおのローラーは防錆および高硬度を目的としたコロウェルド特殊合金がなされている。また、地震時水平力に対してはすべて各ピアに配置されたストッパーで抵抗する設計になっているが、通常の水平力に対しては第2橋では2P、第3橋も2Pが固定ピアになっている。ストッパーの構造はピアと桁にそれぞれ埋め込まれた大きさの違う箱を重ねてその間に粘性物をいれ、そのオイルダンパーで水平抵抗力をとるようにしている。沓は1個あたり27tの自重をもち、またストッパーも14tの自重をもつため、その据付けには127tのトラッククレーンにて据え付けた。沓を正確に据え付けるため箱形のアンカーフレームを作り、そのフレームで沓のボルト8個を固定した。そのときフレームはピア頭部へ埋め込んだ。また、沓の底面は2×2mの大きいものであるのでグラウト充填のときに空気をまき込む心配があった。そのためアクリル板により実物大の沓の底面の模型を作り充填試験を行ったところ95%以上の充填率であった。また沓の底面に「キ」の字形のリブがついているが、リブのところにφ10mmの空気抜き穴を設けてその効果をみたが、非常に効果があったため実物にも穴を設けた。

12. 沓および仮沓の応力測定

(1) 沓の応力測定

橋梁のスパンが大きくなった場合、当然沓1個あたりにかかる荷重は増大してくる。そしてそれに従って、ローラーの数もふえてきて、各ローラーには均等な荷重分担がなされているのか、あるいは左右の沓は均等に荷

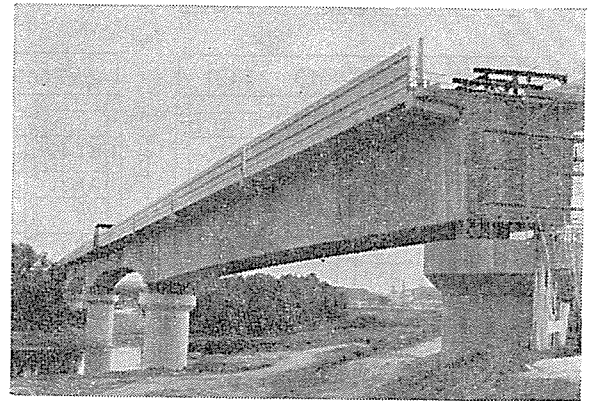


写真-1 完成間近の第2橋梁

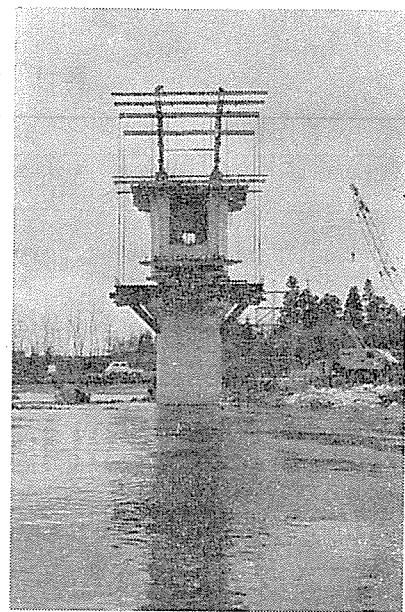


写真-2 第2橋梁1P柱頭部

重を分担しているかといったことが懸念されてくる。特にPC橋梁の場合、緊張によって桁は弾性変形するため沓のローラーも14°くらい回転する。そのように回転した後も均等な荷重分担がなされているかといった心配に対し第2橋4pにおいて沓の応力測定を行った。測定は図-1に示すような位置にひずみゲージを張り付け、施工の各段階ごとに測定した。測定は零法、ダイヤル目盛読取りで最小目盛 10×10^{-6} まで測定した。

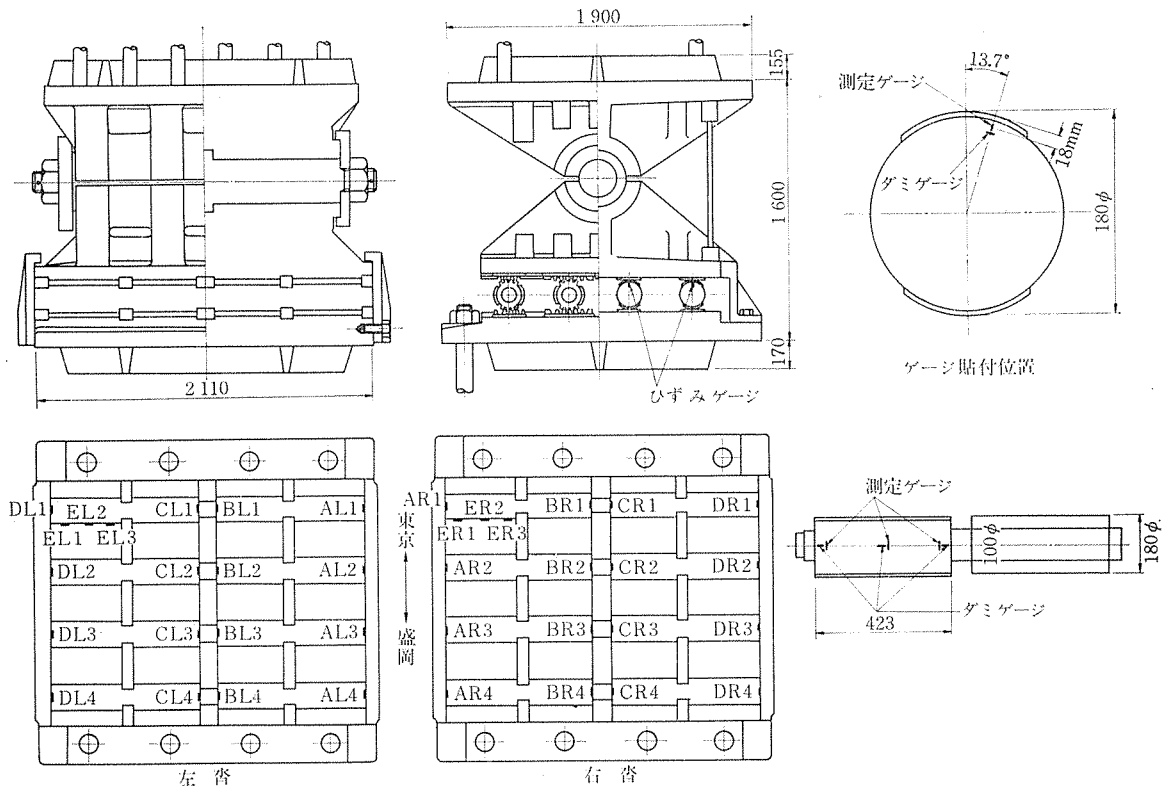
ゲージの張付け位置は種々検討を行ったが、結局ロー

*¹ 国鉄仙台新幹線工事局長

*² 〃 工事積算室補佐(元仙幹工南郡山工事区長)

*³ 〃 仙台新幹線工事局南郡山工事区助役

*⁴ 〃 構造物設計事務所補佐



ローラーの配置とひずみゲージ貼付位置

図-1 支承構造図

表-1 右沓ひずみ測定値 (単位×10⁻⁶)

施行段階 測定位置	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	沓セット時	柱頭部完了時	桁張出施工中 (11BL打設)	桁張出し完了時	桁張出し完了時 (④より1か月後)	側径間連結前	側径間連結終了後	中央連結直前	桁連結終了時
AR 1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	75	90	190	280	305	310	250	670	660
3	20	35	20	5	15	-10	-35	-50	-35
4	115	579	0	835	860	875	835	—	1190
BR 1	-130	355	510	520	525	340	375	655	410
2	80	70	120	240	245	255	210	615	580
3	5	-74	-5	80	90	90	-510	1285	193
4	100	-84	-75	-5	20	-25	-20	230	360
CR 1	455	-17	165	305	325	220	145	965	920
2	133	780	590	515	500	520	470	955	615
3	65	43	345	540	570	545	560	1700	1690
4	50	175	240	315	300	295	220	880	980
DR 1	25	-137	-50	65	-35	60	35	310	195
2	50	65	300	405	405	350	-1020	740	745
3	60	81	225	355	340	345	330	725	695
4	50	5	135	205	210	425	175	450	565
ER 1	110	110	330	435	450	475	420	880	650
2	1050	102	75	85	155	135	130	100	110
3	120	200	185	150	350	245	205	-885	130

注) 測定位置については図-1 参照

ラーの断面に外周から 18 mm の位置に決め、一部ローラーの側面にも張り付け測定を行い、その値を沓の応力測定の参考値とした。測定にあたっては、まず実物と同じ直径と材質でできたローラーのテストピースを作り室内にて載荷し、同時に張り付けたゲージからひずみ量を

読み取り、1 t あたりのひずみ量を計算し実物支承におけるひずみ量から載荷荷重を換算するための変換係数を求めた。また 0°~12.9° までを 9 等分し各載荷角度におけるひずみゲージの応答を求めて実測にあたっての補正係数とした。

表-2 左沓ひずみ測定値 (単位×10⁻⁶)

施行段階 測定位置	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	沓セット時	柱頭部完了時	桁張出施工中 (11BL打設)	桁張出し完了時	桁張出し完了時 (④より1か月後)	側径間桁 連結前	側径間施工 終了後	中央連結 直前	桁連結 終了時
A L 1	43	36	250	340	350	330	325	585	605
2	2	20	47	32	22	12	7	-88	-63
3	983	-15	-908	-798	-808	828	-833	-618	-688
4	20	36	85	80	75	45	30	15	15
B L 1	40	104	302	427	442	632	402	887	837
2	20	15	140	265	265	290	265	725	695
3	73	241	376	486	521	506	511	1216	1249
4	21	20	133	138	138	38	3	13	27
C L 1	11	-41	203	233	433	433	458	713	723
2	40	13	277	-418	592	672	-403	1692	1632
3	103	-20	225	315	340	280	310	605	578
4	47	1050	712	697	717	687	592	867	792
D L 1	22	20	235	410	395	420	390	880	760
2	19	-25	150	280	265	295	260	775	625
3	25	28	197	317	307	297	292	577	558
4	19	0	129	289	289	409	269	834	744
E L 1	52	10	107	167	212	142	97	187	352
2	27	205	342	452	462	452	412	-263	757
3	42	127	460	680	730	720	640	1650	1850

注) 測定位置については図-1参照

表-3 右沓各点の荷重分担率

施工段階 測定位置	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	沓セット時	柱頭部完了時	桁張出施工中 (11BL打設)	桁張出し完了時	桁張出し完了時 (④より1か月後)	側径間 連結前	側径間施工 終了後	中央連結 直前	桁連結 終了時
A R 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	0.83	0.43	0.80	0.84	0.91	0.87	0.76	0.86	0.94
3	0.22	0.16	0.08	0.02	0.04	0	1.00	1.00	1.00
4	1.28	2.79	0	2.51	2.56	2.46	2.55	1.00	1.70
B R 1	1.00	1.71	2.15	1.56	1.56	0.96	1.14	0.84	0.58
2	0.89	0.34	0.51	0.72	0.73	0.72	0.64	0.79	0.83
3	0.06	1.00	1.00	0.24	0.27	0.25	1.00	1.64	0.28
4	1.12	1.00	1.00	0	0.06	1.00	1.00	0.29	0.51
C R 1	4.97	1.00	0.70	0.92	0.97	0.62	0.44	1.23	1.31
2	1.26	3.77	2.49	1.55	1.49	1.46	1.43	1.22	0.88
3	0.73	0.21	1.46	1.62	1.69	1.53	1.71	2.17	2.41
4	0.56	0.85	1.01	0.95	0.89	0.83	0.67	1.13	1.40
D R 1	0.27	1.00	1.00	0.20	0	0.17	0.11	0.40	0.28
2	0.56	0.31	1.27	1.22	1.20	0.98	0	0.95	1.06
3	0.67	0.39	0.95	1.07	1.01	0.97	1.01	0.93	0.99
4	0.56	0.02	0.57	0.62	0.62	1.19	0.53	0.57	0.81

注: 分担率 1.0 は平均値と等しいことを示す。

ひずみの測定は表-1 および表-2 に示すように施工の各段階ごとに9回行ったが、その整理にあたっては沓の組立て前の値を初期値として差を求めた。また各施工段階で、各沓のひずみの平均値を求め、その値にて各部分のひずみを除いて荷重の分担率とした。表-3 および表-4、図-2 にその値を示す。また表-5 に右沓における、ある施工段階での分担率と次の施工段階での分担率の比を求めて、施工段階の変化による分担率の変化をみてみた。また、表-6 に左右各沓のひずみの総平均を施工段階ごとにプロットした。

これらの図表より次のことが考察されると思う。

- 1) 左右各沓のひずみの総平均値の施工段階に伴う変化のカーブから見て、左右の沓はほぼ均等な荷重分担がなされているものと考えられる。
- 2) 沓セット時や柱頭部完了時のように載荷荷重の小さい時期には何点かの位置は極端に大きな荷重分担率を示している。
- 3) 施工が進行し、載荷荷重が増すに従って、荷重分担率の高い点は減少し均等化されていく。
- 4) そして桁が完成した現在の段階においては、完全

表-4 左沓各点の荷重分担率

施工段階 測定位置	① 沓セット時	② 柱頭部 完了時	③ 桁張出し 施工中 (11BL)	④ 桁張出し 完了時	⑤ 桁張出し 完了時 (4より1か月後)	⑥ 側径間 連結前	⑦ 側径間 施工 終了後	⑧ 中央連結 直前	⑨ 桁連 結 終了時
AL 1	0.46	0.27	1.08	1.10	1.02	0.93	1.11	0.79	0.86
2	0.02	0.15	0.20	0.10	0.06	0.03	0.02	1.00	1.00
3	10.57	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	0.22	0.27	0.37	0.26	0.22	0.13	0.10	0.02	0.02
BL 1	0.43	0.79	1.31	1.39	1.29	1.78	1.37	1.20	1.20
2	0.22	0.11	0.61	0.86	0.77	0.81	0.90	0.98	0.99
3	0.78	1.83	1.63	1.58	1.52	1.42	1.74	1.64	1.78
4	0.23	0.15	0.58	0.45	0.40	0.11	0.01	0.02	0.04
CL 1	0.12	1.00	0.88	0.76	1.26	1.22	1.56	0.96	1.03
2	0.43	0.10	1.20	1.00	1.73	1.89	1.00	2.28	2.32
3	1.11	1.00	0.97	1.02	0.99	0.79	1.05	0.82	0.83
4	0.51	7.95	3.08	2.26	2.09	1.93	2.01	1.17	1.13
DL 1	0.24	0.15	1.02	1.33	1.15	1.18	1.33	1.19	1.08
2	0.20	1.00	0.65	0.91	0.77	0.83	0.88	1.04	0.89
3	0.27	0.21	0.85	1.03	0.90	0.83	0.99	0.78	0.79
4	0.20	0	0.56	0.94	0.84	1.15	0.91	1.12	1.06

注：分担率 1.0 または平均値と等しいことを示す。

表-5 右沓における施工段階の変化による荷重分担率の変化

施工段階による 測定位置	② / ①	③ / ②	④ / ③	⑤ / ④	⑥ / ⑤	⑦ / ⑥	⑧ / ⑦	⑨ / ⑧
AR 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	0.52	1.86	1.05	1.08	1.13	0.87	1.13	1.09
3	0.73	0.05	0.38	2.00	0	—	1.00	1.00
4	2.18	0	—	1.02	0.96	1.04	0.39	1.70
BR 1	1.71	1.26	0.73	1.00	0.62	1.19	0.74	0.69
2	0.38	1.50	1.41	1.01	0.99	0.89	1.23	1.05
3	16.67	1.00	0.24	1.13	0.93	4.00	1.64	0.17
4	0.89	1.00	0	—	16.70	1.00	0.29	1.76
CR 1	0.20	0.70	1.31	1.05	0.64	0.71	2.80	1.07
2	2.99	0.66	0.62	0.96	0.98	0.98	0.85	0.72
3	0.29	6.95	1.11	1.04	0.91	1.12	1.27	1.11
4	1.52	1.19	0.94	0.94	0.93	0.81	1.69	1.24
DR 1	3.70	1.00	0.20	0	—	0.65	3.64	0.70
2	0.55	4.10	0.96	0.99	0.82	0	—	1.12
3	0.58	2.44	1.13	0.94	0.96	1.04	0.92	1.06
4	0.04	28.5	1.09	1.00	1.92	0.45	1.06	1.42

① 沓セット時, ② 柱頭部完了時, ③ 桁張出し施工中 11 BL 打設, ④ 桁張出し完了時, ⑤ 桁張出し完了時 (4より1か月後), ⑥ 側径間桁連結前, ⑦ 側径間施工終了後, ⑧ 中央連結直前, ⑨ 桁連結終了時。

に均等化されているとはいえないが、危険な過負荷点はなく、十分に安全な荷重負担となっている。

5) 側径間施工や、また桁中央連結に伴ってローラーが 0°~14° 回転するが、その前後においても荷重の分担率は大きな変化は示さず、つまりローラーが回転しても大体均等な荷重分担がなされていることを示している。

6) 例えば表-5における⑤/④の値のように、構造系に変化のないときには分担率の変化も少ない。

7) ひずみの (-) 値については、その1つの考えられる原因としてローラーと沓との製作時のクリアランスが無載荷で 0.1 mm のため、上沓側に間隙があり下沓側が接触しているような場合、荷重の増加によって曲げ作

用が働き、上沓側に張り付けられているゲージには(-) 値に応答する場合があります等のためと思われる。しかしながら、上下沓の間隔の載荷による変形量は計算で約 0.17 mm、実測で 0.23 mm ため現段階では沓と接していないところはないものと思われ、したがって、その後の施工段階における (-) 値は荷重を分担してないと見るべきでなく、むしろ下沓側に大きな荷重分担があると見たほうがよいと思う。そしてそのようなことから、分担荷重としては、平均分担荷重をになうものとして計算上扱った。

8) 測定全体を見て、当初うまく測定結果が出てくるか心配であったが、その結果を見ると若干の不満は残る

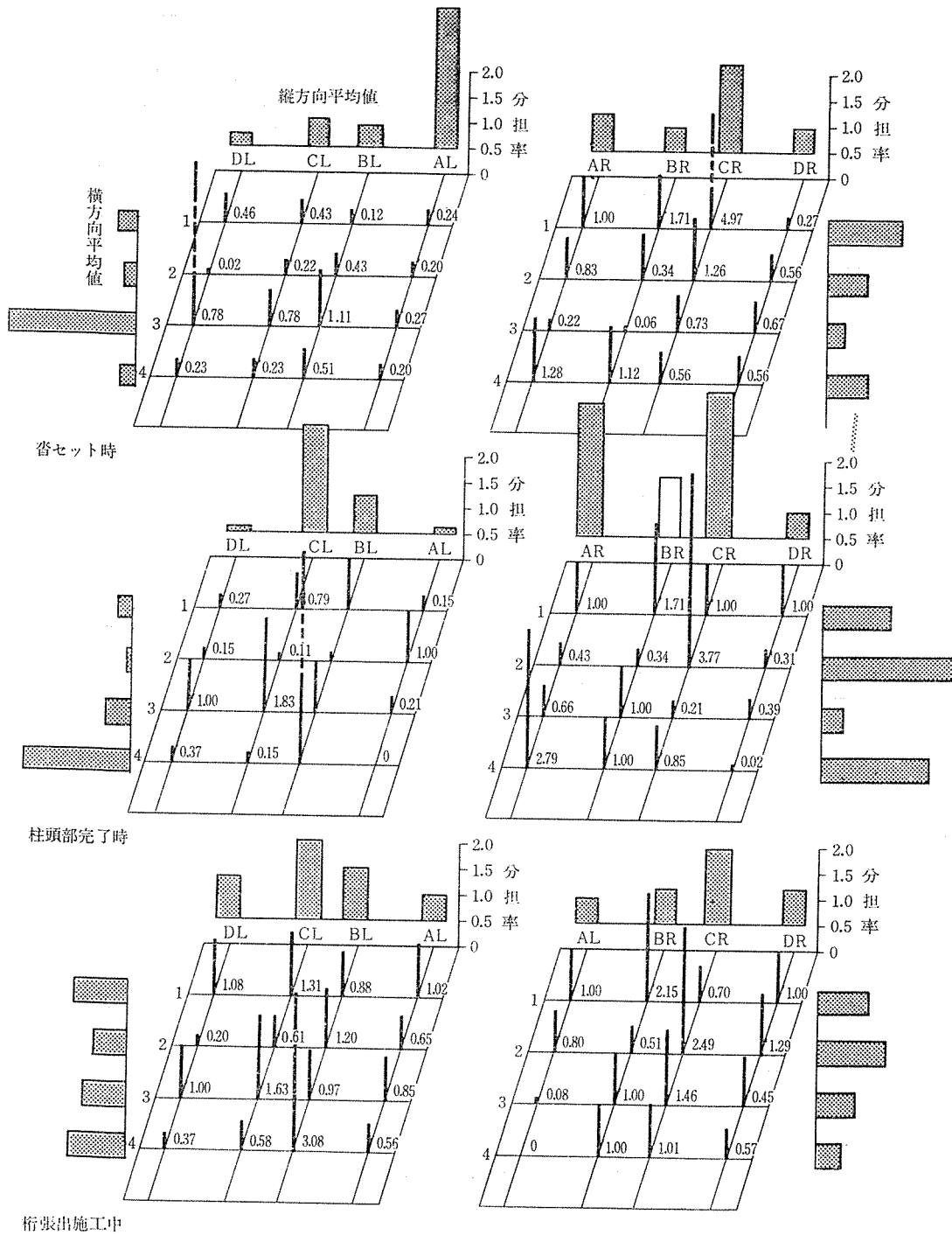


図-2 (a) 各施工状態における荷重分担

が傾向を見るには十分な効果のある測定が行えたものと考えられる。

(2) 仮沓の応力測定

空中張出し工法で施工したため、必ずコンクリートによる仮沓を設け、施工中のアンバランスモーメントに対処してゆかねばならなかったが、そのとき荷重の分担が本沓と仮沓に、どのような率でなされているか測定して求めてみた。

当初の設計時の計算は次式による(図-3 参照)。

$$N_i = \frac{N}{3} \pm \frac{M}{L}$$

そして実測の結果を整理してみると 図-4 のようになる。

計算に対して仮沓にかかる荷重の実測値はだいぶ小さいようであり、その分を本沓も多く受けもっている傾向にあった。これはコンクリートの仮沓が、レイタンスがつぶされたり、またクリーブを起こしたりして沈下し、本沓に荷重がかかったためと思われる。

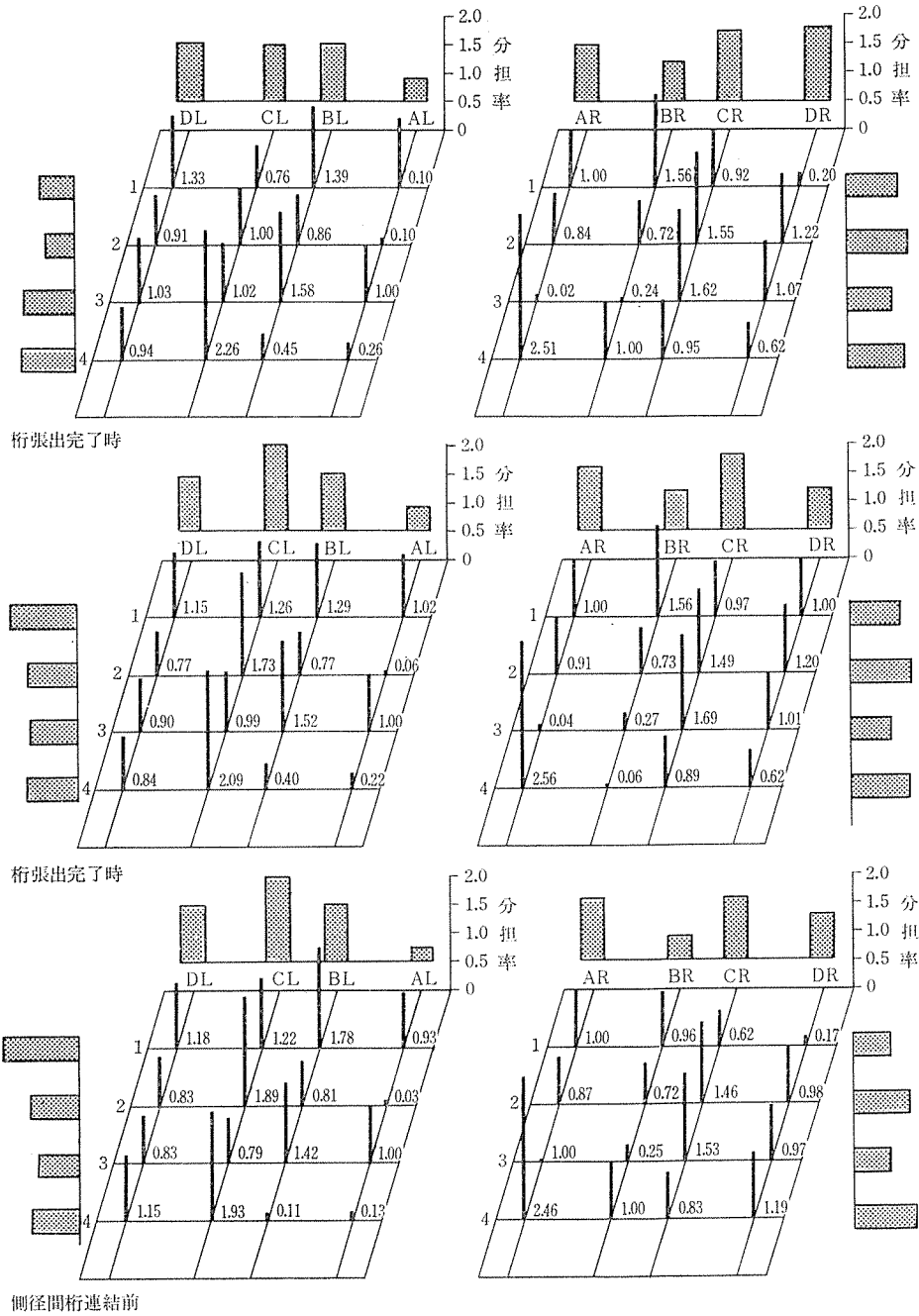


図-2 (b) 各施工状態における荷重分担

13. コンクリート工

(1) 上部コンクリート工

桁のコンクリートは経済性からワーゲン部は早強セメントを用い、側径間部および柱頭部は普通セメントを用いた。その配合は表-7に示すとおりである。

特に上部工においても、桁断面が幅 115 cm、高さ 5~8.5 m と大きく、マスコンクリートとなるためセメント硬化熱による温度応力が問題となった。そこで極力単位セメント量を減らして発熱量を少なくするよう配合に工夫をした。つまり硬化熱が一番大きくなる夏場の配合

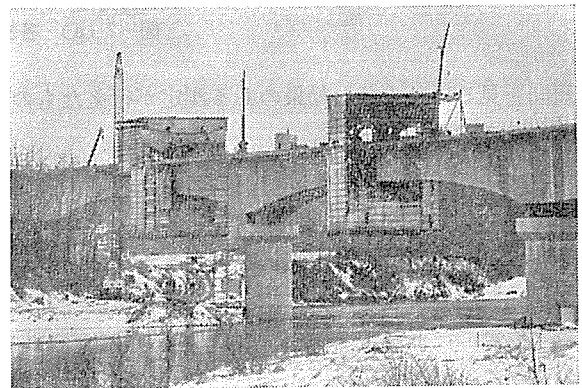


写真-3 連結間近の第3橋梁

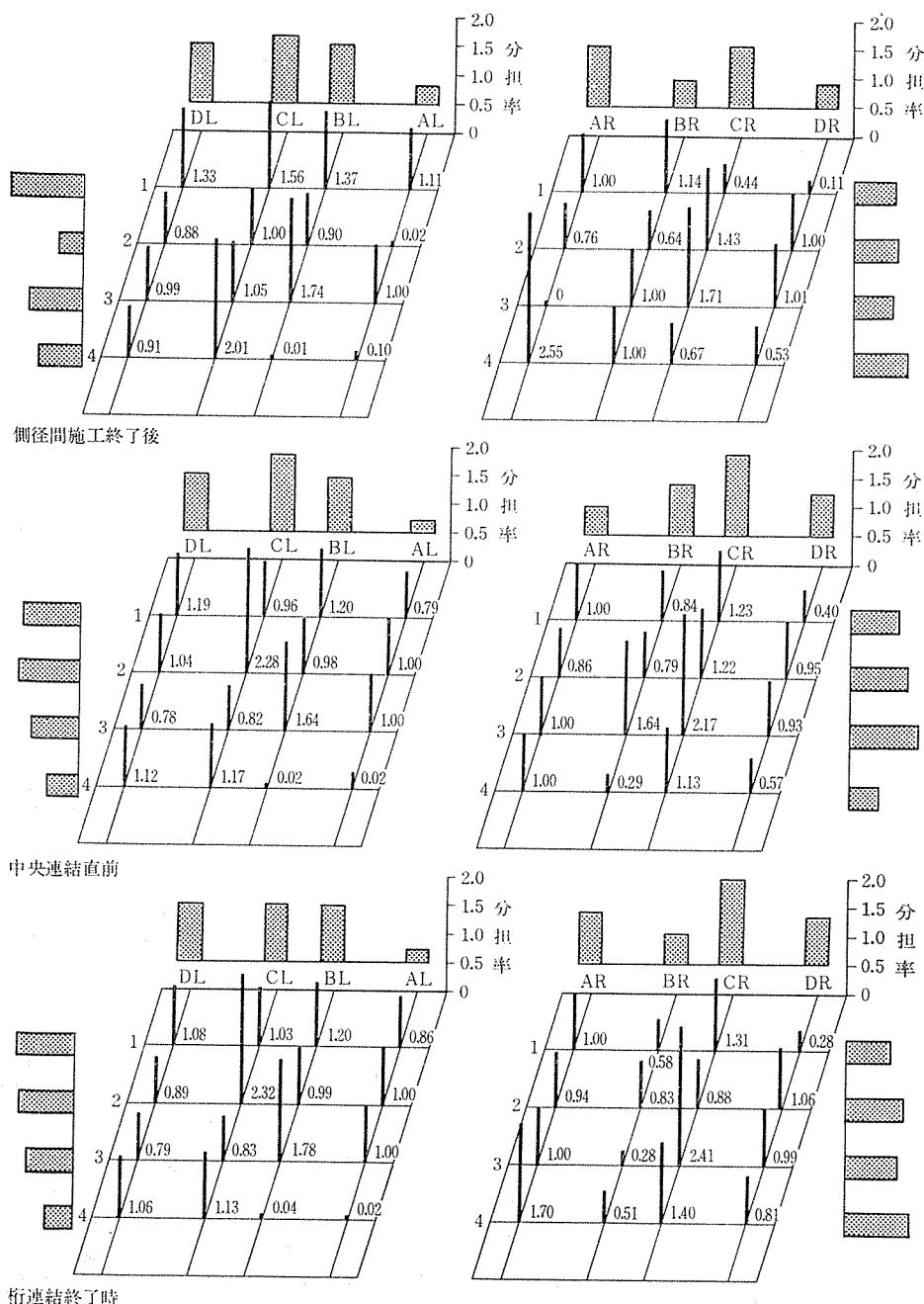


図-2 (c) 各施工状態における荷重分担

と、秋～春の配合に分け、前者は単位セメント量を 364 kg にして $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートとしては思い切って単位セメント量を少なくした。ただし強度面の必要条件、つまり最終強度が 400 kg/cm^2 以上であることとともに、工程から、打設後養生期間の 2 日において 3 日目からは緊張できる強度、 280 kg/cm^2 以上であることは満たされている。また骨材は、会津大川産の良質な骨材を指定して使用することによって、強度面でセメント量の少なさをカバーした。

打設方法は約 1 m^3 のバケットを用いて、生コン車から移されたコンクリートをトラッククレーンで桁の上の

ホッパーまで吊り上げ、ベルトコンベアで打設地点まで小運搬して打設した。

ワーゲン部のコンクリートは約 50 m^3 であるので一度に打設したが、柱頭部は 500 m^3 とマスコンクリートのため 図-6 に示すように ① 底版、② 隔壁、③ ウェブ、④ 上床版の 4 回に分けて打設した。

また生コン工場と現場までは生コン車で 20~30 分の距離で、さらにバケットで桁の上に吊り上げ、ベルトコンベアで運搬するため 3~4 cm のスランプドロップがあり、工場を出るときのスランプは、11~12 cm とした。

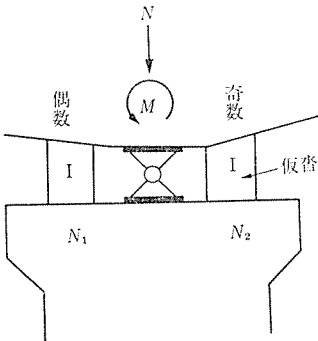


図-3

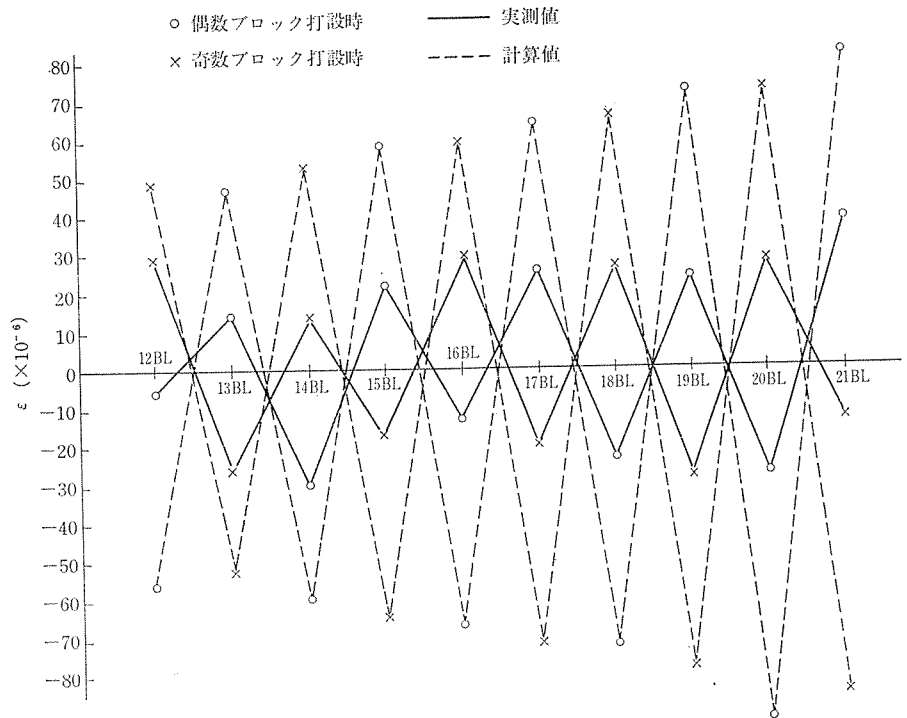


図-4

表-6

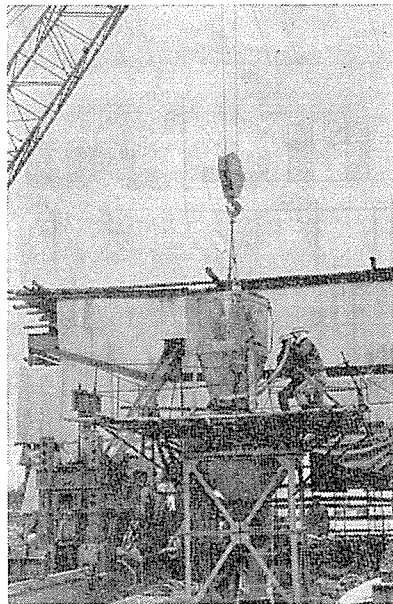
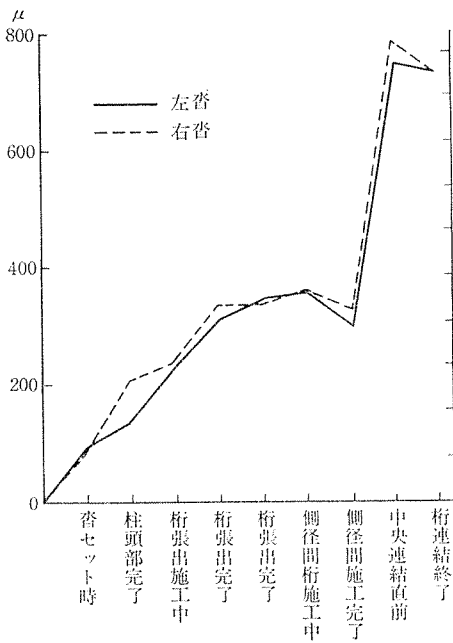


写真-4 上部工コンクリート打設

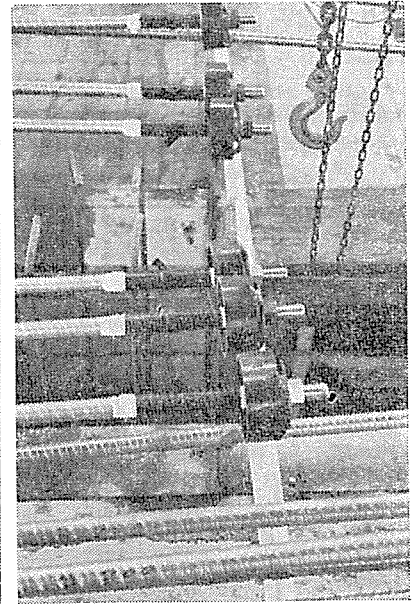


写真-5 B種2号 $\phi 32$ mm PC 鋼棒

(2) 被膜養生

コンクリートは打設後硬化するまでに相当収縮する。これは化学反応をする際に、どうしても起こる収縮と、乾燥収縮に分けられるが、実橋での測定によれば4~5日で150 μ ~300 μ 前後である。ディビダーク工法で1ブロックずつ継ぎ足してゆく場合、旧ブロックに拘束された新ブロックが収縮することは、ブロック境界面で新ブロック側に引張力が働きクラックのはいる原因となる。新ブロックの収縮は、このほか硬化温度下降時の温

度収縮によっても起こるが、それらが合計されてクラックとなるので、一つずつその原因を取り除いてゆくことが大切である。

そこで乾燥による収縮を防ぐため、乳液吹付けの被膜養生を試みた。

実際に行うに先立って、その効果を見るために次のような簡単な現場試験を行った。まず $\phi 10$ cm $\times 20$ cmの円柱供試体6個を用意し、脱型直後半分はすぐ全面被膜養生を施し、もう半分には何も施さずにして、水分の発

表-7 コンクリート配合

	σ_{ck} (kg/cm ²)	セメント 種 類	粗骨材 最大寸 法 (mm)	スラ ンプ (cm)	空気量 (%)	耐久性定 最 大 W/C	強度よ り定 最大 W/C	W/C	S/a	単 位 量 (kg/cm ³)				混和剤
										W	C	S	G	
地 砂 覆 止	240	普通ポ ルト ランド	25	12±2.5	4.5±1	53	56.2	55	41	168	305	722	1080	ポゾリス No. 5
ワーゲン施工部 中央連結部	400	早強ポ ルト ランド	25	8±1.5	3±1	43	45.5	42.9 (40.1)	38 (37.5)	156 (158)	364 (394)	704 (678)	1167 (1142)	ポゾリス No. 8
柱 頭 部 ・ 腹 部 横 桁 ・ 下 床 版 仮	400	普通ポ ルト ランド	40	8±1.5	3±1	43	38.5	37.9	35.5	150	396	648	1190	ポゾリス No. 5
柱 頭 部 ・ 上床版、架線 柱受ばり 側径間支保工	400	普通ポ ルト ランド	25	8±1.5	3±1	43	39.7	37.9	36.5	154	406	660	1160	ポゾリス No. 5

()内は秋～春

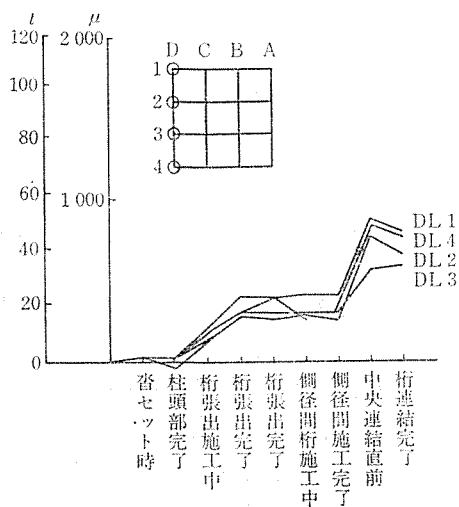


図-5

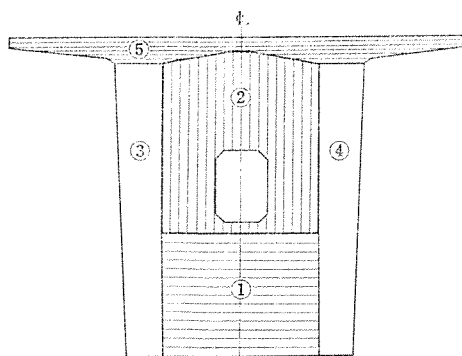


図-6

散率を重量測定によって求めた。結果は図-7に示したが、脱型後5日くらいで水分の蒸発で15~20%の差があり、有効と認められた。

そこで桁のウェブの内側および外側に、脱型後すぐに被膜養生を行ったが、クラックの防止に大変有効であった。図-8にウェブ中に埋め込まれたカールソンひずみ計によって測定した、被膜養生をした部分と、していな

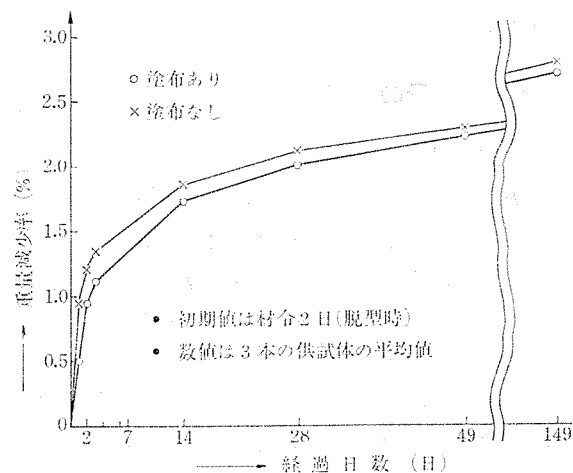


図-7 φ10×20 cm テストピースによる被膜効果試験

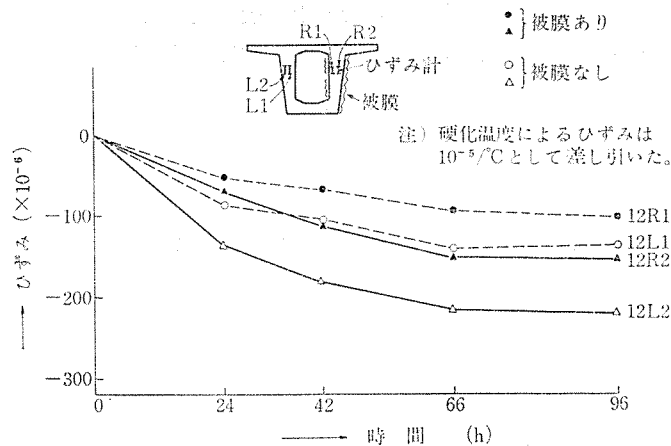


図-8 被膜養生効果試験

い部分のひずみを示す。もちろんコンクリートの打設および配合の条件はまったく同じものである。これらのデータからも40μ~80μのひずみ差は認められた。

(3) 冬期養生

郡山地方は厳寒の時期、夜中-7°Cくらいまで気温が下がり日中でも平均-2°Cくらいである。そのためワーゲン内ではぎ装しいるとはいえ各種保温養生を行う

必要があった。まず一つはクレイトンボイラーという大きなボイラーを桁の上に設置し、スチームパイプをワーゲンの中に配管し、ボイラーにより蒸気を型わくの上に噴射して温める方法である。またもう一つは、図-9に示すようにウェブの外側で張出し部の下にサラマンダー（大きな石油ストーブ）を置き、底版上はシートをかぶせその中でアイランプをつけて保温し、また上床版の上には養生用の電熱マットを置いて温めて養生する方法である。

両方使用した結果、前者のほうが効果的ではあるが、やや高価になるため、すべてのワーゲンで行うことは難しいように思える。

これら冬期養生の結果、厳寒期についてもあまり工程に支障なく施工することができた。

14. 上げ越し量の計算

総支保工式のPC桁に比べてディビダーク工法は張出し架設工法をとるために施工中と完成後の構造が異なることや、張出し架設中に桁が応力を受けながら施工されていることから、その上げ越し量の計算はかなり複雑になってくる。特にスパンが105mも長大化されてくると少しのクリープや変形計算の仮定が違って、大きな上下方向の狂いとなってくる。上げ越し量の計算において既知の量は構造物の究極の形状であるから、施工順序を逆に追って、おのおのの施工時点間に構造物に生じる変形量を算定し、計画値からつぎつぎにその値を減じていけば、おのおのの施工時点での上げ越し量を決定することができる。したがって、まず施工順序を確認してか

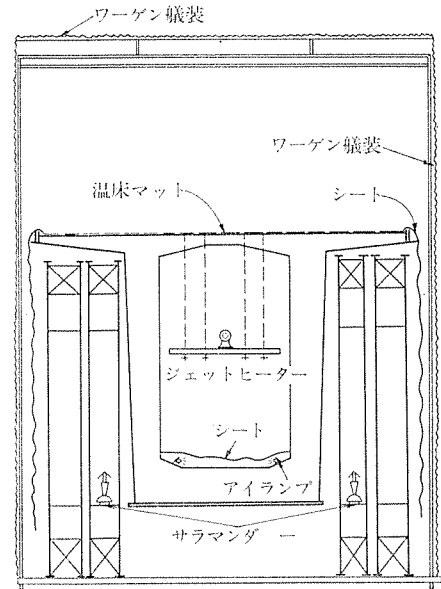


図-9 冬期養生

ら次の3段階に分けて、おのおのの時点での高さを決定する。

- 1) フライフォルパウ施工中に各ブロック先端に生じるたわみ量に対する上げ越し量。
- 2) フライフォルパウ終了時から施工完了時までの間に生じるたわみ量に対する上げ越し量。
- 3) 施工完了時以後、クリープ、乾燥収縮終了時までの間に生じるたわみ量に対する上げ越し量。

そして1)に属するものとして次のものがある。

- ① コンクリート打設によるたわみ
- ② あるブロックよりさらに先端側に張り出すブロックの打設によるたわみ

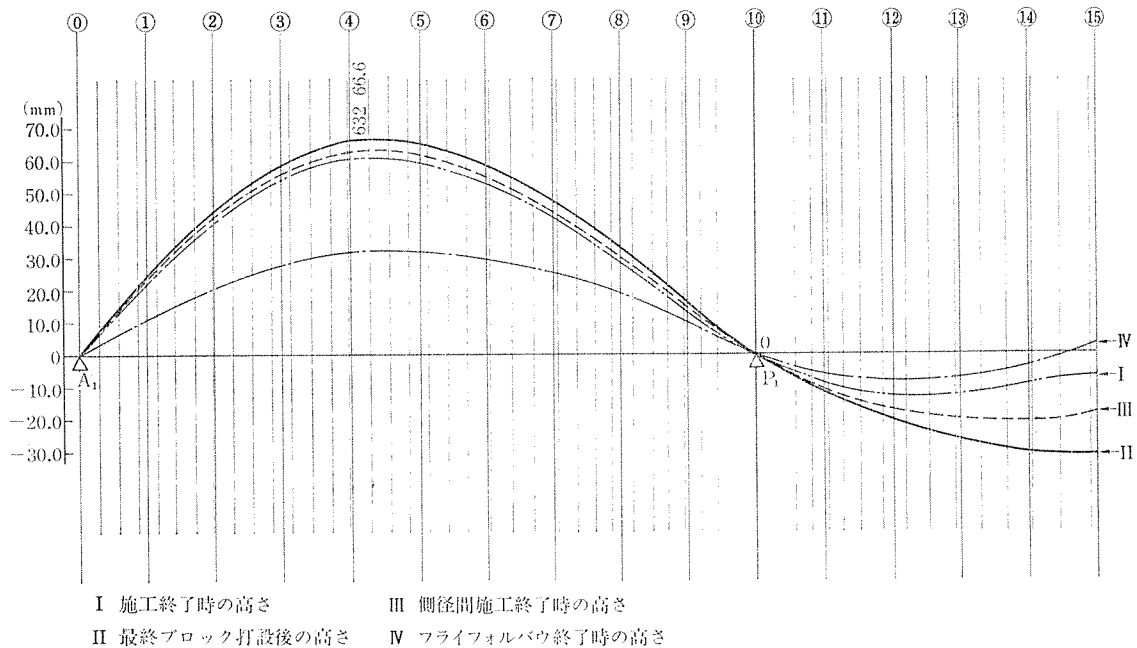
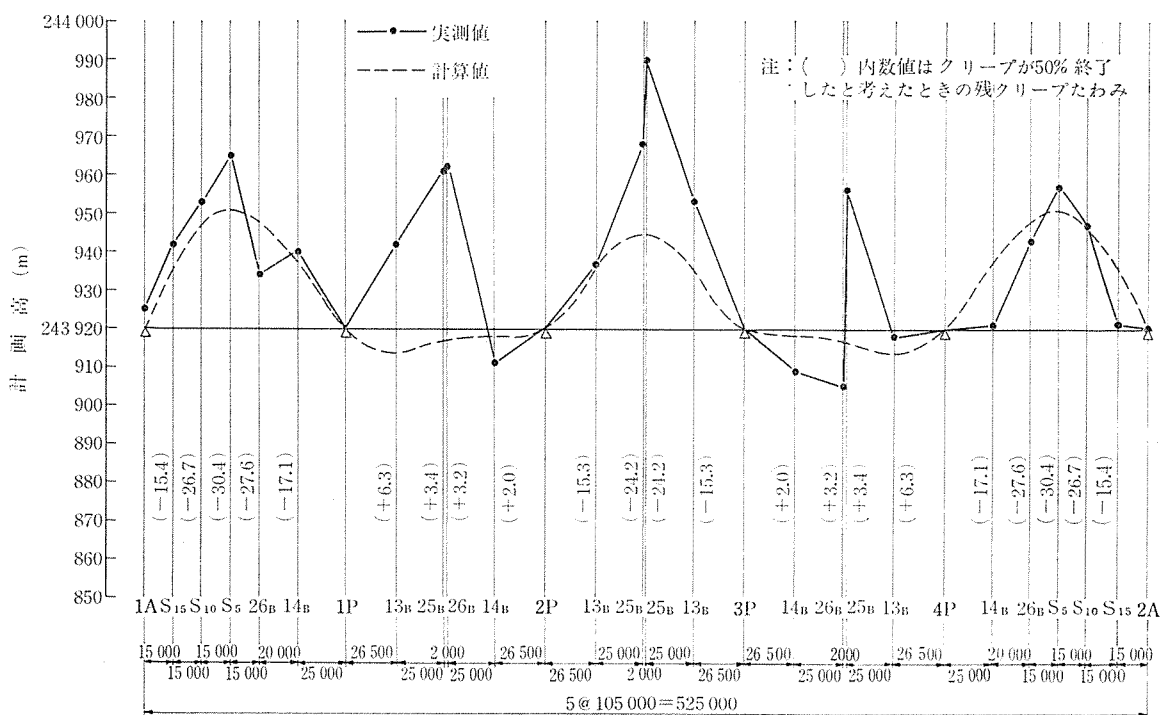
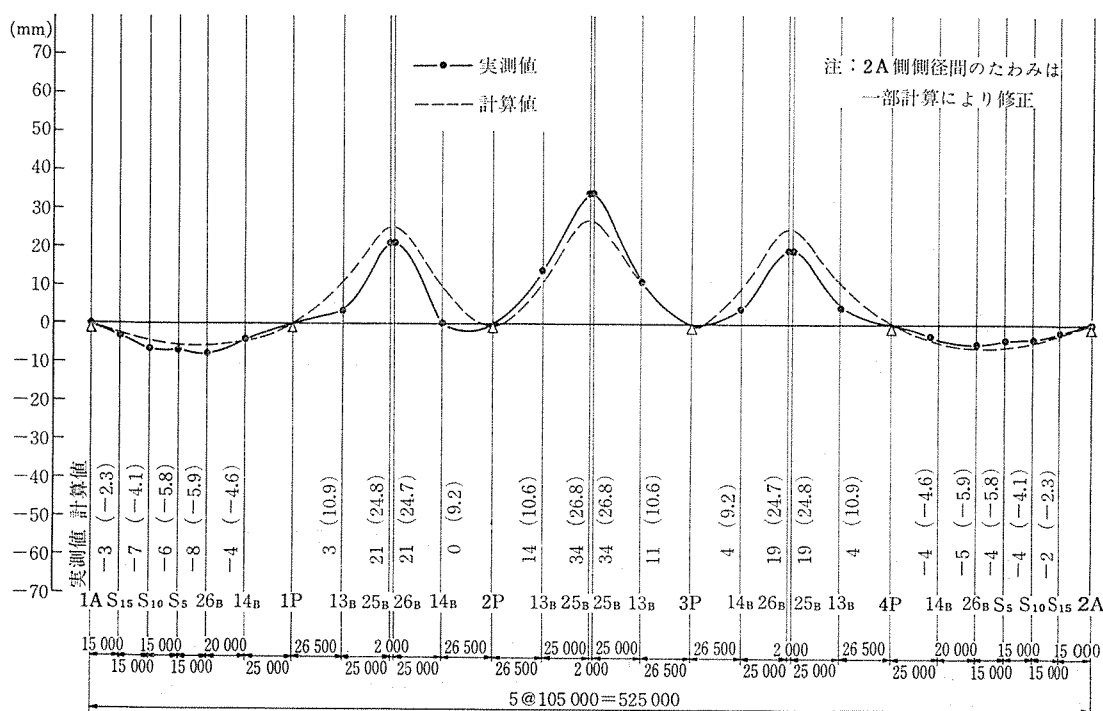


図-10 上げ越し量図



図一11 第2阿武隈川橋梁 EL (50.7.25 現在)



図一12 第2阿武隈川橋梁構造系完成後プレストレスによるたわみの計算値と実測値

- | | |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ③ プレストレス導入によるたわみ ④ あるブロックよりさらに先端側に張り出すブロックのプレストレス導入によるたわみ ⑤ ワーゲン撤去によるたわみ ⑥ ワーゲンの弾性変形 <p>2) に属するものとして</p> <p>中央連結最終ブロック施工によるたわみ</p> | <ul style="list-style-type: none"> ① つり型わくセットによるたわみ ② コンクリート打設によるたわみ ③ プレストレス導入によるたわみ ④ つり型わく除去によるたわみ 側径間支保工区間施工によるたわみ ① コンクリート打設, 支保工撤去によるたわみ ② プレストレス導入によるたわみ |
|---|--|

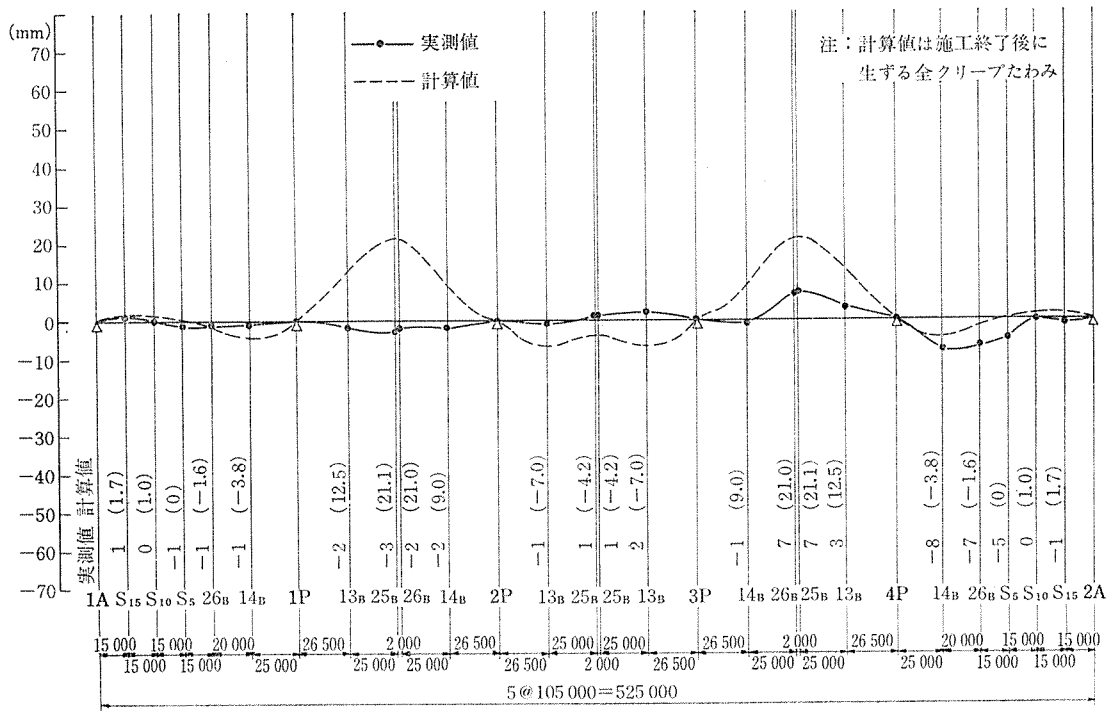


図-13 第2阿武隈川橋梁施工終了後に生ずるたわみ(クリープたわみ)(50.6.4~50.7.25)

③ フライフォルパウ終了時に柱頭部に残留する自重によって生ずるアンバランスモーメントの構造系の変化によって起こるたわみ

3) に属するものとして

- ① 自重による塑性変形…… $\varphi\delta d_1$
- ② プレストレスによる塑性変形…… $\varphi\delta d_p$
- ③ 鋼棒応力度減少による弾性変形…… δ_4
- ④ 鋼棒応力度減少による塑性変形…… $1/2 \times \varphi\delta_4$
- ⑤ 静荷重による弾性変形…… δd_2
- ⑥ 静荷重による塑性変形…… $\varphi\delta d_2$

なお計算に用いるクリープ係数は 1.2, たわみの計算に用いるコンクリートのヤング係数は $350\,000\text{ kg/cm}^2$ とした。

以上の結果, 各段階における上げ越し量は 図-10 に示すとおりである。

15. たわみ測定結果および 放置期間中のクリープ変形に対する考察

14. で上げ越し量の計算を行い, 施工時に実際と比べて修正しながら高さを決めていった。第2橋におけるたわみ測定の結果を 図-11~13 までに示す。図の中で点線で記されているのが当初の計算値である。

図-11 は橋梁全体の7月25日現在のたわみを示したものである。この図を見ると, 他の部分は大体計算値と一致しているのに対し, 1Pと2Pの間および3Pと4Pの間で計算と違ってきており, 断違い部が見られる。

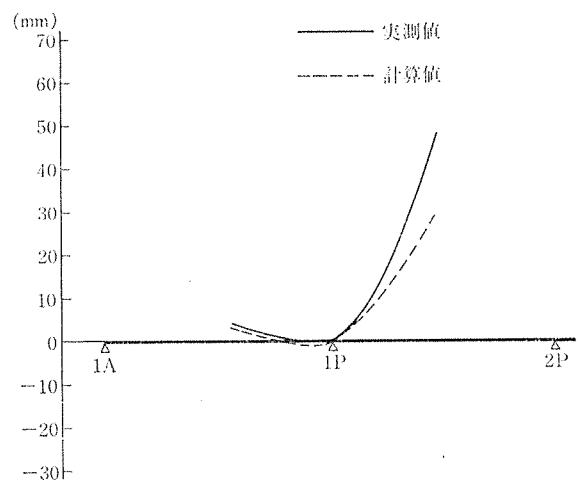


図-14 第2橋 1P クリープによるたわみ

これは1Pおよび4Pから張り出した桁が, 張出し終了時から桁閉合までの放置期間中に起こったピアおよび桁自身のクリープによるものと思われる。また 図-12 は構造系が完成してからプレストレスによるたわみの実測値と計算値を示したもので両者はよく一致している。また 図-13 に施工終了後に生ずる全クリープによるたわみに対して, 50年6月4日施工終了から7月25日までの2か月弱の間に生じたクリープによるたわみの実測値を示した。

また 図-14 は第2橋1Pの張出し終了から, 側径間のコンクリート打設終了までの間に生じたたわみを測定したものであり, 図-15 は同じく第3橋において3P

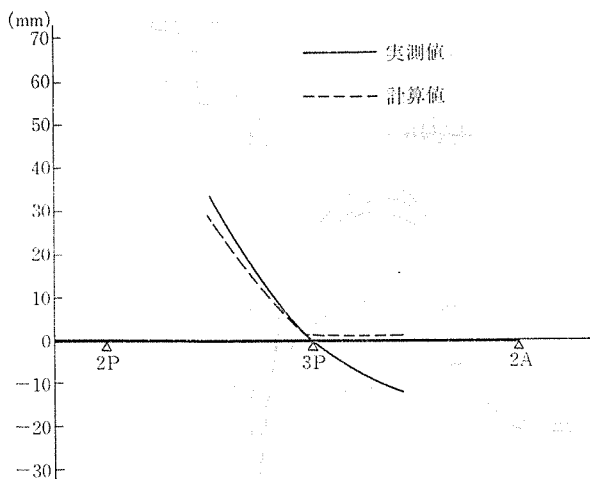


図-15 第3橋 3P クリープによるたわみ

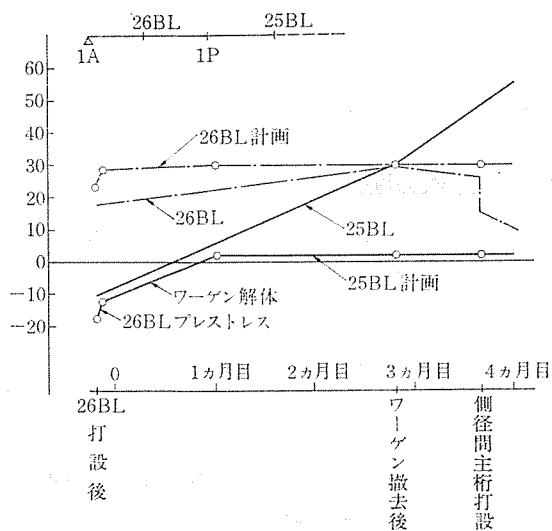


図-16 2B-1P の張出部の傾き

(第3橋は4径間連続桁)のたわみを測定したものである。

いずれを見ても側径間側に傾いている傾向がある。その理由として次の3つが考えられる。

- 1) 約 4000 t・m の側径間側へのアンバランスモーメントによってピアがクリープを起こした。
- 2) 片持ばりの状態で放置されている間に、プレストレスにより桁自身がクリープを起こした。
- 3) 側径間のコンクリート打設により支保工が沈下し荷重が張出し部にかかった。

そこで第2橋1Pおよび第3橋3Pが最終ブロック打設後、時間とともにどのように変位しているか整理してみると、図-16 および 図-17 のようになった。図からわかるように桁の張出しを終了してから両側とも徐々にそり上がっており、これは桁自身のクリープによるもの

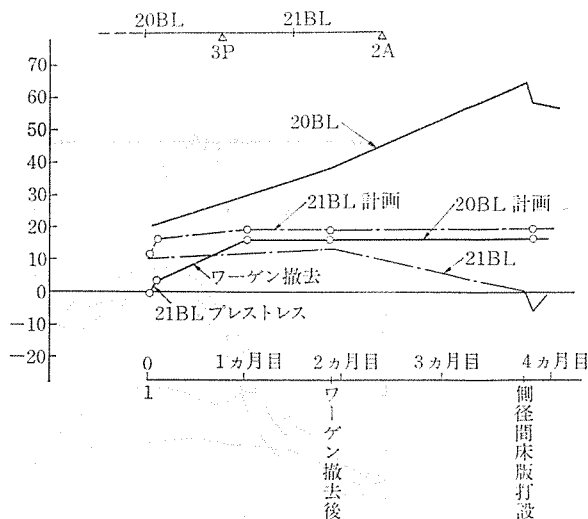


図-17 3B-3P の張出部の傾き

と思われる。また側径間側に比べ中央径間側が大きくそり上がっているのは、アンバランスモーメントによるピアのクリープのためと思われる。このことは第2橋4Pおよび第3橋1Pにおいても、まったく同様な傾向があることを考えあわせると、かなりの信頼度で推論できると思う。そこで計算により桁自身とピアがどのくらいのクリープ変形を放置期間中におこすのかを計算してみたが、図-14 および 図-15 における点線のようにになった。ただし計算には放置期間3か月中に 50% クリープが進行すると仮定した*値である。

計算値に対して実橋のたわみが大きいのは、フーチング下端の岩盤との密着状態や地盤のクリープ、またコンクリートのクリープ係数の取り方、正確にはつかめなかったが側径間施工による側径間張出し部にかかる荷重およびたわみ計算のときに用いたコンクリートのヤング係数の取り方等が、実状と計算と相違することによるものと思われる。

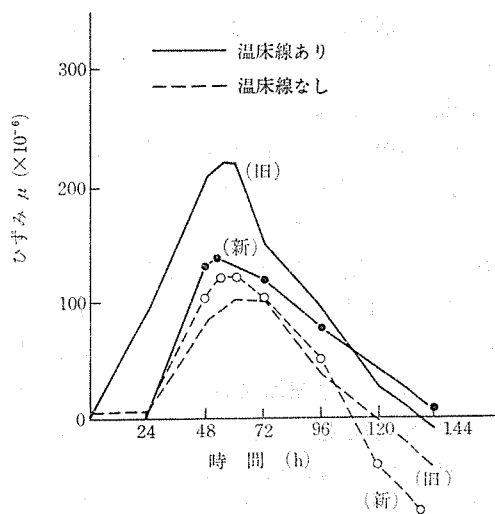
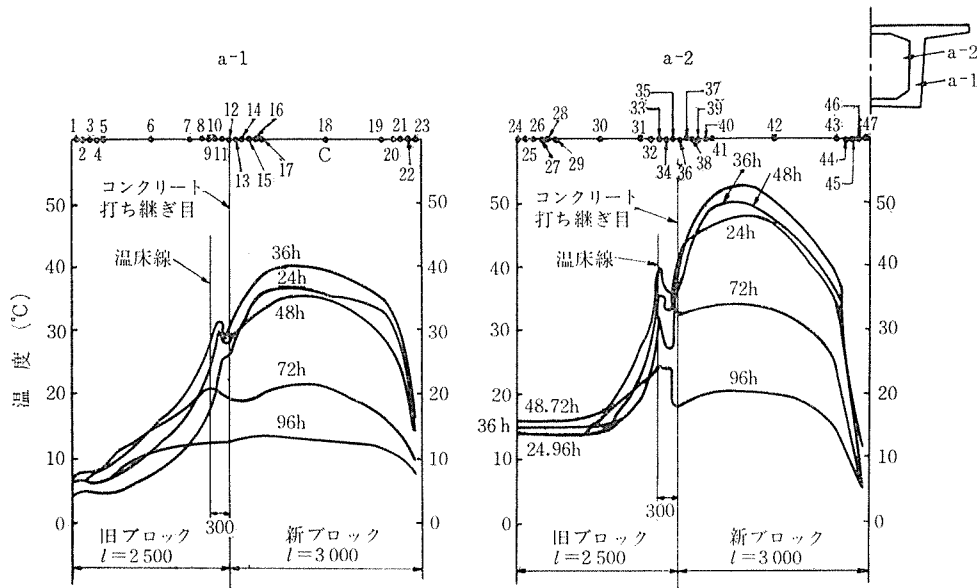


図-18

* A.M. Neville: Creep of Concrete: Plain, Reinforced, and Prestressed.

猪股俊司: プレストレストコンクリートの設計施工



図一19 打継目温度分布図

今後はこれらの実測値から考えて放置期間中の桁のクリープや、アンバランスモーメントによるピアのクリープ変形等、計算のできるものについては、鉄道橋においてはその値を無視することはできないため、たわみ計算をしておいたほうがよいものと思われる。

16. 緊 張

P C鋼棒は線路方向主ケーブルは $\phi 32$ mm のB種2号のディビダーク鋼棒を用いた。その引張強度は 120 kg/mm^2 、降伏点強度は 95 kg/mm^2 である。横締め鋼棒および斜め鋼棒の一部については材質は同じであるが径は $\phi 26$ mm のものを用いた。

緊張の順序は次のとおりである。

1) フライフォルバウ中

① 主鋼棒, ② 横締め鋼棒, ③ 斜鋼棒

2) 側径間支保工区間

① 横締め鋼棒, ② 斜め鋼棒, ③ 桁鋼棒, ④ 底版鋼棒

3) 中央径間連結後

① 横締め鋼棒, ② 桁鋼棒, ③ 底版鋼棒

また緊張はすべてディビダーク ジャッキおよびポンプにて行われ、ジャッキについているオートカウンターが $1/10 \text{ mm}$ の精度でP C鋼棒の抜出し量を読み、ポンプでそのときの圧力をチェックし、所定どおりであれば緊張を終える。そしてメッサーで再度鋼棒の抜出し量をチェックする。また摩擦係数が高く圧力の割に十分伸びがでない場合は引き越し、引きもどしを行い、またハンマーにてP C鋼棒の端に接続されているプルロッドに衝撃を加えて伸びをだすようにしている。全鋼棒の摩擦係数は 0.26 で設計されているが、実際はそれより摩擦は

少し大きいようである。

17. 温床線の配置

ディビダーク工法のために、旧コンクリートブロックに対して場所打ちの新コンクリートブロックがつぎつぎと打ち継がれて施工される。そして桁はウェブ高 $5 \sim 8.5 \text{ m}$ 、厚さ $70 \sim 115 \text{ cm}$ と大きな断面を有するマスコンクリートとなるため、他の桁に比べて硬化熱による温度応力が大きくなることが心配された。つまり打ち継がれた新コンクリートは、夏場だと打設後24時間くらいで 70°C くらいのピーク温度に達しその後気温まで降下する。しかし旧コンクリートと付着し拘束されているため十分締めず引張力が働キクラックがはいる。この対策として旧コンクリート中に温床線(ビニール被覆された電熱線)を埋め込んで旧コンクリートを温めて伸ばしておき、新コンクリートがピーク温度を越して収縮するとき、温床線も切電して旧コンクリートも収縮させ新コンクリートの収縮を拘束しないようにした。

温床線の埋設量は種々の基礎実験を行った結果、ウェブの線路横断方向 1 m^2 あたり約 1000 W とし、位置は新旧コンクリートの打継目から $10 \sim 50 \text{ cm}$ のところに埋設した。また通電のための電圧は 200 V 前後とした。図一18, 19に打継目付近の新旧コンクリート中に埋設した熱電対およびカールソンひずみ計による新旧コンクリートの温度分布およびひずみ分布を示す。

図からわかるように温床線のある打継目においては旧コンクリートのほうが 20μ 多く縮んでおり、新コンクリートには引張力が働いてないものと思われる。

18. あとがき

前回に引き続き、今月号で第2, 第3阿武隈川橋梁の工事報告は終わったが、沓の応力測定や桁のクリープ変形、また温床線の埋設試験等、機会があればもっと詳しく報告したい。橋梁は現在本体工事が終わり高欄等の残工事を行っているが、下部工事着工から約33か月、無事中央部の連結も終わった。雑ばくではあるが種々の試験を行い、今後の長大PC橋梁の礎石となるよう努力してきたが、それらの結果がいくぶんでも今後の参考とな

れば、はなはだ幸いである。

最後にこの橋梁工事の設計施工にたあたって、東北大学を始め各方面からいろいろなお意見、ご指導をいただいたことに対して本紙をかりてお礼を述べる次第であります。

参 考 文 献

西田正文・鳥居興彦：「東北新幹線第2, 第3阿武隈川橋りょうの上部工の施工」土木施工, Vol. 16, No. 7, 1975.

1975.11.8・受付

転勤（または転居）ご通知のお願い

勤務箇所（会誌発送、その他通信宛先）の変更のご通知をお願いいたします。

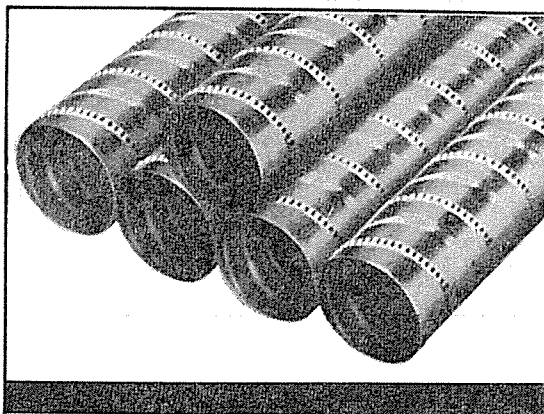
会誌発送その他の場合、連絡先が変更になっていて、お知らせがないため郵便物の差しもどしをうけることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく、当協会としましても二重の手数と郵送料とを要することになりますので、変更の場合はハガキで結構ですから、ただちにご一報下さいますようお願いいたします。

ご転勤前後勤務先に送ったものがそのまま転送されないでご入手にできない場合は、当方として責任を負いかねますからご了承下さい。

スパイラル・シース®

〈標準型・WS型〉

●PC構造物・工法に抜群の好評をいただいております



スパイラル・シースには標準型とWS型の二種類があり、用途、工法などによりご選択いただけます。

●用途
道路橋・鉄道橋、モノレール桁、ダム、水槽、タンク、海洋開発、沈埋トンネル、PCセグメント、舗装、プール、PCパイプ、PCヒューム管、他各種のPC構造物。

■国土建設に貢献する



PC器材の専門メーカー

鋼弦器材株式会社

取締役社長 平野勝之助

本社工場 〒220 横浜市西区中央2丁目42番6号

電話 横浜045(321)5851番(代表)

大阪工場 〒570 大阪府守口市大久保町2丁目166番地

電話 大阪06(902)6473~4番

■神奈川県工業試験所で製品の優秀性実証!