

開床式 PC 鉄道橋の設計・施工

小 須 田 紀 元*
 新 山 純 一**
 田 村 章 一***

1. ま え が き

国鉄では降積雪地域の軌道のメンテナンスフリーを目的とする構造物の設計の一環として、在来線でも早くから開床式構造の PC 桁橋をとり入れ施工を行った実績がある。本報告の笹内川橋梁もこの種の桁橋の一つで、東北地方北西部の海岸地域を通る五能線に昨年新設した PC 桁7連から成る橋梁である。

この橋梁は、下部構造は既設のものを使用し、塩害の著しい在来桁（上路プレートガーダー）を開床式の PC 桁に交換して、この地域の環境条件に適応するようにしたもので、塩害防止、スノーフリーの効用をこれに期待する一方、桁の架け替えは、特に軽量化した形体の桁橋をレール上の操重車で相吊り架設する活線架設方式をとり新たな成果を得た。本文はこの橋梁の設計・施工上の二、三の特殊性について報告する。

なお、この橋梁は開床式構造として主桁上突縁上にレールを直接に締結する方式をとっているため、軌道保守の面から、桁の変形性状をよく確かめる必要があり、主桁製作時から完成した格子桁橋としての使用状態に至るまで、各種状態における一連の測定を実施し、また、列車荷重載荷時の桁橋の挙動についても一通りの測定を行

って将来の保守作業に役立てるようにした。その測定結果の概要を文末に述べる。

（追記）：国鉄における既設の開床式コンクリート橋梁には表-1 に示すようなものがある。

2. 開床式 PC 桁の設計

橋梁構造の選定に際し特につぎの事項を考慮した。

- 再使用する下部構造の補強を最小限にするために新設する桁橋の重量をできる限り軽くする。
- 国鉄が所有する操重車（ソ-300, 301）を用い、列車間合に桁の架替えを行うことを前提とする。
- 直結軌道構造とする。

軽量化の条件を満たすために構造を単線2主桁形式とし、橋梁のデッキを構成するフロア部を無くして開床式とし、レールを主桁上面に直結するようにした。橋側歩道部は、各横梁位置で主桁に直角にブラケットを取り付け、縦方向にチャンネルを通して、これにグレーチングを張り、保守用通路を確保して軽量化するとともにスノーフリーの目的に沿うようにした。

PC 桁で直結軌道とする場合、長期変形に起因する桁の反りを軌道の保守限界以下に抑えるようにすることが必要である。これに応じ、主桁の製作を工場で行い、形

表-1 既設のコンクリート開床式橋梁

橋 梁 名	線 区	活荷重	斜角	曲 線	桁高 (m)	ス パ ン (m)	軌 道 構 造	支 承	橋 (m) 長
朝 日 B	関西本線 (単線)	KS-18	90°	直	1.10	9.2 (RCT)	桁直結 (フックボルト)	ゴムシュー+コンクリートストッパー	3×9.98=30.0
						9.2 (PCI)	穴あき軌道スラブ		
						9.2 (PCI)	桁直結 (フックボルト)		
白雪川 B	羽越本線 (単線)	KS-18	90°	直	1.10	8.3 (RCT)	穴あき軌道スラブ グレーチング保守用通路	(FC) 爪強化シュー	9.0+23.0=32.0
					1.70	22.0 (PCI)			
新札幌高架橋	千歳線 (単線併列)	KS-18	90°	直	1.10	9.2 (RCT)	桁直結 (フックボルト)	ゴムシュー + コンクリートストッパー	6×9.98=60.0
笹内川 B	五能線 (単線)	KS-16	90°	(m) R=1200	1.15	12.835 (PCI)	桁直結 (直結5型) ガードレール (直結)	ゴムシュー + コンクリートストッパー	7×13.495=94.8

（注）構造形式はすべて2主桁構造である。なお、ラーメン高架橋については記載していない。

* 日本国有鉄道構造物設計事務所

** 日本国有鉄道盛岡工務局

*** 極東鋼弦コンクリート振興（株）

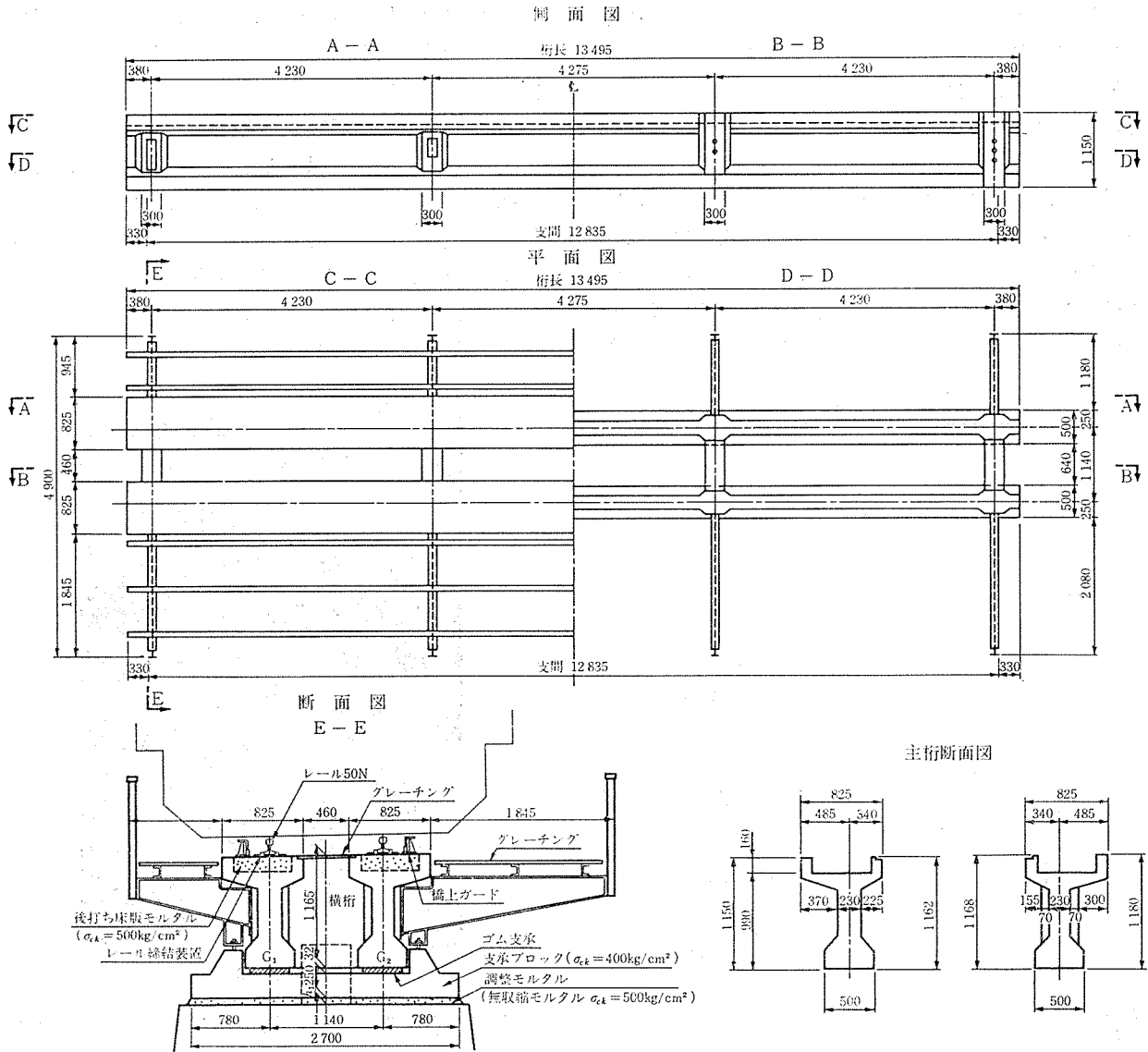


図-1

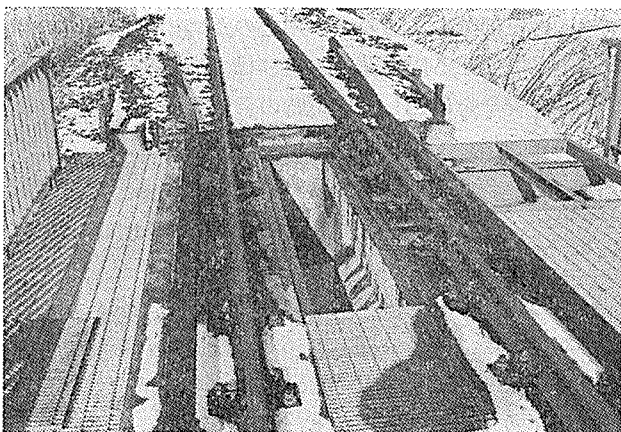


写真-1

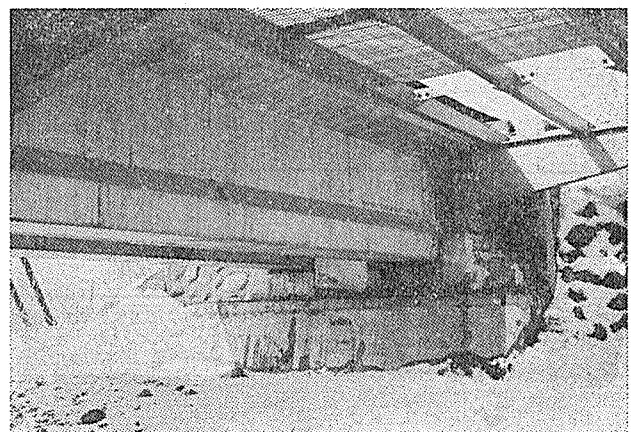


写真-2

状、寸法等の精度をあげるようにし、一方、プレテンション方式を主にしてプレストリスを与え、製作後、数か月経過した時点で桁橋を構成し、所期の状態に軌道を敷設することによりこれに対処した。

支承はゴムシューを用いた単純支承とし、固定側にはコンクリートストッパーを設け、支承ブロックを貫いて、その一端を横梁中に、他端を既設の下部構造中に到達させ落橋防止工とする。なお、支承部には鉄筋コンク

報 告

リート製の支承ブロックを配して格子桁をうけ、これを既設の下部構造上に設置するようにして上下部構造間の力の伝達を行うようにしてある。

2.1 主桁の設計

前述のように主桁はプレテンション方式により工場で作成し、これにポステン・ケーブルを追加して、いわゆるプレ・ポス桁として条件を満足するようにした。

設計条件は表-2のとおりであり、構造解析は2主桁・4横桁で構成する格子桁として計算している。表-3は主桁の設計断面力とコンクリート応力度である。断面

表-2 設計条件

スパン	12.835 m		
列車荷重	KS-14		
曲線半径	R=1200 m		
衝撃係数	i=0.413		
主桁コンクリート (注1)	強度	設計基準強度	500 kg/cm ²
		プレストレス導入時	425 "
	許容	プレストレス導入直後	圧縮 200 "
		"	引張 -18 "
	力度	設計荷重作用時	圧縮 160 "
		"	引張 0 "
		"	斜め引張 10(15)
		破壊荷重時斜め引張	許容値 24(30)
"	最大値 48(60)		
PC 鋼より線 φ10.8 (φ21.8) (注2)	許容力度	引張強度	176(187) kg/mm ²
		降伏点応力度	151(161) "
		プレストレス導入直後	120(131) "
		設計荷重作用時	106(112) "
		レラクセーション	5%
PC 鋼棒 φ23	許容力度	引張強度	110 kg/mm ²
		降伏点応力度	95 "
		プレストレス導入直後	85.5 "
		設計荷重作用時	66.0 "
		レラクセーション	3%

注1：国鉄建造物設計標準旧許容値

注2：φ21.8 はポステンション用

表-3 中央断面の曲げモーメント・応力度

荷重種別	曲げモーメント (1/2 点) (t・m)	荷重比	中央断面曲げ応力度 (kg/cm ²)		
			床版上縁	桁上縁	桁下縁
プレストレス				-0.9	188.5
有効プレストレス				-0.7	154.0
主桁自重	19.265	0.122		22.6	-23.5
後打ち床版	7.825	0.050		9.2	-9.5
横桁	1.036	0.007	0.7	0.4	-0.9
軌道	2.059	0.013	1.3	0.8	-1.8
歩道梁	0.300	0.002	0.2	0.1	-0.3
橋側歩道	3.193	0.020	2.5	1.6	-3.4
活荷重	124.391	0.787	80.9	51.2	-108.7

力については、桁自重の軽減、直結軌道構造の影響などから死・活荷重断面力の差が著しく、その比率は鋼桁の場合に近いものになっている。

主桁は製作時に写真-3のように上突縁上面に凹部を設けて製作し、格子骨組のでき上がった段階で、ここにレールの締結装置をセットし、無収縮性モルタルを打ち込んで仕上げる。桁のこの部分は列車荷重の影響を直接に受けるため、切欠き部周辺は鉄筋で十分に補強する必要があり、なお、場所打ちモルタルとのつなぎの配筋も行って突縁部の強化をしてある。

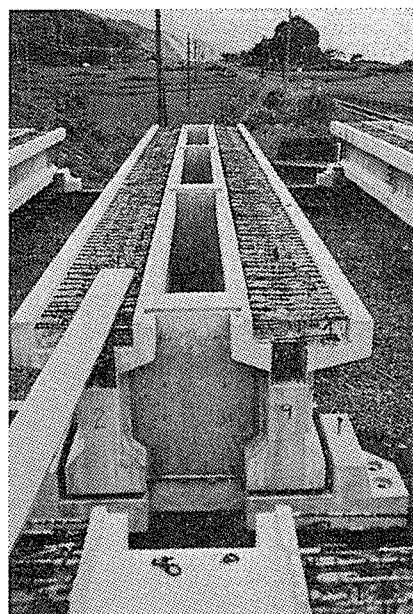


写真-3

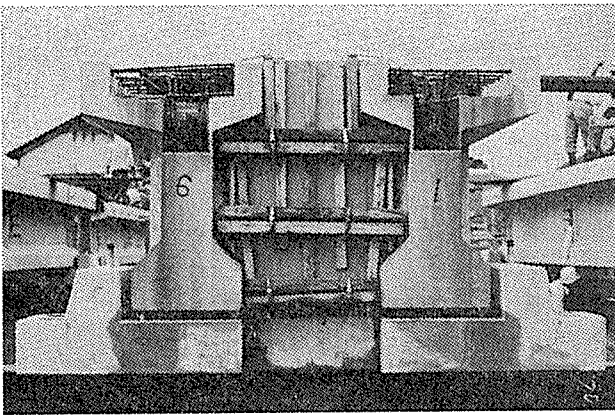
主桁は製作・運搬および格子組みまでの間、単体で移動、積込み、取降し等の作業が繰り返される。なお、その形状が図-1に示すような非対称の異形断面で部材厚の特に薄い部分もあるので、用心のため桁取扱い時の横方向座屈に対する限界荷重および横方向の許容傾斜角等を求め、安全を確認し、作業時の目安を与える一方、軸方向筋を強化して不時の状態に備えてある。

横方向の結合は主桁両端部および中間2箇所現場打ちによって横梁を設け、PC 鋼棒 (φ23) で横締めし、両主桁を結合する。

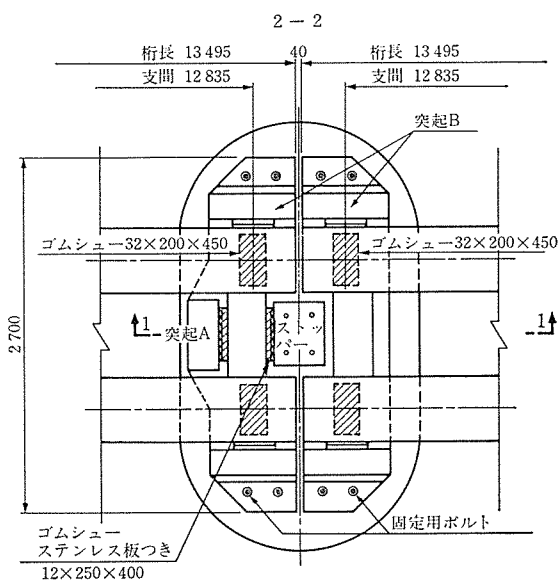
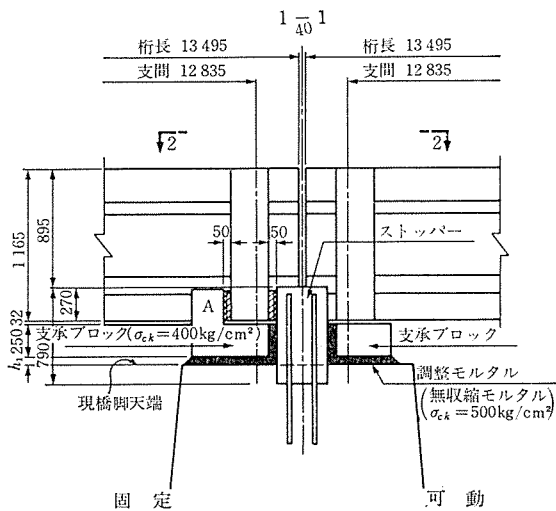
2.2 支承ブロック

この橋梁は、架設位置から6kmほど離れた組立てヤードで桁橋の構造を完成させ、軌道上を操重車で架設位置まで運搬し、列車間合に下部構造上に取り降ろして架設する方法をとるため、特殊なプレキャストの支承ブロックを使用して桁の設置を行った。

支承ブロックは鉄筋コンクリート製で写真-4、図-2に示すように固定、可動の区別がある。その主な使用目的は、完成した形体の桁橋を支承ブロックで受けて一



写真—4



図—2

体に組み、短時間に正確な設置を完了させることにある。支承ブロックは桁組立てヤードで桁長だけ距離を離し、一端固定、他端可動の配置で仮置きし、この上に2本の主桁を並置して横組みを行い開床式桁橋を構成する。つぎにブロックに埋め込んである仮設ボルトにより桁橋と支承ブロック相互を仮結合して全体を一体化し、操重車で吊ることのできるようにする。設置位置では、隣設する下部構造間の高さ調整や据付け面の不陸をならし、下部構造との一体化のためにその上面と支承ブロックの間隙に高強度モルタル ($\sigma_{ck}=500 \text{ kg/cm}^2$) を填充してアンカーボルトで下部構造上部に固定する。図—2において右側は可動ブロック、左は固定ブロックで、下部構造に固定したコンクリートストッパー (S_{tp}) を抱き込むように配置してあり、桁にかかる水平力はこのストッパーおよび固定用支承ブロックの突起部Aで橋軸方向の移動を止め、突起部Bによって橋軸直角方向の移動を受けるようにしてある。この突起部やストッパーと主桁および横桁が相対する位置では、それぞれの間隙にゴム製間隔材を挟み衝撃を緩和させるとともに、運搬・架設において桁と支承ブロック間のガタを無くし即時据付けに役立っている。

3. 施 工

開床式 PC 桁上への直結軌道の設置および桁の運搬・架設はつぎのようにして行った。

3.1 直結軌道の設置

横組みを終えて開床式構造となった桁橋に対し、つぎに軌道を桁上突縁に直結するための施工を行う。直結軌道の施工は 図—3、写真—5 に示すように主桁上突縁凹部にタイプレートおよびガードレール支持金具を配置することから始める。これらの金具を高い精度で正しく定位置に保持するために専用の支持架台を準備した。架台は形鋼を組み合わせて桁1連分を一体に作り、写真—6 にみられるような構成とした。その設置は、左右両方の桁の各横梁位置に支柱を建て、これに支持梁を結合しフレームが桁橋全体を覆うようにする。橋軸方向に通したH鋼を微調整して $R=1200 \text{ m}$ のカーブを付け、H鋼下縁に埋込みカラー付きタイプレートをボルト止めする。タイプレート上にはテーパの付いたパッキン材が挿入してあり、H鋼下面にこれを合せることによって所定のカーブが得られるようにしてある。ガードレール支持金具の方は、このH鋼から伸びたアームにボルト止めして所定位置に吊り込む。このようにして全部の締結装置を架台各所に吊り込んで、これらを桁上突縁上の溝状部に配し、強固に固定したうえで桁端から片押しにモルタルの打込みを実施する。なお、締結装置の設置には桁の最終

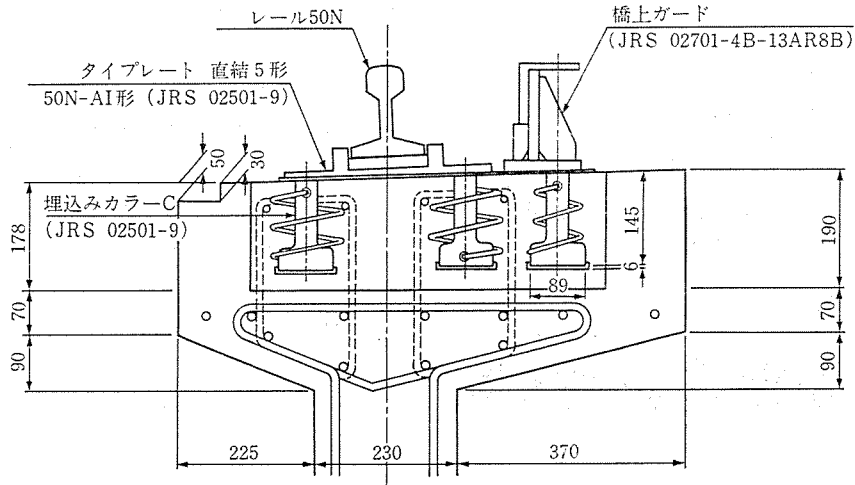


図-3

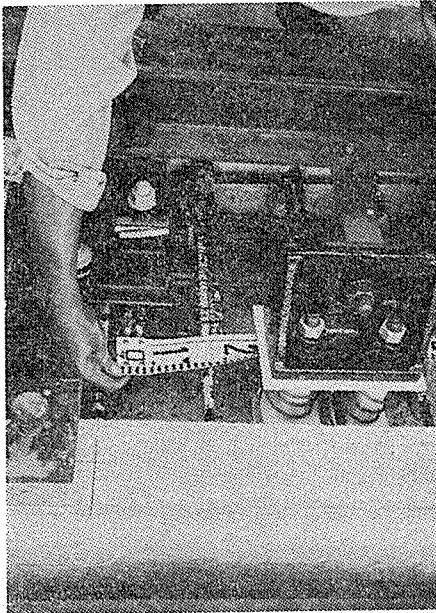


写真-5

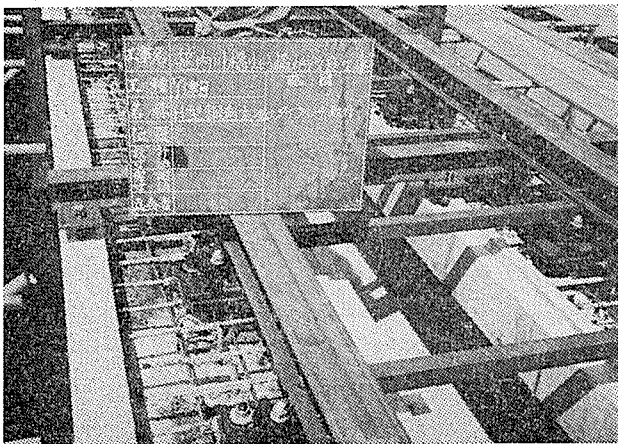


写真-6

変形量を概算し、逆反りの形の補正を施すようにして将来の保守に備えた。

モルタルは各材料をプレミクスした無収縮性のものを

用い、水を添加してミキサにかけグラウトポンプで圧送した。打込みは桁1連分を一度に行い、養生上屋をかけて日光の直射を避け、十分な湿潤養生を行った。

3.2 桁の架設

笹内川橋梁の架設工事は国鉄の営業線において既設の上路プレートガーダー7連を順次取り外して開床式PC桁と交換するものであり、架設現場まで約6kmの距離を運搬し、列車間合に1連ずつ桁交換をする工事である。営業線における架設では所定の列車間合に作業を完了する必要があるため、段取作業においても列車運転の安全を十分に確保しなければならない。なお、この橋梁では軌道を直結軌道構造としているため、桁の設置には軌道敷設の面からも相当の精度が要求される。これらの点を考慮し、経済性も考慮して架設を検討した結果、操重車による方法とした。

使用する操重車は国鉄が所有するソ-300、ソ-301である。この使用によって重量物の取扱いがすべて機械作業となり、架設桁を吊った状態でmmオーダーの微調整ができ、精度の高い設置が可能である。また鋼桁撤去の場合は特に橋桁中央の点吊りもできるようにしてある。

図-4にもとづき架設作業の概略を次に記す。橋梁を挟んで起点方と終点方に位置する駅構内に基地をおき、各操重車はそこから発進する。起点方基地はPC桁のストックヤードであり、線路わきの仮受台上から支承ブロックと一体になった開床式桁橋を横取りして本線上の架設用トロに載せ、操重車に連結して架設現場の相吊り地点に到達する。一方、終点方から進入した操重車は架設径間の旧桁を中央1点吊りを行って撤去し、終点方基地へ運び取降し後、再度架設現場に戻り、相吊り地点まで進入する。両機は互いにブームを伸ばし、その吊金具を桁に胴回ししたワイヤーにかけ相吊りによって写真-7のように吊り上げる。支承ブロックと歩道の一部を取り

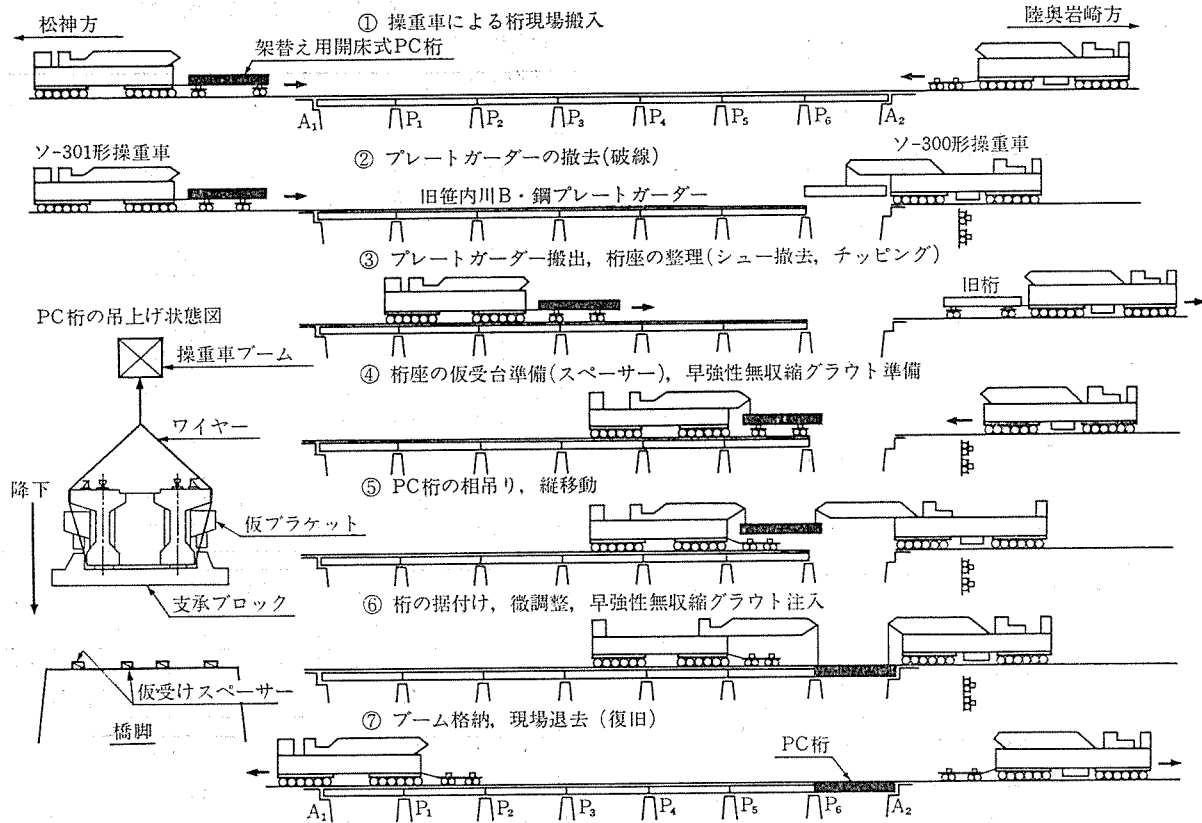


図-4 操重車による桁交換順序

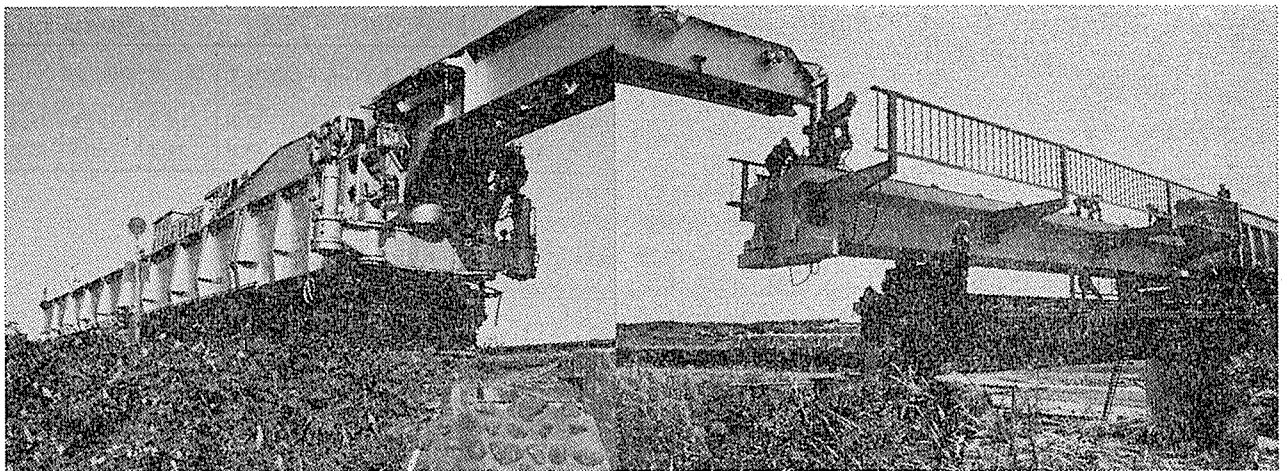


写真-7

付けた状態で桁の全重量は約 42t で、吊上げ重量 35t/輛の操重車による相吊り作業には十分な余裕がある。他方、下部構造においては旧桁を撤去後、チッピングによる橋脚天端の整正を行い、固練りの均しモルタルを打ち、上面に間隔材を配備して桁および支承ブロックの降下を待つ。ブームの伸縮による縦移動で位置を定め、続いて桁を降下し高低、通り等の微調整を行う。下部構造と支承ブロック間の処理方法は図-5のとおりであり、間隔材で一たん仮受けした後、早強性グラウト材を填充し、4本のアンカーボルトで各支承ブロックを下部構造

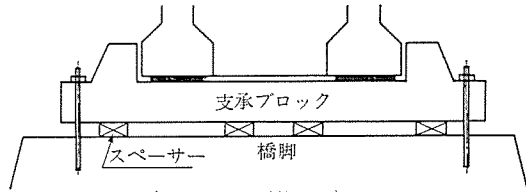
頭部に締結する。両操重車はブームを納め、橋上から退去する。以上の一連の作業の所要時分は操重車の到着から約 80 分で、所定の列車間合に架設作業を終え、早強性モルタル (気温 20°C で $\sigma_{sh}=170 \text{ kg/cm}^2$) の強度発現を待つて列車を通すことができる。

4. 測 定

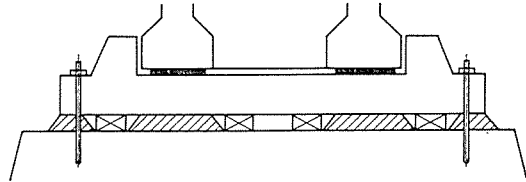
桁の変形状を確かめるための測定および列車荷重載荷時における試験の結果は、つぎのようである。

4.1 桁の変形測定

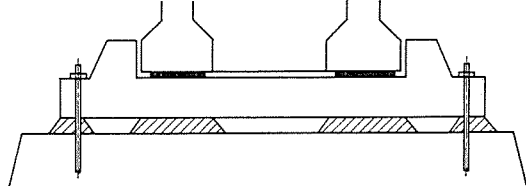
1) レールレベル調整後、桁を据え付ける



2) 早強性無収縮グラウト打設 (第1回)



3) 仮受け用スパーサーの撤去



4) 早強性無収縮グラウト完了 (第2回)

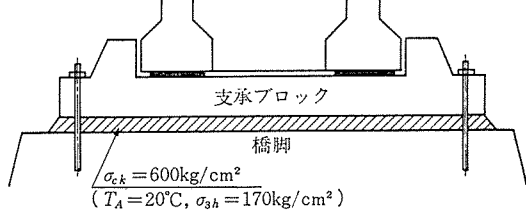


図-5 支承ブロックの据付け

桁の反り、たわみおよび水平の曲り等について、桁のコンクリートの打込み直後から格子桁橋となるまで各種状態の静的測定を行い、なお、列車荷重に対する測定も引き続き行った。

表-4 は単体の主桁の応力導入時の反りおよびその後の反り変形の測定結果を示し、反りの測定値の桁長に対する比率を併記してある。本表について、材令初期の測定は桁の製作工場内で行い、材令の進んだ時点での測定は架設現場近くまで運搬し、桁組立てヤードにおいて行っている。開床式格子桁橋としての測定値は、桁のコンクリート材令が約7か月のときのもので、桁橋は供用状態にある。

桁の横方向変形については、表-5・付図に示すように、上・下突縁側面に測点を設け水平方向の曲りを測定した。その測定時期は大体反り測定と同時にしてある。

測定結果については、反りに関してはプレストレス導入直後のプレ・ポストT形桁の反りの計算値9mmに対し、14本の桁の実測値の平均は20mmとなり大きい値を与えるが、これには製作過程の支持条件の影響などが及んでいるものと考えられる。組立てヤードにおける測定では、2.4 か月：16.7mm、2.7 か月：18.0mm、3.1 か月：18.3mm となっている。また、桁組立て後に測つ

表-4 反りの測定

(単体のT形桁の反り)

(単位：mm)

桁 No.	プレテンション		ポストテンション		材令 10~13週	材令 10~13週	記 事
	導入後	導入前	導入前	導入後			
1	13.5	24.5	23.0	24.5	24.5	20/95	反り (mm)/ 材令 (日)
2	11.0	13.5	16.0	13.5	13.5	13.8/96	
3	15.5	22.0	22.0	22.0	22.0	17.0/95	
4	14.0	16.0	20.5	16.0	14.5/93		
5	16.0	22.5	24.0	26.0	26.0	26.0/89	
6	11.0	11.0	21.5	31.0	18.0/85		
7	12.0	14.5	18.5	17.5	16.0/81		
8	12.0	16.5	20.0	16.5	22.0/80		
9	13.0	14.5	17.5	18.0	18.3/79		
10	20.5	20.5	20.0	20.0	15.5/80		
11	15.0	15.0	16.0	15.5	16.5/74		
12	15.5	16.0	17.0	20.5	16.5/72		
13	15.5	16.0	17.5	20.5	17.0/71		
14	17.0	18.5	26.0	27.5	23.5/68		

状 態	プレテンション 導入後	ポストテンション		材令 4週
		導入前	導入後	
反りの平均値	14.4 mm	17.2 mm	20.0 mm	19.8 mm
反りと桁長の比	1.13×10^{-3}	1.35×10^{-3}	1.57×10^{-3}	1.55×10^{-3}

桁 No.	材令 (日)	反り (mm)	反りと桁長との比
No. 1~No. 5	93.6	18.3	1.44×10^{-3}
No. 6~No. 10	81.0	18.0	1.41×10^{-3}
No. 11, 12, 13	72.3	16.7	1.31×10^{-3}

(開床式格子桁の反り)

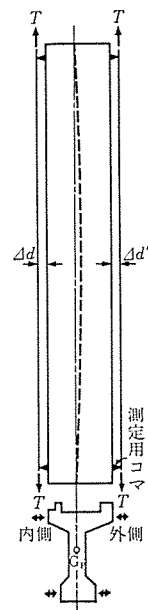
(単位：mm)

径間別 内外軌別	No. 1 No. 2 No. 3 No. 4 No. 5 No. 6 No. 7						
	内 軌 側	11.8	1.3	18.0	15.5	16.8	10.8
外 軌 側	13.5	23.3	19.8	9.8	20.3	9.5	22.3

(注) 桁コンクリートの材令：約3か月

表-5 桁の変形測定 ($\Delta d, \Delta d'$ の測定値) (単位：mm)

測点位置 部材の状態	上突縁側		下突縁側	
	内	外	内	外
プレテンション前	1.8	0.5	2.9	1.6
	1.15		2.25	
プレテンション後	2.3	2.2	4.0	2.7
	2.25		3.35	
材令 7 日	2.1	1.9	3.1	1.4
	2.00		2.25	
ポストテンション前	2.6	2.0	4.4	2.6
	2.30		3.50	
ポストテンション後	3.3	3.1	4.6	2.5
	3.20		3.55	
材令 28 日	3.1	2.2	4.7	2.6
	2.65		3.65	



(注) 14本の桁の測定値の平均値である。表の数値は橋軸が図の破線で示すような変形を与える。

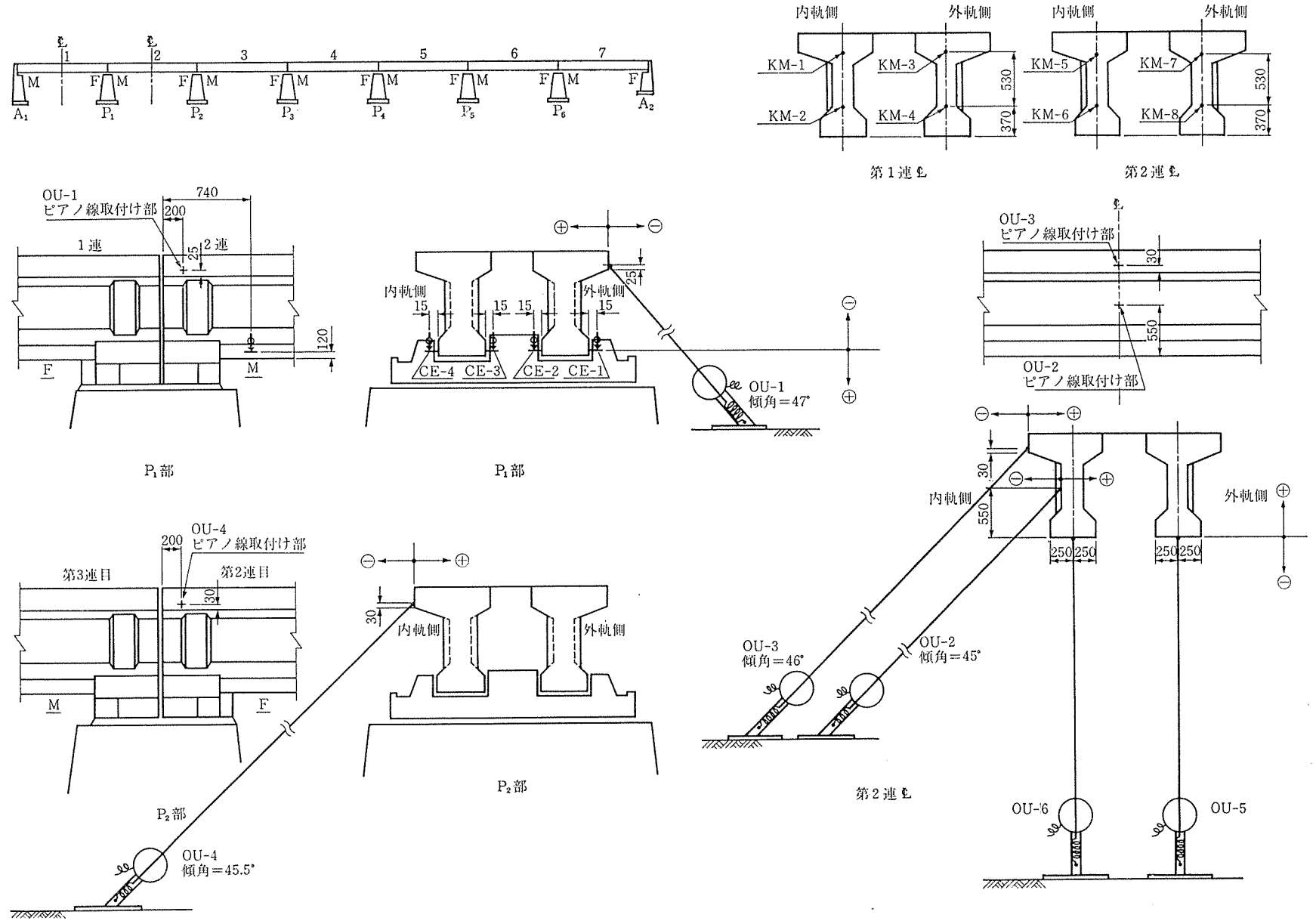


図-6 ストレインゲージおよび変位計取付け位置

報 告

た材令4か月および4.5か月に対して平均21.4mmおよび22.8mmが得られている。供用状態においては橋側歩道、高欄および軌道重量等が載荷され、反り量は多少減少し、平均値は17.0mm程度である。

単体のT形桁の水平曲りの測定結果は、上・下突縁とも表-5付図のように外方に向かって湾曲する傾向を示すが、測定値の桁長に対する比は $0.9 \times 10^{-4} \sim 2.9 \times 10^{-4}$ 程度であり、変形量は概して小さい。その後格子組みまでの間、特に変動は生じてない。

列車荷重による桁橋の変形測定については、支承部の沈下および横方向変位の測定とスパン中央部における桁の垂直および横方向変位の測定を行い、たわみおよび水平変位を求めてある。その測点位置を図-6に示す。

図-7はリング型変位計で測った桁のスパン中央の鉛直および水平変位で、図-8は同じ桁の支点部においてバネ式変位計を用いて測った支承の鉛直変位である。図-7に記入した()内の数値は、支承部の沈下を考慮に入れて求めたスパン中央の桁のたわみである。また、表-6は斜め方向にワイヤーを張り、リング型変位計を取り付けて計測した変位を補正して得た水平変位であり、矢印により変位方向を示す。これによるとスパン中央では内外桁とも曲線の内方に向かう動きとなり、変位量は最大0.13mm程度である。桁端支承部の変位量は、可動端でも小さく変位方向が不定である。固定端の

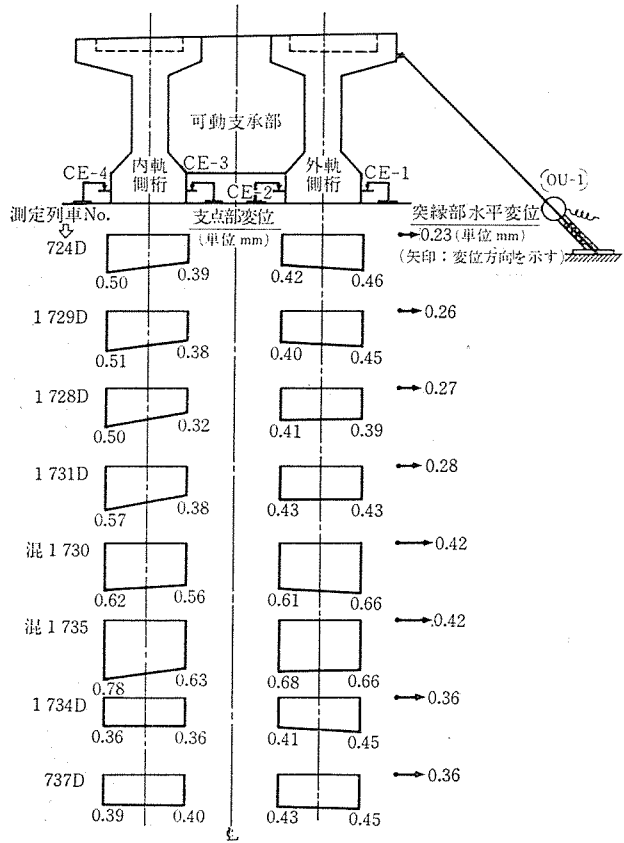


図-8 第2連目桁支点部の変位 (1P上)

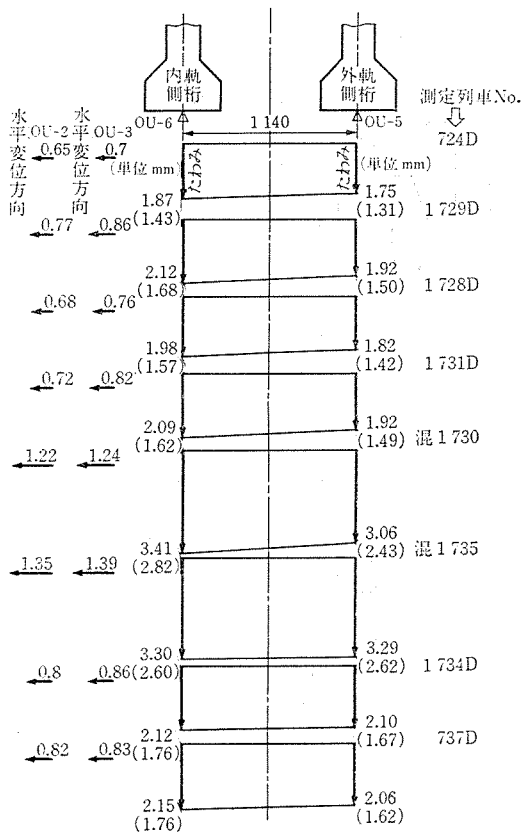


図-7 スパン中央のたわみおよび水平変位

表-6

水平変位		支承部の水平変位 (1P上)					水平変位 ΔH
測定列車	OU-1	CE-1	CE-2	CE-3	CE-4	OU-1	
724D	0.23	0.46	0.42	0.39	0.50	0.23	0.003
1729D	0.26	0.45	0.40	0.38	0.51	0.26	0.012
1728D	0.27	0.39	0.41	0.32	0.50	0.27	0.007
1731D	0.28	0.43	0.43	0.38	0.57	0.28	0.029
1734D	0.36	0.45	0.41	0.36	0.36	0.36	0.059
737D	0.36	0.45	0.43	0.40	0.39	0.36	0.037
混 1730	0.42	0.66	0.61	0.56	0.62	0.42	0.030
混 1735	0.42	0.66	0.68	0.63	0.78	0.42	0.022

水平変位		スパン中央水平変位 (第2連目)				
測定列車	OU-5	OU-6	OU-2	OU-3	水平変位	
					ΔH ₁	ΔH ₂
724D	1.75	1.87	0.65	0.70	0.042	0.045
1729D	1.92	2.12	0.77	0.86	0.073	0.081
1728D	1.82	1.98	0.68	0.76	0.055	0.061
1731D	1.92	2.09	0.72	0.82	0.059	0.067
1734D	2.10	2.12	0.80	0.86	0.003	0.003
737D	2.06	2.15	0.82	0.83	0.034	0.035
混 1730	3.06	3.41	1.22	1.24	0.125	0.127
混 1735	3.29	3.30	1.35	1.39	0.004	0.004

(注) 水平変位方向: 曲線の外方→, 曲線の内方←

動きは可動端の 1/3 以下で、その値は微小である。

載荷列車の KS 相当値を KS-9.3 および 6.8 として計算したスパン中央における主桁の鉛直たわみ $\delta(l+i)$ は、それぞれ、4.6 mm および 3.4 mm であり、図-7 中に記録したたわみの実測値とこの計算値との割合を求めると、DE-10 の場合、平均 0.57、気動車に対しては平均 0.47 となる。一方、コンクリート鉄道橋における主桁の鉛直方向のたわみ制限については、国鉄建造物設計標準で、桁のスパン： l (m) が $0 < l < 50$ m の場合、 $l/800$ と規定しているが、この桁の場合、実測値について δ/l は 1.0×10^{-4} から 2.2×10^{-4} の範囲にあり、制

限值に対して十分に余裕のあることが分かる。

4.2 主桁コンクリートのひずみ測定

ひずみ測定は図-6 に示す位置に測点を設けて、プレストレス導入前後、材令 7, 28, 91 日、横桁打設時、軌道敷設前後および列車荷重載荷時の順に主桁 4 本 (2 径間分) につき測定を行った。

図-9 は桁製作工場内で測定した単体の T 形桁のスパン中央断面における材令 28 日までのひずみの変化を現わし、この過程で行ったプレストレス導入による各桁のひずみを図-10 に示す。また、図-11 は現場の桁組立

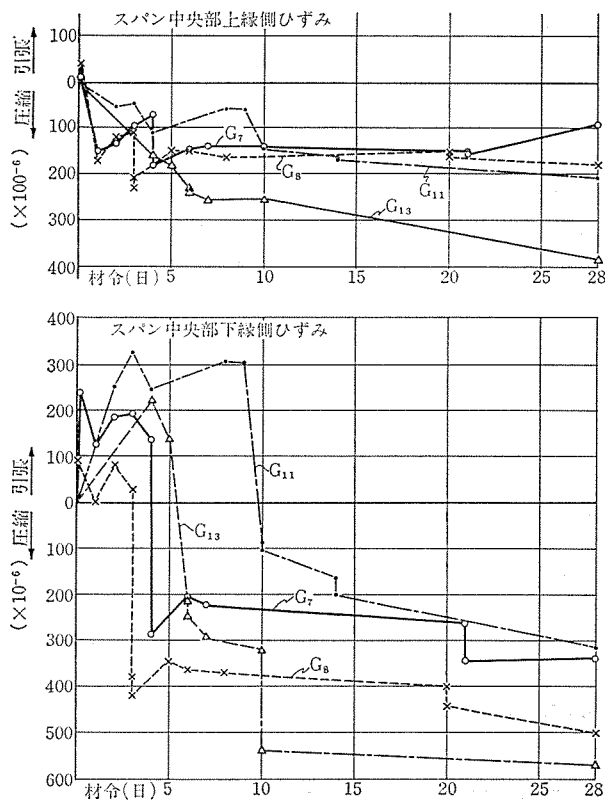


図-9 主桁のひずみ測定値

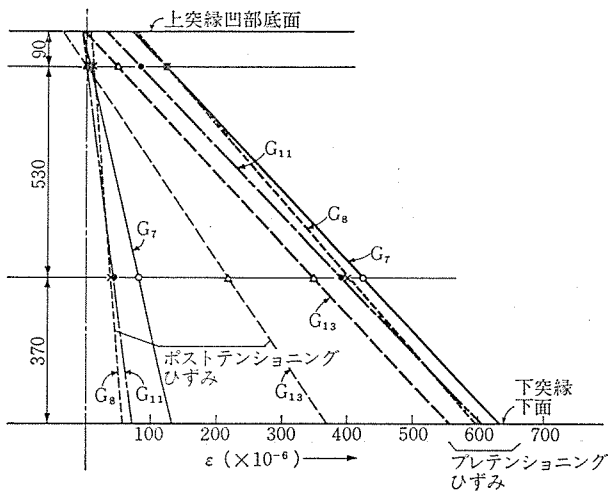


図-10 プレストレス導入によるひずみ (中央断面)

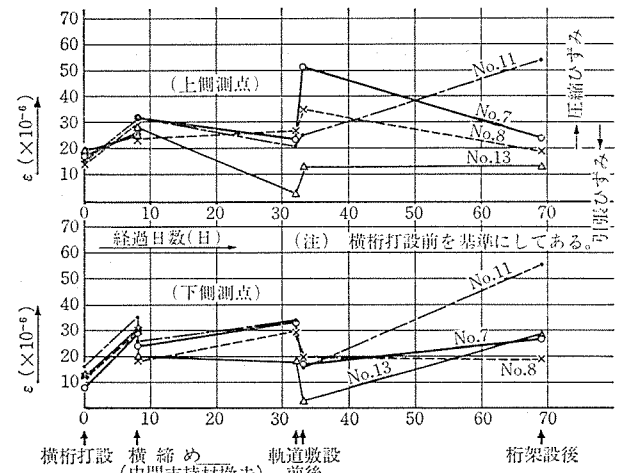


図-11 ひずみの経時変化 (主桁上下測点)

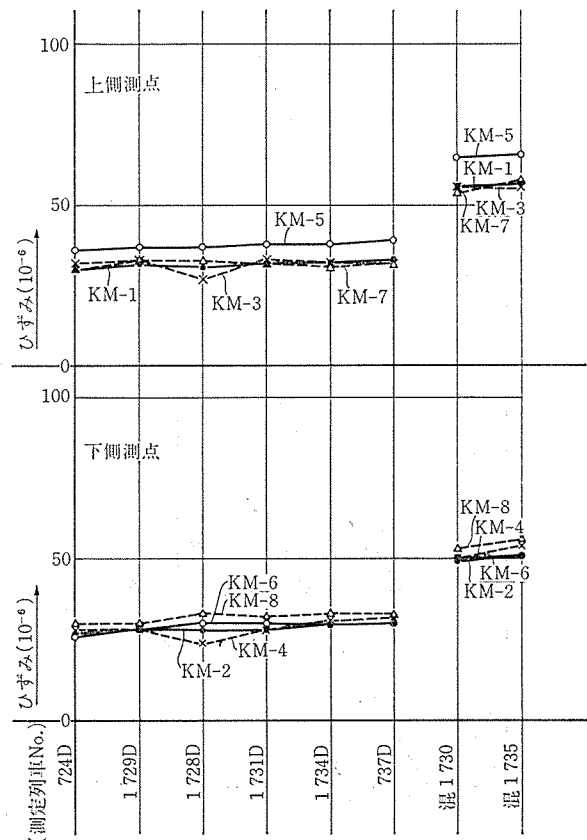


図-12 列車荷重による開床式桁橋のひずみ

報 告

てヤードにおいて支承ブロック上に仮置きした状態で行った測定結果で、横桁コンクリート打設時以降の静荷重の変化に伴う上下測点のひずみの挙動を現わす。

列車荷重に対する開床式桁橋としての曲げひずみの測定は、主桁製作後約7か月経過して行っている。図-12は各列車に対する実測値をすべてまとめたものであり、図中、大きな値はディーゼル機関車が牽引する貨客列車によるもので、小さい値は小編成の気動車によるものである。測定時の列車編成、車輛形式および通過速度は表-7のとおりである。

桁の荷重分担に関する検討のため、第1連目と第2連目の桁につき、内外軌別に測定値を分けて 図-13 のよ

表-7 編成、形式および列車速度

No.	第 1 日		第 2 日	
	編成、形式	速度 (km/hr)	編成、形式	速度 (km/hr)
724D	キハ 22, キハ 40	49	キハ 40, キハ 40	53
1729D	キハ 40, キハ 40	58	キハ 20, キハ 40	56
1728D	キハ 40, キハ 22, キハ 22, キハ 40	65	キハ 40, キハ 40, キハ 40, キハ 40	65
1731D	キハ 40, キハ 22	55	キハ 40, キハ 22	54
混1730	オハユニ 61, オハフ 62, オハフ 61	48	オハユニ 61, オハフ 61, オハフ 61	43
混1735	オハユニ 61, オハフ 61, オハフ 61	49	オハユニ 61, オハフ 61, オハフ 61	49
1734D	キハ 40, キハ 40, キハ 40	67	キハ 40, キハ 40, キハ 40	57
737D	キハ 22, キハ 40	65	キハ 40, キハ 40	54

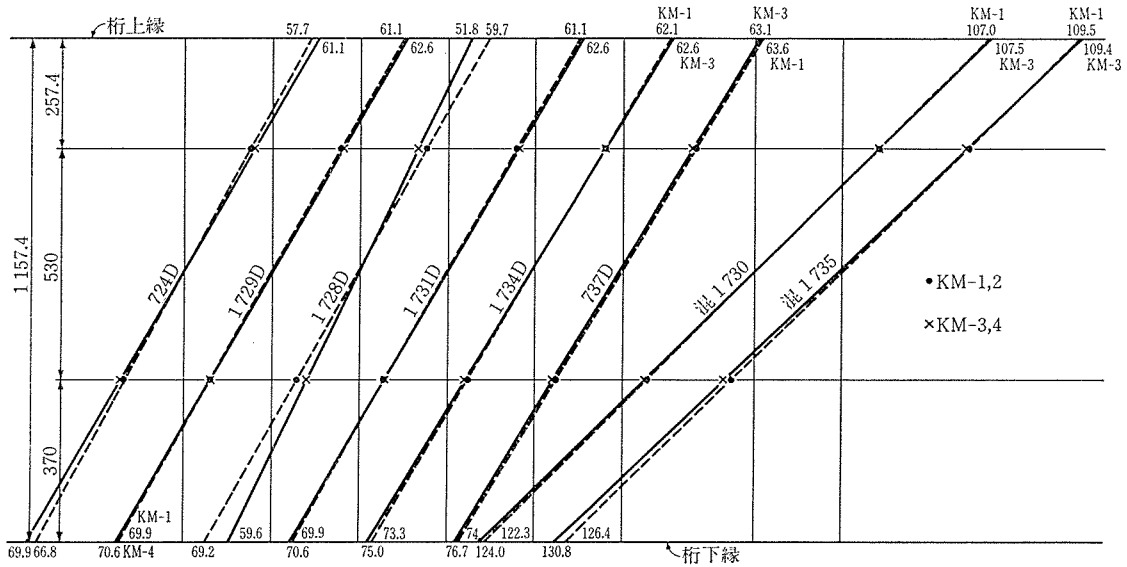


図-13(a) 第1連目桁中央上下縁ひずみ

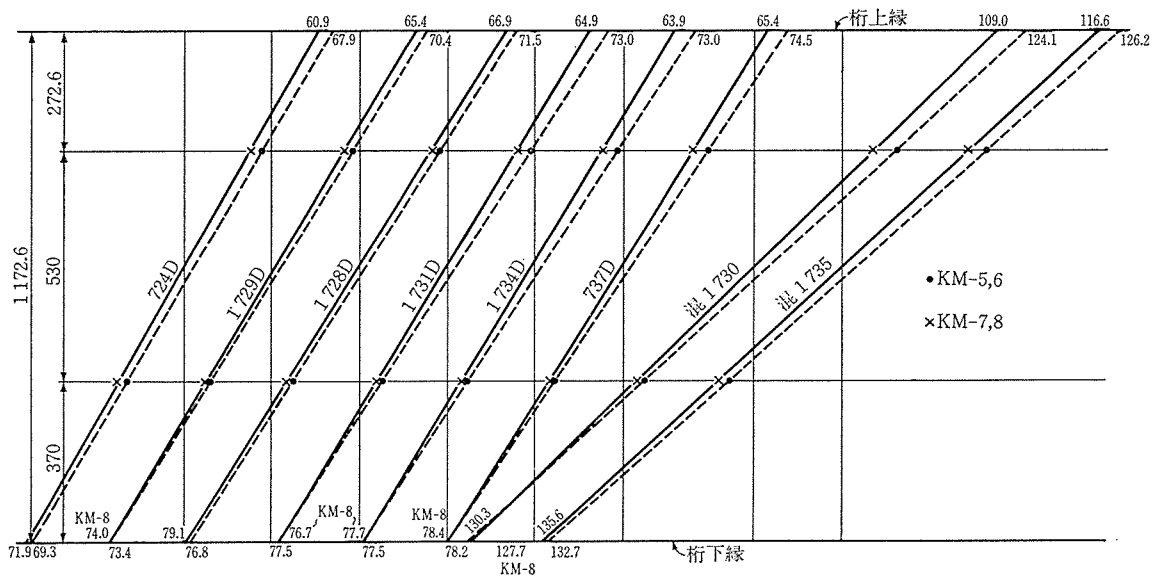


図-13(b) 第2連目桁中央上下縁ひずみ

表-8 列車荷重による開床式桁橋のひずみ (l/2 点)
($\times 10^{-6}$)

測定位置	桁区分	気 動 車				貨客混合列車			
		内軌側桁		外軌側桁		内軌側桁		外軌側桁	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
第1連目	ϵ_1	61	71	61	71	108	124	109	125
	ϵ_1/ϵ_0	0.62	0.54	0.62	0.54	0.80	0.69	0.81	0.69
第2連目	ϵ_2	72	76	65	76	125	132	113	132
	ϵ_2/ϵ_0	0.73	0.58	0.66	0.58	0.93	0.73	0.84	0.73
計算ひずみ ϵ_0		98.3	132	98.3	132	134.3	180.5	134.3	180.5

(注) ϵ_1, ϵ_2 はひずみ実測値

うに上下縁のひずみを現わし、これらを整理して平均値を求め表-8にまとめてある。図および表によると、第1連目では内軌側の桁と外軌側の桁の測定値の間に差がみられないが、第2連目では内外の測定値に差異を生じ、外軌側の桁で断面圆心位置の上昇傾向が現われ、上縁ひずみが小さくなっていることが分かる。この上縁ひずみの値を比較すると、内桁 0.53、外桁 0.47 の割合である。また、表中の第2連目の曲げひずみを図示すると図-14 のようになり、この図と前述のたわみ測定の結果をつきあわせると、内軌側の桁のたわみが外軌側のたわみより大きくなっている関係が分かる。なお、下縁ひずみについては、表の数値が示すように第1、2連目とも内外桁の間に差がない。

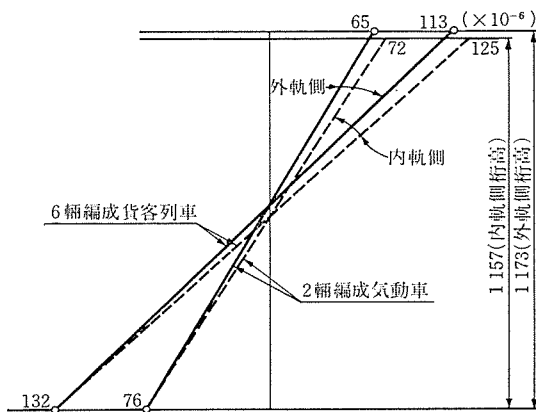


図-14 第2連目桁 l/2 点曲げひずみ

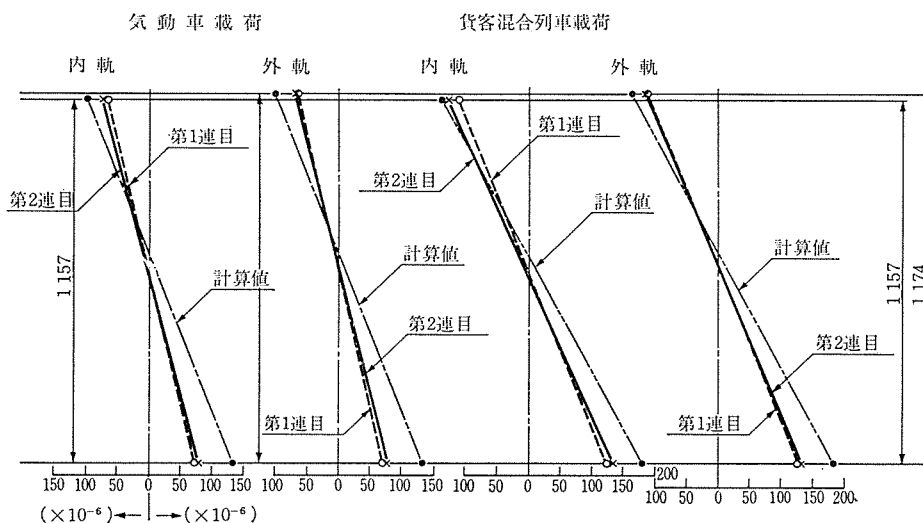


図-15

果をつきあわせると、内軌側の桁のたわみが外軌側のたわみより大きくなっている関係が分かる。なお、下縁ひずみについては、表の数値が示すように第1、2連目とも内外桁の間に差がない。

ひずみの実測値と設計計算における曲げ応力度との関連については、通過する列車荷重のKS相当値から上下縁の曲げひずみを求め、これと実測値との比較を試みた。載荷列車をDE10とキハ形式で代表させ、それぞれKS-9.3およびKS-6.8とし、コンクリートのヤング率を $E_c=400000 \text{ kg/cm}^2$ と仮定してひずみを求めている。図-15はその比較を示す図である。図から分かるように、内外各桁とも断面の成立ちに設計上のものと多少の相違があるようであるが、実測値はいずれも計算値より小さく、実測ひずみと計算上のひずみとの割合は、表-8中の数値が示すように、計算値に対して気動車の場合平均0.61、貨客列車の場合平均0.78程度であり、第1、2連目桁とも余裕がある。

5. あとがき

この報告は、笹内川橋梁での桁の架替え工事において採用したPC桁のクリープによる反りが原因となる軌道狂いを最小限にするための対策、短時間で安全かつ正確に桁を架け替えるための対策、および安全性確認の意味で行った変形測定、ひずみ測定等を中心まとめたもので、今後のこの種の工事の参考にしていただければ幸いです。

スノーフリータイプの桁は、通常のコンクリート橋に比較して、主桁間の結合が弱く、横剛性も小さいので、荷重分配、横方向変形など、見方によって若干、不安を感じるかと思われますが、測定の結果では、十分安全であることが確認できました。

最後に、本橋の軌道工事、桁架設および測定等に御協力を頂いた秋田鉄道管理局、東京第2工事局操機部の方々に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 近藤時夫, 宮崎修輔: 積雪の影響をなくするための開床式コンクリート鉄道橋, セメントコンクリート, No. 311, Jan. 1972
- 2) 羽越本線 金浦・仁賀保間 スラブ軌道施工記録, 国鉄盛岡工務局, 昭和47年10月
【昭和59年1月24日受付】