



櫃石島橋

発注者	本州四国連絡橋公団
型 式	斜張橋(鉄道橋併用)
橋 長	790m (185 + 420 + 185)
巾 員	22.5m
路 線	一般国道30号線本四備讃線
所在 地	香川県坂出市
竣 工	昭和63年(予定)
施 工	宮地他4社
本文	P34参照



大島大橋

発注者 本州四国連絡橋公団  
 型式 単径間補剛箱桁吊橋  
 橋長 840m (140 + 560 + 140)  
 巾員 9m + 4m (暫定時)  
 路線 一般国道317号線  
 所在地 愛媛県越智郡宮窪町  
 竣工 昭和62年(予定)  
 施工 宮地他1社

説明文 P17



下津井瀬戸大橋

発注者 本州四国連絡橋公団  
 型式 張出径間付単径間吊橋(鉄道橋併用)  
 橋長 1400m (100 + 130 + 940 + 130 + 100)  
 巾員 22.5m  
 路線 一般国道30号線本四備讃線  
 所在地 岡山県倉敷市・香川県坂出市  
 竣工 昭和63年(予定)  
 施工 宮地外7社

本文 P94参照



高清水橋

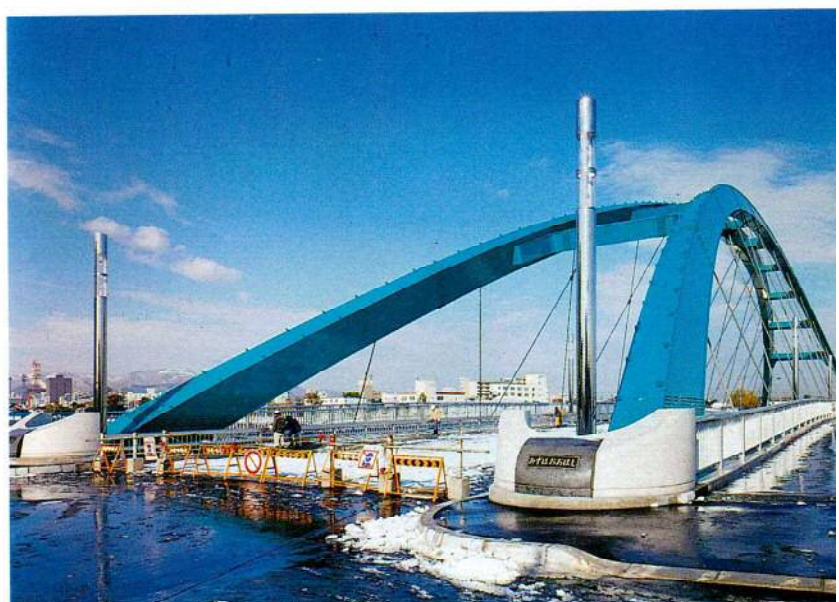
発注者	福島県
型 式	中路式ローゼ桁、連続鋼桁
橋 長	320m
巾 員	10.5m
鋼 重	1135t
路 線	国道第252号線
所在地	福島県大沼郡三島町
竣 工	昭和61年
施 工	宮地他 2 社

説明文 P17

水穂大橋

発注者	札幌市役所
型 式	バスケットハンドル型ローゼ桁(鋼床版)
橋 長	150m
巾 員	27m
鋼 重	1625t
路 線	都市計画街路 3、2、39(南郷通り)
所在地	札幌市
竣 工	昭和61年
施 工	宮地他 3 社

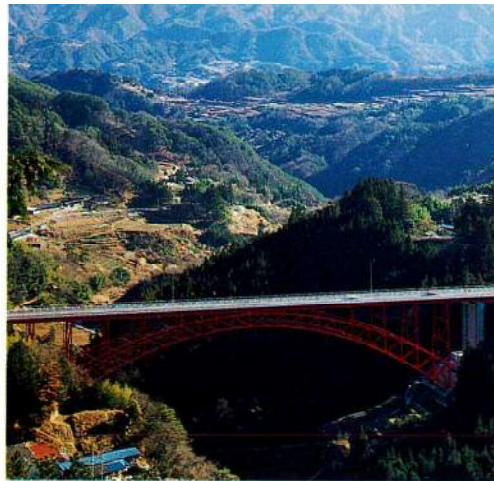
説明文 P17



小谷大橋

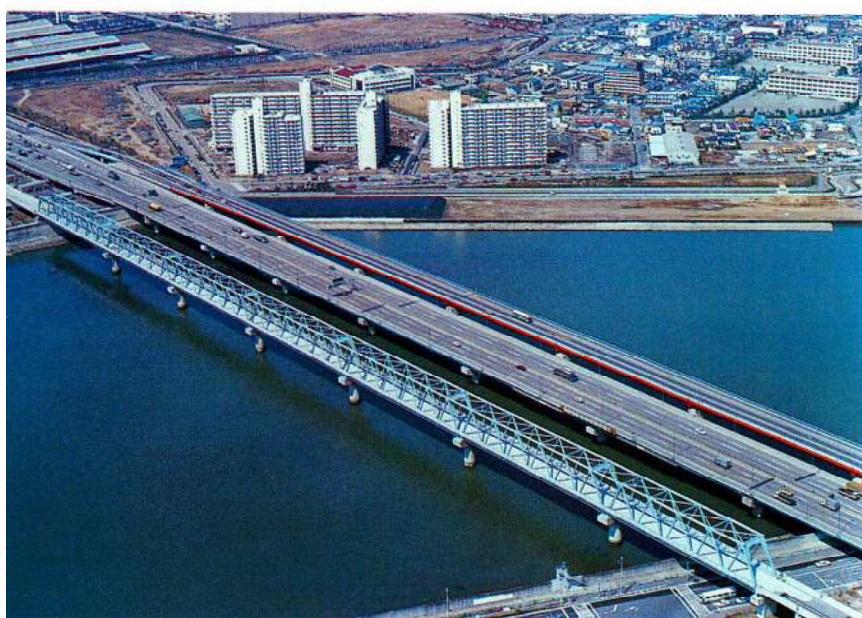
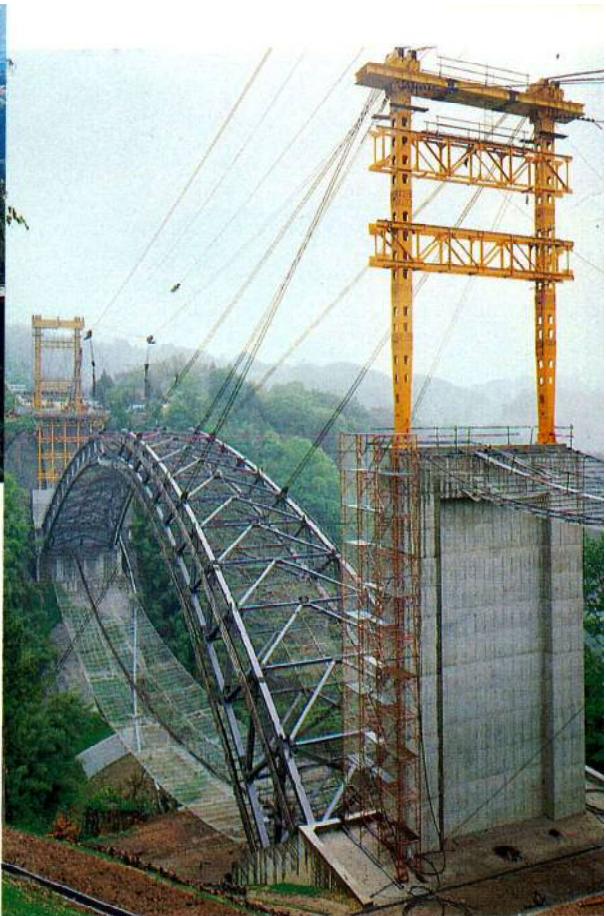
発注者	青森県道路公社
型 式	3 径間連続鋼桁、逆ローゼ桁
橋 長	302m
巾 員	10m
鋼 重	1298t
路 線	青森空港有料道路
所在地	青森県青森市
竣 工	昭和60年
施 工	宮地他 5 社

説明文 P45



門原大橋

発注者 長野県  
 型式 プレスドアーチ橋、単純鉄筋  
 橋長 204.5m  
 巾員 10.5m  
 鋼重 772t  
 路線 一般国道第151号線  
 所在地 長野県下伊那郡阿南町  
 竣工 昭和61年  
 施工 宮地他2社  
 説明文 P82参照

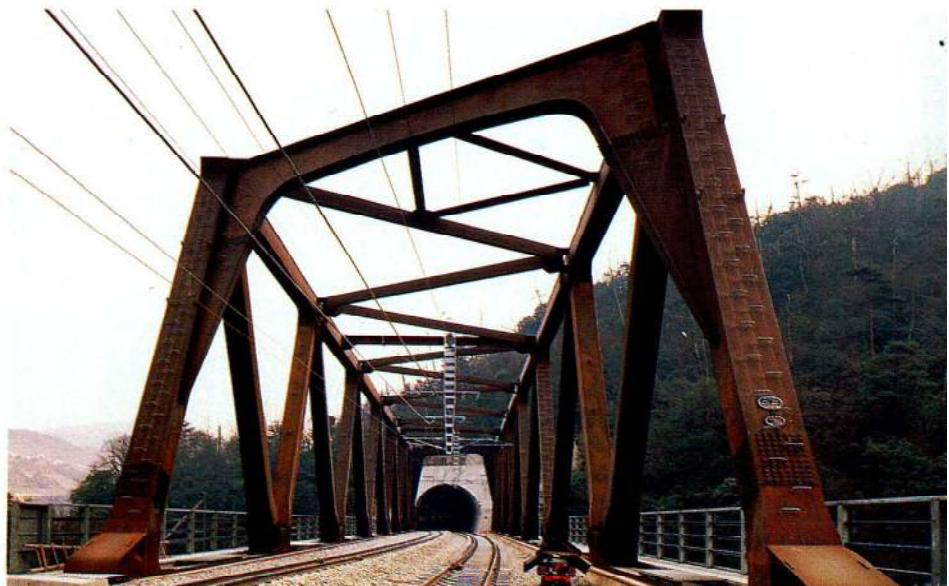


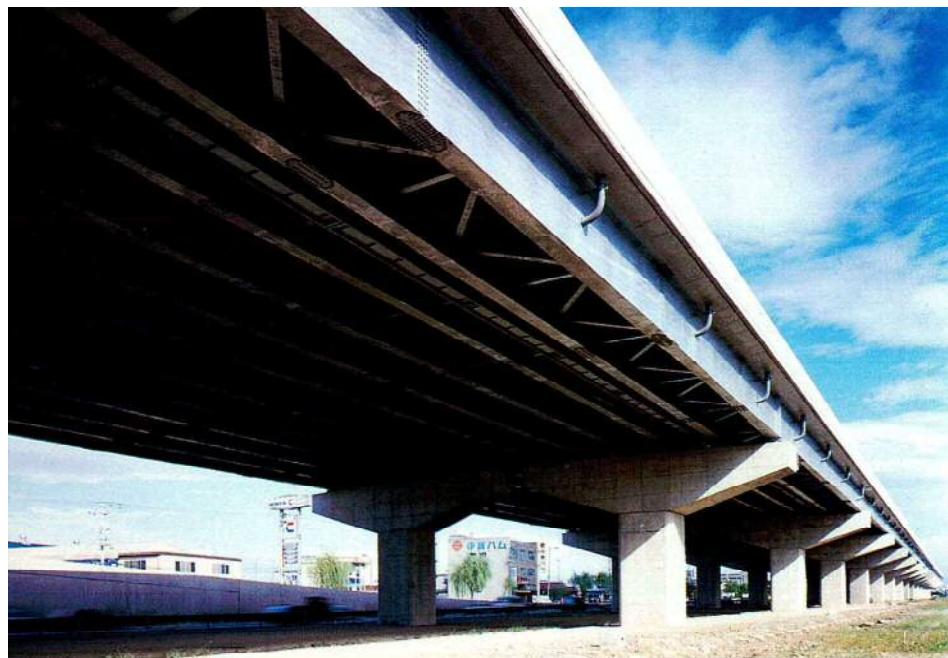
江戸川橋梁

発注者 日本鉄道建設公団  
 型式 下路ワーレントラス(複線、両側歩道付)  
 橋長 546m、(94.3+5@75+63.8)  
 鋼重 3436t  
 路線 京葉線  
 所在地 東京都江戸川区～千葉県浦安市  
 竣工 昭和61年  
 施工 宮地他3社  
 説明文 P45

太多田川橋梁

発注者 日本国鉄道  
 型式 下路トラス(複線、道床式鋼床版)  
 橋長 87.5m  
 鋼重 812t  
 路線 福知山線  
 所在地 兵庫県  
 竣工 昭和60年  
 説明文 P66



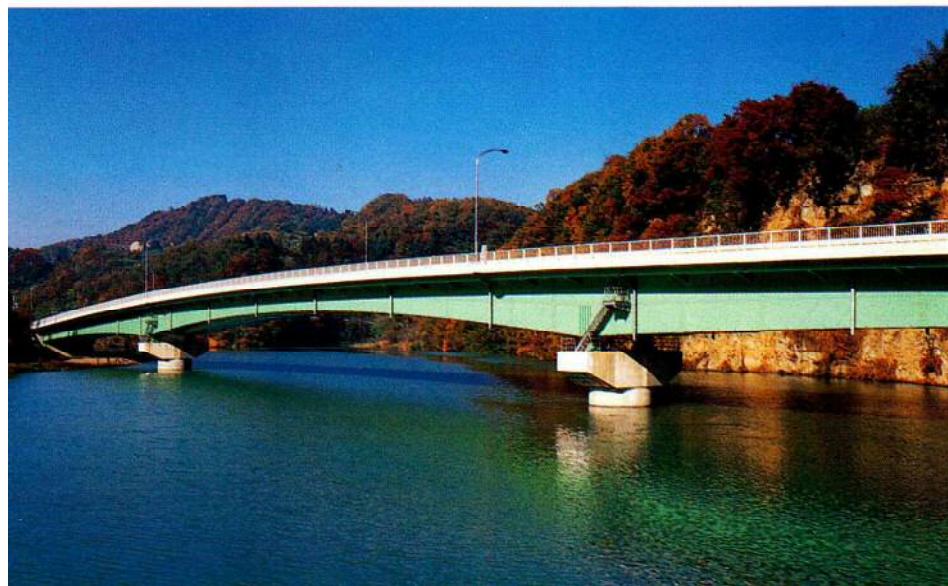
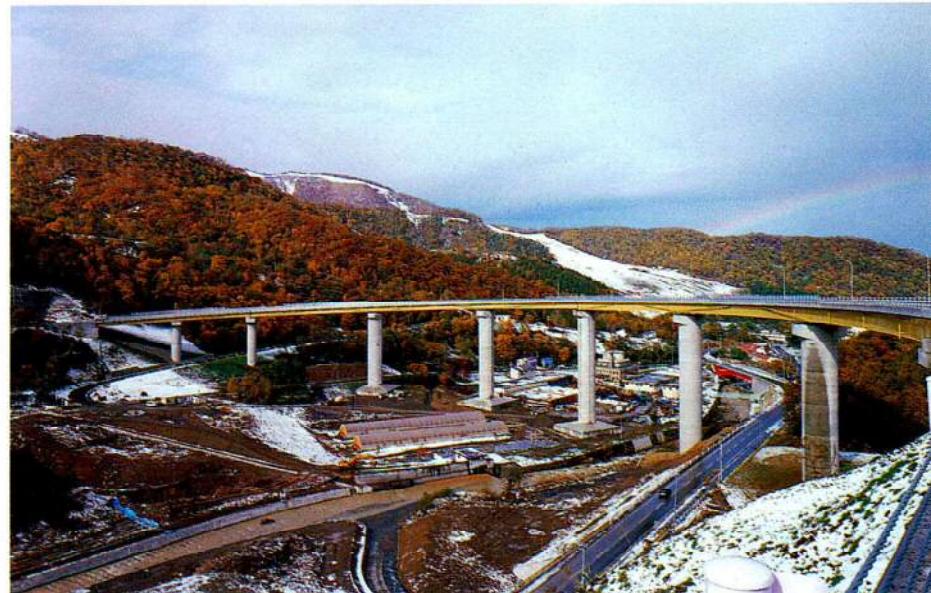


山賀高架橋

発注者 日本道路公団  
型式 連続非合成鋼桁  
単純合成鋼桁、鋼橋脚  
工区延長 646.5m  
巾員 13.25m × 2  
鋼重 4723t  
路線 近畿自動車道、天野～吹田線  
所在地 大阪府東大阪市、八尾市  
竣工 昭和61年  
施工 宮地他1社  
説明文 P66

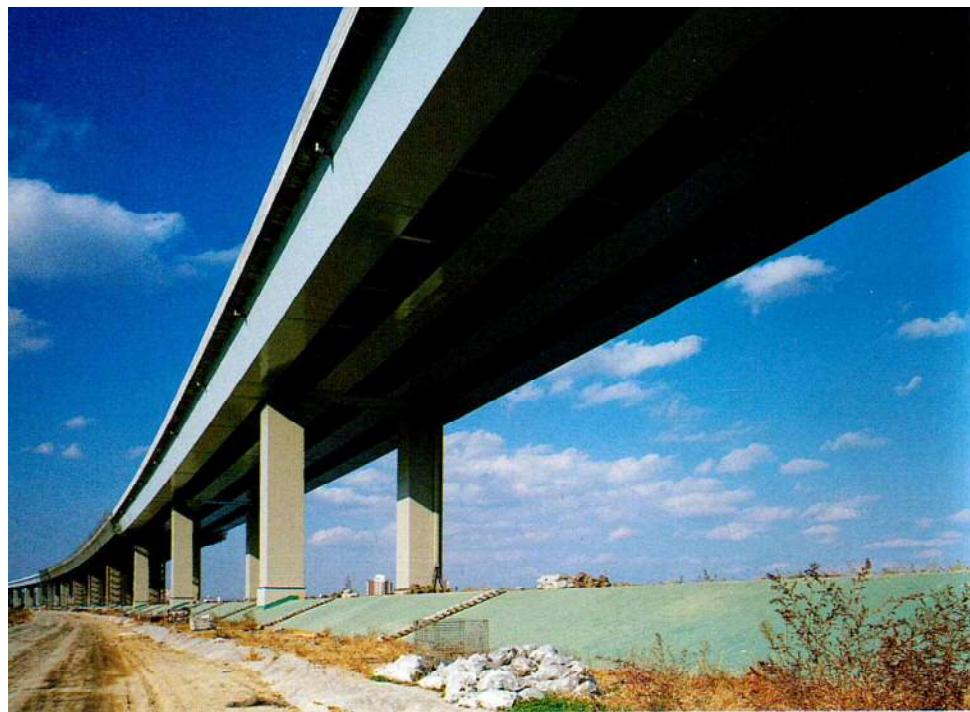
朝里大橋

発注者 北海道小樽土木現業所  
型式 3径間連続曲線箱桁  
橋長 216m (65+75+75)  
巾員 8m  
鋼重 752t  
路線 小樽定山渓線  
所在地 北海道小樽市  
竣工 昭和61年  
施工 宮地他2社  
説明文 P66



大安寺橋 <局長賞受賞>

発注者 関東地方建設局  
型式 3径間連続箱桁  
橋長 291m (88+114+88)  
巾員 13m  
鋼重 1929t  
路線 一般国道第19号線  
所在地 長野県長野市  
竣工 昭和60年  
施工 宮地他1社  
本文 P77参照



KE44工区(その2) KE45工区高架橋

発注者	首都高速道路公団
型式	3径間連続箱桁
工区延長	915m (3@ 61×5)
巾員	19.5m
鋼重	6554t
路線	高速葛飾江戸川線
所在地	東京都江戸川区
竣工	昭和62年(予定)
施工	宮地他2社

説明文 P76

ムカワオオハシ  
鶴川大橋

発注者	北海道開発局室蘭開発建設部
型式	2径間連続鋼床版箱桁
橋長	208.5m
巾員	11.75m
鋼重	1206t
路線	一般国道235号線
所在地	北海道鶴川町
竣工	昭和60年
施工	宮地他1社

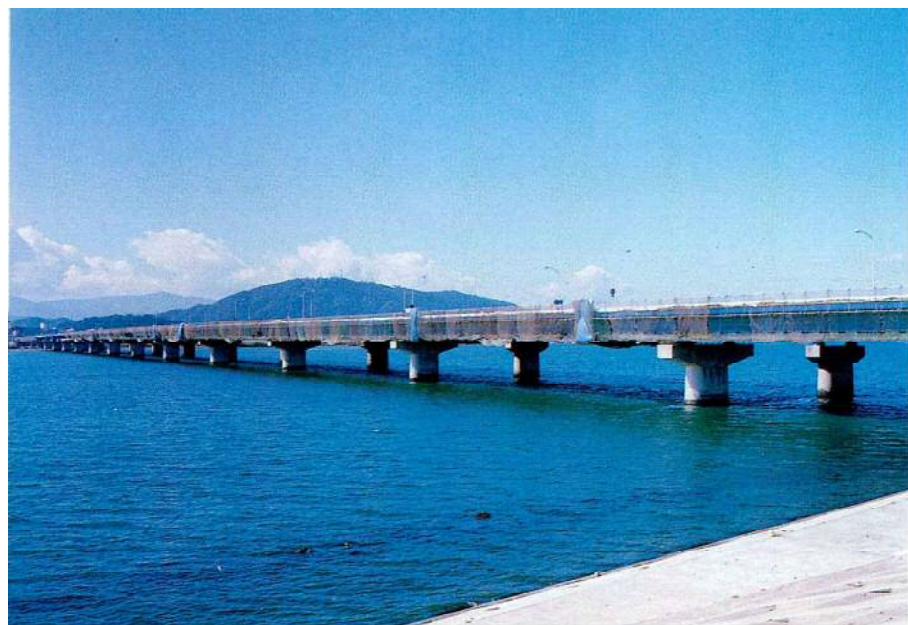
説明文 P76



東中橋

発注者	日本道路公団
型式	3径間連続鉄桁
工区延長	380m
巾員	9m×2
鋼重	1298t
路線	近畿自動車道
所在地	兵庫県氷上郡春日町
竣工	昭和61年

説明文 P86

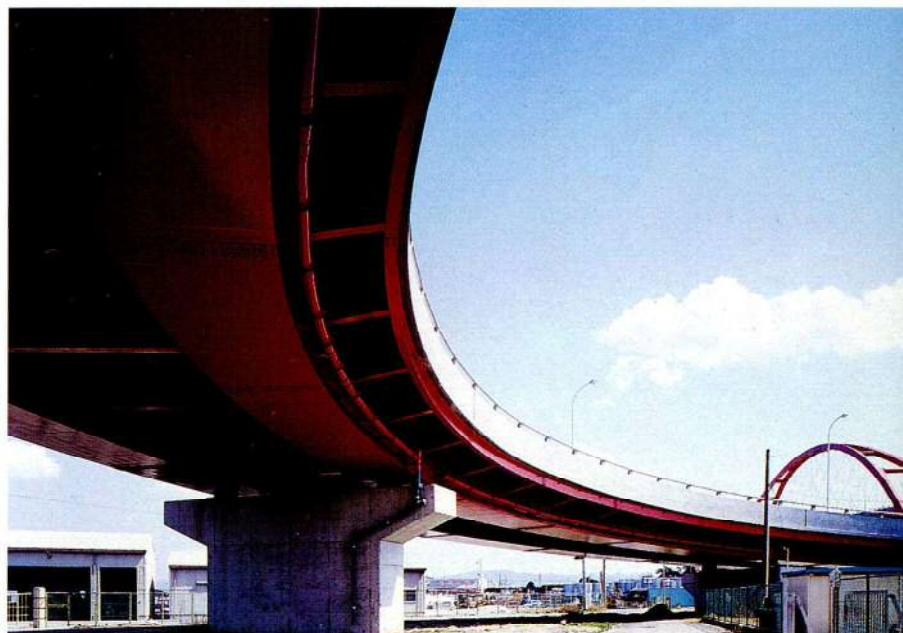


新吉野川橋

発注者 四国地方建設局  
型式 鋼床版箱桁  
橋長 1137m  
巾員 13m  
鋼重 5368t  
路線 一般国道11号線  
所在地 徳島県徳島市  
竣工 昭和61年  
施工 宮地他11社  
説明文 P86

青岸橋

発注者 和歌山県  
型式 3径間連続曲線箱桁  
橋長 111m  
巾員 13m  
鋼重 414t  
所在地 和歌山市下津港(本港)  
竣工 昭和61年  
説明文 P105



吉田第1工区高架橋

発注者 阪神高速道路公団  
型式 連続非合成鋼桁、単純合成鋼桁  
工区延長 466m  
巾員 17.2m~23.2m  
鋼重 1666t  
路線 大阪東大阪線  
所在地 大阪府東大阪市  
竣工 昭和60年  
説明文 P105



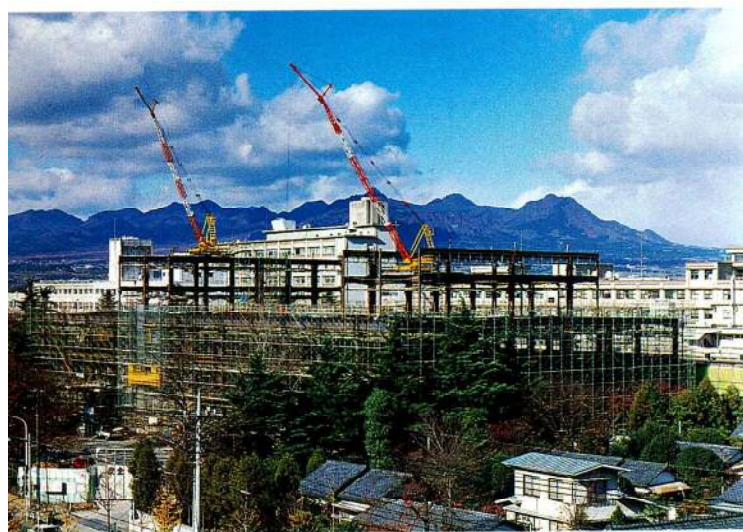
東京海上ビル別館

施 主 東京海上火災保険(株)  
設計、監理 三菱地所(株)  
発注者 共同企業体  
構造 S造 地上16階 地下4階  
鋼重 7300t  
所在地 東京都千代田区  
竣工 昭和61年  
施工 宮地他2社  
説明文 P114



新宿駅(南口)駅ビル

施主 日本国鉄道  
設計、監理 日本国鉄道  
発注者 日本国鉄道  
構造 S.R.C造 地上7階 地下2階  
鋼重 3200t  
所在地 東京都新宿区  
竣工 昭和62年(予定)  
施工 宮地他2社  
説明文 P114



群馬大学医学部付属病院

施主 群馬大学施設部  
設計、監理 群馬大学施設部、(株)伊藤喜三郎建築研究所  
発注者 清水建設(株)  
構造 S.R.C造 地上4階 地下1階  
鋼重 1100t  
所在地 群馬県前橋市  
竣工 昭和62年(予定)  
説明文 P119



主婦の友3号館

施主 主婦の友不動産(株)  
設計、監理 (株)磯崎新アトリエ、木村俊彦構造  
設計事務所  
発注者 共同企業体  
構造 S.R.C造 地上12階 地下3階  
鋼重 2500t  
所在地 東京都千代田区  
竣工 昭和62年(予定)  
説明文 P119

## 卷頭言

### 鋼床版を普及させよう！

北海道大学教授 渡辺 昇

私が大学を出て建設省に入省したのが昭和27年の春、すぐ関東地方建設局京浜工事事務所の鶴見川の現場で、日本で最初のコンクリート合成鋼桁橋の設計施工をやらされた。その後、この種の橋は大いに流行して現在に至っているが、残念なことに、鉄筋コンクリート床版部に十数年で亀裂が生じ、全国至るところでその補修・改築が忙しくなり、多額の維持修繕費を食うようになってきた。以上の経験から、私は鋼橋には鉄筋コンクリート床版を用いることを今後禁止する位の処置をとった方がよいと思うようになってきている。それに代る床版構造として考えられるのは、ドイツ流の縦リブ・横リブをもった鋼床版か下面に鋼板をもったコンクリート合成鋼床版であろう。本四公団の瀬戸内海の鋼橋に全面的に鋼床版が用いられ、また最近全国的に鋼床版をもった鋼橋の施工例がふえているということは喜ばしいことである。また、亀裂が入ってぼろぼろになった合成桁のコンクリート床版を鋼床版に全面的に打換える修繕工事の事例もふえてきている。これからは鋼床版の時代であると私は確信している。鋼床版構造をもっともっと普及させるためには、次のようなことに力を入れるべきであろう。

- 1) デッキプレート・縦リブ・横リブの最適設計を追求して値段を安くすること。
- 2) 施工性と耐久性をもった舗装・防水工を開発すること。
- 3) 鋼床版をもったプレートガーダーの標準設計化を行なうこと。
- 4) 主桁と鋼床版に耐候性鋼を黒皮つきのままで裸使用する設計を開発すること。（製作費のコストダウンとメンテナンスフリー）
- 5) ぼろぼろになったコンクリート床版を全面的に新しい鋼床版に打換える場合、施工性がよく値段の安いパネル式鋼床版を開発すること。

- 6) 従来のコンクリート合成桁橋にくらべて鋼床版橋は例え初期の値段が高くても、長年の維持費・修繕費・改築費などを考えれば、結局安価であるということを、発注者や会計検査院に理解してもらうためのPRをすること。

なお、最近、それぞれの材料の特性を生かした複合構造の開発的研究が盛んになってきており、その一例として、頭つきスタッドジベルで合成させるコンクリート合成鋼床版の研究が目につくようになってきた。この種の床版は、版の下面が鋼板であるので引張応力に対して亀裂が発生しないから、従来の鉄筋コンクリート床版にくらべると格段に寿命は長い。このコンクリート合成鋼床版をもった鋼橋に、私はCS橋（Concrete composite Steeldeck Bridge）という名前をつけて、数年来、いろいろの研究をやっているが、多くの利点を確認しており将来有望であると思っている。

いづれにしても、橋にもっともっと鉄を使ってもらいたいが、それなりの研究と努力を怠ってはならないと思う。

## 技術評論

取締役松本工場長 村田 繁

宮地技報は回を重ねる毎に内容も充実して来ている様であり、大変有り難い事であります。

技術革新の激しい時代にあっては、技報の果す意義は誠に大なるものがあります。お互に切磋琢磨すると共に、蓄積された技術を公開する事により、読者の皆様から色々と論評を頂く事になり、当社の技術発展のために誠に有意義なものとなります。尚引き続いて技報の発行をお願いする次第であります。

最近は各方面で建築鉄骨の機械化・自動化について、論じられる様になって来ました。これも時代の推移と思われます。

建築物は人の生命・財産を安全に守る事が基本的使命であります。そのためには建築物の骨格である建築鉄骨の製作にあたっては、絶体に要求品質は確保しなければなりません。

しかしながら現在の鉄骨市況は生産コストを大きく割る情況であります。従って鉄骨加工を専業とする企業では品質管理の充実、更に技術開発にまで力を注ぐ事は大変な難事であると予想されます。しかし良い製品を納めなければなりません。そのためには受注価格に見合った生産コストで品質を確保しなければなりません。

その生産コストでありますと、その構成要因は色々とあり、且つ複合的に関連しております。特に大きな要素である人件費についての低減でありますがこれは社会的に許されるものではありません。それでは労働力を機械に置き換えたなら、即ち機械化・自動化することによりコスト低減を考えざるを得ません。

果して現在の建築鉄骨では機械化・自動化が出来るだろうか。

或る企業では市場調査を行い、設備投資に踏切ったわけですが、実際に操業してみると、当初の企画量まで受注が出来ず、従って稼働率も悪く、工場内にデッド・スペースをつくり、又その金利負担等で塗炭の苦しみをしていると聞いております。この事は現在の建築鉄骨が誠に多品種少量生産の為であります。

使用される鋼材の材質は日本建築学会の鋼構造設計規準では17種類あり、形状はJISで27種類に分類されており、尚その上に板厚・大きさ等を加味致しますと、誠に

多くの鋼材が使用されております。

又建築鉄骨においては設計と生産が完全に分離されています。鉄骨を設計する人々は、個性の表現を重視する意匠から来る制限、高価な敷地から来る制約、その上に個々人の詳細図……等で建築鉄骨は多品種少量生産業となっております。誠に手造り産業であり、工場の機械化・自動化を大きく阻害しております。

しかし建築鉄骨に対する世のニーズは安く良い品質を望んでおります。そのニーズにこたえる為には如何なる困難があろうとも機械化・自動化を進めて行かなければなりません。

其の為には永年蓄積した生産技術を活して、品質又生産コスト上の問題点を設計者に提言して、機械化し易い構造、詳細部の標準化等を推進することが肝要であります。

工場の自動化を計るに際しては先ず第一にどの様な構造タイプの製品を流すかを定めなければなりません、総てのタイプに合った設備にする事は大変な投資を必要とし、徒らに機械化を遅らせる結果になってしまいます。

又機械を導入するに当たっては、総合計画に基いて個々の自動化を進めて行く事が大切であります。

尚その実施に際しては、工作機械メーカーと緊密なる技術の提携が必要であります。即ち永年培った経験を技術的に分析解明し、それをメーカーに伝え、工作機械を協同開発して行く事が肝要であります。

松本工場としてはCAD/CAMよりFA化を計って行く考えで、現在は独自の鉄骨自動製図システムも完了し、一部実用化の段階であります。一方BOX加工ラインの自動化も完了し、生産・品質向上に努力中であります。

機械化・自動化が進んで参りますと、必然的に製品の均質化がなされ、一方では今迄作業者個々人の能力に左右されていた工程管理も科学的、合理的に管理される様になり、ひいては工期短縮にもなります。

いずれにしても機械化・自動化をするためには各方面的の皆様の御協力を得なければなりません、鉄骨構造の標準化、工作機械の開発……等、皆様の御支援をお願い致します。

# 調質高張力鋼の溶接施工

成宮隆雄\*

## 1. まえがき

大型橋梁においては主桁の死荷重軽減を図るため調質高張力鋼を用いることが多い。一般には板厚50mm未満の60<sup>キロ</sup>級高張力鋼が多く用いられているが、本州四国連絡橋においては50mm以上の60<sup>キロ</sup>級、70<sup>キロ</sup>級または80<sup>キロ</sup>級高張力鋼が多量に用いられている。

現在では極厚の60<sup>キロ</sup>級調質高張力鋼および70~80<sup>キロ</sup>級調質高張力鋼を橋梁鋼材として用いることも、製作施工上特に溶接施工上での作業標準が完備されてきていることもあり、それ程特別扱いされることがなくなってきた。しかし調質高張力鋼の製作、特に溶接施工にあたっては調質高張力鋼の特性と構造物の力学的な特徴を十分理解して、きめ細い溶接施工計画を立てることが重要である。

本報では調質高張力鋼の溶接設計及び溶接施工にあたって留意すべき点を千葉工場での実験結果及び作業標準を中心に記述し今後の参考に資するものである。

## 2. 溶接設計の留意点

調質高張力鋼の溶接設計にあたって入熱制限を考慮する必要がある。60<sup>キロ</sup>級高張力鋼までは入熱制限は70,000 Joule/cm、70~80<sup>キロ</sup>級高張力鋼では、50,000Joule/cmである。通常入熱を考慮すべき溶接方法は潜弧自動溶接の場合である。ただし、CO<sub>2</sub>又はM A G溶接の場合でもウェービングする場合および片面裏波溶接の場合は溶接速度が極端に遅くなるので、入熱を考慮する必要がある。潜弧自動溶接における入熱50,000Joule/cmと70,000Joule/cmの違いはパス数を別にすると初層における溶け込み深さが問題となる。図-1に板継ぎ×開先完全溶け込み溶接継手における標準開先の1例を示した。

先に溶接する側（B・P）の開先角度は70°とし初層溶接の溶け落ちを防いでおり、後から溶接する側（F・P）の開先角度は90°とし、十分な溶け込みを確保している。しかし、70~80<sup>キロ</sup>級高張力鋼では入熱50,000Joule/cmの制限があるためF・Pの初層の溶接電流では7mmのルートフェイスを完全に溶け込まずにや、問題があること、および後述する高温割れ防止の立場から裏ガウジングを原則としている。

一方部分溶け込み継手特にレ形開先継手の設計のど厚を確保するためにも、開先角度が重要である。開先角度45°では溶接方法に関係なくルートを溶かすことが出来ず、のど厚確保ができない。写真-1にレ形開先角度45°の場合のルート部の溶け込み不足の状況を示した。従って通常の場合レ形開先角度45°とする場合は設計のど厚に3mm

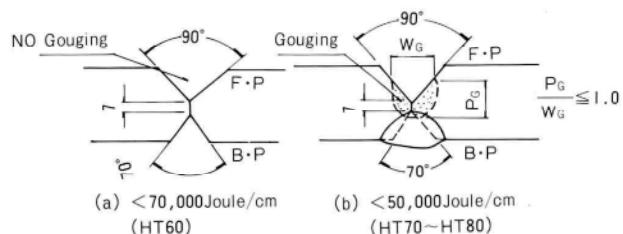


図-1 板継ぎ×開先完全溶け込み溶接継手の標準開先

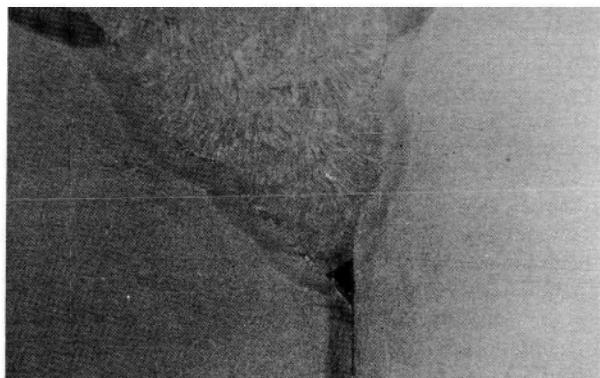


写真-1 レ形開先継手の溶け込み不足

\* 千葉工場製造部長

付加した開先深さとするか開先角度を $60^\circ$ とすることが必要である。たゞし千葉工場においては $70\sim80$ 級高張力鋼のトラス弦材等の部分溶け込みかど継手を潜弧自動溶接する場合後述する高温割れ防止、入熱制限および溶け込みの確保等を考慮してJ開先とすることにしている。

すみ肉溶接の場合は、その溶接姿勢によってバス数や溶け込み量が異なる。水平すみ肉溶接では溶接方法に関係なく1バスの場合脚長7~8mmが限度であるが、潜弧自動溶接を下向きで溶接できる場合は、溶接速度を調整することにより脚長14~15mmまで1バス溶接が可能である。

たゞし下向きポジションを取る関係上、部材の断面寸法が2m程度までとなりそれ以上の場合は水平溶接となる。一般にはすみ肉溶接継手での設計のど厚は溶け込みを考慮していないが、下向き潜弧自動溶接でのすみ肉溶接継手は約3mm程度の溶け込みが確保できると共に、仮付け溶接ビードは完全に再溶融出来る。本四橋の場合1部に溶け込みを考慮した設計のど厚が設定された。

次に溶接設計上留意すべき点として高強度高張力鋼における低強度溶接材料の使用がある。一般に溶接材料の強度レベルは母材の希釈を含まない全溶着金属の強度によって分けられている。従って溶接継手の強度としては必ずしも溶接材料の強度レベルだけでは決まらない。特に $70\sim80$ 級高張力鋼では、必要以上に溶接金属の強度

を高くすると、低温割れの可能性が高くなる。板継ぎ継手の場合は母材と同強度レベルの溶接材料を用いるが部分溶け込み継手またはすみ肉継手では、母材板厚、溶接バス数、溶接入熱および母材希釈率等を考慮して1~2ランク低強度の溶接材料を用いることが望ましい。

表-I HT70における部分溶け込みおよびすみ肉継手の全溶接金属の強度

かど 継手 形式	継手 記号	溶接条件				全溶接金属引張試験			母 希 釈 率 材	
		溶接 方 法	※ 溶接材料	バス 数	入熱	記号	引張 強 さ	伸び (%)		
部分 溶 け 込 み か ど 継 手	AB-A1	SAW	US49	2	KJ/cm 42 ↓ 48	-1	kg/mm <sup>2</sup> 72.0	22	45	
						-2	73.2	22		
	AB-A2	SAW	Y-GM	2		-1	68.4	20	31	
						-2	69.0	22		
	AB-B1	MIG Ar+ 20%CO <sub>2</sub>	MGS -63B (1.6φ)	4	22	-1	74.3	22	44	
						-2	75.8	23		
す み 肉 溶 接 か ど 継 手	AB-B2	MIG Ar+ 20%CO <sub>2</sub>	YM -60A (1.6φ)	4	22	-1	75.2	20	25	
						-2	74.8	23		
	C	SAW	Y-DM (4.8φ)	3	46 ↓ 49	-1	69.9	24	49	
						-2	69.0	28		
	AB-C1	SAW (水平)	US-49	2	26	-1	80.1	31	55	
						-2	79.6	31		
	AB-C2	SAW (水平)	Y-CM	2	26	-1	84.7	31	55	
						-2	82.8	31		
	C-C3	SAW (下向)	Y-DM	I	28	-1	75.6	23	55	
						-2	74.6	24		

\* 溶接材料は全て $60^\circ$ 級

		Butt Joint	Corner Joint (J Groove)	Corner Joint (Fillet)	Corner Joint (Fillet)
Kind of Joint					
Welding Method		SAW	SAW	SAW	SAW
Weld Matalial		Flux A×70kg/mm <sup>2</sup> Wire	Flux A×60kg/mm <sup>2</sup> Wire	Flux A×60kg/mm <sup>2</sup> Wire	Flux A×60kg/mm <sup>2</sup> Wire
Welding Conditions	Current	650~700A	580~600A	650A	1st; 600A. 2nd; 500A
	Voltage	32V	30V	32V	1st; 32V. 2nd; 29V
Welding Speed		30cm/min	30cm/min	32cm/min	1st; 40cm/min. 2nd; 70cm/min
Preheating Temperature		100°C	100°C	100°C	100°C
Preheating Method					

Flux A; Neutral fused type

図-2 HT70を用いたトラス弦材の各継手の溶接設計

表-1に70<sup>kg</sup>/cm<sup>2</sup>級高張力鋼のレ形部分溶け込み継手及びすみ肉継手の全溶接金属の引張強度と溶接材料の関係の例を示した。溶接金属の強度は溶接方法、溶接材料、バス数、入熱および母材希釈率等によって、かなり異なることが分る。一方仮付け溶接の溶接材料は割れ防止の立場から母材の強度に関係なく50<sup>kg</sup>/cm<sup>2</sup>級溶接材料を用いることが多い。図-2に70<sup>kg</sup>/cm<sup>2</sup>級高張力鋼を用いたトラス弦材の各継手の溶接設計の1例を示した。

### 3. 継手性能上の留意点

調質高張力鋼の継手性能は溶接材料だけで決まるのではなく、母材の特性、溶接方法、溶接条件、母材の希釈率および溶接層間温度等多くの要因に影響されることを留意しなければならない。特に溶接金属の靱性（シャルピー衝撃値）はその傾向が大きい。

図-3にHT80における溶接金属のシャルピー値と溶接方法および溶接材料の関係の1例を示した。

溶接金属の強度については表-1に示したように、必要に応じて母材より低強度レベルの溶接材料を用いることも必要である。

いずれの場合も調質高張力鋼の継手性能に関しては実施工に即した継手の溶接施工試験を行ない要求性能に合致することを確認することが必要である。

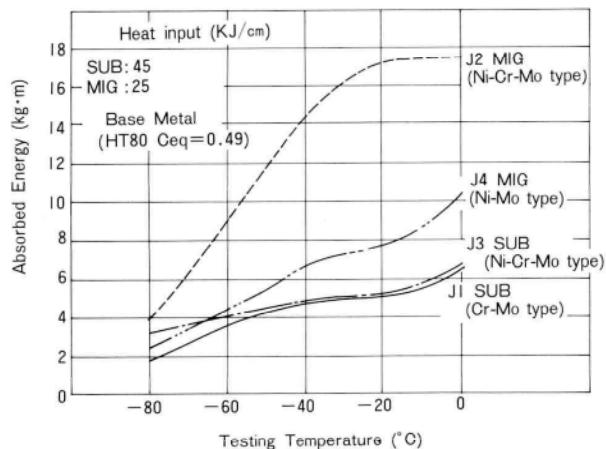


図-3 HT80における溶接金属のシャルピー衝撃値と試験温度の関係

### 4. 実施工上の留意点

調質高張力鋼の溶接施工において留意すべき点は当然のことながら溶接欠陥の防止であるが、全てに共通する対策として組立時の開先精度特にルートギャップ(G)のG≈0指向および継手清浄度の確保が重要である。

継手精度の確保に関しては組立部品の寸法精度、継手の清浄度に関してはプライマー塗膜、黒皮等の除去および開先部の汚染防止がポイントとなる。

調質高張力鋼溶接継手の溶接欠陥のうち溶接割れは最も重大な欠陥である。

溶接割れをその発生時期を基に大別すると、高温割れと低温割れに分けられる。

調質高張力鋼の溶接割れの発生原因、防止対策およびそれに基づく作業標準について、千葉工場で行なった実験結果および管理データ等を中心に記述する。

#### (1) 高温割れ防止

一般に高温割れは溶接金属が凝固する時、柱状組織の会合部または粒界に未凝固偏析や不純物が残存している状態で溶接収縮により開裂を起したものである。

図-4に高温割れの発生形態模式図を、写真-2に典型的な高温割れの例を示した。

通常の継手における高温割れの発生要因の1つにビード形状があげられる。例えば図-4における継手において開先内の溶接ビード高さ(P<sub>f</sub>)とビード巾(W<sub>f</sub>)の比

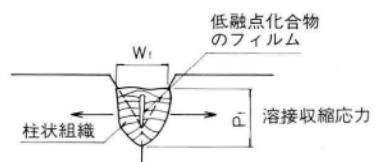


図-4 高温割れ発生模式図

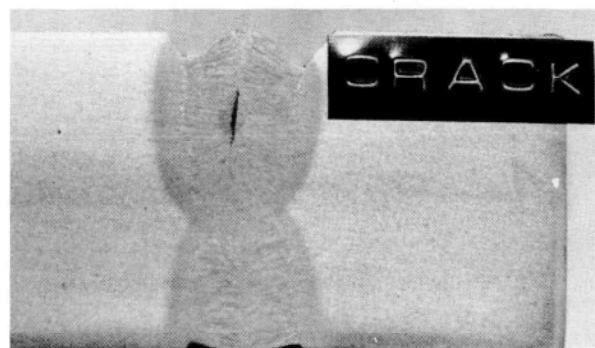


写真-2 X開先継手高温割れ

$\alpha$  ( $\alpha = P_f / W_f$ ) が大きくなると高温割れを起し易くなる。特に潜弧自動溶接またはCO<sub>2</sub>溶接等の比較的大入熱で溶け込みが深い場合高温割れを起し易く被覆アーケン溶接では、ほとんど高温割れの危険はない。

1例として、図-5に潜弧自動溶接における開先内のビード高さとビード巾の比 $\alpha$ と高温割れの関係を示した。

図-5の実験はHT50非調質高張力鋼を用いたものであるが、調質高張力鋼特にHT70~80では合金元素としてNiが添加されているため、溶接金属はNiS等の低融点化合物を生じ高温割れの感受性が高くなる。

作業標準として高温割れ防止のためビード形状が $\alpha \leq 1$ となるような開先形状及び溶接条件を選定している。即ち

- 1) 潜弧自動溶接継手のX開先形状は図-1を標準とし、部分溶け込み継手の開先形状は60°レ形またはJ開先を標準とする。
- 2) 潜弧自動溶接の初層電流はHT60の場合800A以下とし、HT70~80の場合600A以下を標準とする。

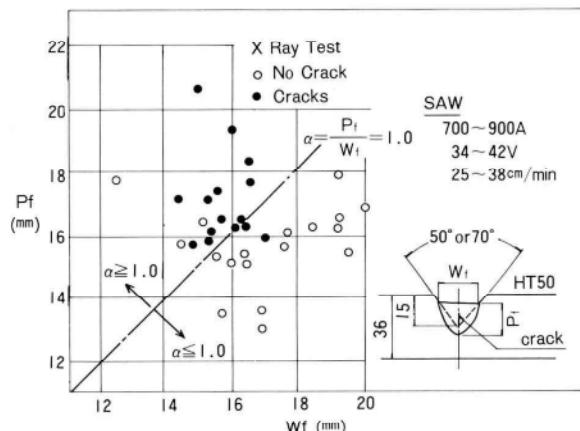


図-5 ビード形状と高温割れの関係

## (2) 低温割れ防止

低温割れは約200°C以下の低い温度で起り、ルート割れ、ビード割れ等がある。低温割れの発生原因として、

- ① 溶接による硬化(母材や溶接材料の炭素当量、母材の板厚および溶接入熱等)
  - ② 拡散性水素量(溶接方法、溶接材料、溶接材料の乾燥、溶接時の温湿度、入熱、および予熱温度等)
  - ③ 拘束応力(板厚、継手形式および溶接順序等)
- 等が考えられる。

一般に鋼材の低温割れ感受性を調べる試験として斜めY型われ試験が行なわれている。JIS Z3158斜めY型拘束われ試験方法およびわれ率の算出方法を図-6に示した。

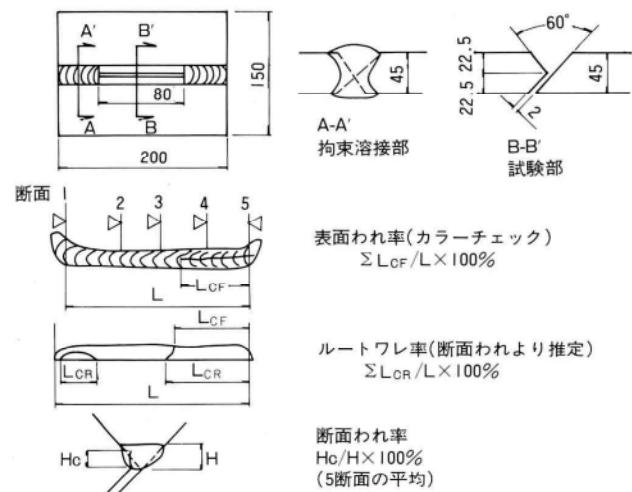


図-6 斜めY型拘束われ試験方法(JIS Z3158)

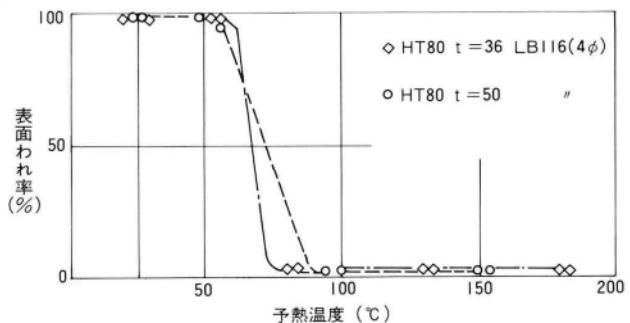


図-7 斜めY型われ試験の表面われ率と予熱温度

また、図-7に調質高張力鋼HT80の斜めY型われ試験の表面われ率と予熱温度の関係を示した。予熱温度100°Cで割れは停止している。

一般に溶接による母材の硬化の目安として炭素当量(Ceq)が用いられている。炭素当量が増加すると硬化性が増加する。一般に最高かたさ試験(JIS Z3101)における最高かたさと炭素当量の関係は、1部の調質高張力鋼を除いて次式が良く相関することが知られている。

$$Hv_{max} = (666 C_{eq} + 40) \pm 40$$

図-8に当社で行なった各鋼種の最高かたさ試験における最高かたさと炭素当量の関係を示した。

図-8によるとHT60~HT80の調質高張力鋼は最高かたさがかなり高いことが分る。

道路橋示方書によると、われ防止の立場から炭素当量0.44以上または最高硬さHv≥370の場合は所定の予熱を行なうよう定められている。一方道路橋示方書の溶接施工試験項目の最高かたさ試験の判定基準にHv≤370が記載されているため、予熱によって最高かたさを下げなければならないと解釈される場合が多い。しかし100°C程

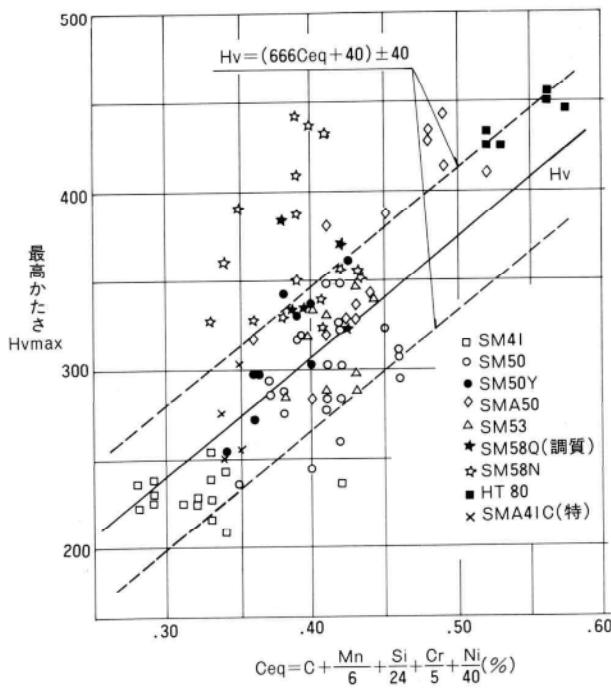


図-8 各鋼種の炭素当量と最高かたさHvmaxの相関  
(JIS Z3101による試験)

度の予熱では、硬さに影響する800°C~300°C間の冷却時間または冷却速度を著しく変えることは不可能であり予熱の有無によって最高かたさはHvでせいぜい0~40程度下げられるに過ぎない。1例としてHT 80の予熱温度と硬さ分布の図を図-9に示した。Hv≤370はあくまで予熱を行なう条件の1つと考えるべきである。

予熱が割れ防止に効果があるのは主として200°C以下の冷却が緩やかになることによる拡散性水素の早期放出によるものである。

溶接金属の拡散性水素量はJIS Z3113のグリセリン置換法またはこれに準じた方法で測定される。

拡散性水素量は溶接方法、溶接材料の種類、溶接材料の吸収および溶接時の雰囲気等によって決まる。

被覆アーク溶接棒は被覆剤の系統(大別として非低水素系と低水素系)、棒の乾燥状態および溶接までの放置時間等によって拡散性水素量が決まる。

高張力鋼には低水素系溶接棒を用いるのを標準としており、低水素系溶接棒はJISによって拡散性水素量の上限が定められている。その規格値を表-2に示した。

前述したように被覆アーク溶接棒は乾燥後、大気中に放置すると大気中の水分の吸湿により拡散性水素量が増加する。図-10に被覆アーク溶接棒の大気放置時間と拡散性水素量の関係の1例を示した。

表-2 低水素系溶接棒の拡散性水素量のJIS規格

種類	水素量mℓ/100g
D5016・D5026	10以下
D5316・D5326	8以下
D5816・D5826	6以下
D6216・D6218	5以下
D7016・D7018	5以下
D7616・D7618	4以下
D8016・D8018	3以下

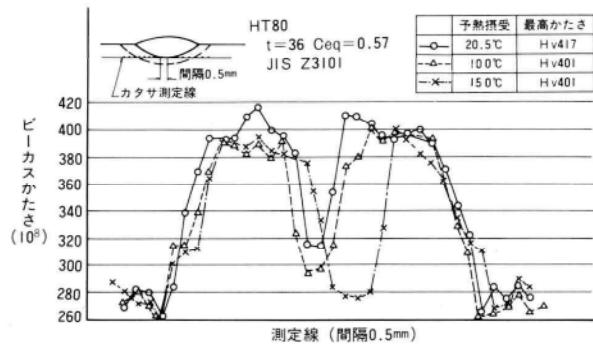


図-9 最高かたさ試験の最高かたさと予温熱度の関係

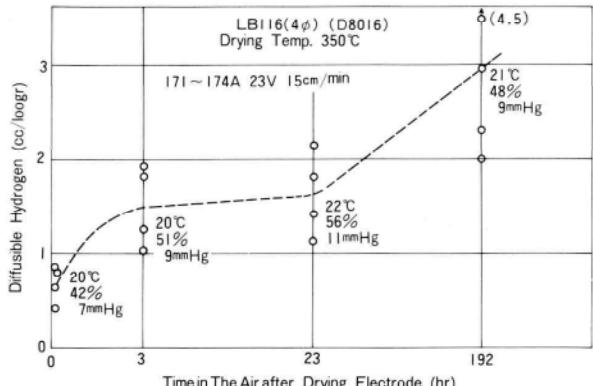


図-10 低水素系溶接の大気放置時間と拡散性水素量の関係

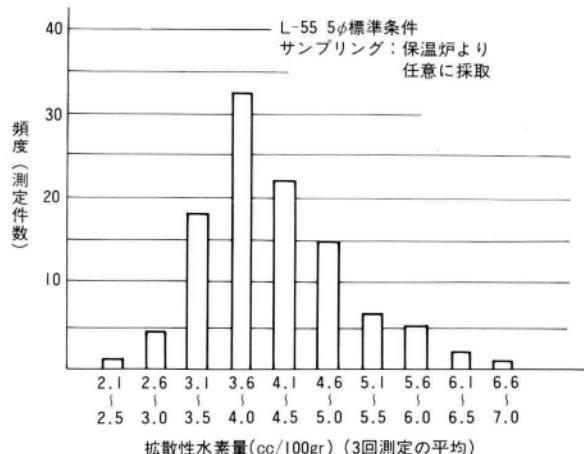


図-11 千葉工場における溶接棒の管理状況

これらの結果により作業標準では低水素系溶接棒は乾燥炉から出爐後4 hr以内に使用することを義務づけている。また低水素系溶接棒は必ず $350^{\circ}\text{C} \times 1\text{hr}$ の再乾燥して使用することを義務づけているが乾燥状態が完全かどうか調べるため月に数回保温炉または作業者手持ちの溶接棒を抽出し拡散性水素量の測定を行ない監視を続けている。千葉工場における溶接棒の乾燥管理の状況(S 56年以後)を図-11に示した。抽出測定する溶接棒はL-55(D 5016)、5 φであり、拡散性水素量は出爐後の大気放置時間および溶接時の雰囲気を考慮した管理目標 $6\text{ cc}/100\text{gr}$ 以下にはほとんどが入っており管理状況は良好である。

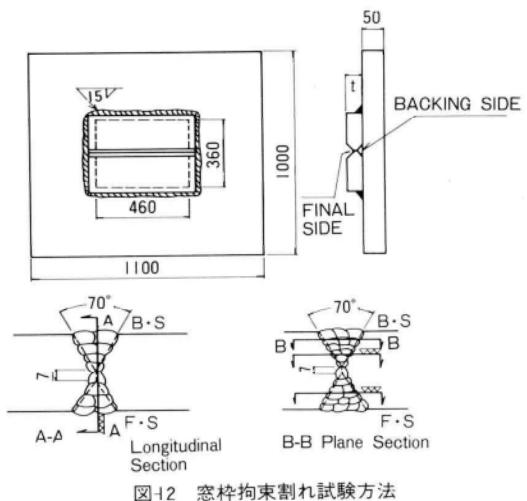


図-12 窓枠拘束割れ試験方法

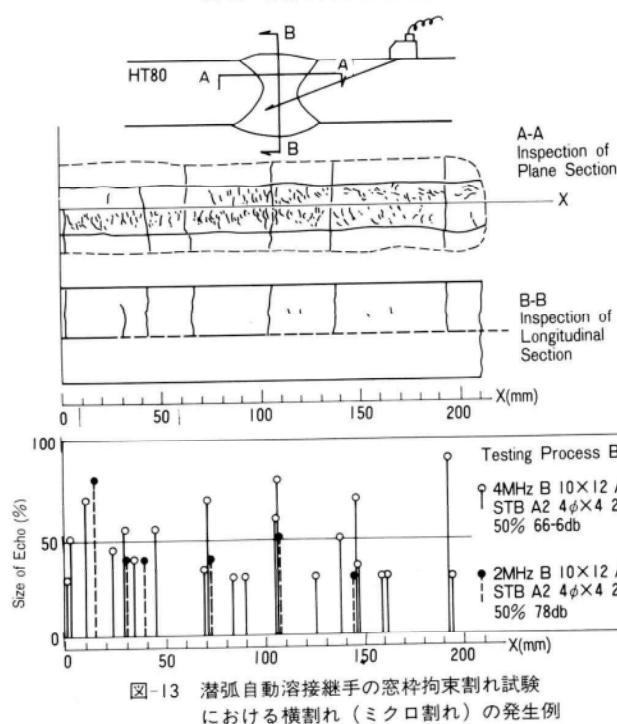


図-13 潜弧自動溶接接手の窓枠拘束割れ試験における横割れ(ミクロ割れ)の発生例

一方CO<sub>2</sub>溶接(ソリッドワイヤ)では溶接材料そのものに水素発生源がないことおよびアークがCO<sub>2</sub>ガスで雰囲気より遮断されているため拡散性水素量は極端に少い。

また潜弧自動溶接では、60キロ級高張力鋼以下の場合大入熱溶接のため拡散性水素量が問題となることは少いがHT 70~80キロ級高張力鋼の場合は溶接金属の強度と相俟って拡散性水素量が多いとミクロ割れが発生することがある。図-12に潜弧自動溶接における窓枠拘束割れ試験方法を、図-13に同試験におけるビード横割れの発生状況のスケッチおよび超音波探傷の結果の1例を示した。

表-3に潜弧自動溶接における拡散性水素量の測定結果の1例を示した。潜弧自動溶接での拡散性水素量はフラックスの種類およびフラックスの吸湿によって決まる。

従ってHT 70~80キロ級高張力鋼では潜弧自動溶接でも低温割れが起ることがあるので溶接金属の強度を必要以上に高くしないことおよび溶接材料の選択を慎重に行なうことが必要である。

その他の低温割れとしてすみ肉溶接の割れがある。

図-14にすみ肉溶接の低温割れの種類を示した。

表-3 潜弧自動溶接における拡散性水素測定結果の1例

Wire and Flux	at Welding		Drying Condition	Nu- mber	Diffusible Hydrogen Av(cc/100gr)
	Temp.	Humidity			
Y-80ML×YF15*	16°C	67%	250°C × 1hr	4	2.5
US80B×MF38*	12°C	78%	250°C × 1hr	4	3.1
Y-80ML×YF200**	10°C	80%	250°C × 1hr	4	4.7
Y-80ML×YF200**	—	—	250°C 1h Left in The Air for 2 days	4	5.2

\*Neutral fused type      \*\*Highly basic, fused type  
700A, 34~36V, 30cm/min

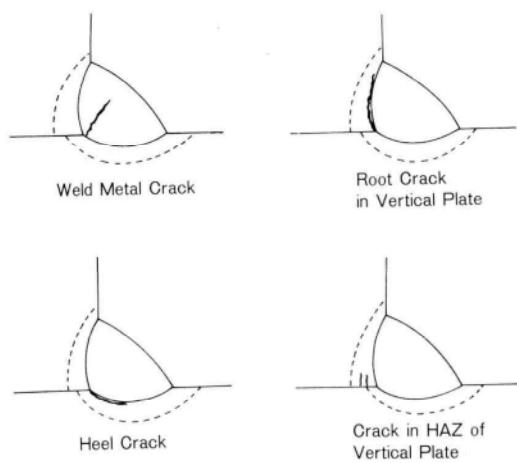


図-14 すみ肉溶接の低温割れの種類

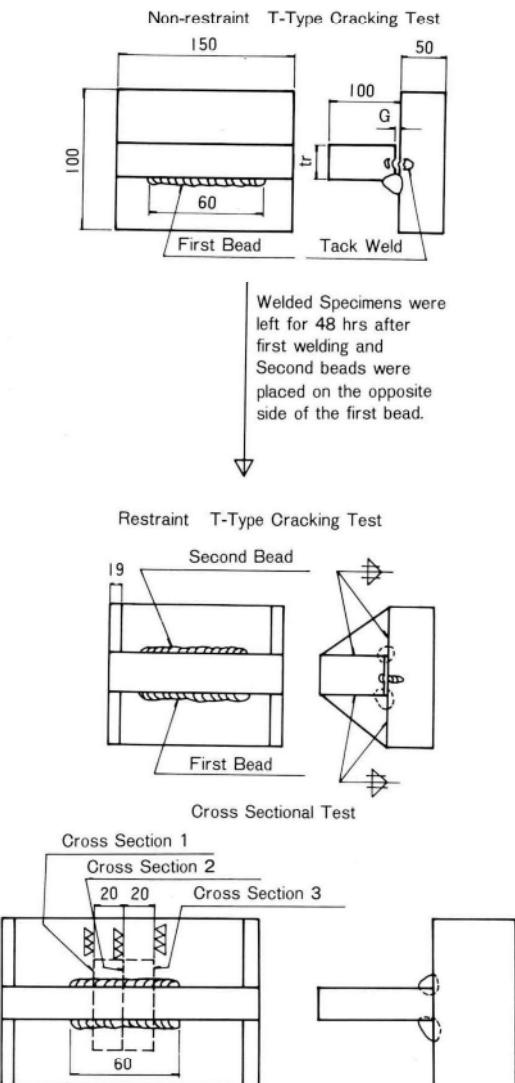


図-15 被覆アーク溶接のすみ肉溶接T型割れ試験方法

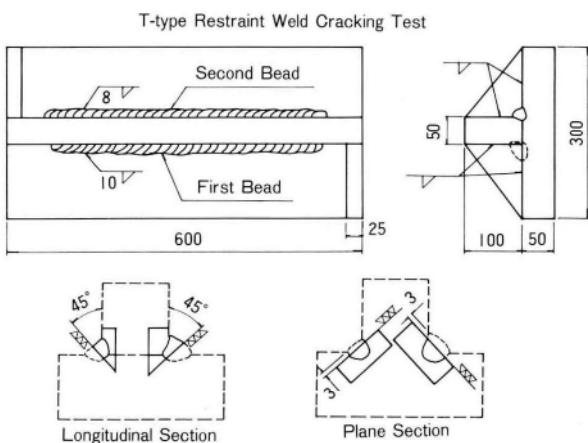


図-16 潜弧自動溶接のすみ肉溶接T型割れ試験方法

千葉工場におけるすみ肉溶接継手の低温割れ試験方法を図-15～16に示した。図-15のT型割れ試験は主として被覆アーク溶接または少入熱CO<sub>2</sub>溶接等に、図-16のT型割れ試験は潜弧自動溶接またはCO<sub>2</sub>溶接に用いられている。

表-4～6に、HT80における被覆アーク溶接および仮付け用CO<sub>2</sub>溶接のT型割れ試験の結果を示した。

表-7にHT80における潜弧自動溶接のT型割れ試験の結果を示した。

これらの結果を総合的に見ると割れ防止には下記の対策が有効であることが分る。

- 1) 拡散性水素量の低い溶接方法および溶接材料を用いる。
- 2) 軟質溶接材料を用いる。
- 3) 予熱を行なう。
- 4) ルートギャップ(G)を小さくする。  
( $G \approx 0$ 指向)

これらの結果と構造物の継手毎に拘束の大きな継手を明確にして、溶接施工標準を決め溶接割れ防止に万全を期している。

### (3) その他の溶接欠陥防止

溶接継手のうち非破壊検査（放射線透過試験又は超音波探傷試験）を行なう場合は別として、部分溶け込み継手およびすみ肉継手の溶接欠陥防止には施工保証によらざるを得ない。割れ以外の溶接欠陥は著しい場合は別として静的強度をそれ程損うものではないが疲労を考慮しなければならない場合は厳しい対応が要求される。

図-17に、かど継手の部分溶け込み継手ルート部に生じる溶接欠陥の模式図を示した。これらの防止対策については宮地技報NO.1で詳しく述べたので、本報では省略するが溶接技量の向上は重要な要因である。特に溶接作業者の技量に頼るところの多い手溶接または半自動溶接を自動化していくことは溶接欠陥防止の主要な対策である。

千葉工場においては積極的に溶接の自動化に取り組んでいる。

表-4 T型割れ試験結果（その1 80#級溶接棒使用）

Vertical Plate Thickness (mm)	Mark	Root Gap (mm)	Preheat Temp. (°C)	Cracking Percentage (%)									
				First Bead					Second Bead				
				Surface	Sec. I	Sec. 2	Sec. 3	Sec. Av	Surface	Sec. I	Sec. 2	Sec. 3	Sec. Av
50 (HT80)	P-7	0	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-8	1	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-9	2	R・T	0	1~2	86	95	60	0	0	0	0	0
36 (HT80)	P-10	0	R・T	0	0	0	0	0	67	100	100	1~2	67
	P-11	1	R・T	0	1~2	80	1~2	27	0	0	0	0	0
	P-12	2	R・T	60	73	100	100	91	0	1~2	1~2	0	1~2
25 (HT80)	P-13	0	R・T	0	0	0	0	0	50	100	1~2	0	33
	P-14	1	R・T	0	0	0	0	0	100	100	100	100	100
	P-41	1	50	0	0	0	0	0	0	0	0	80	21
	P-42	1	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-43	1	125	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 (HT80)	P-15	2	R・T	70	100	100	100	100	0	95	68	0	54
	P-16	0	R・T	0	1~2	1~2	1~2	1~2	0	0	95	53	50
	P-17	1	R・T	0	1~2	1~2	1~2	1~2	100	100	100	100	100
	P-18	2	R・T	0	0	95	56	50	100	100	100	100	100

Root Cracks in Vertical Plate or Weld Metal Cracks

表-5 T型割れ試験結果（その2 軟鋼用溶接棒使用）

Vertical Plate Thickness (mm)	Mark	Root Gap (mm)	Welding Position	Preheat Temp. (°C)	Cracking Percentage (%)									
					First Bead					Second Bead				
					Surface	Sec. I	Sec. 2	Sec. 3	Sec. Av	Surface	Sec. I	Sec. 2	Sec. 3	Sec. Av
50 (HT80)	P-1	0	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-3	08	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-5	19	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36 (HT80)	P-2	0	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-4	08	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-6	2	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25 (HT80)	P-38	0	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-39	1	H	R・T	0	17	1~2	0	6	0	0	0	0	0
	P-33	1	V	R・T	0	50	40	40	43	0	0	0	0	0
	P-25	1	OH	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-40	2	H	R・T	(100)	(100)	(100)	(100)	(100)	0	0	0	0	0
19 (HT80)	P-35	0	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-36	1	H	R・T	0	45	20	12	29	0	0	0	0	0
	P-44	1	H	R・T	0	30	0	0	10	—	—	—	—	—
	P-45	1	H	50	0	1~2	0	0	1~2	—	—	—	—	—
	P-46	1	H	75	0	0	0	0	0	—	—	—	—	—
	P-47	1	H	100	0	0	0	0	0	—	—	—	—	—
	P-37	2	H	R・T	0	0	0	0	0	—	—	—	—	—

Heel Cracks ( ) Weld Metal Cracks

H: Fillet Weld in The Horizontal Position  
V; in The Vertical Position  
OH; in The Overhead Position

表-6 T型割れ試験結果(その3 CO<sub>2</sub>溶接)

Vertical Plate Thickness (mm)	Mark	Root Gap (mm)	Welding Position	Preheat Temp. (°C)	Cracking Percentage (%)									
					First Bead				Second Bead					
					Surface	Sec. 1	Sec. 2	Sec. 3	Sec. Av	Surface	Sec. 1	Sec. 2	Sec. 3	Sec. Av
25	P-27	I	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-28	I	H	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-29	I	V	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-30	I	V	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-31	I	OH	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	P-32	I	OH	R・T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

H; Fillet Weld in The Horizontal Position

V; in The Vertical Position

OH; in The Overhead Position

表-7 HT80T型割れ試験結果(その4 潜弧およびMIG自動溶接)

Welding Procedure	Strength of Wire (kg/mm <sup>2</sup> )	Preheating Temp. (°C)	Mark	Surf-	During machine working	Cross Section	Longitudinal Section		Plane Section	Hv of Weld Metal
							I	2		
SUB	60	50	M-7-1	○	○	○	○	○	○	246
			M-7-2	○	○	○	○	○	○	256
	60	Room Temp.	M-13-1	○	●	○	○	○	○	254
			M-13-2	▲	▲	○	○	○	○	252
	80	100	M-5-1	○	○	○	○	○	○	255
			M-5-2	○	○	○	○	○	○	255
MIG	80	50	M-6-1	○	○	○	○	○	○	257
			M-6-2	○	○	○	○	○	○	255
	60	Room Temp.	M-8-1	○	○	○	○	○	○	237
			M-8-2	○	○	○	○	○	○	251
	80	Room Temp.	M-9-1	○	●	○	○	○	▲	287
			M-9-2	▲	▲	■	■	●	▲	307
	80	50	M-10-1	○	●	○	○	○	○	265
			M-10-2	○	○	○	○	○	○	284
	80	Room Temp.	M-11-1	○	○	○	○	○	○	274
			M-11-2	○	○	○	○	○	○	271
	80	50	M-12-1	○	○	○	○	○	○	273
			M-12-2	○	○	○	○	○	○	269

○No Crack ●Transverse Cracks ▲Longitudinal Cracks ■Root Cracks

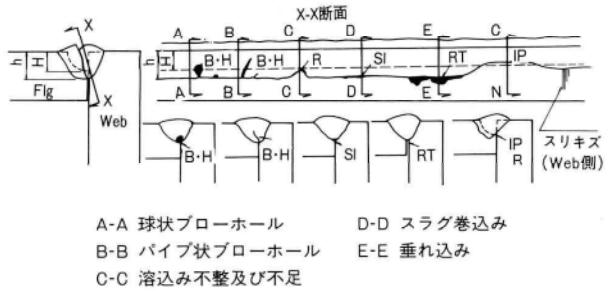


図-17 ルート部溶接欠陥の模式図

## 5. あとがき

溶接の標準化は全てきめの細い標準化実験に基づき制定されているが、標準はあくまで標準であり全てのケースに対応出来るものではない。標準が制定された意義およびその限界を知ることは非常に重要なことである。

本報では、これらのこと考慮して全て千葉工場で行なった実験結果を基に溶接継手の品質保証の立場から、調質高張力鋼の溶接について解説を加えた。若干まとまりのない記述になってしまったが、意のあるところを読み取って今後の溶接設計および溶接施工に少しでも役に立てば幸いである。

# 58キロ耐候性調質高張力鋼の冷間塑性ひずみ脆化

鬼頭省吾\*  
森下統一\*\*

## 1. まえがき

鋼材を冷間塑性加工し塑性ひずみを与えると鋼材は硬化し、靭性が劣化したり、亀裂が発生することがある。塑性ひずみによる硬化は時間の経過とともに進行し、この現象はひずみ時効と言われる。堀川の研究<sup>1)</sup>によれば

- ① 鋼材の規格、成分系、熱処理を問わず、ひずみ時効脆化の傾向は小さくない。
- ② ひずみ時効脆化の程度をシャルピー衝撃試験の破面遷移温度の上昇量で表すと、予ひずみ量3%のとき10~30°、10%のとき20~50°、20%のとき30~60°である。
- ③ SM41B、SM50B、およびSM50YB材に対しては、予ひずみ量3%が冷間塑性加工量の許容値についての1つの目安であり、SM58Q材では15%が目安である。

予ひずみ量3%は曲げ半径が板厚の15倍(15t)の場合の表面ひずみに相当し<sup>2)</sup>、鉄道橋、道路橋とも冷間曲げ加工の曲げ半径は15t以上とすること、と規定されている<sup>3),4)</sup>

文献1)によれば、ひずみ時効脆化後のシャルピー吸収エネルギーは鋼種によってかなり異なる。したがって設計にあたっては適切な鋼種の選定が重要となる。日本の標準示方書類では、鋼種は寒冷地向けの鉄道橋で仕様が追加されるほかは板厚のみによって選定されている。西ドイツでは板厚の他に応力状態、圧縮引張の別、部材の重要性、および冷間加工予ひずみ量が鋼種選定に加味される<sup>5)</sup>。

設計の実務面からは曲げ半径を15t以下にせざるを得ない構造が生ずることがある。板厚が薄くて小さい部品の場合はガスバーナーで加熱して熱間曲げとする方法も可能であるが、厚い板とか幅の広い部品では均一に加熱す

ることが容易でなく熱間曲げ加工は採用し難い。熱間加工方法の他には、ひずみ時効脆化後もシャルピー吸収エネルギーが大きい鋼種を用いる方法が考えられる。SM58Qはこの性質を備えた鋼材と言えよう<sup>1)</sup>。

こゝでは、耐候性裸使用鋼材であるSMA58WQでもSM58Qと同等の性質をもつかどうかを実験によって確認しようとしたものである。

## 2. 実験

### (1) 予ひずみ量決定のための予備実験

この実験は実際に製作した橋梁の施工試験を兼ねて行ったので、実構造の曲げ加工による表面ひずみと等しい予ひずみを与えることとした。予備実験の目的は、板厚、曲げ半径を実構造と等しくして曲げ加工による表面ひずみ量がどの程度になるかを前もって把握しておくものである。

#### (a) 予備実験要領

- ① 供試材：IPE 300×32×700 (SM58Q)
- ② 曲げ半径；R = 188mm (5.9t)
- R = 300mm (9.4t) 各1体
- ③ 曲げ加工方法；図-1に示すように先端のR = 50mmの押し治具を用いて、30mm間隔でプレス加工。押

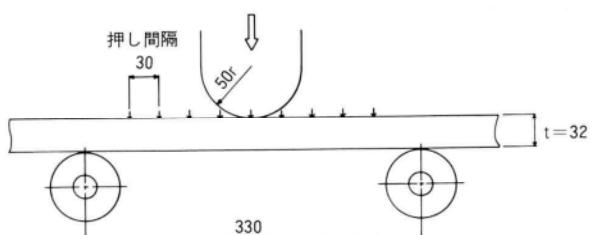


図-1 曲げ加工治具

\* 千葉工場製造部生産技術課長

\*\* 千葉工場製造部生産技術課課長代理

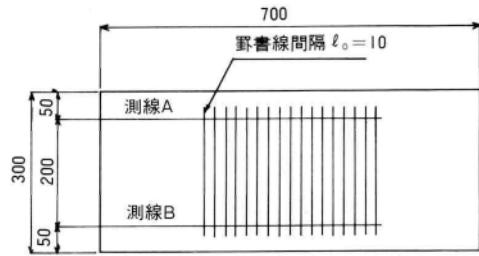


図-2 ひずみ測定方法

し曲げ量の管理は、1回押すごとにガバリ（R規定）を当てることによって行った。

④ ひずみ測定方法；平板時に10mm間隔の罫線を入れておき、曲げ加工前後にその間隔を0.1mm単位で読み取れる目盛付きルーペで測定。曲げ加工後の罫線は原寸用シナイに写し取った（図-2）。

#### (b) 曲げ加工による表面のひずみ

曲げ加工による表面ひずみの測定結果を図-3、4に示す。図-3の計算ひずみは次式によって求めた。

$$\varepsilon_0 = \left( \frac{R + t}{R + \beta t} - 1 \right) = \frac{1 - \beta}{R/t + \beta}$$

ここで、 $\beta = 0.45$ とし、記号は図-5による。

$R = 188\text{mm}$  (5.9t) のひずみ平均値9.4%、最大ひずみ12.1%、 $R = 300\text{mm}$  (9.4t) では平均6.0%、最大8.2%であった。平均ひずみは両方とも計算ひずみより大きく、それぞれ1.08倍、1.07倍である。平均ひずみ値から $\beta$ を逆算するといづれも $\beta = 0.41$ となる。

#### (c) 予ひずみ量

本実験における予ひずみは、予備実験で得られた最大ひずみをとることとし、12%、8%とした。この他に、基本値としての0%と中間値5%の予ひずみを導入して行った。

#### (2) 所定予ひずみの導入方法の検討

##### (a) 検討項目

###### ① ひずみゲージの精度確認

予ひずみは引張試験機で与えることとしたが、塑性域であるため所定のひずみ量を載荷荷重で管理する

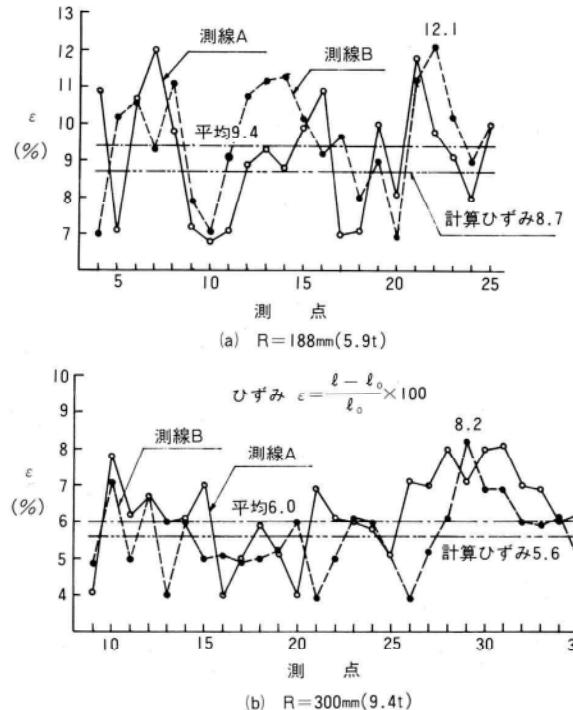


図-3 曲げ加工によるひずみ分布

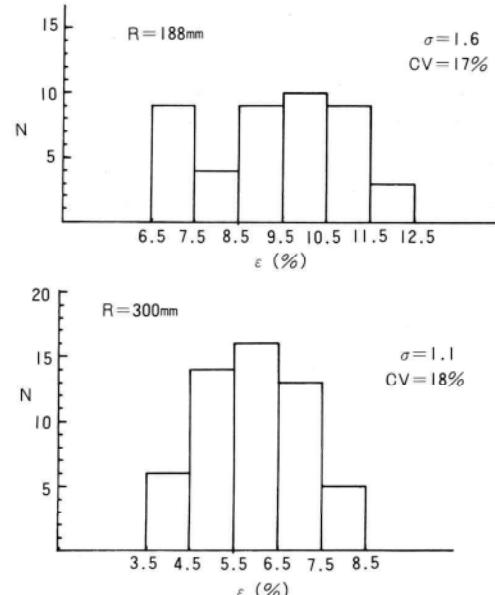


図-4 曲げ加工によるひずみの度数分布

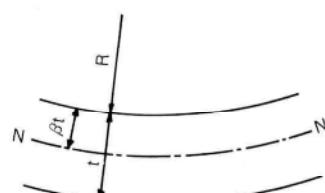


図-5 ひずみ計算式の記号

ことは難しい。そこで大ひずみ用ゲージを用いることとし、その精度がどうかを調査した。

## ② 残留ひずみ

載荷中のひずみと除荷後の残留ひずみとの関係。

## ③ ひずみの分布

シャルピー衝撃試験片採取位置を決めるためのひずみ分布。

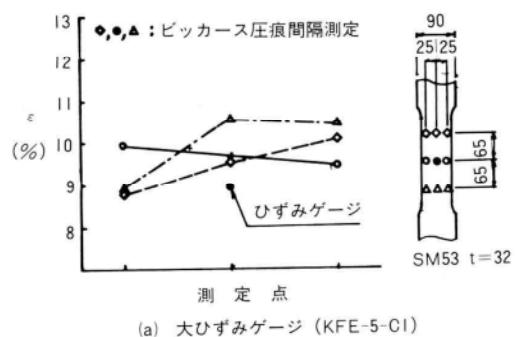
供試体の形状はいづれも本実験と同一（図-8）とした。

### (b) ひずみゲージの精度

ひずみゲージは下記の2種類（共和電業製）を用いた。  
箔大ひずみゲージ；KFE-5-C1 (GF=2.16)  
超大ひずみゲージ；KLM-6-A9 (GF=1.86)  
ひずみ測定器；自動デジタルひずみ測定器

TDS-100 (東京測器研究所)

ピッカース硬度計を用いて、間隔0.5mm 1測点4間隔の圧痕をつけ塑性ひずみ導入前後にこの間隔を測定（有効数字3けた）して求めたひずみと、ひずみゲージ測定値を図-6に示す。図-6の圧痕間隔によるひずみは1測点表裏各4点の平均値である。ひずみ測定値のバラツキは、試験片の幅方向よりも長手方向の位置によるもの



(a) 大ひずみゲージ (KFE-5-C1)

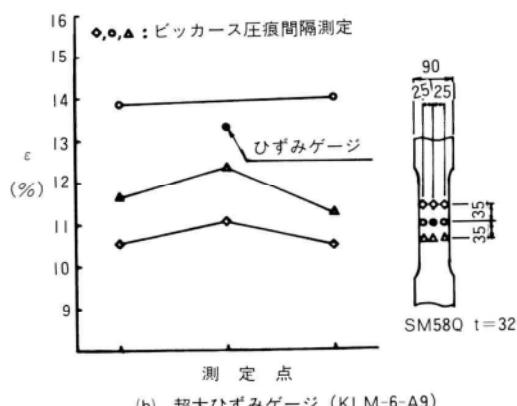


図-6 ひずみゲージと圧痕間隔測定のひずみ比較

の方が大きい傾向にある。そこで、長手方向中央の測定値で比較することとすると、ひずみゲージの方が各々0.7%、0.6%程度小さ目の値を与える。

### (c) ひずみ分布

試験片の長手方向中央における幅方向のひずみ分布を調査した。測定は前項(b)と同様にピッカース硬度計による圧痕間隔測定とひずみゲージを併用した。測定位置とひずみの分布状態を図-7に示す。ここでもひずみゲージ測定値の方が圧痕間隔から算出したひずみより1%程度小さい。ひずみの幅方向および板厚方向の分布はほぼ一様であるので、本実験でのシャルピー試験片の1組をひずみが与えられた試験片の長手方向中央から採取すれば、その1組のシャルピー試験片は等しい予ひずみが導入されているとみなされよう。

### (d) 載荷時と除荷時のひずみの差

導入時のひずみ量をひずみゲージで管理するとして、引張試験機による載荷時のひずみと除荷後の残留ひずみの差を把握しておく必要がある。そこで、ひずみ $\epsilon=5\%$ 、 $8\%$ および $12\%$ のときのそれぞれの載荷時と除荷時のひずみを測定した。試験片には形状、材質とも本実験と同一のもの（図-8）1体を用い、 $\epsilon=5\%$ 、 $8\%$ 、 $12\%$ %の順に載荷、除荷を繰返した。ひずみゲージは超大ひずみゲージ（KLM-6-A9）を用い、試験片中央の表裏に

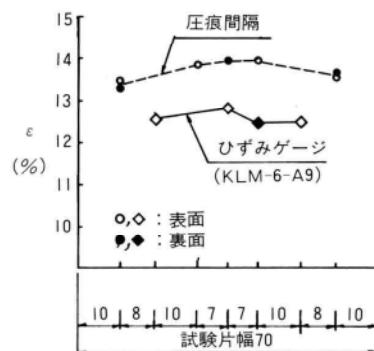


図-7 試験片中央におけるひずみの幅方向分布

表-1 載荷時と除荷時のひずみ(%)

目標	測定面	載荷時	除荷時	差	差の平均
5	表	5.8	5.5	0.3	0.3
	裏	5.8	5.5	0.3	
8	表	9.0	8.6	0.4	0.4
	裏	9.0	8.6	0.4	
12	表	13.2	12.8	0.4	0.4
	裏	13.2	12.8	0.4	

(ひずみゲージ KLM-6-A9)

貼付けた。測定結果を表-1に示す。載荷時と除荷時のひずみの差を0.4%、ひずみゲージが1%小さい値を示すと考えて、載荷時のひずみは目標の0.6%減で管理することとした。

### (3) ひずみ時効脆化実験

#### (a) 実験条件

供試体の形状、ひずみ測定位置を図-8、供試材の化学成分と機械的性質を表-2に示す。試験体は予ひずみ $\varepsilon=12\%$ 、8%および5%を各3本と $\varepsilon=0.1$ 本の合計10本とした。予ひずみを与えた試験体に文献1)と同様に電気炉内で250°C 1時間の時効促進処理を施した後、図-9に示す位置から1体につき2組6本づつのシャルピー試験片を採取した。試験温度は1組を-5°C他の1組を-20°Cとした。-5°CはJIS G3114に規定されているSMA 58Wの試験温度である。

#### (b) 実験結果と考察

各試験体の予ひずみを表-3に示す。載荷時と除荷時のひずみ差は各予ひずみ量とも0.4%程度である。材料が履歴した塑性ひずみの範囲内で、応力とひずみが比例関係にあるとすると、塑性域におけるヤング率 $E_P=\sigma_B/\varepsilon_P=6700/0.004=1.7 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ であり、弾性域における

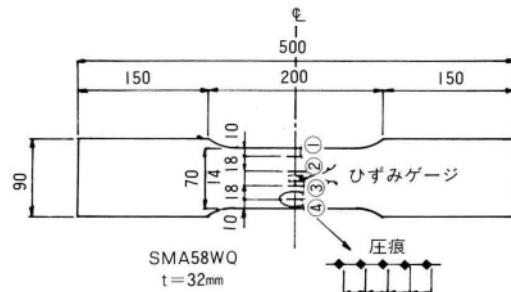


図-8 供試体形状とひずみ測定位置

表-2 供試材の化学成分、機械的性質(ミルシートより)

化学成分 (%)										
C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Ceq
0.11	0.35	0.84	0.016	0.006	0.31	0.13	0.51	0.03	0.04	0.40

機械的性質 降伏点 58kg/mm<sup>2</sup> 引張強さ 67kg/mm<sup>2</sup>  
衝撃値 29.5kg·m at -5°C

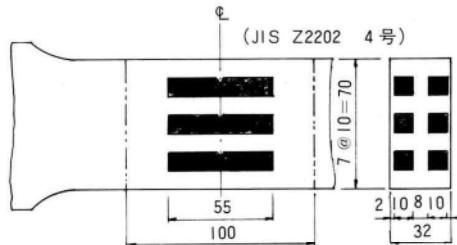


図-9 シャルピー試験片採取位置

表-3 導入予ひずみ量 $\varepsilon$  (%)

目標 ひずみ	TP記号	ひずみ 測定面	ひずみゲージ測定値			ピッカース圧痕間隔測定によるひずみ				
			載荷時	除荷時	平均	①	②	③	④	平均
12	A 1	表	12.2	11.6	平均 11.5	11.9	12.4	12.7	13.4	12.4
		裏	11.8	11.4		12.3	12.4	12.4	12.5	
	A 2	表	12.0	11.6	11.5	11.8	12.7	12.5	12.3	12.3
		裏	11.8	11.4		12.2	12.3	12.5	12.1	
	A 3	表	12.0	11.6	11.5	12.3	12.4	12.5	12.3	12.4
		裏	11.8	11.4		12.3	12.3	12.5	12.3	
8	B 1	表	7.9	7.4	7.4	8.3	8.6	8.4	8.2	8.3
		裏	7.8	7.4		8.2	8.3	8.4	8.2	
	B 2	表	7.6	7.2	7.3	8.0	8.2	8.1	8.0	8.2
		裏	7.7	7.3		8.2	8.3	8.4	8.0	
	B 3	表	7.3	6.9	7.2	8.3	8.2	8.4	8.5	8.4
		裏	7.9	7.5		8.3	8.4	8.3	8.6	
5	C 1	表	5.0	4.6	4.6	5.1	5.2	5.1	5.1	5.1
		裏	4.9	4.6		5.4	5.1	5.0	5.2	
	C 2	表	5.0	4.6	4.6	5.3	5.3	5.3	5.3	5.2
		裏	5.0	4.6		5.2	5.2	5.2	5.2	
	C 3	表	5.0	4.6	4.6	5.1	5.2	5.3	5.2	5.2
		裏	5.0	4.6		5.2	5.3	5.0	5.2	

使用ひずみゲージ  $\varepsilon=12\%$ ; KLM-6-A9,  $\varepsilon=8\%, 5\%$ ; KFE-5-C1

ヤング率Eの80%の値となる。

予ひずみ量とシャルピー吸収エネルギーの関係を図-10、予ひずみ量とシャルピー吸収エネルギーの低下率を図-11、試験温度との関係を図-12に示す。予ひずみ量 $\varepsilon = 5\%$ では $-5^{\circ}\text{C}$ 、 $-20^{\circ}\text{C}$ とも $\varepsilon = 0$ のときと等しい吸収エネルギーを有しており、かつばらつきもない。 $\varepsilon$ が $5\%$ を超えると低下し始め、ばらつきも大きくなる。予ひずみ量によるシャルピー吸収エネルギーの低下率は温度

が低いほど著しい。また、試験温度による低下は予ひずみ量が大きいほど著しい傾向にある。しかし吸収エネルギーの低下が最も大きい $-20^{\circ}\text{C}$   $\varepsilon = 12\%$ の場合でも、 $\varepsilon = 0$ のときの89% 26.5kg·mであり、JISの規定値4.8kg·mよりもかなり大きい。これには元の素材が規定値よりもずっと大きく製造されていることが有効に働いているためと言えよう。

### 3.まとめ

曲げ半径が板厚の15倍よりも小さい冷間曲げ加工をする場合、ひずみ時効脆化の面から考えてSMA58WQ材を用いることが妥当かどうかを知る目的で実験を行った。この実験から下記のようなことが得られた。

- 1) プレスによる押し曲げ加工では、押し金具の半径、受け金具の支間、押し間隔によって程度に差があると考えられるが、円周方向のひずみ分布のばらつきは小さくない。
- 2) SMA58WQ材のひずみ脆化は、予ひずみ量が5%までは現れないと考えられるが、5%以上になると予ひずみ量が大きい程、温度が低い程大きくなる傾向にある。
- 3) 予ひずみ量が12%（円周方向のひずみ分布が均一であれば $R=4.1t$ に相当）でも、シャルピー吸収エネルギーはJISの規格値をかなり上回るようである。ただし、これは元の素材が高い値を有していたためであろう。SMA58WQのシャルピー吸収エネルギーは一般的には30kg·m程度を有しているので、前もってこれを確認しておくことを前提に、SMA58WQ材に12%程度の塑性ひずみ加工を行うことは可能であると考えられる。
- 4) 溶接継手特に大入熱で施工されるサブマージアーグ溶接継手のシャルピー吸収エネルギーは母材に比べてかなり小さいのが通例である。したがって、溶接継手部に塑性ひずみ加工を行う場合は別の検討が必要である。

今回の実験はSMA58WQについてのみ行った。その他の耐候性鋼材についても別の機会をみて行いたい。

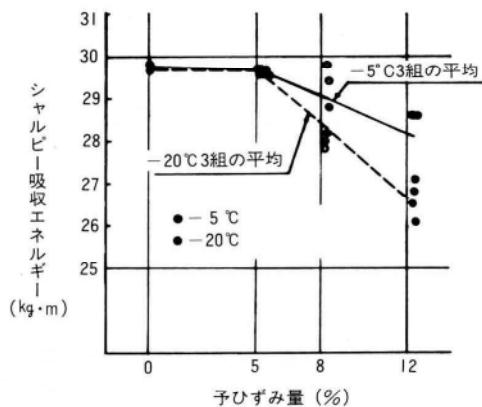


図-10 予ひずみ量とシャルピー吸収エネルギー

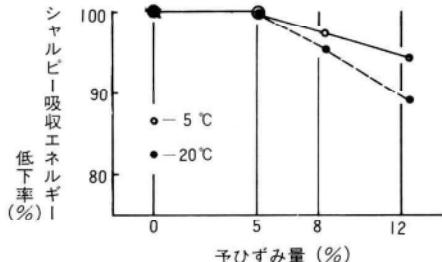


図-11 予ひずみ量とシャルピー吸収エネルギーの低下率

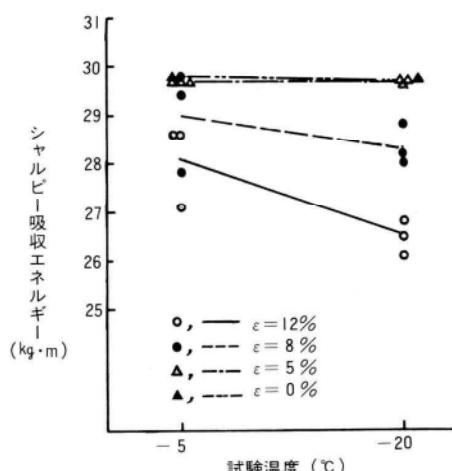


図-12 温度とシャルピー吸収エネルギー

## 〈参考文献〉

- 1) 堀川; 冷間塑性加工に伴う構造用鋼材のひずみ時効脆化、土木学会論文報告集第300号、1980年8月
- 2) 構造物設計事務所(鋼構造); JRS(鋼鉄道橋)改訂の要点、構造物設計資料No.69、1982年3月
- 3) 構造物設計事務所; JRS 05000-1H-13AR5F、昭和60年1月31日改正

4) 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説、昭和55年2月

5) 土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小委員会; 各国の橋梁示方書における鋼材の使い分け、土木学会誌、1975年9月号

## グラビア写真説明

### 大島大橋

本橋は、本州四国連絡橋 尾道～今治ルート(Eルート)に属しており、瀬戸内海のほぼ中央に位置する伯方島(見近島)と大島の間にある宮窪瀬戸を跨いでいる。橋梁形式は単径間補剛吊橋であり、中央径間560mの補剛桁に逆台形箱桁を用いている。この規模の補剛桁に箱桁を採用したのは我が国で最初のものである。この構造は全体的にスレンダーであるため、特に耐風安定性について十分な検討が施された。結果的に安全性があり、経済的な吊橋となった。本橋は昭和62年10月開通が予定され、目下上部工の施工が行われている。開通時点では車道2車線、自転車歩道1車線の暫定形状となっており、将来の最終完成時には、車道4車線、自転車歩道2車線の計6車線が計画されている。

(小坪)

### 高清水橋

高清水橋は新潟県柏崎市を起点とし、福島県会津若松市に至る国道252号線の改良工事(宮下バイパス工事)の一環として福島県大沼郡三島町宮下に架けられた。

全体事業費18億6千万円の本橋は、中央部主径間が中路式ローゼ桁で橋長320m幅員10.5m車道2車線、片側に歩道という構造で、同型橋では東北一であり、全国的にも有数の規模を誇るものである。シルバー塗装の優美な姿が、雄大な只見川の景観と調和し、山並みの紅葉と見事なコントラストを描き、一大人工美を呈している。

この地区の住民待望の新橋完成によって、曲りくねった現道の改良が一気に進み、冬期間の交通もスムーズになり、同時に全国的にも有名な桐の町、ふるさと運動の町として、観光地としての魅力がさらに高まるものと期待されている。(窪田)

### 水穂大橋

札幌市の中心部を流れる豊平川の35番目の橋梁として、架橋地点の河川条件及び前後の取付道路による桁高制限等の関係で、北海道では初めての鋼床版ニールセン橋です。又、街の中心部に位置するアーチ系橋梁の為、都市景観を考慮し、カラーシュミレーションを使い、市民の順位付けで、水色の塗色とし、地元町内会の親しみを込めて、本橋を結ぶ両町内会の1文字づつを取り、水穂大橋と命名されました。(川村)

# 埋込み式合成桁の構造試験

高野祐吉\*  
原 昭恵\*\*

## 1. まえがき

H型鋼埋込み桁については、多くの研究が発表され<sup>4)~10)</sup>特に鉄道橋においては、設計標準も整備され<sup>11)</sup>実用化がなされている。我社では小支間用の橋梁として、すでに薄鋼板を用いた鋼、コンクリート合成桁を発表している<sup>1)</sup>。

それと開発の狙いを同じくするものであるが、図-1に示す7~12mを適用支間とする小支間の道路橋に、今まで研究がなされている各種のずれ止めや、薄鋼板による梁の研究を基に、埋め込み桁に適用すべく研究を進めている。この構造上の特色および開発の狙いは以下の通りである。

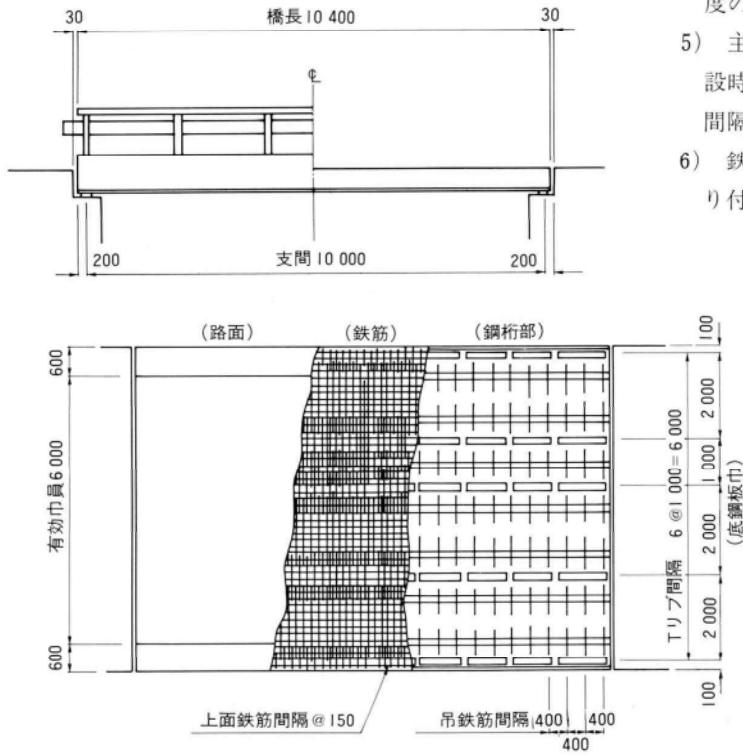
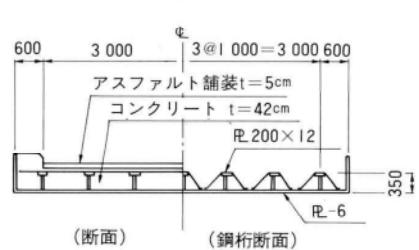


図-1 小支間用橋梁一般図

## (1) 構造上の特色

- 1) 下フランジを型わくを兼ねた薄鋼板とした。
- 2) コンクリートの割れ止め用に入れた鉄筋のうち、桁直角方向のものは、T型リブのフランジに溶接することにより、ずれ止めの機能も兼ねさせた。
- 3) 底板の巾を2mと1mの2種とし、それを組合せることにより、1m間隔ではあるが、あらゆる巾員に対応できるものとした。
- 4) 底板は橋軸方向にH.T.Bにより連結されているが、H.T.Bの孔をピッチ間隔でずらすことによりある程度の斜角にも対応できるものとした。
- 5) 主桁間隔を1mとしたが、底板がコンクリート打設時に垂れ下がる事を防止するため吊鉄筋を、400mm間隔で配置した。
- 6) 鉄筋は大部分のものが、工場において鋼桁部に取り付けられている。



\* 技術本部技術開発部長  
\*\* 技術本部技術開発部技術開発課長

## (2) 開発の狙い

- 1) 型わくが不要であり、鉄筋も大部分工場で取り付けられているので、現場での工事が少なく簡便で、急速施工も可能である。
- 2) 柄高を他の型式のものに比して、低くすることが出来る。
- 3) 支間により断面は異なるが、巾員、斜角には組合せにより対応できるので、主桁の種類が少なく、工場での計画生産が可能である。
- 4) 他の競合する構造型式のものに比し、経済的である。

以上のような埋込み桁を考えている。本文はその開発にあたり、試験体の載荷試験により、その性能と特質を把握するため実験を行った報告である。

## 2. 試験体について

図-2に示すI型試験体は、主桁としての性能を調べる事を目的としたものであり、NO.1～4と4体製作した。NO.1、2は静試験用であり、NO.3、4は疲労試験用である。NO.2は柄直角方向の横鉄筋を1本おきに(300mmピッチ)にT型リブフランジに溶接したものであり、他の3体は全ての横鉄筋がフランジに溶接されている。(150mmピッチ)

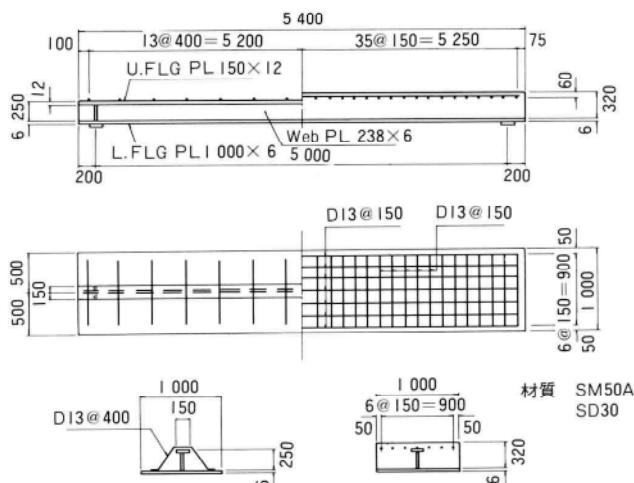


図-2 I型試験体

図-3に示すII型試験体は橋軸直角方向の荷重分配を確認する事を目的とするもので試験体は同一のものを4体製作した。

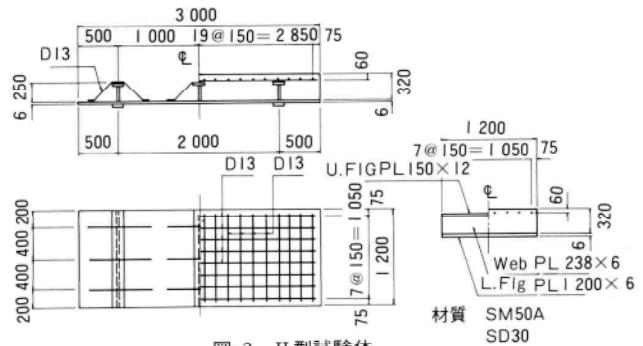


図-3 II型試験体

表-1 コンクリートの強度と配合

強度試験結果(実験開始時)	298kg/cm <sup>2</sup>
強度試験結果(実験完了時)	361kg/cm <sup>2</sup>
ス ラ ン プ	12cm
水	153kg/m <sup>3</sup>
セ メ ン ト	266kg/m <sup>3</sup>
細 骨 材	799kg/m <sup>3</sup>
粗 骨 材	1108kg/m <sup>3</sup>
混 和 材	0.665kg/m <sup>3</sup>
水・セメント比	57.5%

試験体に使用した材料は鋼板は全てSM50A規格品、鉄筋はSD30規格品とした。又、コンクリートは早強コンクリートを使用したが、強度および配合は表-1の通りである。なお養生は建屋内における湿潤養生とした。

## 3. 試験方法

I型のNO.1、2の静試験は、写真-1、および図-4のごとく、2点載荷とし、門型フレームを使用し、ロードセルで荷重を計測しながらジャッキで載荷した。各載荷時におけるスパン中央の撓みを変位計により計測し、コンクリート上面、底板の上下面、リブ上フランジ、鉄筋のひずみをひずみゲージにより計測した。ひずみゲージの配置および使用ゲージは図-5に示す。

NO.3、4の疲労試験は上記の門型フレーム内のジャッキを疲労試験機に切り替えて載荷した。載荷荷重はNO.3は上限荷重を17.0t(底鋼板の支間中央部において約 $\sigma_a = 1100\text{kg}/\text{cm}^2$ )、下限荷重2.0tとし、NO.4はそれぞれ14.0t( $\sigma_a = 900\text{kg}/\text{cm}^2$ )、2.0tとした。なお荷重のサイクルは250回/分である。50万回、100万回時において繰返し荷重をとめ、それぞれについて上限荷重までの静試験をNO.1、NO.2と同様の方法により行い、繰り返し荷重載荷後における性状の変化をしらべた。

II型の試験体はいずれも静試験とし、NO.1、NO.2はコンクリート面より載荷する表曲げとし、リブ直上お

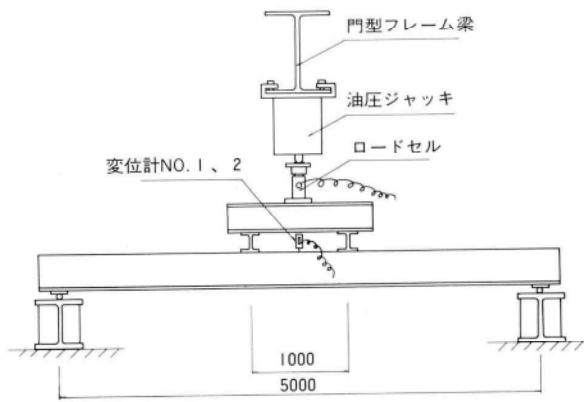


図-4 I型試験体静試験載荷法

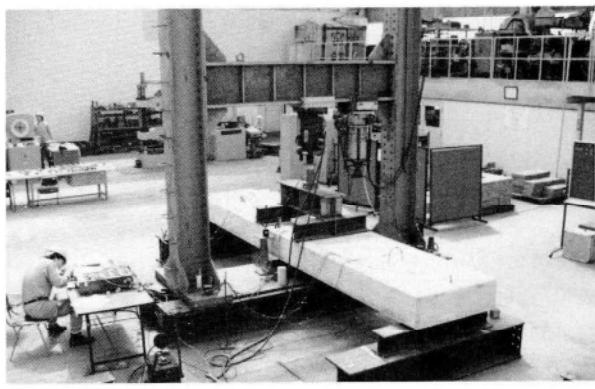


写真-1 載荷試験状況

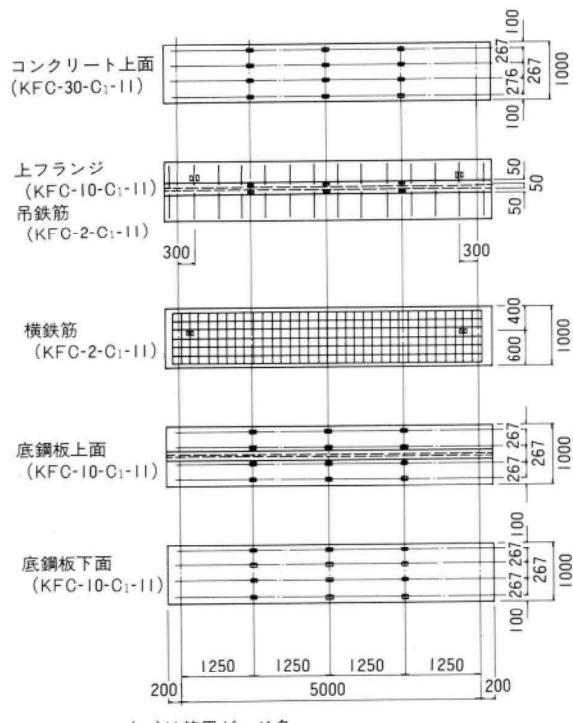
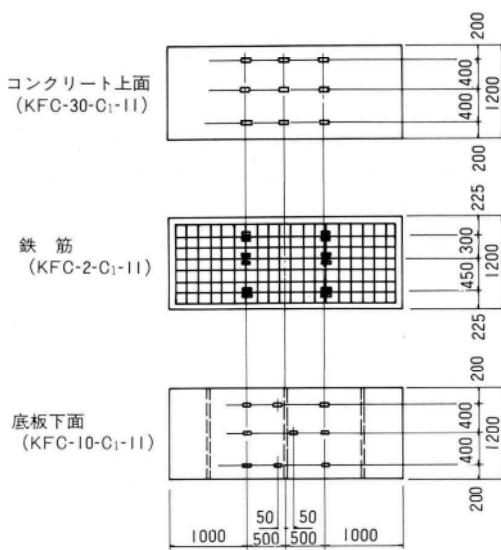


図-5 I型試験体ひずみゲージ配置



( )は使用ゲージ名

図-6 II型試験体ひずみゲージ配置

よりリブ間の中央より載荷した。又、NO. 3、4は鋼板側より載荷する裏曲げ用とし、これもリブ直上およびリブ間中央より載荷した。荷重載荷法は1点載荷であるがI型の場合と同様の方法で行い、コンクリート上面、鉄筋、鋼板面にとりつけたひずみゲージにより、各荷重下におけるひずみを計測した。又、載荷点における撓みを変位計により計測した。ひずみゲージの配置は図-6に示す。ただし荷重直下の点については計測していない。

#### 4. 試験結果

図7~17まで各試験体の試験結果を示すが、実際の試験においては、いずれもここに示す約3倍のデーターを計測している。

図-7、8はI型のNO. 1、NO. 2のコンクリート上面および底鋼板の支間中央と $\frac{1}{4}L$ 点における荷重とひずみ量の関係をプロットしたものである。コンクリート上面においては、支間中央の4ヶ所のひずみ量を平均したものであり、 $\frac{1}{4}L$ 点では8ヶ所のものを平均した。又鋼板部においては鋼板の上下面のものもさらに加え、それぞれ、8ヶ所と16ヶ所のものを平均してある。図中の直線と点線で示した理論線については考察の項に記す。

図-9、10は、NO. 3、NO. 4の50万、100万回の繰返し荷重載荷後における荷重一ひずみの関係をプロットしたものである。データーは、NO. 1、NO. 2の場合と同様の方法でまとめた。又理論線についても考察の項に記す。

図-11、12は、NO. 1~4の荷重と支間中央部における撓みについてまとめたものである。

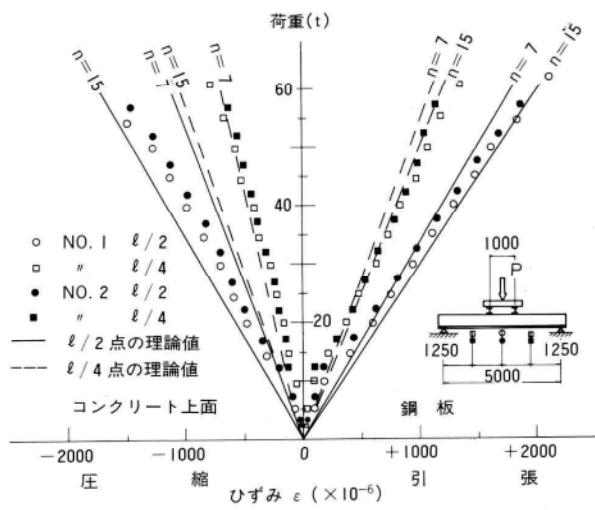


図-7 I型NO. 1、NO. 2荷重一ひずみ図

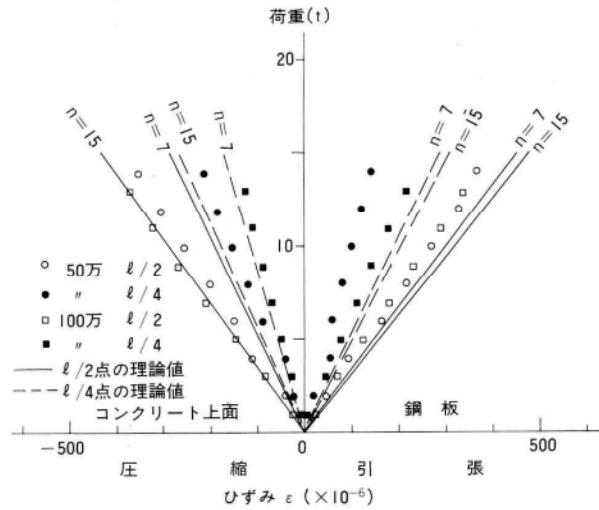


図-10 I型NO. 4

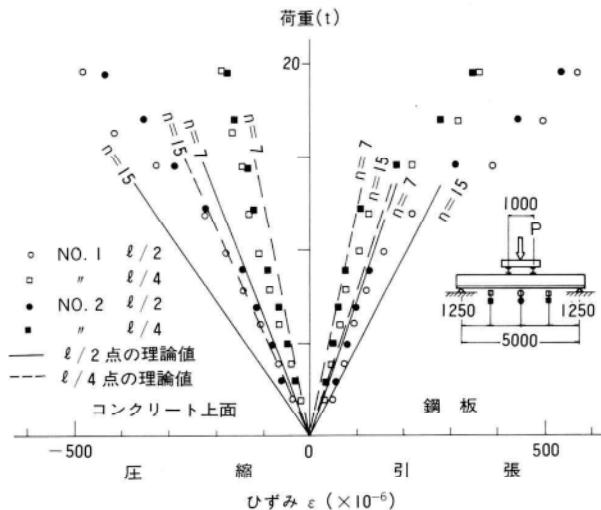


図-8 I型NO. 1、NO. 2荷重一ひずみ図

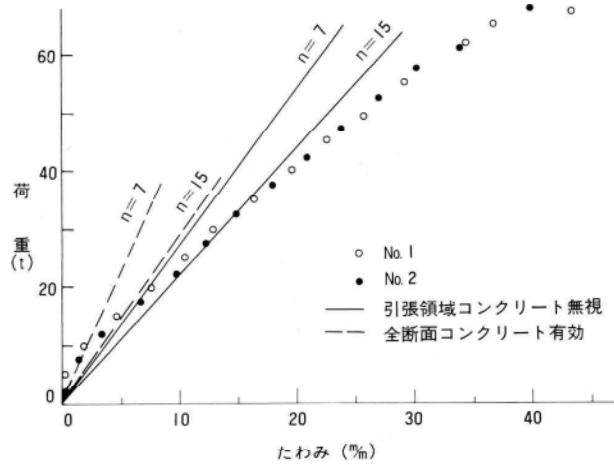


図-11 I型NO. 1、NO. 2荷重一たわみ

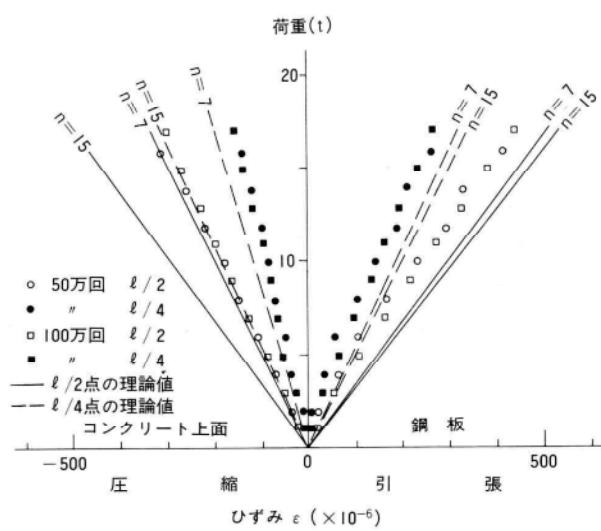


図-9 I型NO. 3

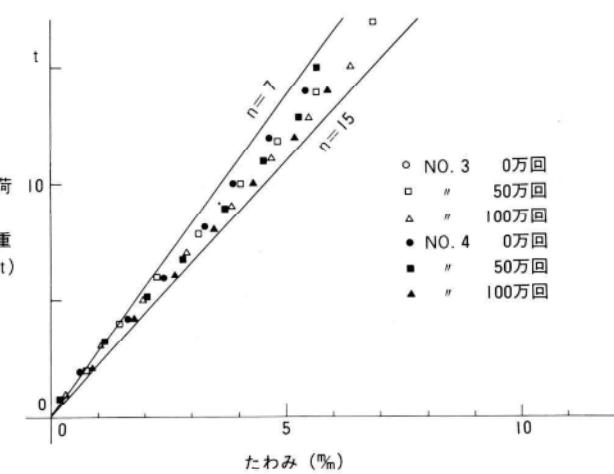


図-12 I型NO. 3、NO. 4荷重一たわみ

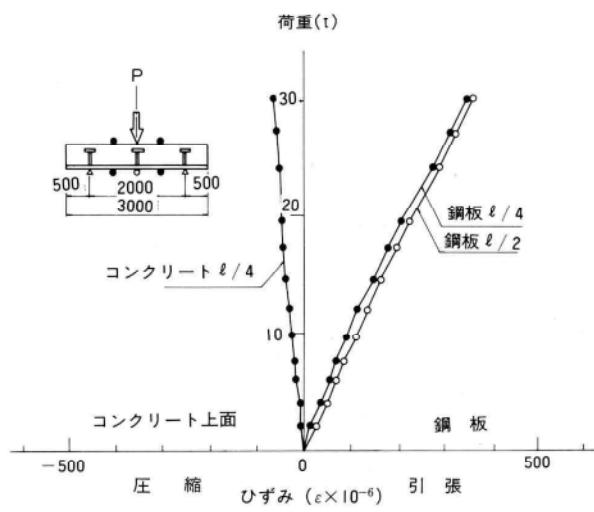


図-13 II型NO. 1

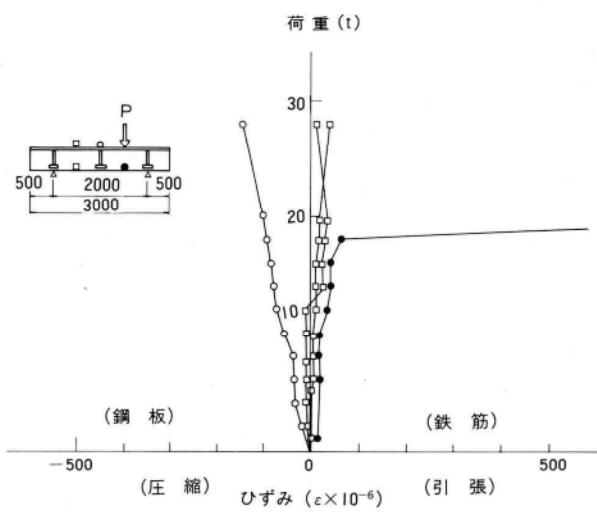


図-16 II型NO. 4

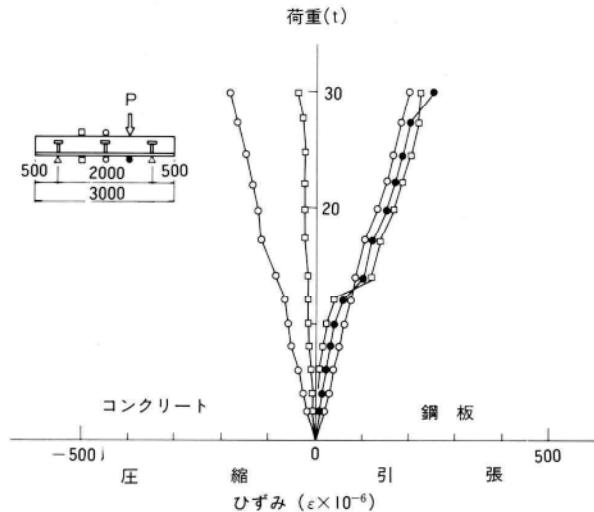


図-14 II型NO. 2

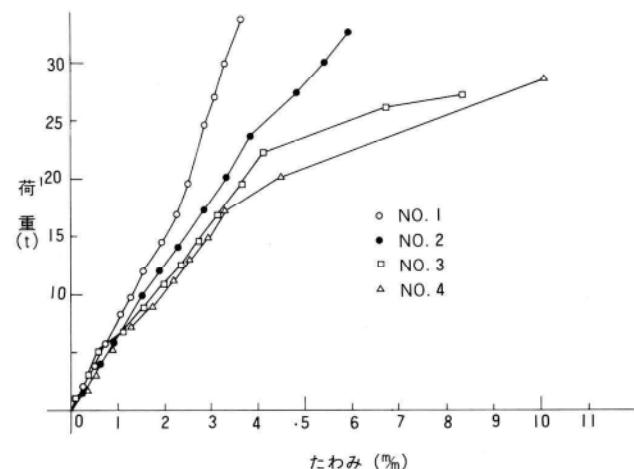


図-17 II型NO. 1, 2, 3, 4荷重一たわみ

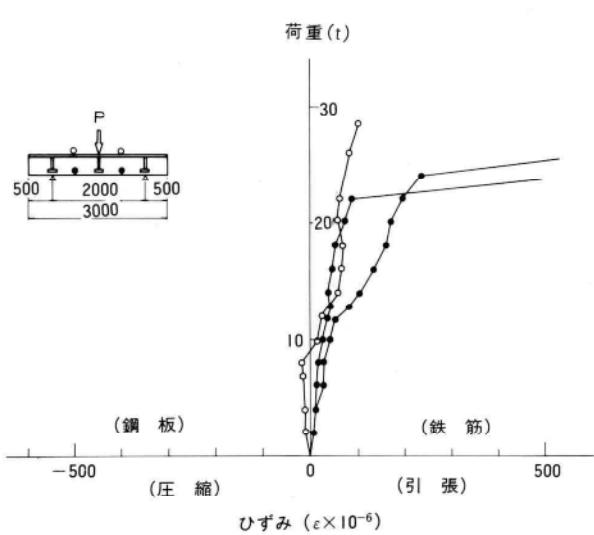


図-15 II型NO. 3

図-13～16にII型試験体のNO. 1～4についての荷重と各点のひずみ量の関係をプロットした。又図-17に荷重と荷重載荷点における撓み量について示す。

写真-2はI型試験体のひび割れの状況写真である。上の数字は支間中央よりの距離をcmで表わしており、クラック上の数字はクラックが発生した回数を万単位で表わしたものである。

写真-3はI型試験体NO. 3のひび割れの状況写真でありクラック上の数字はクラックが発生した回数を万単位で表わしたものである。

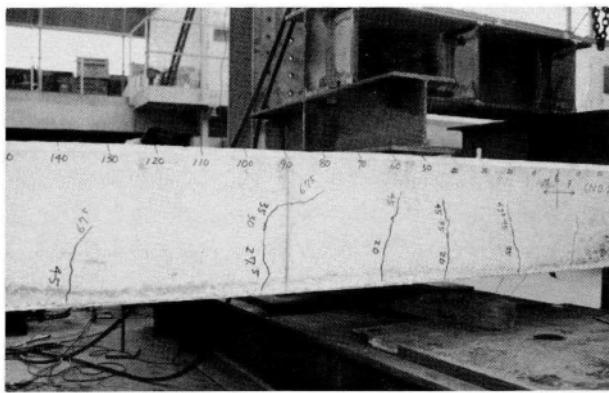


写真-2 I型NO. 2ひび割れ状況

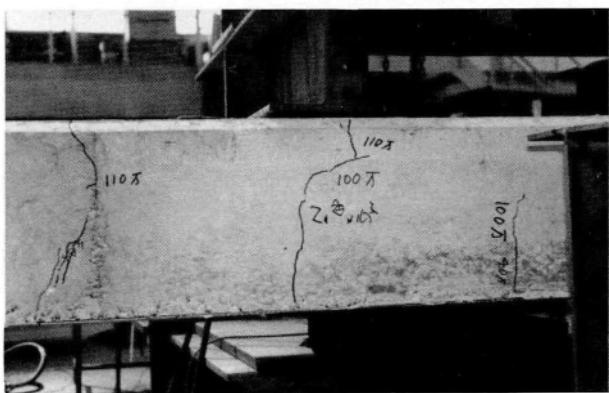


写真-3 I型NO. 3ひび割れ状況

## 5. 考 察

### (1) I型試験体NO. 1、NO. 2（静試験）

前述のごとく、NO. 2は横鉄筋の半数をリブフランジに溶接したものであるが、図-7、8、11より全数溶接したNO. 1との差異は見あたらない。よって横鉄筋については半数程度フランジ部に溶接すれば鋼桁部とコンクリートを一体化させるためのずれ止めとしての機能は満足すると結論づけられる。底鋼板部には上下面にゲージを取りつけたが、そのひずみ量の差（鋼板部の曲げによるもの）はコンクリートと鋼板がはく離し、引張領域のコンクリートにひび割れが発生するまでは、（本試験においては約13t）当然であるがほとんどない。しかし、はく離後においては載荷荷重の大きさに関係なく、 $\epsilon = 140 \sim 160 \times 10^{-6}$ の差が示された。これはコンクリートにひび割れが発生し、そのひび割れた個所でコンクリートが角折れした影響と考えられる。

図-7中の理論線は、リブフランジと、鉄筋の断面を上鉄筋の断面積とし、底鋼板の断面を下鉄筋の断面積として、いわゆる複鉄筋のコンクリート断面算定式(1)より算出した理論ひずみ量である。

$$x = -\frac{n(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left\{\frac{n(A_s + A'_s)}{b}\right\}^2 + \frac{2n}{b}(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)} \cdots (1)$$

x：コンクリートの上面より中立軸までの距離

なお試験体の巾は100cmであるが、鋼道橋路示方書に規定された支間と有効巾との規定を適用し、90cm巾で計算した。コンクリートと鋼のヤング率比nは7と15について計算した。

図-8はNO. 1、NO. 2の低荷重部分を拡大したものであるが、理論線はまだコンクリートにクラックが発生していないので、コンクリート全断面が有効であるとして計算したひずみ量の理論線である。

### (2) I型試験体NO. 3、4（疲労試験）

疲労試験については当初200万回までの繰返し荷重まで行う計画であったが、NO. 3においては130万回、NO. 4は170万回において、底鋼板が破断した。

図-9、10、12に示すごとく、NO. 3、NO. 4共に50万、100万回の繰返し荷重に対してはなんら梁としての劣化は見られない。図中の直線、点線で示す理論線は、図-7の場合と同様に複鉄筋コンクリートの断面算定式より求めたものである。

前記の底鋼板の破断個所は、NO. 3、NO. 4共にまったく同一位置で発生しており、図-18に示す。又破断個所の状況は、写真-4に示す。

破断個所はいずれも、主桁の支間中央部ではなく、支点側に寄っている事、又、吊鉄筋取付け部の溶接部より発生している事が共通している。

主桁の曲げモーメントによる底鋼板の計算上の応力度は、NO. 3の載荷荷重17.0tに対して、支間中央部で約1100kg/cm<sup>2</sup>、破断個所においては約600kg/cm<sup>2</sup>であり、NO. 4においては14tに対してそれぞれおよそ900kg/cm<sup>2</sup>、500kg/cm<sup>2</sup>である。これらのことより、この破壊は主桁の下フランジとしての引張応力の他に、底鋼板がコンクリートとはく離した状態において、吊鉄筋がずれ止めとして作用し、底鋼板にそれが取りついてる個所に局部的曲げを与えたために疲労破壊されたものと考えられる。

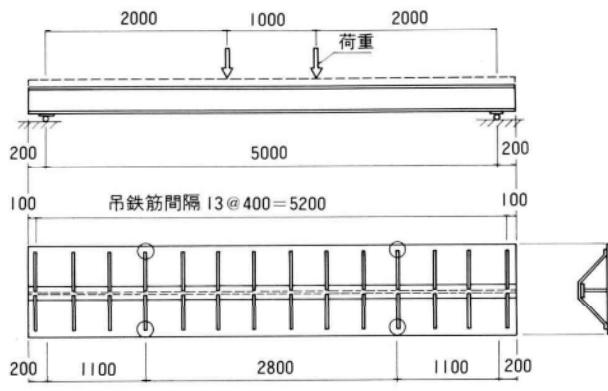


図-18 底鋼板部疲労位置

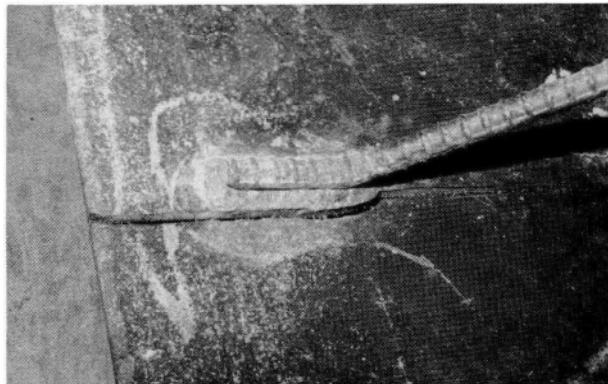


写真-4 疲労による破断個所

### (3) II型試験体 (NO. 1、NO. 2)

図-13、14よりコンクリート面より載荷した表曲げについてはかなり高い耐荷力を持っていることが分かる。ただし図が示すように底鋼板部は計測した支間方向の位置に関係なく同一荷重に対してもほぼ同一のひずみ量が発生している。これは早期においてコンクリートの引張領域で鋼板とコンクリートがはく離し、底鋼板をタイ材とするタイドアーチないしは三角トラス的機構により耐えていることが分かる。

### (4) II型試験体NO. 3、NO. 4

図-15、16は底鋼板側より載荷した裏曲げであるが、最終耐荷力はNO. 3で22t、NO. 4で18t前後と判断される。しかし、NO. 3において8t、NO. 4において12t前後で鋼板部のひずみが本来マイナス側であるべきものがプラス側に移行していることが分る。これは底鋼板が梁の圧縮材としての機能から、支点を固定した吊板としての耐荷機構へと移行しているものと推測される。

## (5) 結論

- 1) 主桁としての耐荷力は基本的には十分である。
- 2) コンクリート打設時における底鋼板垂れ止め防止のため設けた吊鉄筋については再検討を要する。
- 3) 橋軸直角方向の荷重分配のための強度については、不明確な点もあるが、設計上の必要強度は小さいので実用化できる。

## 6. あとがき

埋込み桁の道路橋への実用化にあたり、本試験を行ったわけであるが、前項結論のごとく、吊鉄筋の詳細については再検討が必要となった。これを本来の目的のみに機能させるために、この鉄筋と引張領域のコンクリートを遮断する工作が必要である。(例えばこの鉄筋にゴムホースをまく。)今後この点について再度試験を行い解決を計り、一日も早い実用化をめざしたい。

## 参考文献

- 1) 上前、高崎、原、鬼頭；薄鋼板を用いた新しい鋼・コンクリート合成桁、宮地技報NO. 1、1985年3月
- 2) 高崎、原、鬼頭；縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験、宮地技報NO. 1、1985年3月
- 3) 高崎、原、鬼頭；縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験(疲労試験)、宮地技報NO. 2、1986年1月
- 4) 中原；H型鋼埋込みコンクリートスラブの計算方法、土木技術22巻7号、昭和42年7月
- 5) 尾坂；H型鋼を埋込んだコンクリートスラブによる鉄道橋の設計方法に関する研究、コンクリートジャナルVol. 6、NO. 3、1968年3月
- 6) 尾坂、田中、岡田；H型鋼埋込み桁の疲労試験、土木学会年次講演会、昭和41年
- 7) 尾坂；コンクリートを強度計算に考慮するH鋼埋込み版けた、鉄道土木7-1、1965年1月
- 8) 曾我；H型鋼埋込みの設計、鉄道土木24-1、1982年1月
- 9) 井上；H型鋼埋込み桁の設計、構造物設計資料NO. 28、1971年12月
- 10) 小林；斜角H型鋼埋込み桁の試験、構造物設計資料NO. 65、1981年3月
- 11) 土木学会鋼鉄道橋設計標準に関する研究委員会；国鉄建造物設計標準解説(鉄筋コンクリート構造物)、昭和58年5月

# 応急橋主桁の支圧およびピン接合継手試験

鳥越弘行\*  
清水切雄\*\*

## 1. まえがき

数年来、建設省を初め、東京都・神奈川・静岡・埼玉県等の行政機関および公社・公団等においては、東海地震を想定した地震被害の予測と防災・復旧対策の検討が進められている。地震による構造物被害の中で、道路・鉄道を問わず、橋梁の被害の場合は長期間の交通止になり、交通・輸送体系に大きいダメージを与えることから、短期間に架設可能な災害時応急橋梁の必要性が高まっている。

現在、当社は、長年の鋼橋の経験を生かして開発した、使い易い汎用型の組立橋梁として、MT-Bridge<sup>2)</sup>(Miyaji Temporary Bridge)を保有し、交通切りまわし用の応急橋・工事用道路の仮橋・仮設用工事桁および災害時応急橋などとして使用実績も着実に増やしている。このMT-Bridgeの現場継手部をより簡素化し、災害時の応急橋として出来るかぎり短期間に、限られた人員・機材で架設可能な継手構造を有する簡易組立橋梁が必要となり、現場継手へ新しい簡易構造の適用を考えて、継手構造の試験を実施した。個々の継手は目新しいものでなく、圧縮フランジ部は支圧継手、ウエブはピンによるせん断キー継手または高力ボルトの引張接合継手、および引張フランジ部にはピン継手または添接板を用いた普通の高力ボルト継手を用いて、これらを有機的に組合せた桁の継手構造である。この各種継手方法を組合せた桁の継手は、従来の添接板・高力ボルトを用いた継手に比して、現場作業性は非常に良くなるが、継手部附近の局部応力集中、剛性の低下などが懸念される。これらを踏えて、この簡易継手を有する供試体を作成して載荷試験を実施し、桁継手としての性状を明確化し、実用化検討をおこなった。

## 2. 試験体

継手試験の試験体としては、圧縮部の上フランジは支圧継手、ウエブは添接せずにせん断力の伝達はせん断キー（ピン）による構造として、引張部の下フランジについては、高力ボルト継手とピン継手構造の2種類を製作した。前者を支圧・HTB継手、後者を支圧・ピン継手と称し、図-1に試験体図を示す。設計図の中で、材質を示していない鋼材はSS41材である。

### (1) 支圧・HTB継手

圧縮部の支圧継手部は、一般部上フランジ断面に支圧板を取り付け、支圧部の表面はエッジプレーナーによる機械仕上げをした。この支圧板中央部にせん断キーとして径30mmのピンを取り付けた。なおピン孔径は1mmの余裕とし径31mmとした。せん断キーの許容耐力は、ピンのせん断で決まり9.9tonである。この圧縮部は、圧縮力およびせん断力が集中するので、ウエブの補剛のため水平補剛材を取り付けている。

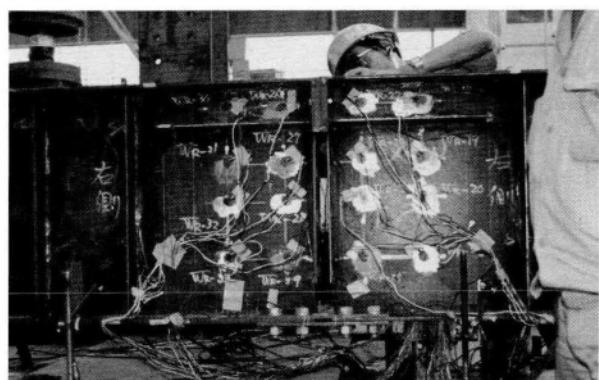


写真-1 支圧・HTB継手

\* 技術本部技術開発部参事

\*\* 技術本部技術開発部付課長

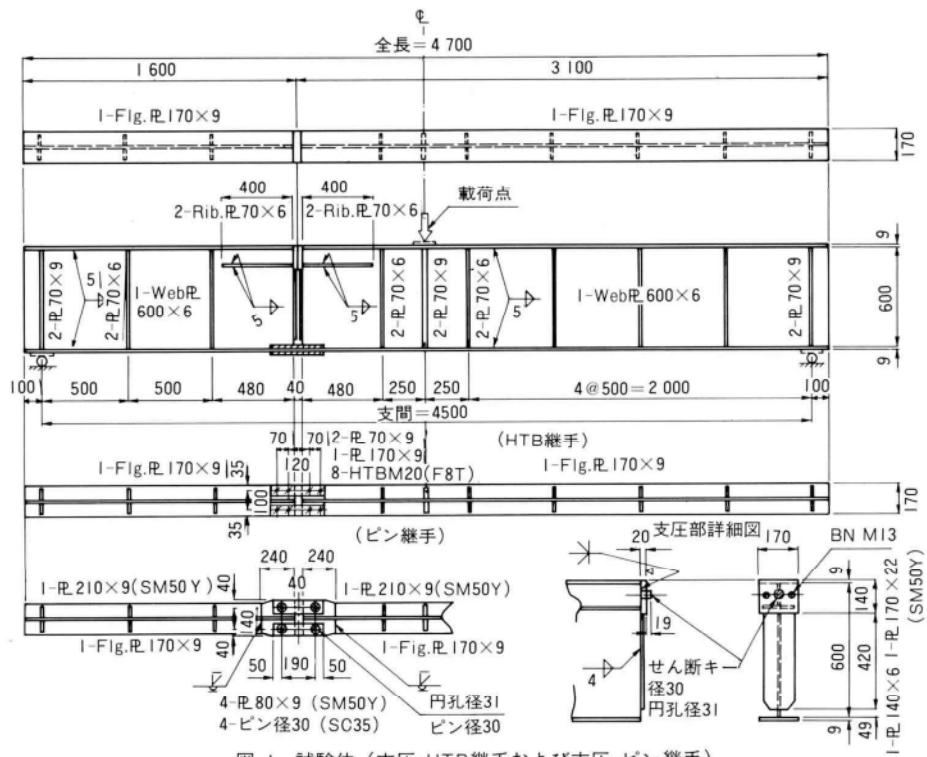


図-1 試験体（支圧・HTB継手および支圧・ピン継手）

ウェブの添接は行わず、開口のままでし、ウェブ端部には垂直補剛材を取り付けただけで、せん断力の伝達は上記せん断キーで伝達する構造としている。

引張フランジは、普通の高力ボルトによる添接とし、高力ボルトはM20（F 8 T）8本を使用し、締付けトルクは3750kg·cmで施工した。これは引張フランジの全強度で連結した事になっている。

## (2) 支圧・ピン継手

圧縮部およびウェブの継手構造は、(1)の支圧・HTB継手と同構造とし、引張フランジの継手構造を高力ボルト継手のかわりに、ピン構造にしたものである。ピンの径は30mm、ピン孔径は作業性を考慮してピン径+1mmの31mmとして、ピン径30mm（S 35 C）4本を使用した。ピン継手部の許容耐力は下記の通りであり、引張フランジの全強度より低い強度としている。

$$Na = 2t \cdot K_2 \left( \frac{r_1 \cdot r_2}{r_1 - r_2} \right)$$

$$= 2 \times 0.9 \times 133 \times \left( \frac{1.55 \times 1.5}{1.55 - 1.5} \right) = 11,132 \text{ kg} \approx 11 \text{ ton}$$

Na 継手許容耐力（ヘルツによる許容支压力）  
K<sub>2</sub> ヘルツの許容荷重係数(133)

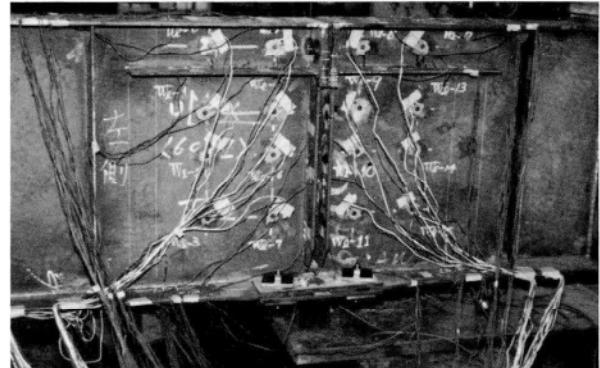


写真-2 支圧・ピン継手

## (3) 試験体の材料強度

試験体に使用した鋼材の強度は、表-1に示す。

表-1 試験体の鋼材強度

材質	板厚 (mm)	引張試験			化学成分(%)				
		降伏点 (kg/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (kg/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	C	Si	Mn	P	S
SS41	9	30	45	29	12	19	92	20	8
SS41	6	31	45	29	15	21	44	23	18
SM50YYA	9	44	58	23	16	37	131	21	3
SM50YB	22	49	61	21	17	37	144	18	4

### 3. 試験方法

載荷試験は、支圧・HTB継手および支圧・ピン継手共に同じ条件で実施した。写真-3に示す様に、門型フレームを使用し、ロードセルで荷重を測定しながら、油圧ジャッキで載荷を行なって、試験桁の各部のひずみおよびたわみを、取り付けたひずみゲージおよび変位計により計測した。各部変位計測の載荷重刻みは2.5tonとして、第1回目計測は載荷重12.5tonまで載荷した後0にもどす。第2回目の計測は15.0tonまで載荷した後0にもどし、第3回目の計測は、桁の破壊まで（載荷重増加が不能まで）載荷重を増加して実施した。試験体に取り付けたひずみゲージ位置、およびたわみ測定位置を図-2に示す。

なお主桁の横座屈防止のため写真-3および図-2に示すごとく、両端部と支間中央附近に座屈防止材を設けた。

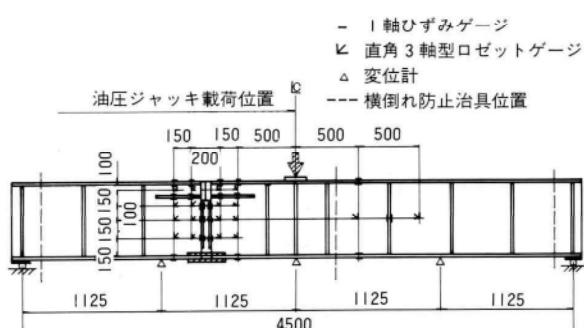


図-2 ひずみゲージおよび変位計取付け位置

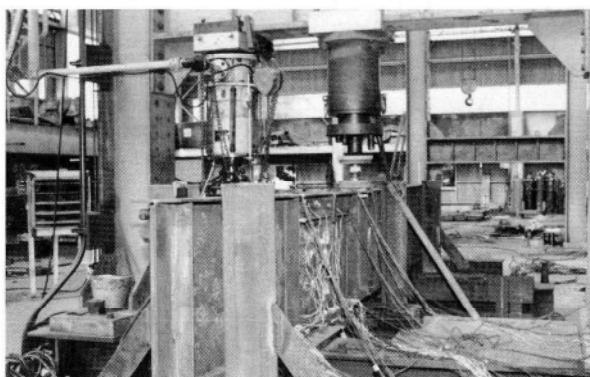


写真-3 載荷試験

### 4. 試験結果

試験桁の各部の測定結果は、原則として、計測ひずみを応力に換算して示す。

$$\sigma = \frac{2.0 \times E}{K} \times \varepsilon = \frac{2.0 \times 2.1 \times 10^6}{2.07} \times \varepsilon$$

$$\approx 2.029 \times \varepsilon \times 10^6$$

$\sigma$	応力	$kg/cm^2$
$\varepsilon$	計測ひずみ	
$K$	ゲージ率	2.07
$E$	弾性係数	$2.1 \times 10^6 kg/cm^2$

試験結果については、3. で述べたように、サイクル載荷で試験を実施しているが、ここでは一部省略して示す。また、支圧・HTB継手試験、および支圧・ピン継手試験の結果については比較して示す。

#### (1) たわみおよびたわみ曲線

支間中央のたわみ、およびたわみ曲線は、図-3、4の通りである。

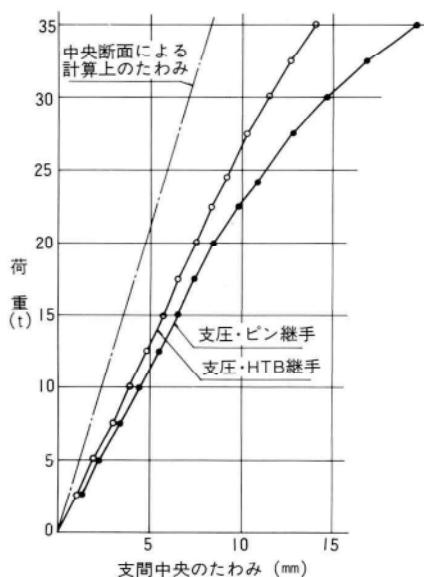


図-3 支間中央の荷重-たわみ図

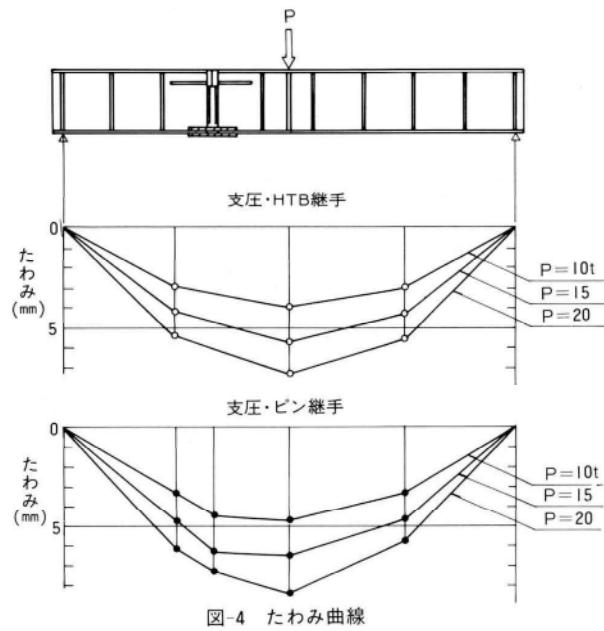


図-4 たわみ曲線

## (2) 圧縮部の各部応力

上フランジの圧縮応力は、上フランジの上面および下面各2点の平均応力で、図-5(a)、(b)に示す。この図で点線で示した部分は、部分的に局部座屈が発生した箇所を含めた平均応力を示している。

水平補剛材の圧縮応力は図-6(a)、(b)に示す。

圧縮部のウエブ（上フランジと水平補剛材間）の応力は、主応力で表し図-7(a)、(b)に示す。

図-5(b)の④では、比較的早期に局部座屈が発生しているが、この点の局部座屈箇所のひずみを図-8に示す。

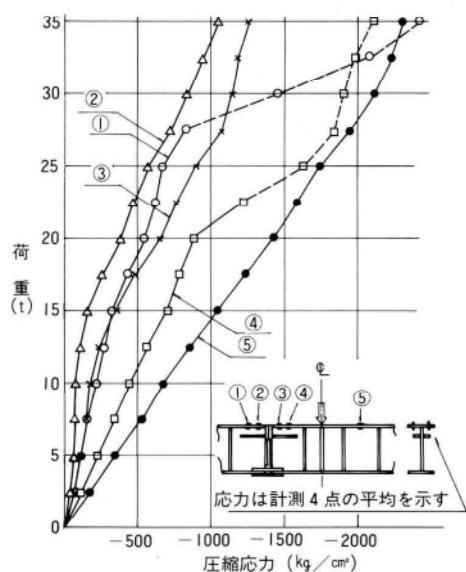


図-5(a) 上フランジ 荷重一応力図 (支圧・HTB継手)

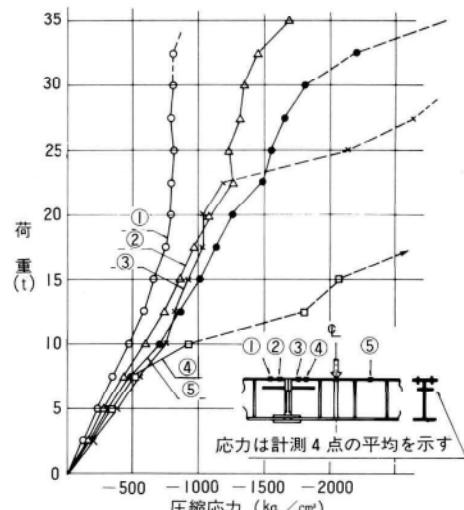


図-5(b) 上フランジ 荷重一応力図 (支圧・ピン継手)

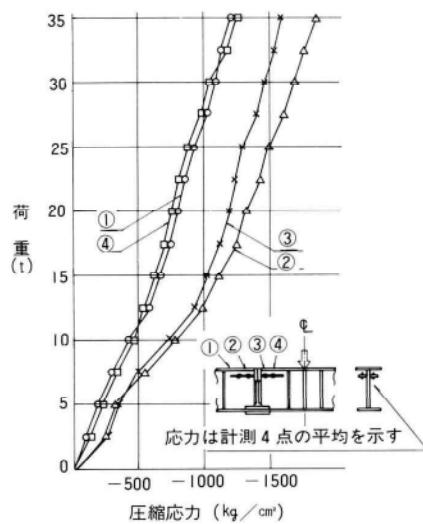


図-6(a) 水平補剛材応力図 (支圧・HTB継手)

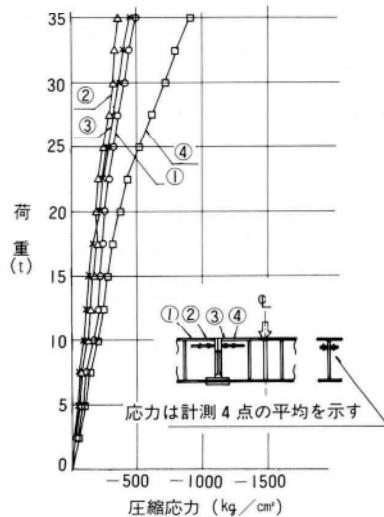


図-6(b) 水平補剛材応力図 (支圧・ピン継手)

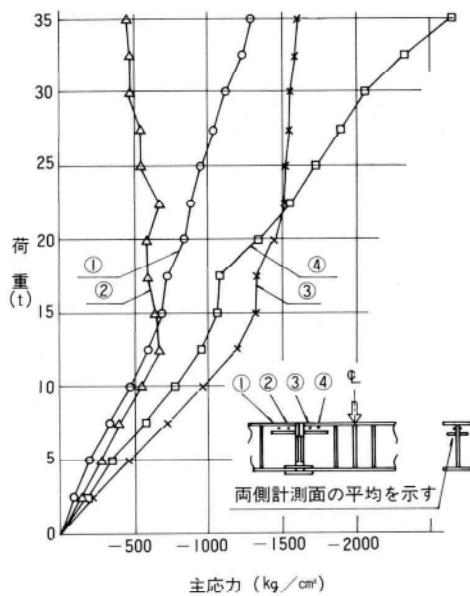


図-7(a) 圧縮部ウェブ主応力図(支圧・HTB継手)

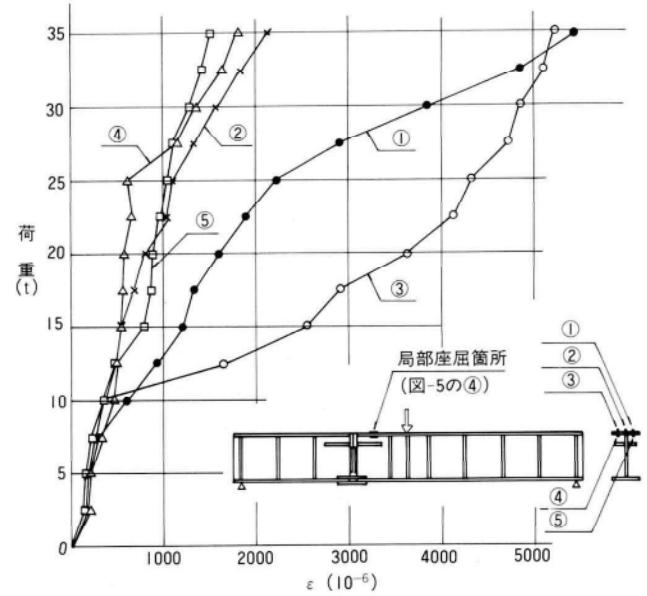


図-8 支圧・ピン継手 局部座屈箇所フランジひずみ

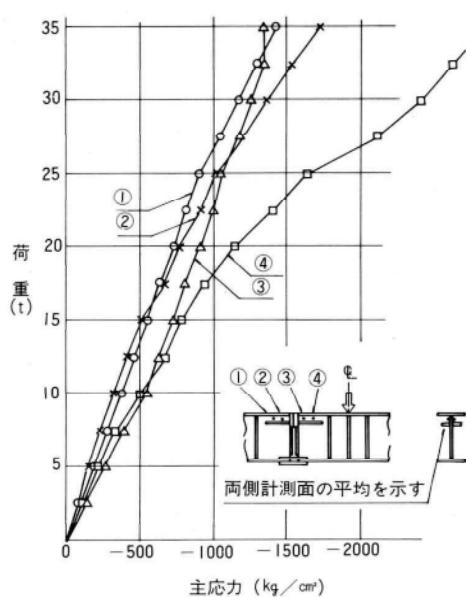


図-7(b) 圧縮部ウェブ主応力図(支圧・ピン継手)

### (3) 下フランジの応力

下フランジの引張応力は、図-9(a)、(b)に示す。

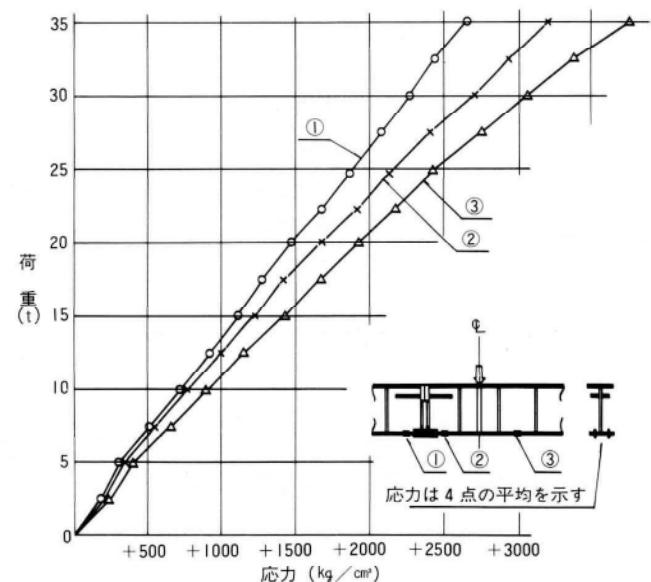


図-9(a) 下フランジ 荷重一応力図(支圧・HTB継手)

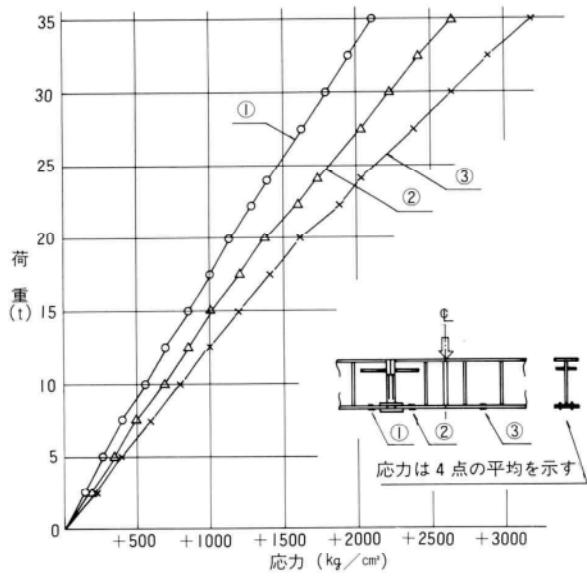


図-9(b) 下フランジ 荷重一応力図（支圧・ピン継手）

#### (4) ウエブの主応力

ウェブの主応力（圧縮）は、図-11(a)、(b)に示す。また、載荷重15tonの場合の主応力図は、図-10(a)、(b)に示す。

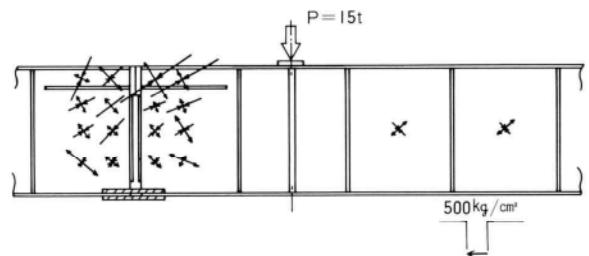


図-10 (a) ウエブ主応力図（支圧・HTB継手）  
荷重=15tの場合

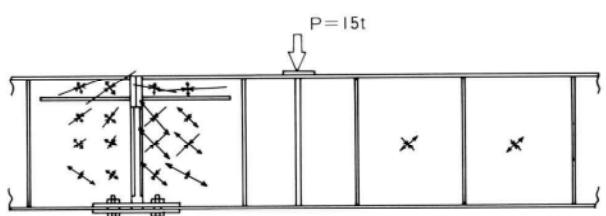
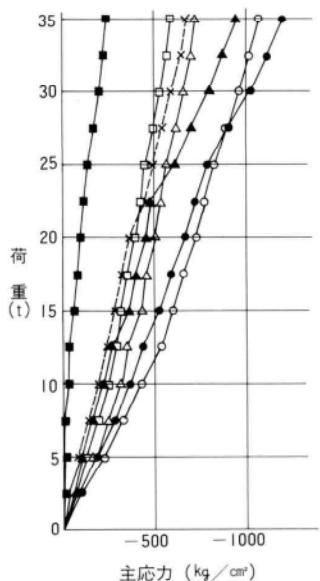
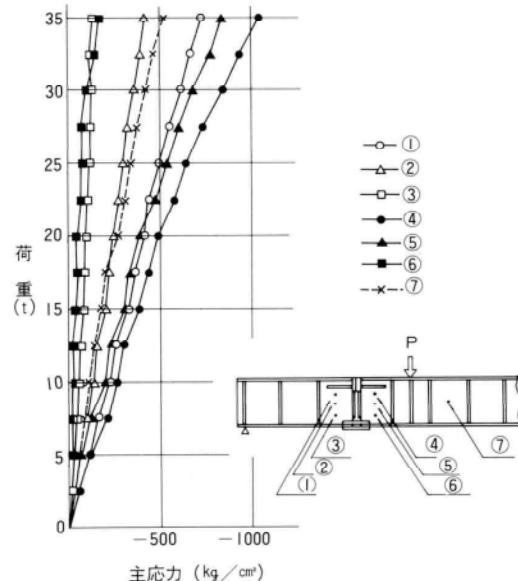


図-10 (b) ウエブ主応力図（支圧・ピン継手）  
荷重=15tの場合



(a) 支圧・HTB継手



(b) 支圧・ピン継手

図-11 ウエブ主応力

## (5) 垂直補剛材の応力

垂直補剛材の応力は、図-12(a)、(b)に示す。

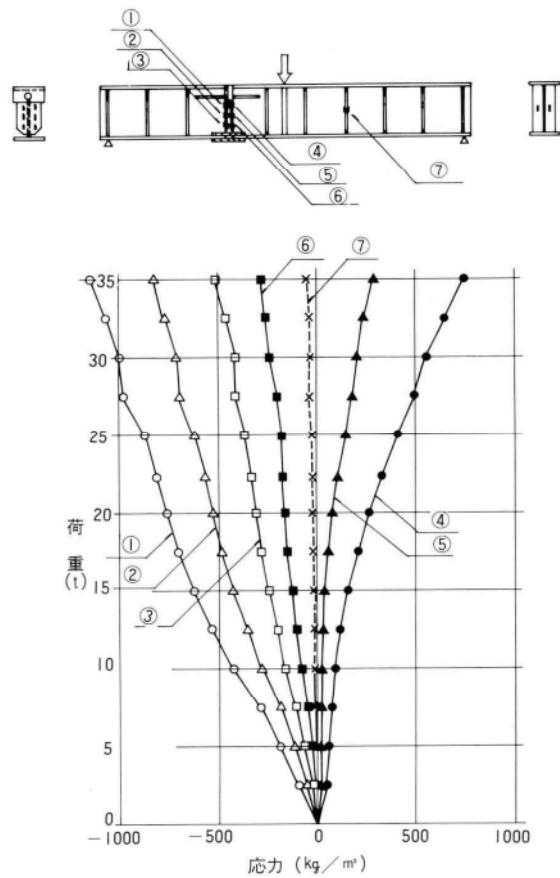


図-12 (a) 補剛材応力（支圧・HTB継手）

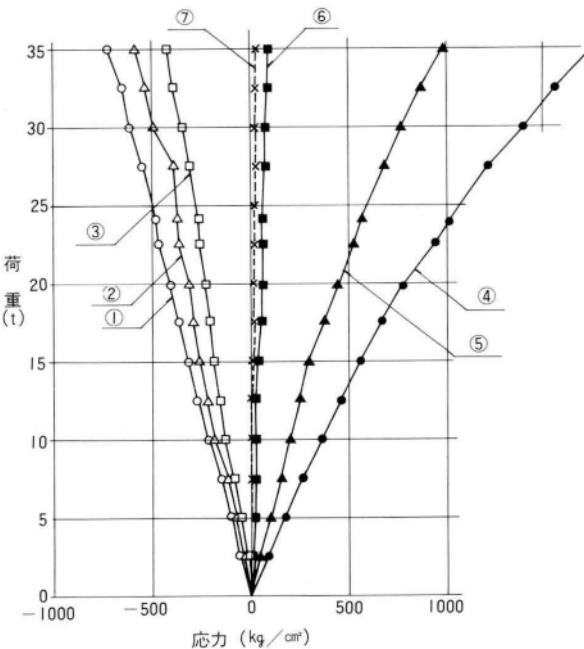


図-12 (b) 補剛材応力（支圧・ピン継手）

応急橋主桁の支圧およびピン接合継手試験

## 5. 考 察

### (1) 桁の剛性について

支圧・HTB継手および支圧・ピン継手の両試験体は、圧縮フランジ部は支圧継手とし、引張フランジ部はそれぞれHTB継手およびピン継手構造としており、ウエブは共に開口部となっている（せん断力の伝達は、圧縮部のせん断キーによる）。したがって、開口に伴う断面性能の低下のため桁のたわみ量が大きくなっている（図-3参照）。この場合のたわみ量は、上フランジおよび下フランジの断面だけの（ウエブ断面は全部を無視）の断面2次モーメントを用いた計算上のたわみとほぼ一致している。

したがって、この継手構造による剛性の低下を防ぐためには、継手部上下フランジの補強により剛性を向上させか、または、継手部開口部のウエブを高力ボルトの引張接合継手で接合する必要があると思われる。

図-3における支圧・HTB継手と支圧・ピン継手の支間中央のたわみの差（約1mm）は、ピンとピン孔のなじみによるものである。また、この図における載荷20.0ton以上におけるたわみ差の拡大は、ピンとピン孔の支圧部の降伏による変位に起因するものである。（後述）

### (2) 支圧部の考察

#### (a) 支圧・HTB継手

圧縮断手部の支圧板接触面については、最終載荷の約37tonまで、目視で分かる肌すきは現われず、ただ、せん断キーのピンとピン孔径の差により、ならし載荷時に、

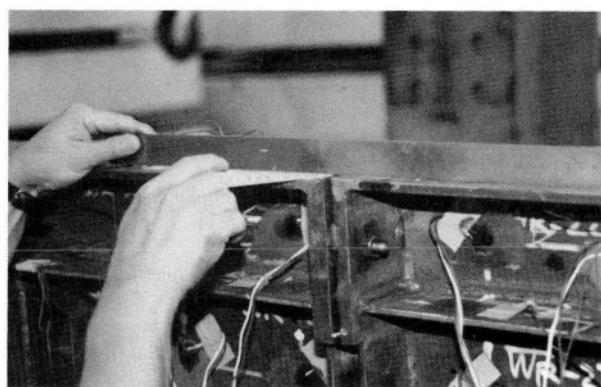


写真-4 支圧・HTB継手支圧部

上フランジ上面に約1mmの段差が生じただけである。支圧板の密着性が良いため、水平補剛材が圧縮フランジ補強材として働き、上フランジの応力は、一般部のI断面とした計算応力より小さい値となっている（図-5(a)、図-6(a)参照）。

支圧部ウエブでは、支圧部にせん断キーを取付けていため応力集中があるが、水平補剛材により補剛され、ウエブの座屈は最終載荷まで生じない（図-7(a)、図-11(a)、図-10(a)参照）。

#### (b) 支圧・ピン継手

支圧・ピン継手については、支圧面の製作精度と引張フランジのピン継手の製作精度が、支圧部の強度に大きな影響を与える。試験体の製作では、支圧部接触面はエッジプレーナー削成し、ピン継手部の引張板のピン孔間寸法は誤差0.2mm以下と精度良く製作している。しかし、ピン径30mmとピン孔径31mmの差1mmのため、載荷試験開始前（ならし載荷の直後）において、支圧接触面に肌す

きを生じる。写真-5、6の中の右側の数値が、その時の肌すきをmmで示したものである。写真-5、6は、ピン継手許容設計耐力の約1.5倍に相当する載荷重P=15.0tonの場合の、肌すき状態であり、左側の数値が肌すきをmmで示す。これから、支圧・ピン継手構造では、支圧部において、圧縮力が上フランジ近傍に集中する事が分かり、載荷試験の測定結果の、図-5(b)、図-6(b)、図-7(b)も同じ事を示している。

上フランジ応力の図-5(b)の中で、支圧部とそう入する垂直補剛材の中間点の④において、応力900kg/cm<sup>2</sup>附近から急に大きくなっている。この④点各部の計測ひずみは、図-8に示す通りであり、載荷重12.5tonで局部座屈が生じているが、目視では最終載荷まで変形は認められず、局部座屈発生後も、試験桁の剛性および強度の急げきな低下は無かった。この局部座屈は、支圧部接触面の左右のアンバランス、および製作時の残留応力による等が考えられるが、いずれにしても支圧継手構造によるものであり、何らかの局部座屈防止の方策が必要である。

#### (3) 下フランジ部

下フランジ部の応力は、支圧・HTB継手および支圧・継手共に、理論計算値より少し大きめな値を示したが、特記するものは無く、通常な状態を示している（図-9(a)、(b)の③参照）。また、図-9(a)、(b)の中で、①および②の傾向の違いは、支圧・ピン継手では、①および②の計測点が、フランジ突合せ溶接箇所の近傍になった理由による。

#### (4) ウエブ

支圧・HTB継手および支圧・ピン継手共に、ウエブの圧縮部に応力が集中する（図-11(a)、(b)参照）。これは、支圧継手の構造によるもの（支圧部にせん断キーを付けている）であり、水平補剛材により十分補剛される範囲内の応力である（図-6(a)、(b)、図-7(a)、(b)参照）。ウエブの最大せん断応力については、主応力と同様に応力解析を行ない、検討を加えたが別に問題が無いので、ここでは数値については省略する。

#### (5) 垂直補剛材

せん断キーを使用した継手構造では、継手部の垂直補剛材は、ウエブに対する補剛材だけでなく、せん断力を伝達する力部材の作用もする（図-12(a)、(b)参照）。したがって、ウエブに取付けるスミ間溶接の脚長等は、支点上端補剛材と同様な配慮が必要である。



写真-5 支圧・ピン継手支圧部の肌すき（右）

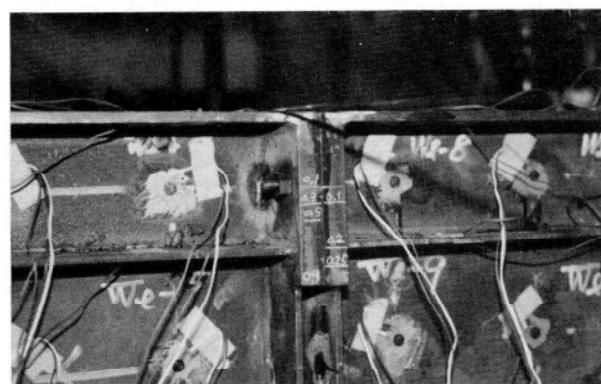


写真-6 支圧・ピン継手支圧部の肌すき（左）

### (6) ピン継手部

ピン継手部では、ピンの材質は S C 35 を使用し、フランジプレートと引張板の材質は S M 50 Y を使用したが、フランジの支圧部にはダブルリング等による補強を行なわず、許容支圧耐力は 2.-(2)で示す。この  $N_a = 11.13 \text{ ton}$  を試験の載荷荷重に換算すると、荷重 = 9.0 ton に相当する。(載荷荷重への換算では、支圧部の圧縮力は上フランジだけで受けると仮定した) 荷重 = 20.0 ton 附近において、ヘルツ接触面では極限支圧応力状態になり、荷重 20.0 ton 以上では接触面付近全域で塑性変形を生じた。これは、図-3 の支間中央の荷重一たわみ図において支圧・HTB 継手と支圧・ピン継手のたわみ線型状の荷重 20.0 ton 以上における違いから分かる。このたわみの差は、ピン孔の塑性変形によるたわみと一致する。最終載荷(荷重約 37 ton) 後のピン継手部のピン孔附近の塑性変形は、ピン孔 4箇所共に、フランジのピン孔で 2 mm、ピンの同接触面が 0.2 mm であり、引張継手板のピン孔には変形は認められない。

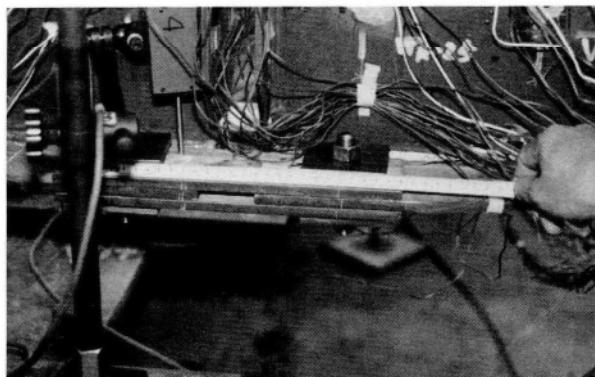


写真-7 支圧・ピン継手の塑性変形



写真-8 ピン孔の塑性変形

以上のことから、ピン継手の S 35 C と S M 50 Y との組合せ使用においては、ダブルリング等の補強により、道路橋示方書 2.2.2 のヘルツの許容支圧応力度を用いて設計すれば十分使用可能な事が分かった。

以上の(1)~(6)の考察により、応急桁の主桁継手として、添接部材および高力ボルト数が少なくて現場組立作業性の良い構造としては、図-13 (a), (b) が考えられる。

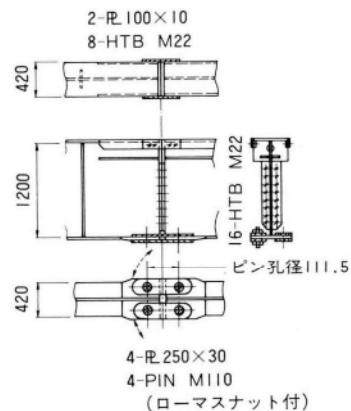


図-13 (a) 支圧HTB継手

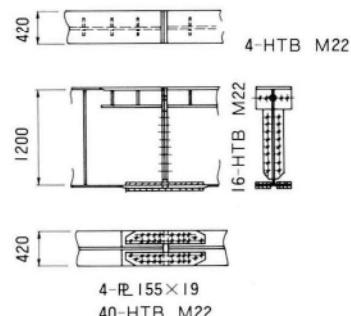


図-13 (b) 支圧・ピン継手

### 6. あとがき

災害時の応急橋梁用の簡易継手としての、支圧・HTB 継手および支圧・ピン継手の基礎的な試験結果について、概要を述べた。本試験は基礎的な試験であり、今後実用的な試験として、一部の型式に対して疲労試験等の実施を予定している。

#### 〈参考文献〉

- 1) 道路橋示方書・同解説 日本道路橋会 昭和55年2月
- 2) 清水; MT Bridgeの仕様と施工例、宮地技報No.3; 1987年1月

# 斜張橋の架設形状管理システム (櫃石島橋)

能登宥憲\*

## 1. まえがき

斜張橋はケーブル張力を、設計時にある範囲で任意に選ぶことが可能な、自由度の大きい構造物である。しかるに、主桁と主塔で構成される定着間距離とその間に定着されるケーブル長との間には、製作、架設、計測等を通して、相関的に誤差が生じる。その誤差により、ケーブル張力、主桁、主塔の形状、応力と構造系全体に大きな影響を与える。

それに対して、全体が最適な管理限界の範囲に納まるように、すなわち架設時の安全性、完成時の精度を保持するように、ケーブル長の調整を行ない、ケーブル張力、主桁、主塔形状の良い組み合わせを見つける。

特に本橋のような長大橋でかつ、マルチケーブル形式の場合は、ケーブル張力、主桁の形状、主塔の倒れ、温度、応力等の計測項目の着目箇所数が多く、その結果のデータ処理および最適なケーブル長の調整量の選定等多

くの作業量を現場で遂行するために、高速処理が可能なシステムが必要となる。

ここでは、櫃石島橋で行なった、リアルタイム処理の形状管理システムについて述べる。

## 2. 櫃石島橋の概要

櫃石島橋は、本四連絡橋・児島一坂出ルート海峡部に架設される道路鉄道併用のケーブル2面のマルチ・ファン型3径間連続鋼斜張橋である。

ここに、構造、架設の概要について述べる。

### (1) 構造の概要

本橋の主桁は、鋼床板と合成されたトラス構造で、中央径間、側径間共、11段のケーブルによって主塔から斜吊りされている。主塔の形状は、道路面の横断面からみると、塔の中間部がお互いに向き合った形でテーパーが

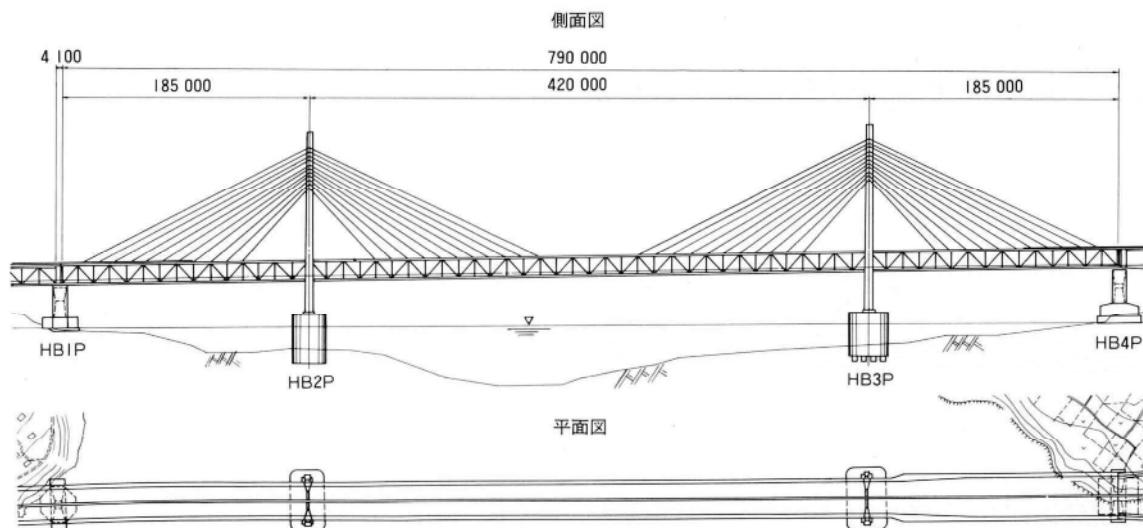


図-1-1 一般図

\* 技術本部設計部設計第2課課長代理

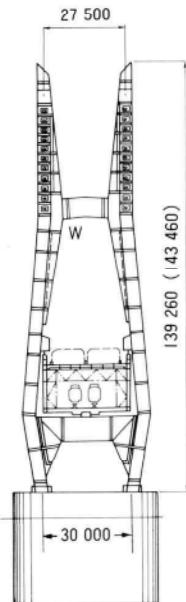


図-1-2 主塔図

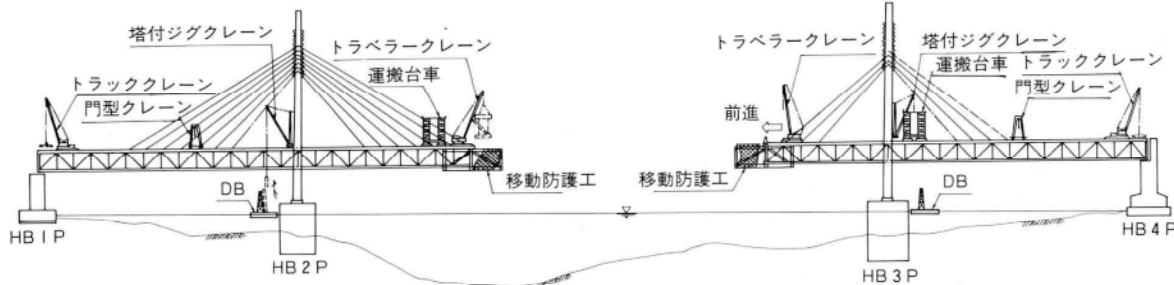


図-2 架設概要図

ついており、さらにハンチ部を有するH型である。

ケーブルは、部材断面組立時に組み込まれた定着ブロックに定着されており、張力導入等のジャッキ操作は全て塔側で行っている。ケーブルの種類はHiAm形式で、その構成は1ケーブル2ストランドで、1ストランド当たり $\phi 7\text{ mm}$ の素線が139~277本となっている。

構造形式は図-1に示す通りである。

## (2) 架設の概要

本橋の架設は次に示す順序で行なわれる。

主塔の底板、基部をセットした後、下部を大ブロックで架設する。次にコンクリート橋脚と塔下部および必要があればペントを支持点として、主構の側径間を大ブロック架設する。そしてこの主構上面にタワークレーンを設置して、塔を単材で塔頂まで架設する。これでケーブ

ルを張り渡す条件が揃ったので、主構の中央径間を1パネルづつ面材張出し架設しながら、ケーブルを逐次取付けていく。この面材張出し架設において、側径間側の最下段ケーブル付近は主塔近傍の作業場所として使用するので、このケーブルは桁の中央径間の閉合直前に架設するものとする。

また、最下段ケーブル（側径間側は前述のケーブルの直上のケーブル）は面材張出し架設開始時の架設時ケーブル張力が非常に大きくなるので、ケーブル長を75mm位長めにし、張力の調整をしておいて、次のケーブルがセットされてから、シムを挿入して余長を打消す。

ここに、中央径間の面材張出し架設の概要を図-2に示す。

次に面材張出し架設の一サイクルのフローを図-3に示す。

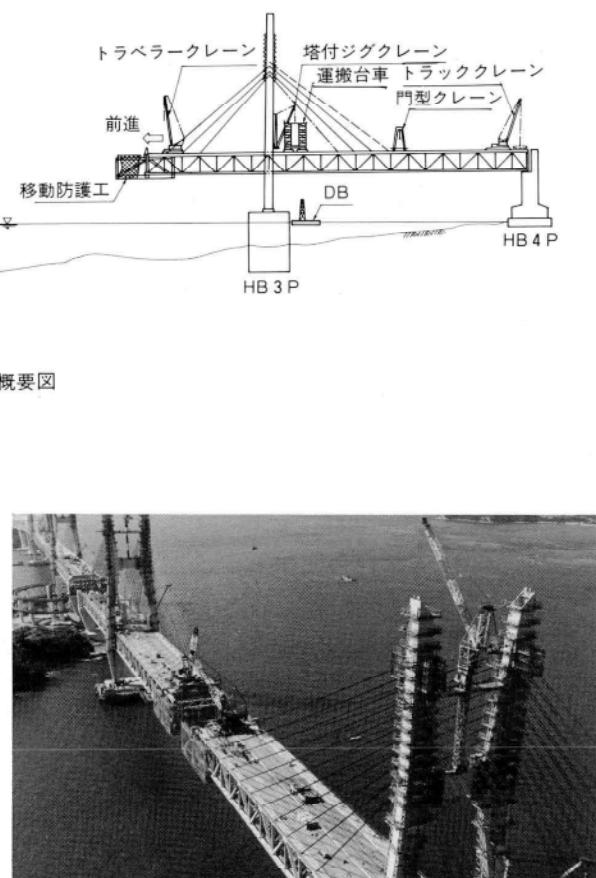


写真-1 閉合間近の主構の架設

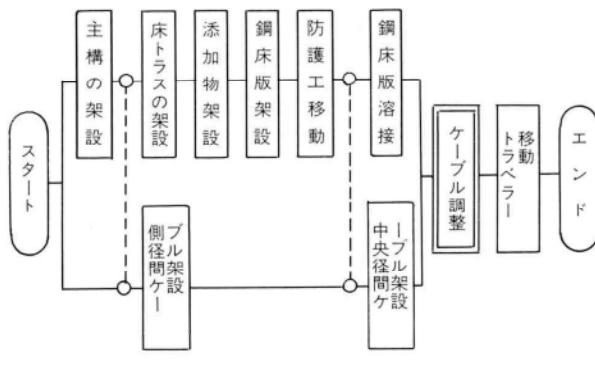


図-3 面材架設の一サイクル

### 3. 構造特性の調査

橋梁の形状管理を行っていくには、事前に構造特性を把握しなければならない。そこで各種の誤差および変化量が構造物の挙動にどのような影響を与えるかを述べる。

#### (1) 各種誤差による影響

(a) 桁剛性が一様に + 5 % (+ : 設計値より大) の誤差を有する場合

桁の形状は、MSTEP 6 - 3 で桁先端 13mm、MSTEP 12 で 33mm、MSTEP 16 で 8 mm 位各々上げ越しのキャンバー誤差となる。

塔頂の倒れは、各ステップで側径間側に 1 ~ 4 mm 位である。

先端のケーブル張力誤差は、MSTEP 6 - 3 で - 4 t、MSTEP 12 で - 6 t、MSTEP 16 で 0 t とその影響は小さい。

但し、MSTEP 6 - 3 : ケーブル 6 段で桁はその先 2 パネル張出しの系

MSTEP 12 : 閉合直前の系

MSTEP 16 : 完成時の系

(b) 桁重量が一様に + 5 % の誤差を有する場合

桁の形状は、MSTEP 6 - 3 で桁先端 59mm、MSTEP 12 で 142 mm、MSTEP 16 で 83 mm と各々下がり気味のキャンバー誤差となり、影響が大きい。

塔の倒れは、各ステップで中央径間側に 19 ~ 26 mm 位である。

先端のケーブル張力誤差は、MSTEP 6 - 3 で 23 t、MSTEP 12 で 44 t、MSTEP 16 で 25 t となる。

#### (2) 温度変化（上弦材のみが +10°C）による影響

桁の形状は、MSTEP 6 - 3 で側径間中央 32 mm の上げ越し、中央径間先端 75 mm の下がりキャンバーとなる。

MSTEP 12 で側径間 16 mm の上げ越し、桁先端 32 mm の下がりキャンバーとなる。

塔の倒れは、各ステップで中央径間側に 47 ~ 13 mm である。

ケーブル張力は、その時点の最上段ケーブルで 25 ~ 26 t (32 t : アンカ一側) の張力増加となる。

#### (3) 立体構造物としての特性

桁形状は、例えば東側主構面の最上段ケーブルを 10 t 多めに引込んだ場合、MSTEP 2 - 4 で桁先端が東側 1.1 mm、西側 0.7 mm、MSTEP 12 で各々 2.1、1.7 mm の上げ越しになる。

塔の倒れは、MSTEP 2 - 4 で中央径間側に東側 2.5 mm、西側 0.3 mm、MSTEP 12 で側径間側にそれぞれ 1.7、1.9 mm となる。

ケーブル張力は、MSTEP 2 - 4 で中央径間側最上段ケーブルの東側 10 t、西側 - 1 t、MSTEP 12 で 10 t、0 t である。

又、桁先端に振りモーメント荷重 (100 t·m) を載荷して偏心の影響を調べたが、各部材への影響は微小である。

MSTEP 2 - 4 : ケーブル 2 段で桁はその先 1 パネルの系 (架設ステップは図-7 参照)

#### (4) 仮置材、クレーン等の移動荷重の影響

MSTEP 6 - 3 の系に 10 t の格点荷重を移動させて、桁変位、塔頂水平変位、ケーブル張力の変化を調べた。

桁の変位は、桁先端に着目すると架設先端付近に載荷する荷重の影響が大きく、荷重の大きさ、位置に敏感に反応する。側径間中央付近に着目すると、その最大影響値でも 2 ~ 4 mm 程度である。

塔頂変位は、側径間荷重には鈍感であるが、架設先端付近の荷重には敏感で 7 mm 程度となる。

ケーブル張力は、架設先端に荷重が載荷した時の最上段ケーブルで 5 t 程度である。

#### (5) 桁の実剛度の測定

大ブロック架設完了時の 2 点支持状態で、桁の静的たわみの測定および振動測定を行って、桁剛度を確認した。その結果、設計剛度より約 5 % 大きいことが判った。

#### (6) 単位シムによる応答

各架設ステップの構造系において、シム量を単位量 (10 mm) 変化させたとき、ケーブル張力や桁先端がどれだけ

変化するかを調べる。

- 1) シム厚+10mmにより、当該ケーブルの張力は15~20t位増え、桁先端は1.5~3.5mm位持ち上がる。
- 2) 張力+10tにより、桁先端は1~2mm位持ち上がる。
- 3) 桁先端たわみのシムによる応答は、側径間より中央径間、下段より上段のケーブルの方が多少大きめであるが、総じて鈍感である。
- 4) 張力のシムによる応答は上段よりも下段ケーブルの方が敏感である。

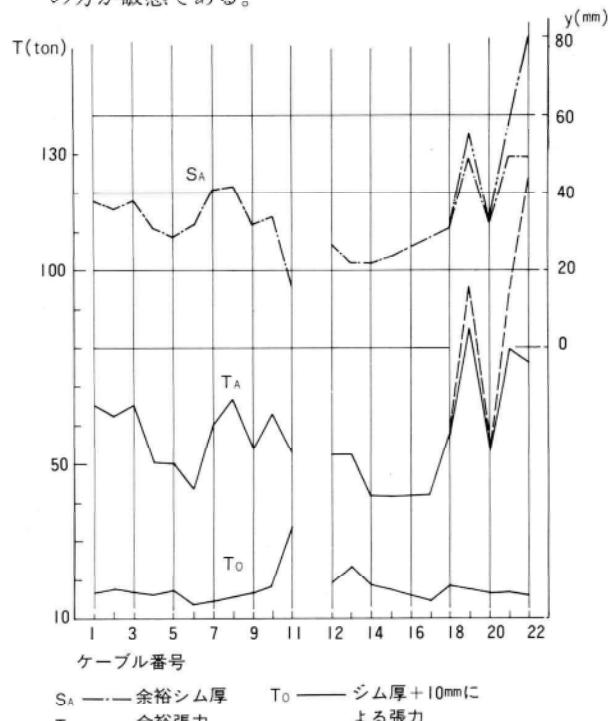


図-4 余裕張力、余裕シム厚、単位シム量による張力

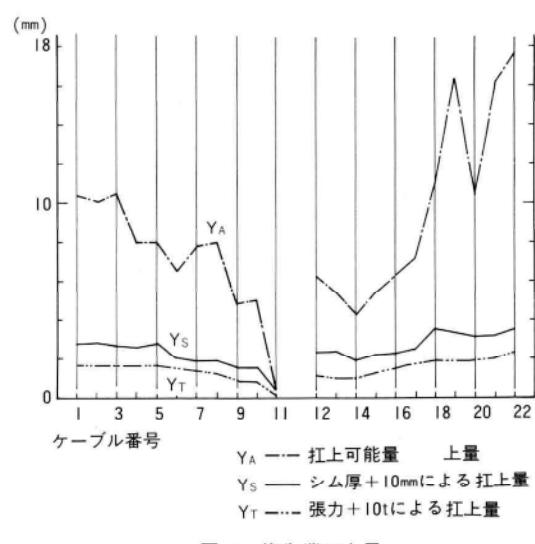


図-5 桁先端扛上量

## (7) ケーブルの余裕張力

ケーブルの余裕張力には、次の2種類の張力がある。

- ① 許容張力と設計張力の差
- ② 設計張力に含まれる製作・架設誤差として見込んだ量

一方、シム量は標準を50mmとして、変動分を±50mm(構造上負側は50mm迄)と考えている。

これらの制約条件のもとで、張力や変形がどこまで修正可能かを図-4に示した。

ケーブル張力の余裕(TA)は、標準は40~70tであり、中央経間の上段ケーブルの余裕の大きい箇所で、90~120t程度である。また完成時の許容張力以内での挿入可能シム量(SA)は、ほぼ20~50mmである。また架設先端の調整可能量(YA)は、5~18mm程度である。(図-5参照)

## 4. 形状管理システム

本橋に形状管理システムを適用するに際し、まず管理方針について述べる。

### (1) 管理方針

(a) 誤差の中にはケーブル長の誤差、桁と塔の相対位置の誤差、その他種々の誤差(死荷重算定誤差、桁剛性誤差、温度不均一による誤差、計測誤差)等、調整すべき誤差と調整すると施工不可能なシム厚が生ずる誤差(本来シム厚で調整すべきでない誤差)などが混在している。そこで重み付けをして最適な値に調整する。

桁形状の誤差の許容値

$$\delta_a = \pm \{25 + 0.25(L - 50)\}$$

側径間: ±59mm、中央径間: ±118mm

主塔の倒れ

$$\delta_a = H/5000$$

HB 2 P: 28mm、HB 3 P: 29mm

(b) 架設作業のスムーズな進行、架設中の安全性確保および完成時の形状、ケーブル張力等の精度向上を図るために、ケーブルを架設する毎にシム調整を行う。さらに、中央径間閉合後にケーブルの張力、桁、塔の形状を計測、確認する予定である。

(c) 架設時のシム調整は、最上段の4ケーブル・8ストランドだけを対象とする。一段のシム調整作業は、管理項目の計測、シム量の計算、シムの挿入、再計測のサイクルでこれらを一夜で行うものとする。

(d) 計測データの補正用に、主桁、主塔には温度ゲージを、ケーブル（ダミーケーブル）には熱電対を使用する。また架設時の有害な応力の発生を確認するために主橋体および、エンドリンク、タワーリングに歪ゲージを使用する。

(e) 管理項目は、最上段の8ストランド、その下2段の各々4ストランドの計16ストランドの張力と、両主構面の格点の鉛直変位と塔頂の倒れである。(d)で測定する応力は参考値であり、管理項目とはしない。

(f) ケーブル張力、形状等の各種の計測および、これらの調整のための最適シム量の計算等を、コンピュータを活用したシステムを使用し、架設作業を迅速に行なうと共に、出来上り精度の向上を図る。

## (2) 施工管理のフローおよび面材張出し架設に伴うシム調整ステップ

施工管理のフローを図-6に示す。

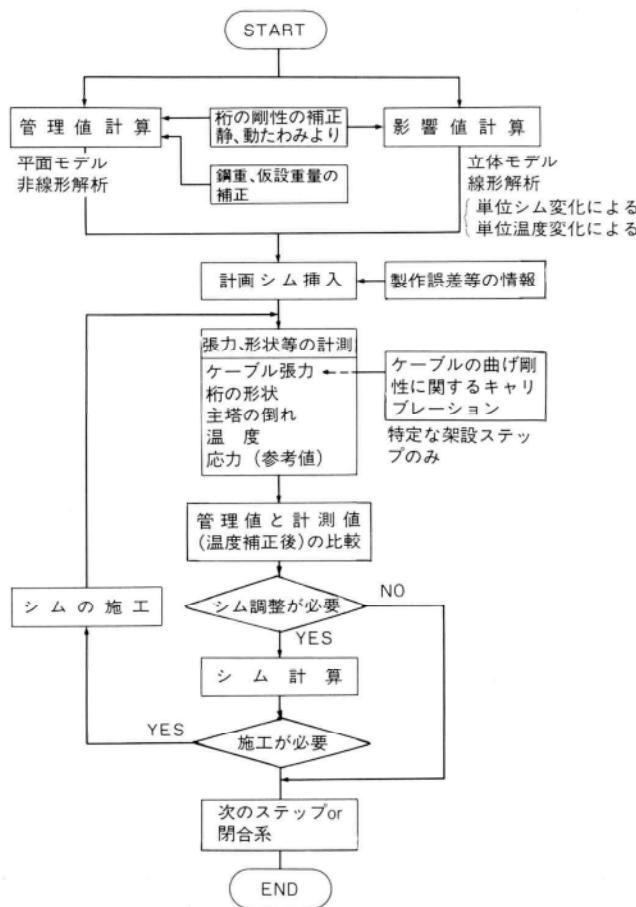
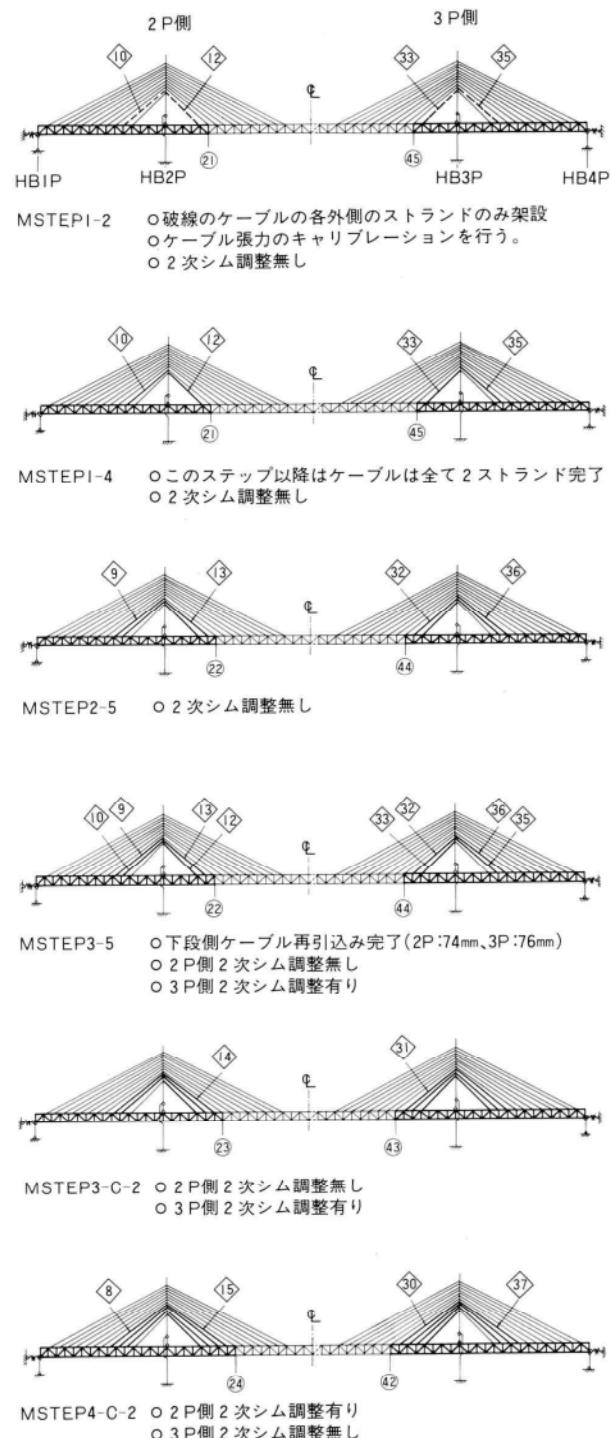
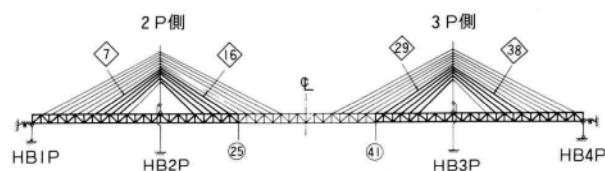


図-6 施工管理のフロー

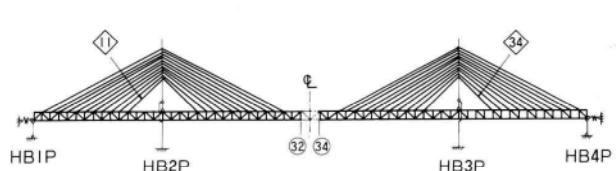
このフローの中の計画シムは、製作時のケーブル定着間距離を計測し（ケーブル長は正しいとする）、誤差を求め、設計シム厚50mmを補正したもので、1次シムと称している。

次に、中央径間の面材張出し架設に伴うシム調整の架設ステップを図-7に示す。

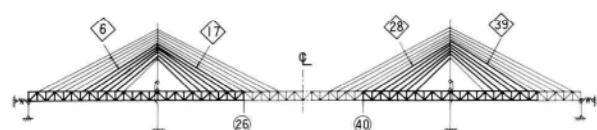




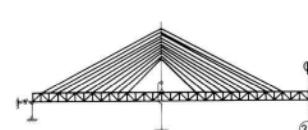
MSTEP5-C-2 ○ 2次シム調整有り



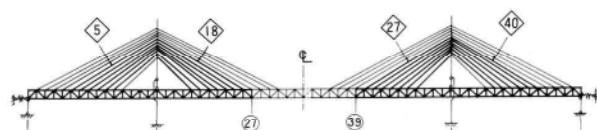
MSTEP12-S-2



MSTEP6-C-2 ○ 2P側1次シム調整有り、2次シム調整有り  
○ 3P側1次シム調整有り、2次シム調整無し

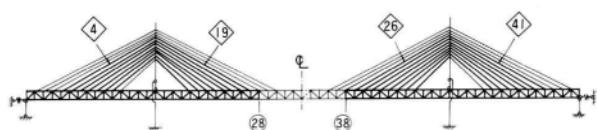


MSTEP12

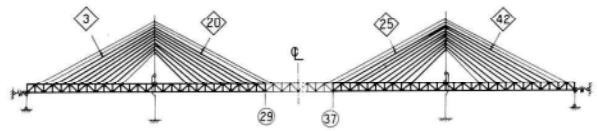


MSTEP7-C-2 ○ 2次シム調整有り

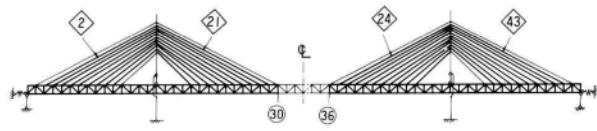
図-7 シム調整の架設ステップ



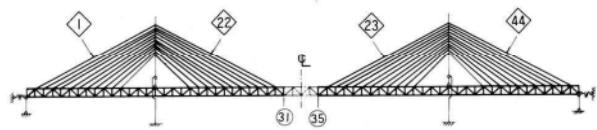
MSTEP8-C-2 ○ 2次シム調整有り



MSTEP9-C-2 ○ 2次シム調整有り



MSTEP10-C-2 ○ 2P側2次シム調整無し  
○ 3P側2次シム調整有り



MSTEP11-C-2

### (3) 形状管理システム

本システムは、3P側は現地のパソコンと大型計算機とがオンラインで接続されたシステムであり、2P側は通常の状態ではミニコンを中心としたシステムである。

現地のコンピュータで計測の制御、計測データの整理、簡単なシム計算等を実行する。しかし、荷重（仮設機材等）およびその位置の変化に伴う管理値の再計算、繰返し計算を必要とする最適シム計算（2P側はミニコンで処理）等は大型計算機で行ない、データ通信端末としてパソコンを使用する。形状管理作業の中で時間的にクリティカルになるのは、ケーブル張力の計測である。

本橋は一段当たりのストランド本数が多く、一夜で計測、シム計算、シムの施工、確認のための再計測等を行なうには、コンピュータ制御による多チャンネル同時計測が必要と思われる。また事前の影響値計算によれば、構造物の挙動が温度分布に対して非常に敏感であるので、コンピュータ制御による温度の自動計測を必要とする。

#### (a) 張力の計測

張力の計測は、常時微動振動法による。鋼床版上面から1.5~2.0mのケーブル位置に取付けられた加速度計により得られた振動データ（振動波形）は、A/D変換器によって直接システムに取込まれ、システムによって、スペクトル解析（FFT法による）、張力計算、温度補正、剛性等の補正が行なわれる。この測定された固有振動数から張力を計算する場合のケーブルの曲げ剛性や境界条件の影響を補正するために、ジャッキの油圧を利用してキャリブレーションをする。（図-10参照）

固有振動数を求める方法は、ここで行っている周波数

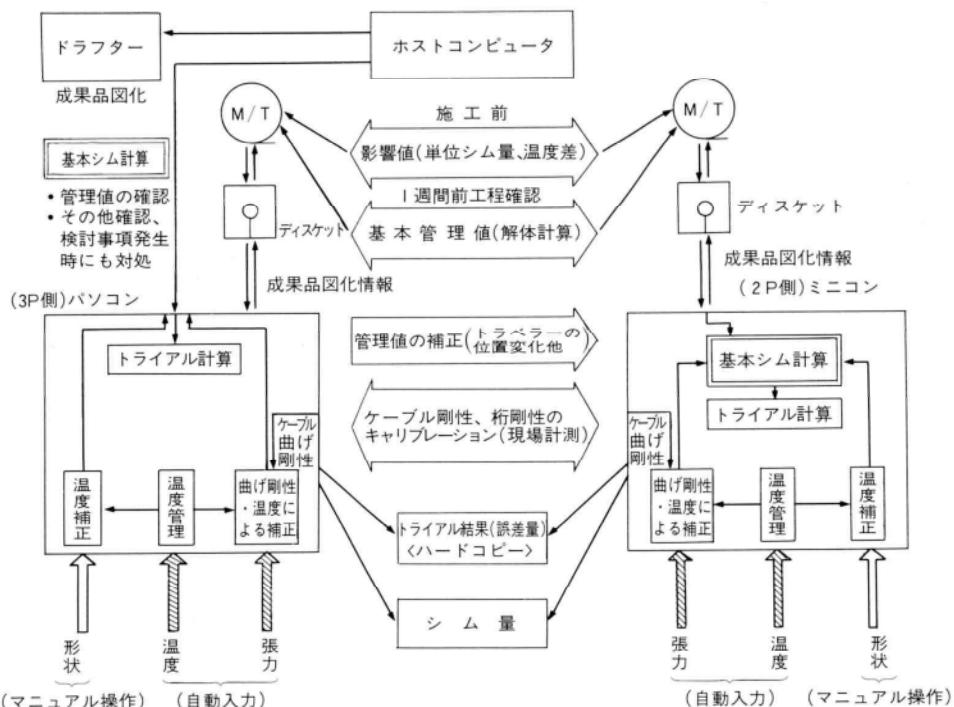


図-8 管理システムとジョブの流れ

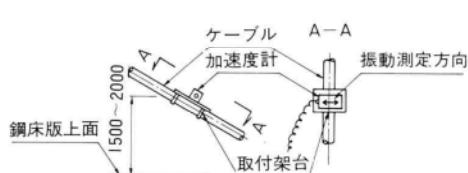


図-9 加速度計取付け図

分析による方法の他に、共振曲線から求める方法、定常波振動記録波形（オシログラフ）による方法等がある。

架設中のシム調整のため、張力計測を行なうケーブルは、最上段の4ケーブル・8ストランドとその下の2段のケーブルの外側8ストランドの計16本であり、同時に4本を行なう。

また、中央径間閉合後には、全ストランドの張力を計測する。

#### (b) 桁および主塔の倒れの計測

桁の形状は、東西両主構面の下弦材の格点位置を水管式水準測量によって計測する。

本計測を採用した理由は、計測が夜間になるため、また障害物があり見通しが難しいため（盛替えの頻度が増える）、作業の安全性、時間短縮および測定精度の向上を目的としてである。

主塔の倒れは、ケーン上に据え付けられたレーザー

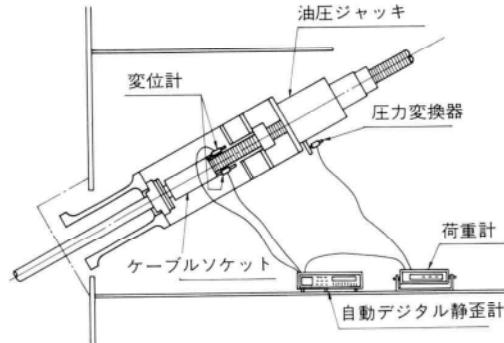


図-10 ケーブル張力キャリブレーション要領図

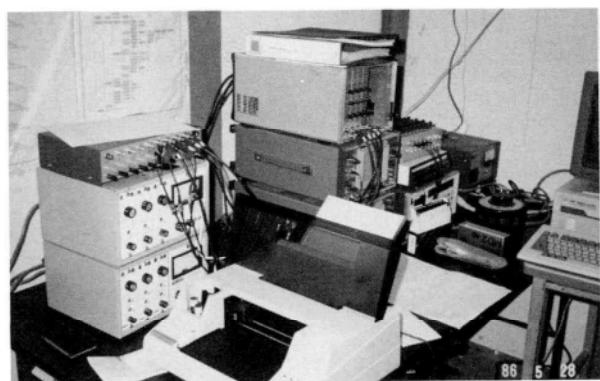


写真-2 現場事務所のコンピュータシステム

セオドライトで、塔頂の受光板にレーザービームを照射し、受光板の目盛を読み記録する。

このようにして得られた計測データの温度補正を行なうために、計測時刻を記録しておく。また計測データのシステムへのインプットはマニュアル操作によるものである。(図-11参照)

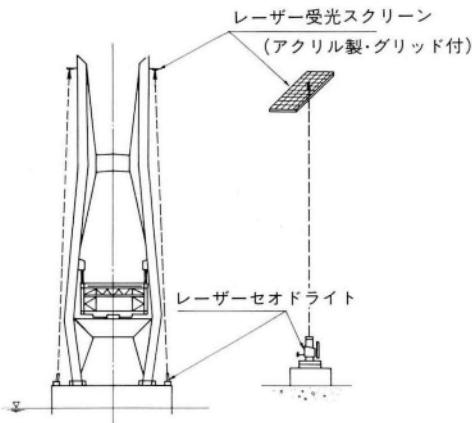


図-11 主塔の倒れ計測概要図

#### (c) 温度の計測

温度の計測は、ケーブル張力や形状に温度分布の影響が少ない時間帯を知り、計測時刻を設定するためと、各計測データに含まれる温度分布の影響を除去すべく補正するためである。

温度計測は、コンピュータ制御による自動計測とし、システム内に温度データとして保存し、張力、形状、応力等の計測値を自動的に補正する。温度の測定点は、2P側、3P側の両方で、側径間の主構の上下弦材22点、主塔の高さの中間部4点、ダミーケーブルに4点とする。これらの計測位置の温度データから、主塔、ケーブル各々の部材の平均温度、主構の上下弦材各々の平均温度の4項目を求め、温度補正計算に用いる。

#### (d) 部材応力の計測

構造系の応力状態を把握するため、場合によっては安全性のチェックのため、主な部材の応力を参考データとして計測するものとする。

測定対象とする部材は、反力を受けるエンドリンク、タワーリンク、主として軸力部材である上下弦材、および曲げと軸力を受ける塔基部とする。応力の計測は、コンピュータ制御による自動計測とし、形状および張力計測と同時にを行うものとする。

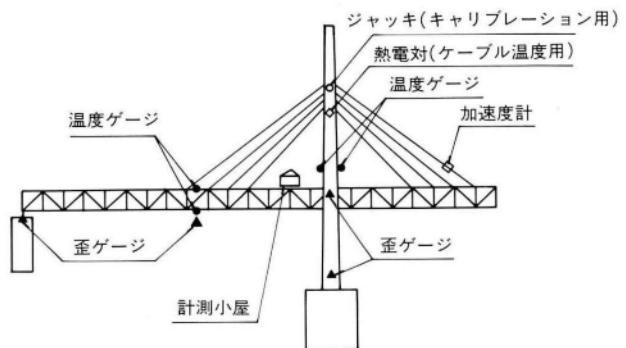


図-12 センサー等配置概要図

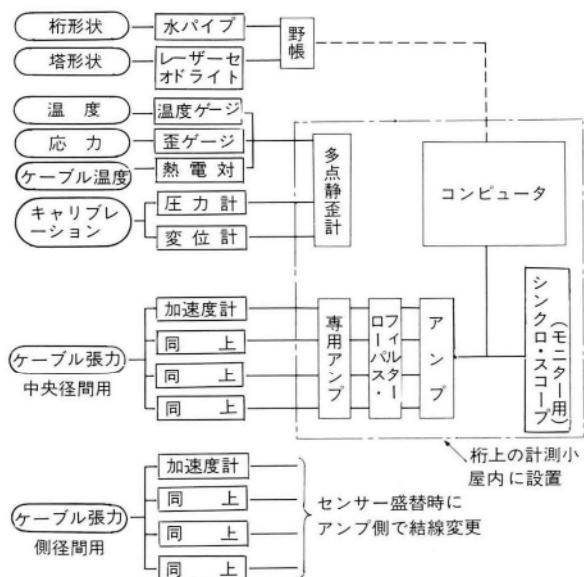


図-13 計測関係ブロック図

#### (e) シム調整量の決定

シム調整は、管理限界(管理目標値に許容誤差量)と構造物の状態を示す各種の実測値とのより良い関係を見つけることである。すなわち、シム厚をいろいろ調整することによって、(管理限界-実測値)の値をバランス良く許容誤差内に納めることである。管理値としては、なるべく広い範囲の項目を採用することが、現実にあったシム量を選ぶことになり、ここではケーブル張力、桁の形状、塔の倒れとする。

$$Y = X \cdot S \rightarrow S = X^{-1} \cdot Y$$

但し、X：各管理項目の影響値

S：各ケーブルのシム量

Y：管理限界-実測値

シム調整量の決定とは、上式のSを求めることがある。

さて、ここで実際の現場作業を考えてみると、閉合前の各架設ステップにおいてシム量を変えるということは、

そのステップで引込んだケーブルとそれに対応する側径間のケーブル（最上段ケーブル）のみのシム量を調整することが適当と考えられる。

最上段一段だけのケーブルのシム量を決定する場合には、まず最小二乗ロジックにより最適シム量を求める。これを初期値とし、次に重み付き最小二乗法によりトライアル計算を行ない、この計算値に対して、技術者の工学的判断を加えて施工すべきシム量を決定する。

さらに複数段のケーブルのシム調整が必要な場合には、最小二乗ロジックおよびシム量を目的関数とする方法、張力、形状、シム量を目的関数とする多目的計画法を用いる方法等により、シム量を比較検討し、最小シムを決定する。

## 5. 形状管理システムによるアウトプット

形状管理システムのアウトプットのうち、温度の経時変化、ケーブル張力のキャリブレーション、一架設ステップのシム量トライアル計算による形状、張力の変化傾向および調整結果を示す。

### (1) 温度の経時変化

温度の経時変化を知るために、3P側MSTEP 5-C-2について述べる。

測定日時 6月20日 9時～20時の気温は、日中で25.5°C位である。しかるに各構造部材の最大温度は、ケーブルで32°C弱、上弦材で41°C位、下弦材で29°C強であり、時刻による温度差はケーブルで8.5°C、上弦材で17.5°C、下弦材で3°C位である。

気温と比べて、ケーブル、特に上弦材は日中、太陽の直射によりかなり温度が上昇することが判る。

また、構物造の挙動に最も大きな影響を与える上下弦材の温度差は、日中で12°C位の差であるが、18時以降は最大でも3°C弱の差となる。（図-14）

### (2) ケーブル張力のキャリブレーション

油圧ジャッキを作動させ、ケーブルに張力を導入し、荷重計と圧力計の読み値を何点か得、一次式の関係を作る。このときソケットの変位計が連動しているので、ソケットの変位と圧力計の読み値の関係をプロットし、変位が大きく変化するところ（ソケットとシムが離れた瞬間）の圧力計の読み値（又はグラフにより作図で求めた値）を前記の一次式で変換し、ケーブル張力を求める。

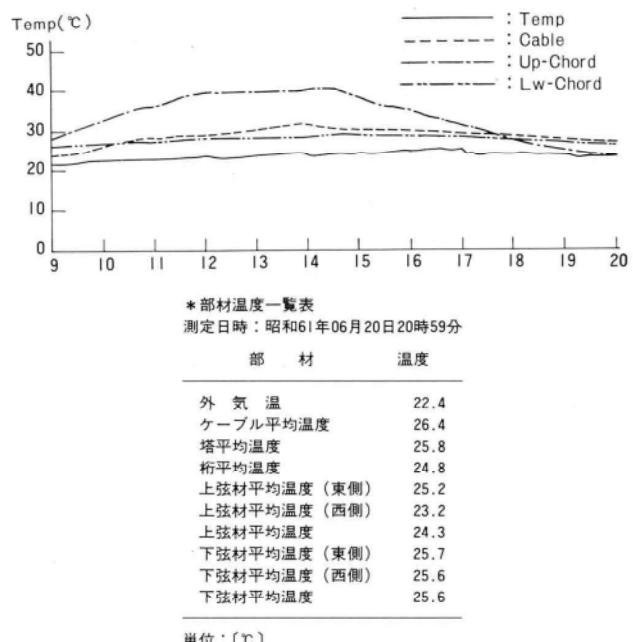


図-14 温度の経時変化(3P側MSTEP5-C-2)

一方、固有振動数を使用して、文献<sup>2)</sup>によりケーブル張力をシステム内で計算する。

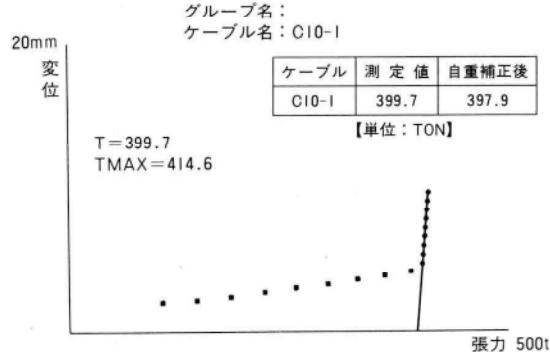
次に、これらの変位から求められたケーブル張力と、固有振動数から求められたケーブル張力の比をとり、これを補正係数 ( $\alpha=0.975$ ) とする。この補正係数は後の架設ステップ（他のケーブルについて）で確認する。（図-15）

### (3) シム量のトライアル計算と最適シム量の決定

その架設ステップで取付けた最上段ケーブルに、1次シムを挿入し、計測（調整前の）を行い、結果により調整の必要を判定する。調整はシム量のトライアル計算を形状、張力の重み係数を変えて行う。各種誤差量の収束の度合いは、調整しようとする管理項目の重み係数を大きくすることにより、急速に図られる。しかし、側径間の桁の形状は、構造特性の項で述べたように、感度が鈍い。

これらのトライアル計算の中から、技術者が工学的判断により、全体の項目のバランスを考えて、最適シム量（NO. 1-5）を決定する。この方法は、前述した本来シム厚では、調整すべきでない誤差を調整量から除外していることになる。（図-16）

ジャッキ油圧一変位による張力計測



櫃石島橋ケーブル振動加速度のスペクトル

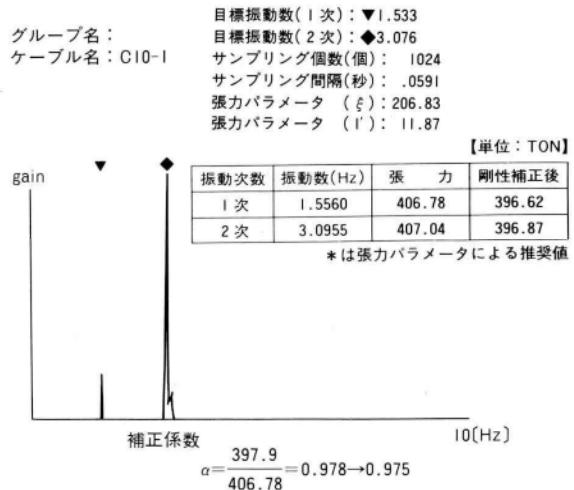


図-15 ケーブル張力のキャリブレーション

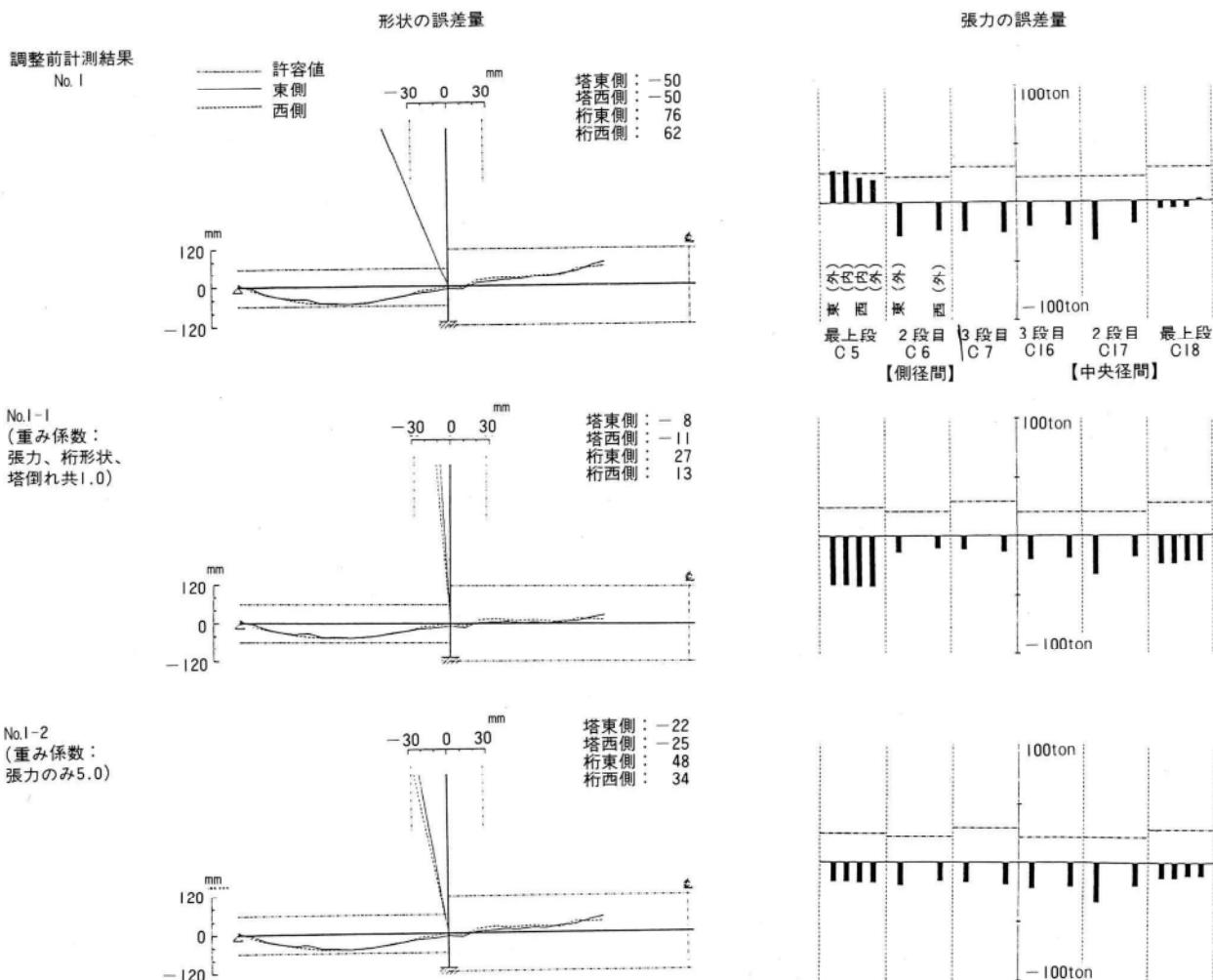
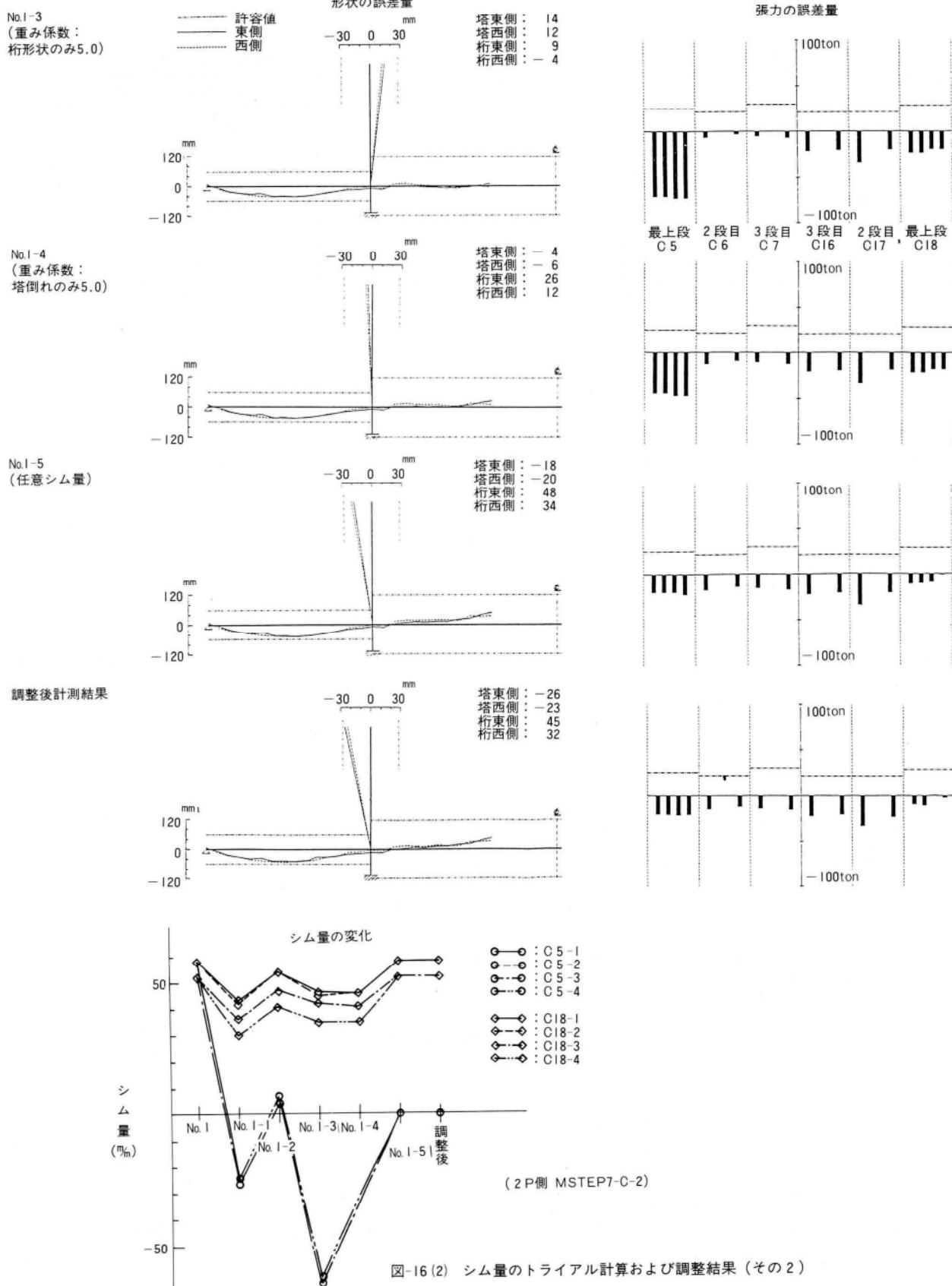


図-16 (1) シム量のトライアル計算および調整結果（その1）



## 6. あとがき

現在(61年9月)、架設ステップが途中の段階である。今後、架設が終了し、システムの結果が出揃った段階で、各種データの報告をしたいと思います。

途中の段階ではありますが、ここまでで判ったことは、本システムを櫃石島橋のようなマルチケーブル型の長大斜張橋で使用することは、充分メリットがあると思われる。

しかし、ケーブル段数の少ない、それほど規模の大きくないう斜張橋にまで、リアルタイムの管理システムを使用することは、経済性からも、また良い精度を確保する面からも、必要かどうか疑問である。

本報告が、今後の資料として、何らかの役に立てば幸いである。

最後に、本業務は本州四国連絡橋公団第二建設局児島工事事務所第五工事、第三工事の指導のもとに、櫃石島橋上部工共同企業体が行なったことを記します。

## 参考文献

- 1) 櫃石島橋上部工共同企業体：櫃石島橋上部工架設精度管理要領書、昭和61年3月
- 2) 新家、広中、頭井、西村：振動法によるケーブル張力の実用算定式について、土木学会論文報告集 第294号、1980年2月

## グラビア写真説明

### 小谷大橋

小谷大橋は昭和62年8月暫定開港が予定される新青森空港へのアクセス道にある。青森市と弘前市を結ぶ幹線道路青森浪岡線の改築にともない、この道路は整備を急いでいた。長さ1.7kmが有料事業として施工され、その中にある本橋は青森県道路公社より昭和60年2月に製作が発注され、昭和61年12月に架設完了をみた。(製作竣工60年12月) 本橋は新青森空港の玄関口に位置し橋長302m幅員10m総重量1298t、型式は3径間連続鋼鉄桁と逆ローゼ桁であり各1連で構成されている。この逆ローゼ桁は空港の雨水排水用の調整池を一とまたぎするため、支間が150mあり、大規模な橋である。青森の空の玄関口に、池上を飾る美しいアーチ桁は、空港を訪れる人々の心をなごませてくれるものと思う。そればかりでなく地域発展に役立つ、文字通り橋渡しの役目を近い将来果してくれることを期待している。

(齊藤)

### 江戸川橋梁

本橋は、鋼床版複線下路トラス橋であるが、従来の鋼床版下路トラス橋に比べて、床組の取付け構造に特徴がある。架設工法は、最初の第1スパンはペント架設で、との6スパンは、トラベラークレーンによるキャンチレバー架設工法で施工された。

鋼床版に、架設時応力(主構作用)が残ることを防ぐために、鋼床版と縦桁・横桁の継手の高力ボルト孔に余裕をもたせて製作し、キャンチレバー架設時には、仮ボルト接合とし、主構が単純支持となった時点で高力ボルトの本締めを施工した。架設時に上記の効果を確認するために応力測定を行った。また高力ボルトの耐力についても試験により確認されている。(田中)

# コンピュータによる生産管理

## (その1.MRPによる生産管理)

笠谷典弘\*

### 1. はじめに

コンピューターとその周辺機器、並びにその運用技術の最近の発達には瞠目させられる。我社や同業でも多くの分野で活用されつつあるが、生産管理への利用については、未だしの感がある。その原因は色々考えられるが、生産管理のテクニックが確立されていないことも、その大きな原因の1つであろう。即ち、製造業の数多い業種に共通な方法論が構築されていなかったためではなかろうか。それで、業種或は企業ごとにそれぞれ独自の方法によることが多く、それも、熟練者の経験による対症療法的で方法という感じが強く、これがシステム化を阻んでいた大きな要因ではなかろうか。しかし、最近になって、これから紹介する「MRPによる生産管理」のような共通的方法論がクローズアップされ、多くの業種で活用されつつある。

これを我社に取り入れ、合理的で敏速な生産管理の実現によって、生産性向上に寄与させたいと考え、MRPによる生産管理のEDPシステム概念設計を試みようとしている。しかし、本システムは全社の大半の部門を網羅する大規模なもので、我社に適用するシステムにアレンジするにも、かなりの労力、時間、費用を要するので、取敢えず、MRPによる生産管理とはどういうものかを、色々な部門の方に理解してもらうため「実践・MRP方式による生産管理システム」(日本電気編・日本能率協会発行)を紹介して、これに所々、私見を加えさせて頂いて、開発・導入のための予備知識としていただければ幸と思う。なお、概念設計については、できれば、次号までに試みたいと考えている。なお、本書の紹介は内容の一部であり、更に詳細を正しくマスターされたい向きには、本書を一読されることをお勧めする。

### 2. 総論

鋼橋や建築鉄骨などの鋼構造物の製造においては、受注単位毎にそれぞれ個別に設計され、構成部材部品には原則として共通性はなく、標準化が著しく遅れており、製造工程での自動化、機械化の程度も比較的低い。また生産管理の方法も、工程の大半が手作業のため、作業時間のバラつきが大きく、正確に予測しにくいため、大むね、担当者の経験や勘に頼っているのが現状である。また設計変更や見込み違いによる手戻りが、頻繁に起って、これらも管理の困難さを増幅させている。

このような状態の中に科学的管理手法を導入することは極めて困難なように思われるが、将来の経営の安定化を計るためには、より敏速で正確な情報処理によって管理密度を高め、合理的な生産計画と日程管理により、高生産性を確立することが不可欠である。従っていかなる困難があってもこれを克服して、より高次の管理手法を定着させることができると信じている。

生産管理というとすぐに「トヨタカンバン方式」が思い浮ぶ。これは正しくは単なる管理方式ではなく、工場での徹底したムダを排除するトヨタ生産方式を指している。カンバン方式はその一環として「仕掛け根絶」を計るための一手段である。また一方最近話題に昇って来たのが「MRP」である。これはアメリカで開発され、日本の色々な分野の工場で活用されている生産管理方式で、「Material Requirement Planning」(資材所要量計画と訳されている)の略称である。要は「必要なものを、必要な時に、必要なだけ供給するためのテクニック」であり、前述のトヨタカンバン方式でいわれる「ジャスト・イン・タイム」の精神と全く同じ発想に基づいている。更にこれを実現するために計画・実施に際し、小刻みに変化す

\* 経営企画本部生産管理部長

る膨大なデータを迅速に処理し、適確な対応に要する情報を管理サイドに提供できるよう、コンピュータをフルに活用することを前提としている。言い換えると「CAMP」—Computer Aided Production Management」とでも称せられる。

### 3. MRPとは(システムの特徴)

MRPを狭義に解釈すると先述のように「資材所要量計画」となるが、生産管理に活用するためには製作すべき物の量と時期だけでなくこれに要する人、設備・資金といった生産資源について計画することになり「Manufacturing Resource Planning」というように広く定義することができる。

#### (1) 歴史

MRPの考え方はとりわけ新しい考え方ではなく、昔から製造現場の素朴な要求を解決しようとしたもので、米国での製品中心主義から部品中心主義へという生産管理システムの発展過程から生まれてきた。

#### (2) 計画の重視

今までの生産管理に多く見られる実施結果のやりくりではなく、できるだけ上位の計画を重視しこれを中心として、更に現場の動きに整合した実施可能な計画を立て、その計画がその通り実施されることを狙いとしている。

#### (3) 情報の一元化(フォーマル)

生産活動に係わる全部門からの情報により、それぞれ別々に活動するのではなく、一貫した約束に従って計画・活動することを狙っており、これはフォーマルシステム(トータルシステム)と呼ばれる。

#### (4) ジャスト・イン・タイム

生産管理システムの基本は「必要なものを必要なときに必要なだけ作る」ことであり、それには原材料から最終製品までのすべての物の動きを同期化する必要がある。このためにMRPでは最終製品を構成する部品の時系列、レベル別の配置図、即ち「部品表」別称「レベル・ツリー」なる概念、及び連続する時間帯を区切った「タイム・パケット」とこれを前述の品目レベル毎にリードタイム分だけずらして連結する—「タイム・フェージング」という概念を使って同期化計画を立案する。

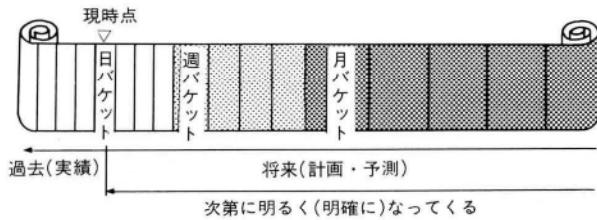


図-1 連続したタイム・パケットの概念

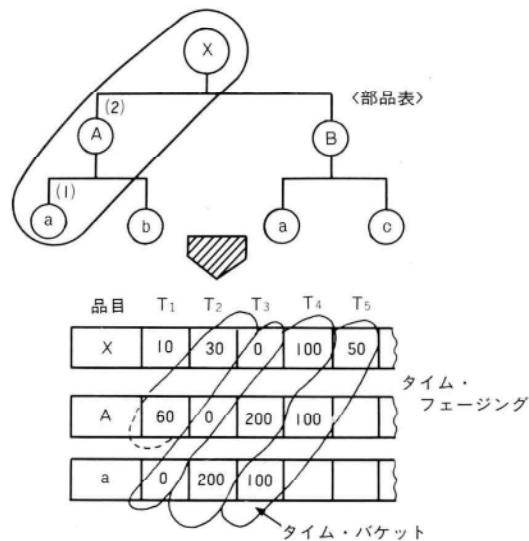


図-2 部品表とタイム・フェージングの概念

#### (5) MRPのロジック

製品の各構成品目を独立需要と從属需要とに分類し、前者は最終製品とかバラ(オプション)部品のようにそのまま出荷される品目で、後者は独立需要から從属的に導出される品目を指し、これについては上位品目から自動的に計算される。この計算ロジックをMRPロジックと呼ぶ。これらの概念を示すと図-3となる。この図が示すように独立需要品目の所要量と時期を決めれば(基準生産日程計画)、從属需要品目の所要量と時期は部品情報からMRPロジックで自動的に計算され、各資材の手配計画が作られ、また計画は外部の計画、例えば基準生産日程計画、部品表情報、基準情報(リードタイムなど)が変更されると、これに応じて、見直しを同一ロジックによって行われる。

#### (6) MRPと生産管理

生産管理の基本的目的是受注から納品までの全ての物の流れと情報の流れを同期化し、必要なものを必要な時期に必要なだけ作ることである。しかも外部からの情報

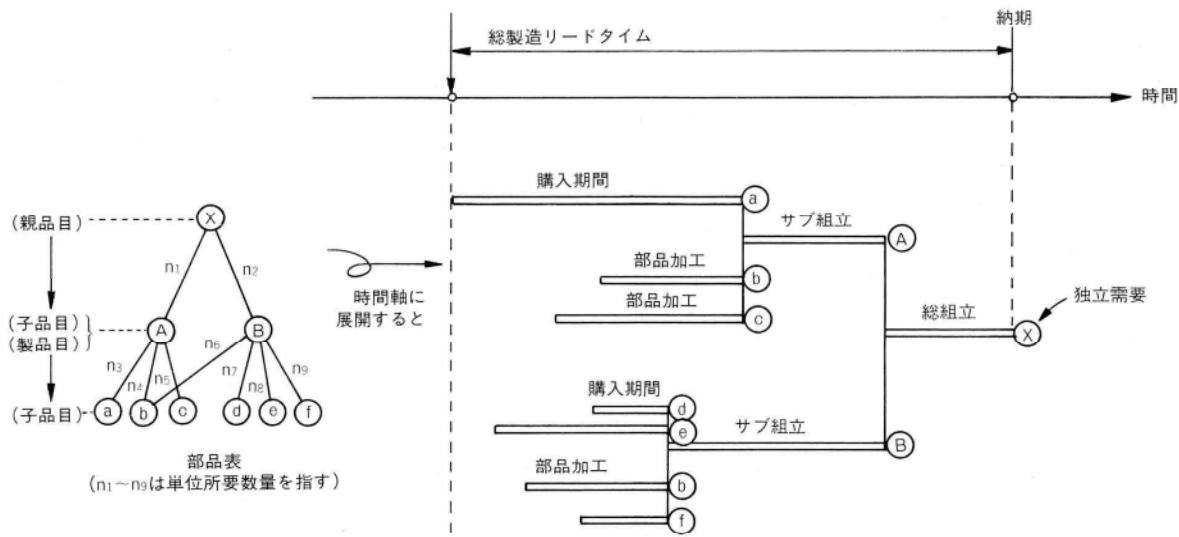


図-3 部品表情報をベースとした資材所要展開の概念

変化と内部での設計変更、例外発生などの変化に動的に対応して計画と管理を行うのに次の4つの基本機能が必要とされている。

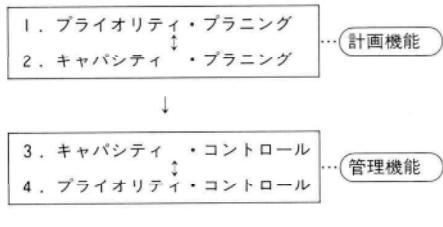


図-4 生産管理の4基本機能

プライオリティとキャパシティは常に相互チェックが行われ、製造すべき物量と時期および製造能力が決められる。具体例としては以下のものがある。

- 長期的－生産計画・設備計画・雇用計画・資金計画
- 中期的－基準生産日程計画・外注計画・予算計画
- 短期的－作業実施計画・残業計画

また、コントロール機能は計画実施に当って、現場の仕掛け状態、保有能力をチェックして負荷変動を少なくし、仕掛りとリードタイムを安定させる。以上の3機能が働いた結果、製造命令が現場に発行されるが、現場や資材手配の状況や計画変更など、諸々の状況変化がオーダ後に発生し、これに応じて、作業実施の順序を動的制御する－即ち作業差立て（調整、やりくり）とか進捗管理が必要となり、この機能を「プライオリティ・コントロール」と称す。

これら4機能は最終製品の需要に応じて、末端処理まで瞬時に計画し、また変更伝達されるのが最も望ましいが、実際には、不可能であり、現実的には、管理サイク

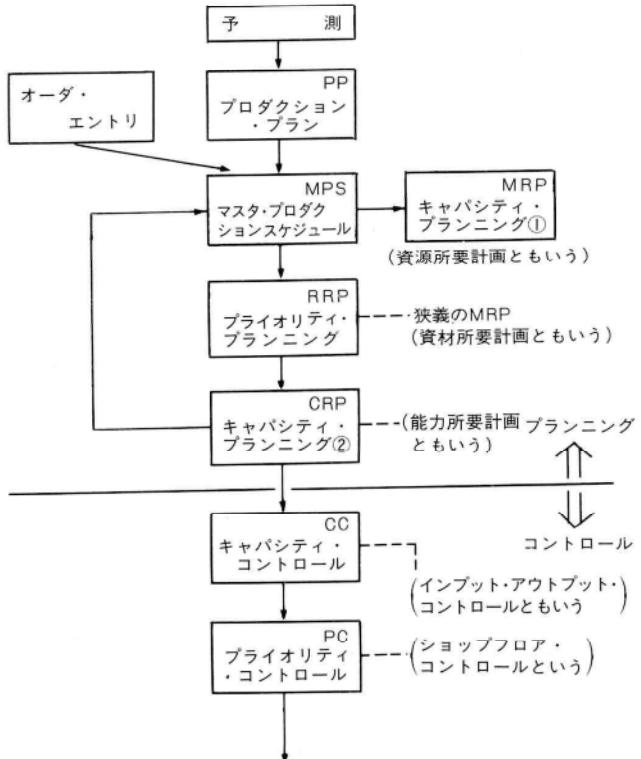


図-5 広義のMRPの基本機能

ルの必要性に応じて、数ステップに分けて、ブレークダウンして行く。これをMRPシステムとラップさせてフローチャート化すると図-5となる。即ち、これは広義のMRPシステムと合同である。

#### 4. 生産管理システム一般

一般に生産と製造の形態がいかに変ろうと、即ち個別受注であろうと見込み生産であろうと、または、プロジェクト形であろうとライン形であろうと、生産管理システムに必要な機能は変わらないといわれている。ただし、形態の相異によって、それぞれの機能の比重や、情報の経路・タイミングが異なって来る。例えば受注生産の場合には、主として受注情報によって基本生産日程計画が立

てられ、見込み生産では、予測や生産計画によるというようである。生産管理システムは、その必要な機能を構造化することによって表現できる。図-6は一般的な生産管理システム機能構造図である。どの生産製造形態でも基本的にはこの概念構造に大きな差異はないと考えてよい。ただ、重点のおき方を変えればよい。また、これを電算化する上で、各機能はそれぞれサブ・システム化し、更にその中にいくつかの処理機能をもつ。以下に各サブシステムについて概記する。

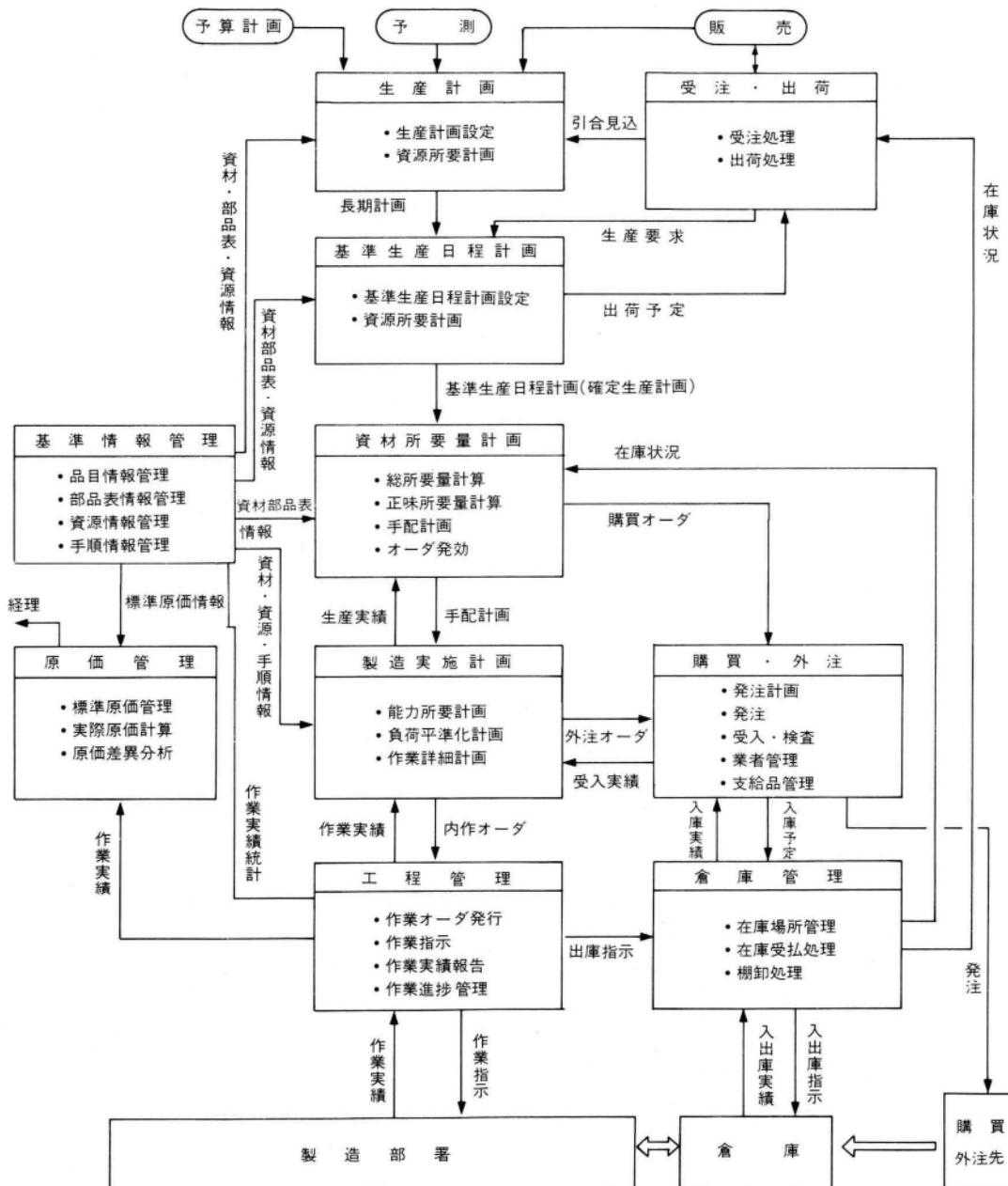


図-6 生産管理システムの機能構造図

### (1) 基準情報サブシステム

生産管理システムでは、膨大な情報処理を要するが、従来からの方法では、これらの情報に共通性が少なく、それぞれ独自の情報で処理されていた嫌いがあり、これが生産管理の難しさの一因ともなり、かつ現場（ユーザー）の不信感に繋がっていたのではないかろうか。このサブシステムでは、情報を一元化し、全システムのフォーマル化を計るため、全情報のデータベース化を意図したものである。我々が生産対象としている鋼橋や鉄骨では、受注オーダ毎に共通部品部材が殆ど皆無（強いて上げればボルトナット類など無きにしもあらずという程度）で一般の機械類のように多くの共通部品を組立てるような場合に比べて、情報量は遙かに大量となるであろう。このサブシステムでの基本機能は以下の4つである。

#### (a) 品目情報管理（品目固有の情報の維持管理）

基準情報データベース上に情報を登録・更新する機能をもち、最終製品、半製品、購入品、原材料などについてそれぞれの固有の特性を取扱う。個別受注では、受注単位毎にそれぞれ独立したファイルをもつことになるが、この辺が今後標準化の余地のある所である。

#### (b) 部品表情報（品目の親子関係情報の維持管理）

親子関係は図-7に示すように製品構成をレベル別に表現したもので、標準リードタイム・作業時間・原価などの情報ももつ。また設計変更の情報管理もここで行う。

ここでも標準化の問題は(a)の場合と同様である。

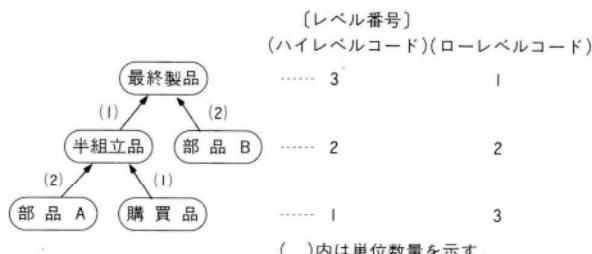


図-7 部品表の構造

#### (c) 手順情報管理(内作品の工程手順情報の維持管理)

この中には品目の加工順序、工程番号、内外作区分、段取時間、作業時間、後始末時間、所要工数などの情報を含んでいる。

#### (d) 資源情報管理(人、設備等の資源情報の維持管理)

機械、作業者、ワーク・ステーション、ワークセンタ、ショップなどの特性（台数、員数、稼動時間、能力、経費などなど）の情報を持つ。

以上、基準情報管理サブシステムでは製品の量、品質

コスト、デリバリーなどを計画する上に必要な情報を管理する役割を負っている情報中枢であり、これらをデータベース上に手際よく（使いやすく、かつ更新しやすい形で）構築することが肝要である。また、当社の現状では、更に標準化のレベルアップを要する所である。

### (2) 受注サブシステム

営業システム（受注情報）と生産システムとの接目として客先からの受注情報を生産システム（工場）に敏速に伝え、また生産システムの状況を営業システムに正確に提供する機能を持つ。個別受注（特に当社の場合）では、納期（立会検査日とか納品日など）や重要な品質情報、或はコストなどについて、計画と実施との差異などについて情報の交換が必要となる。

### (3) 生産計画サブシステム

経営方針等により長・中期的観点で生産量を計画する機能を負い、これに要する諸資源所要量をマクロ的に計算する。

### (4) 基準生産日程計画サブシステム(MPS)(図-8)

このサブシステムは、生産活動に先立って、その基準となる製品、数量、時期を設定する。従って、その実現の可能性を確認することが重要となる。従来ややもする

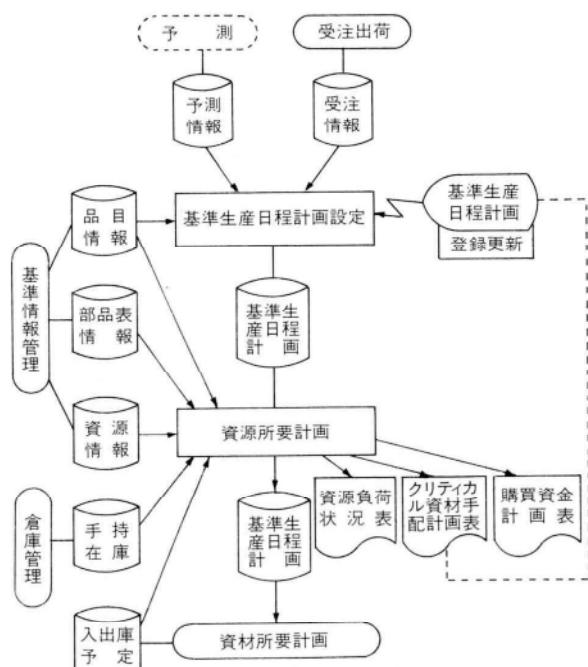


図-8 基準生産日程計画サブシステムの基本機能フロー

とこの辺が不充分で、生産性を損なうことが多く、ユーザーの信頼を欠く所であった。ここでは基本生産日程計画設定と資源所要量計画の2機能からなるが、後者に重点をおいてシステム設計することが今後、必要であろう。それには、各センター毎の負荷能力の標準値設定が重要となる。

### (5) 資材所要計画サブシステム (図-9)

MPSで計画した項目毎の生産量と時期により半製品、部品、原材料などの全ての資材について、その品目、数量、時期のニーズ及びその製作スタートとエンドのニーズを示す手配オーダを計画する。これには次の4機能が

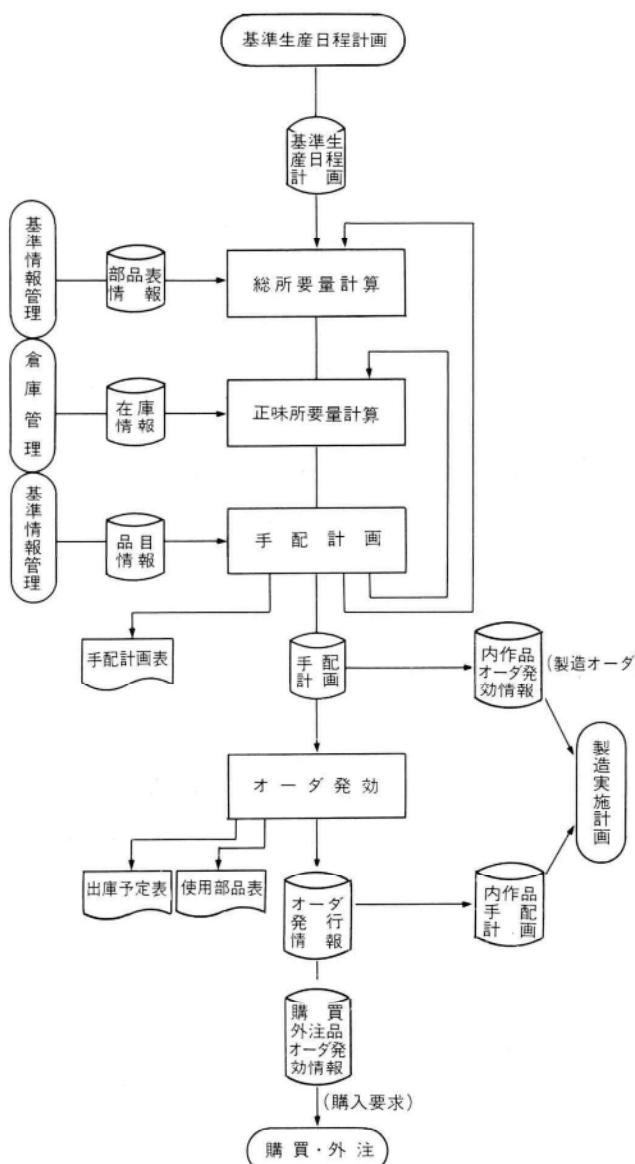


図-9 資材所要計算サブシステムの基本機能フロー

要求される。

### 1) 総所要量計算

ここでは、最終製品を構成する従属需要に該当する資材の総量を算出する。

## 2) 正味所要量計算

上述の総所要量と手持在庫などを照合し、その不足量を計算する。当社のように、在庫=0のような場合はこの必要はない。

### 3) 手配計画

正味所要量によって、手配計画表を作成。

#### 4) オーダ発行

手配計画表に従って、予定日の近づいた注文分を選んで、各部門に通知する。

#### (6) 製造実施計画サブシステム (図-10)

資材所要計画の製造オーダを作業実施レベルで生産能力と作業負荷量とのバランスを考慮して、いつ、どこで、どのように作業するかを具体的に決める。

### 1) 能力所要計画

資材所要量計画の品目ごとに、必要な作業工程単位

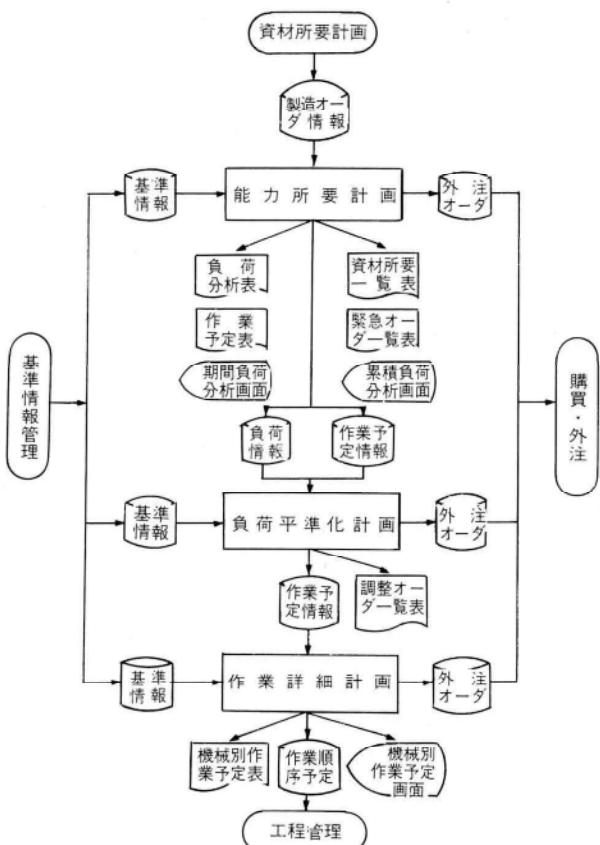


図-10 製造実施計画サブシステムの基本機能フロー

に日程展開し、指定のワークセンタでの指定期間内(1ヵ月～3ヵ月程度)での「無制限負荷山積」を行う。これは、以下の手順で行う。

- ① 日程計算
- ② オーダ優先度の設定
- ③ 負荷山積
- ④ 能力／負荷調整

### 2) 負荷平準化計画

比較的短期間（1～3週間）のワークセンタでの負荷の平準化のための作業計画を立てる。従って「制限山積」を採用する。以下にその手順を示す。

- ① 平準化対象オーダ選択
- ② 負荷山積（制限）

なおオーバーフローの時は「負荷の山崩」や「代替センターへの割付」を行う。

### 3) 作業詳細計画

更に短期（1～10日程）の作業順序を作業班または機械（装置）毎に計画する。手順を示すと

- ① 作業詳細対象オーダの選択
- ② 作業待行列の作成
- ③ 班（装置）へのオーダ割付

## (7) 工程管理サブシステム（図-11）

前のサブシステムからの作業順序予定の中から数日間に実施に入るべきオーダの作業命令書発行及び進捗管理を行う。以下にその手順を示す。

### 1) 作業オーダ発行

負荷平準化されたオーダのうち、真近にせまった作業について、オーダ手順表と資材払出手票を作成する。

手順表はオーダの品目、数量、納期と通過する工程と順序を示し、ワークと一緒に移動票として使われることもある。

### 2) 作業指示

次の作業の内容、オーダ名、品目、工程順番などを示す作業指示書を作成し、場合によっては、これを実績報告用に用いる。

### 3) 作業実績報告

以下の実績報告とこれの解析により基準値評価、原価管理、品質管理などに供する。

- ① 進捗状況と出米高報告
- ② 実使用時間報告
- ③ 品質情報の報告

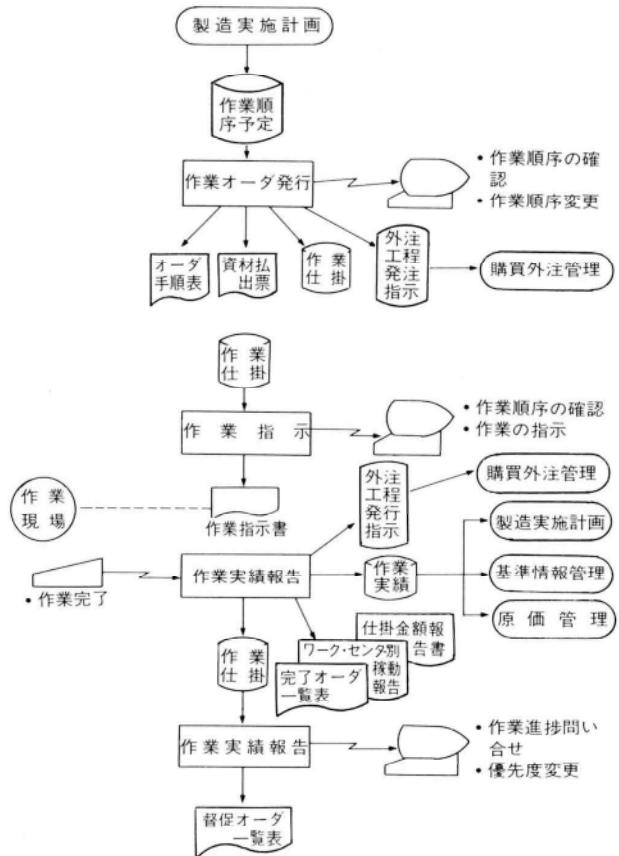


図 11 工程管理サブシステムの基本機能フロー

## (8) 購買・外注サブシステム

取引先の選定、品質確認と確保、納期の調整、価格決定などを適正に達成するための情報処理を行う。

- ① 発注計画
- ② 発注
- ③ 受入・検査
- ④ 業者管理
- ⑤ 支給品管理

## (9) 原価管理サブシステム（図-12）

コスト・マネジメントという観点から、原価管理の対象は企業活動全般に及ぶ。即ち、製造面、購買・在庫面、営業・販売面、財務面並びに一般事務処理、等々あらゆる場がその領域となる。以下は製造領域について、概略を記す。

### (a) 標準原価管理

- ① 標準原価の設定

製造標準原価 = 標準直接材料費 + 標準直接労務費  
+ 標準製造間接費

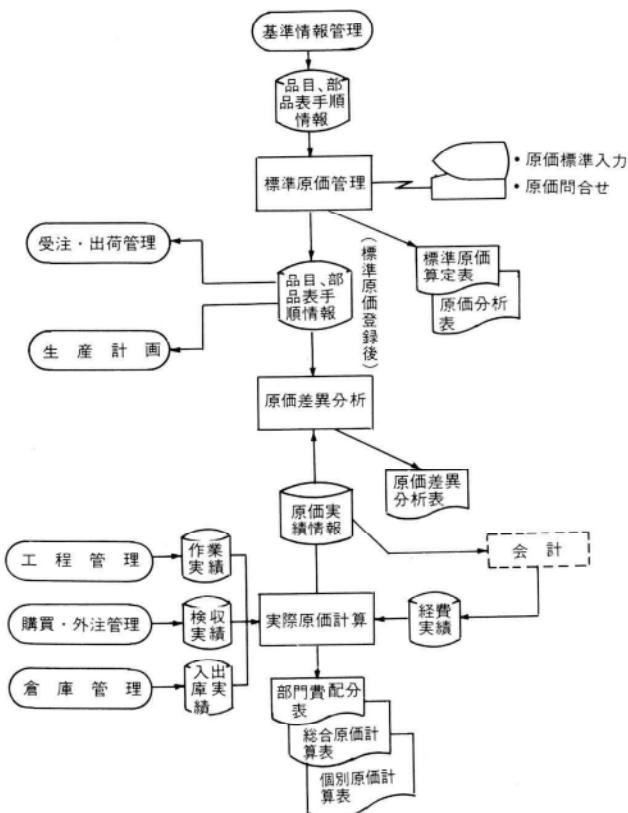


図-12 原価管理サブシステムの基本機能フロー

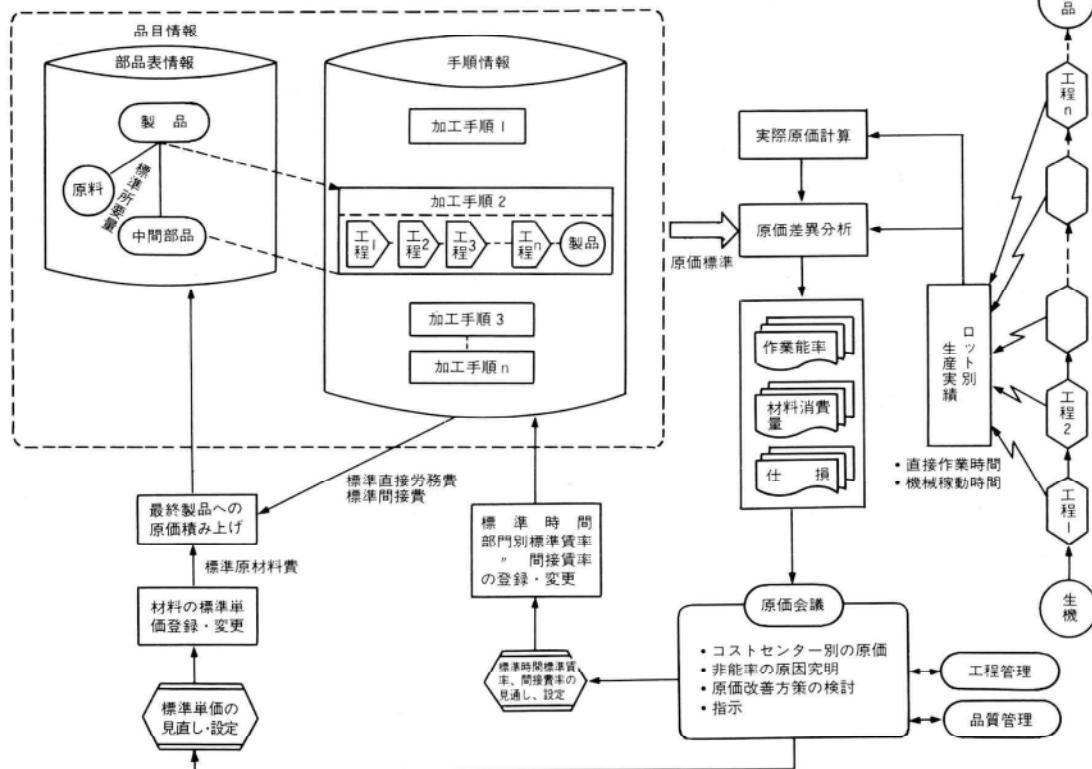


図-13 標準原価の維持・管理概念図

標準直接材料費 = 製品単位当たり所要量 × 標準単価

標準直接労務費 = 作業手順毎製品単位当たり標準時間  
× 時間当たり標準賃率

標準製造間接費 = 部門予算

## ② 標準原価の維持・管理

当初に設定された標準原価とこれに対応する実際原価との原価差異分析により、コストセンタ別の非能率要因究明・改善対策の検討を行って、必要な場合、標準原価の見直し、改訂を行う。(図-13)

### (b) 実際原価計算

以下の手順で計算される。

#### ① 要素別原価計算(図-14)

#### ② 部門別原価計算(図-15、16、17)

製品別(またはロット単位)原価計算を行うに当っての製造間接費の配賦のための計算過程という役割を果す。

#### ③ 製品別原価計算(図-18)

大別して個別原価計算と総合原価計算があるが、我社の場合、前者を工事別原価、後者は期間原価として両面から捉えていることについている。期間原価については、現在、工場別の総原価として捉えているだけであるが、今後は製品別(道路橋・鉄道橋・建築鉄骨・鉄構その他のように分けて)に捉える必要があろう。

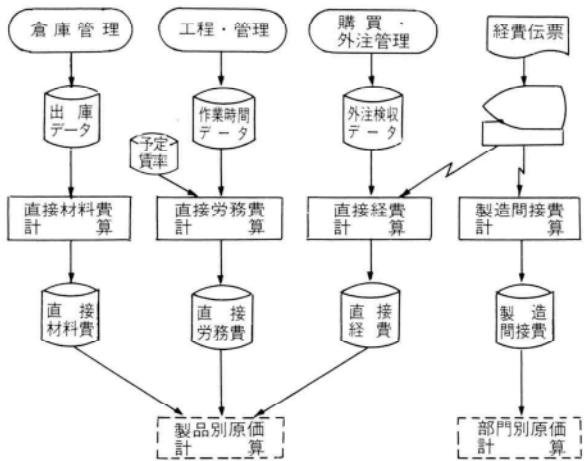


図-14 要素別原価計算処理フロー

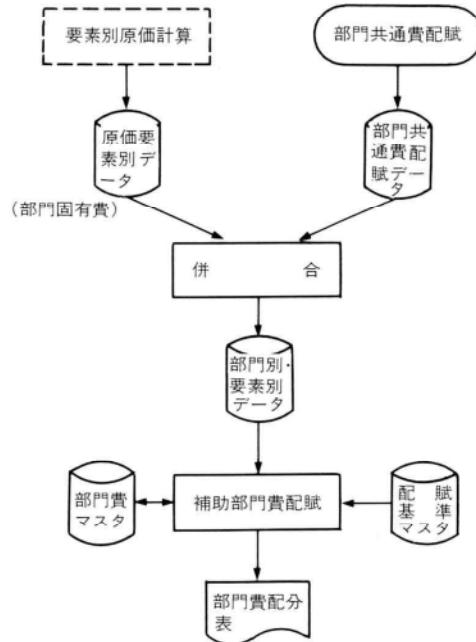


図-17 辅助部門費配賦処理フロー

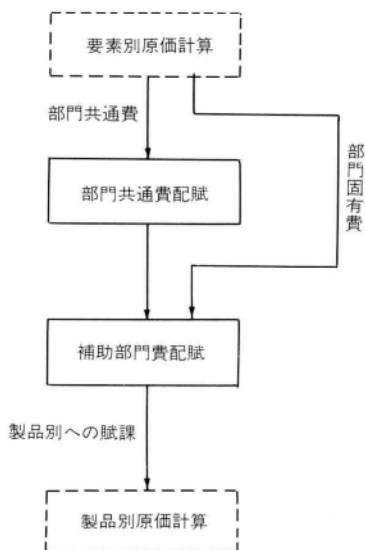


図-15 部門別原価計算における配賦処理の流れ

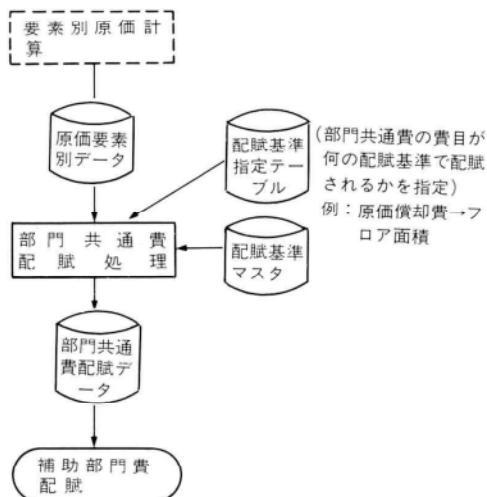


図-16 部門共通費配賦処理フロー

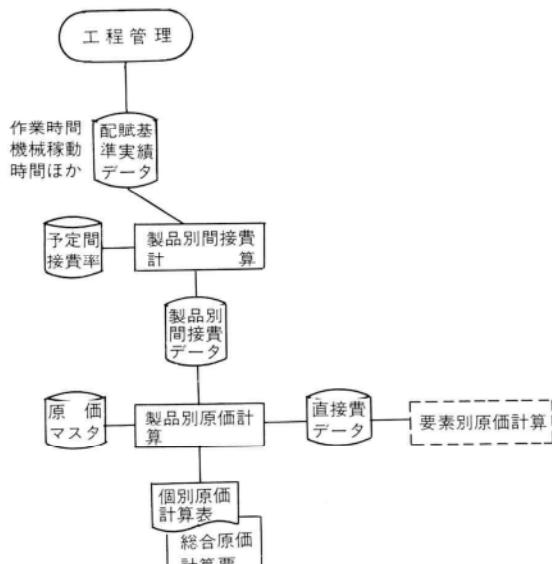


図-18 製品別原価計算処理フロー

### (c) 原価差異分析

標準と実際との原価差異の原因をつきとめ、原価改善活動を実施する上で重要な情報を提供する。差異項目はおおむね、次のものがある。

- ① 価格差異
- ② 時間差異
- ③ 材料差異

## 5. 電算化の技術

### (1) データベース構築

前述した通り、生産管理は、膨大なデータを取扱い、かつ企業内のほとんどの部門を網羅するシステムであること、そして、要求される情報は可及的にリアルタイムに処理されねばならないこと、以上の条件から、機能ベースとなる標準が精度よく、また最新状態に維持されていること、かつ常に効率よく引き出せる形に格納されていることが肝要である。従って、基準情報は勿論、物の動きを捉える情報群も、データベース化し、臨機応変に対応できるようにしておかねばならない。

生産管理が対象とする情報群とその構成をバックマン・ダイヤグラム方式によって図化すると図-19となる。これを実際に使用するデータ格納状態（物理データ構造）に展開するには、いくつかのチェックポイントを経て、構造の最適化を行う必要があるが、バックマン・ダイヤグラムの基本データ構造（階層・木・複合ネットワーク・単純ネットワーク構造）によって、どんな複雑なデータ構造も可能となり、この論理データ構造をいくつかのチェックポイントを経て、最適化した上、データベース管理システム（DBMS）に従って構造記述することにより

実際のデータベースを構築する。

また、データベースとプログラムの関連はスキーマ（システム全体で利用するために定義したデータ構造）及びサブスキーマ（プログラム毎にスキーマ上のデータの利用する部分だけを定義したデータ構造）なる考え方を導入し、データとプログラムを分離して考えられるようすれば、プログラムの独立性を保証できる。（図-20）

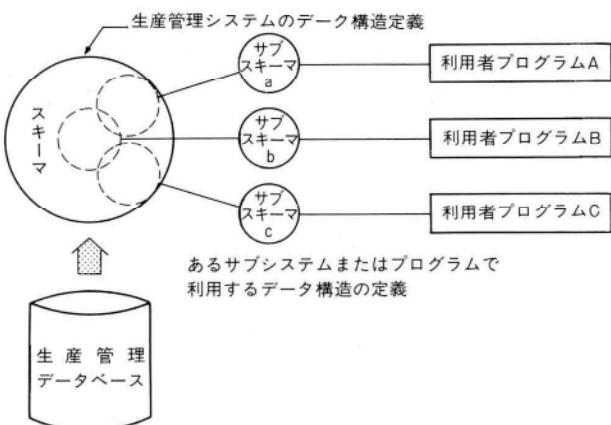


図-20 スキーマ、サブスキーマとプログラムの関連

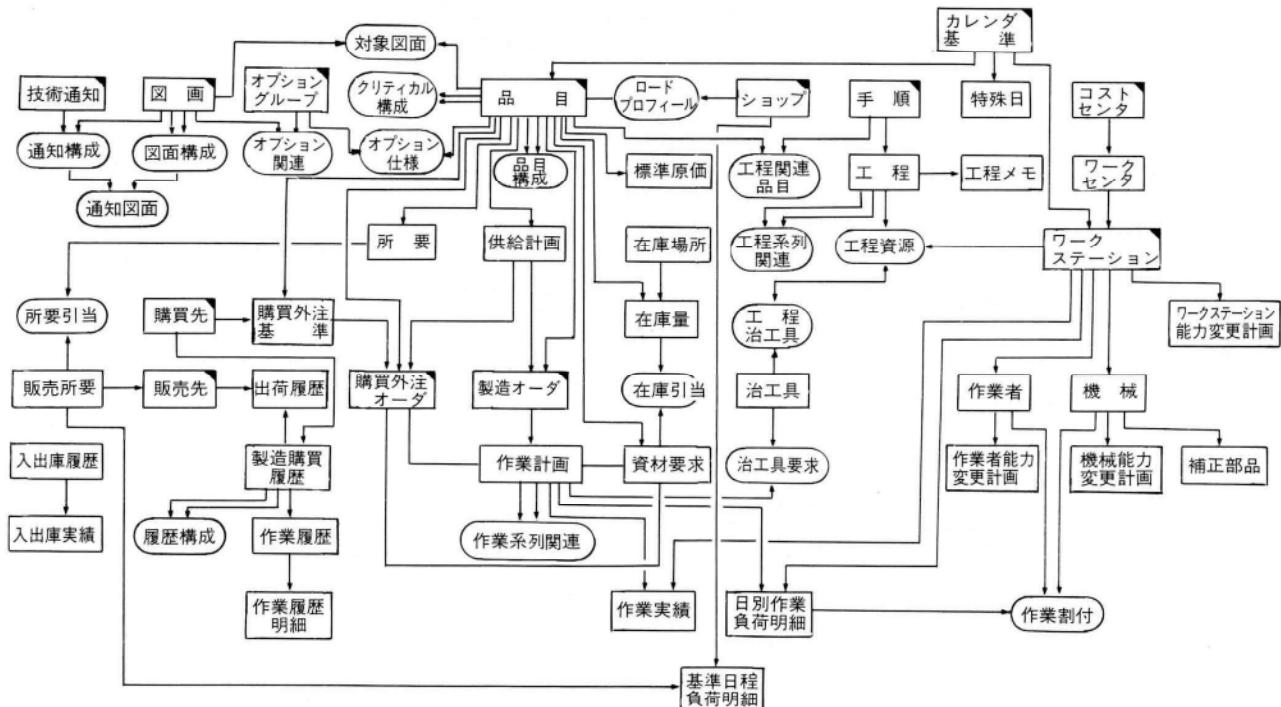


図-19 論理データ構造図

## (2) データの収集

生産管理で扱うデータは非常に大量であるが、インプットデータの信頼性が重要であり、できるかぎり少ないデータ収集により、かつシステム全体のパフォーマンスを上げるようEDPS内で共用活用し、極力人手を介したデータ収集を少なくすることが肝要である。即ちデータ発生源から直接、効率よく作業者の手をできるだけ煩わさず、物の動きや事象に対応させ、必要なタイミングに合わせて収集することであり、現在、当社で主流となっているマークカード方式は今後ダイレクト・インプット方式になるべく切換えて行くことが望ましい。ここでジョブショップ型工場での実績収集システム例を図-21に示す。

## (3) 人間判断の介入

生産管理システムでは計画から督促（デスマッチ）まですべて機械で行うことはできない。ことに変更や予測できない事象が頻発する中で、なおかつ、標準類の整備されていない状態で、刻々の変化に即応し柔軟に処理して行くには、いくつかの局面で人間判断の介入が不可欠で、また、これをうまくシステムの中にとり込むことに

よって、オンライン・リアルタイムシステム（ダイナミックなシステム）が可能となる。（図-22）

## (4) 分散化とネットワーク

最近、一台のコンピュータで集中処理する型から、必要規模のコンピュータを分散配置する分散化の傾向が強くなっている。また、これらをホストコンピュータにより制御するようなネットワーク方式を採る企業もでできている。即ち、図-22に示すような例である。

## 6. システム導入

### (1) 過去の失敗例

EDPシステムの導入に当って、とかくコンピュータを過大評価したり、また逆に過小評価したりしてその結果、期待感が裏切られたり また、システム運用に非協力になったりして失敗している例が多い。またEDP部門と使う側の交流不足、基準類やルールの不備、マスタープランの欠如、システムバランスの悪さ、几帳面過ぎて動きのとれないシステム、人による方法そのままのEDP化、などなどである。生産管理システムは前述のように、全部

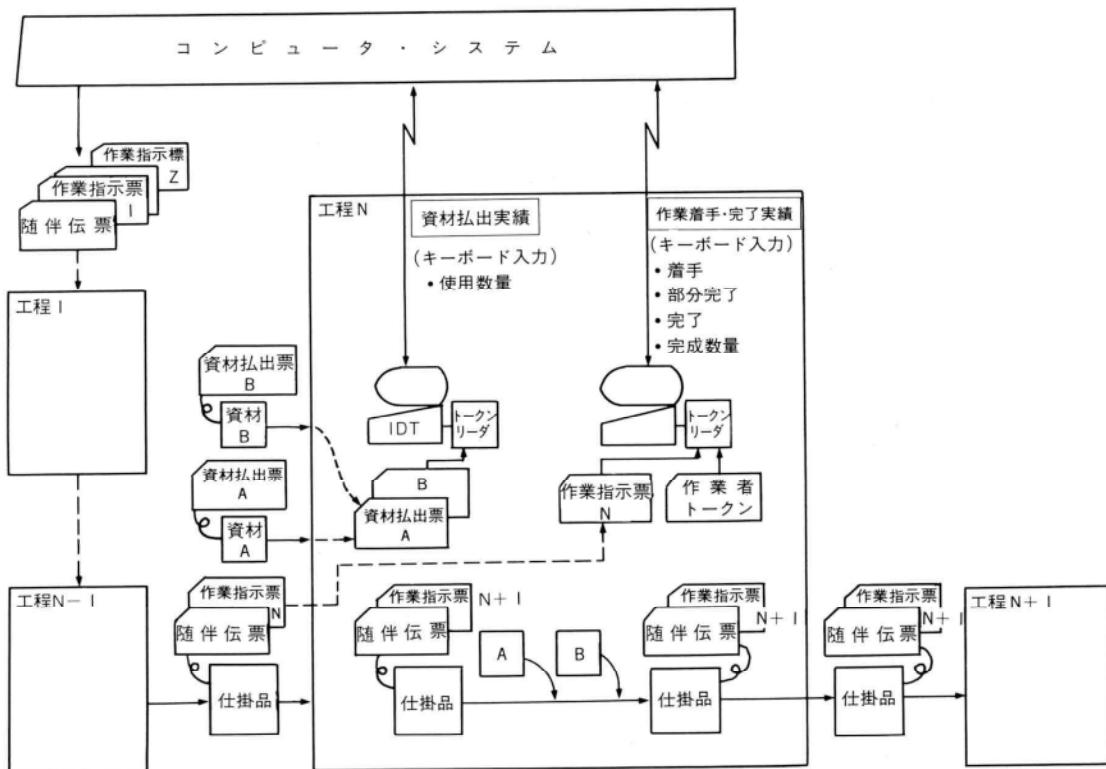


図-21 ジョブショップ型現場における実績収集システムの例

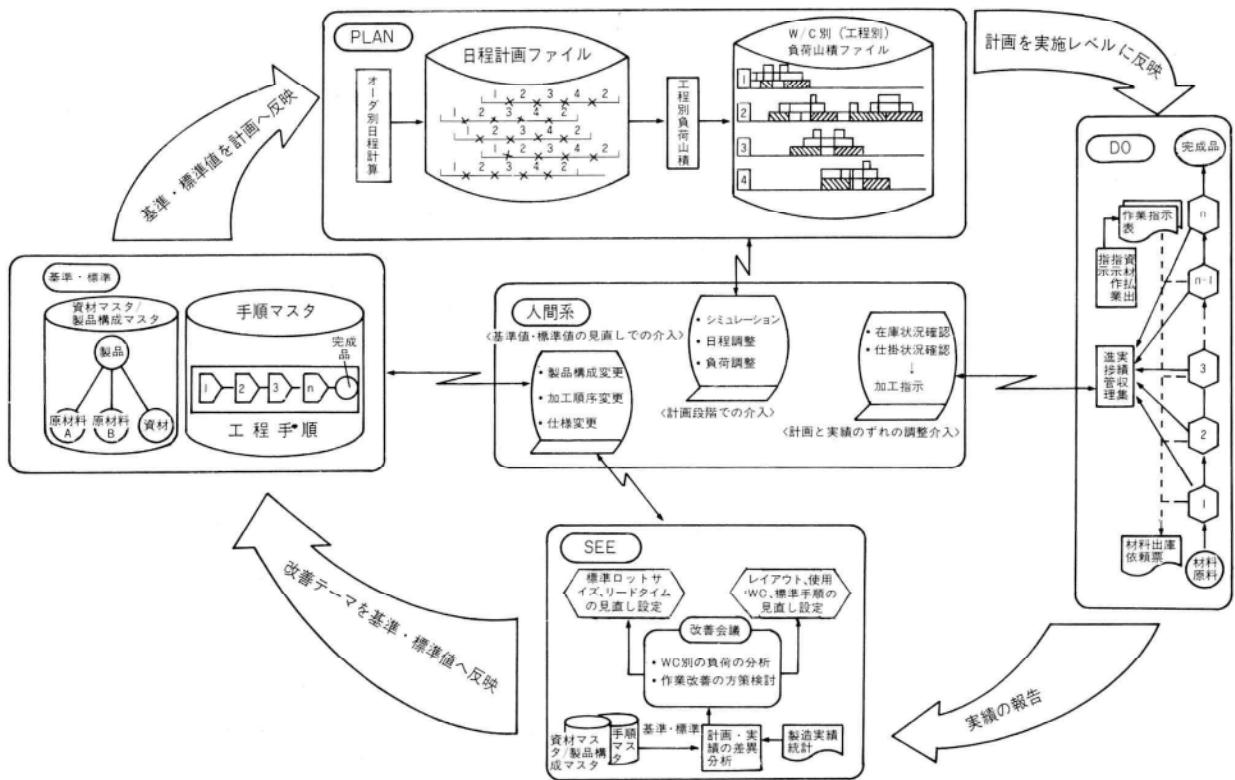


図-22 人間判断の介入の局面

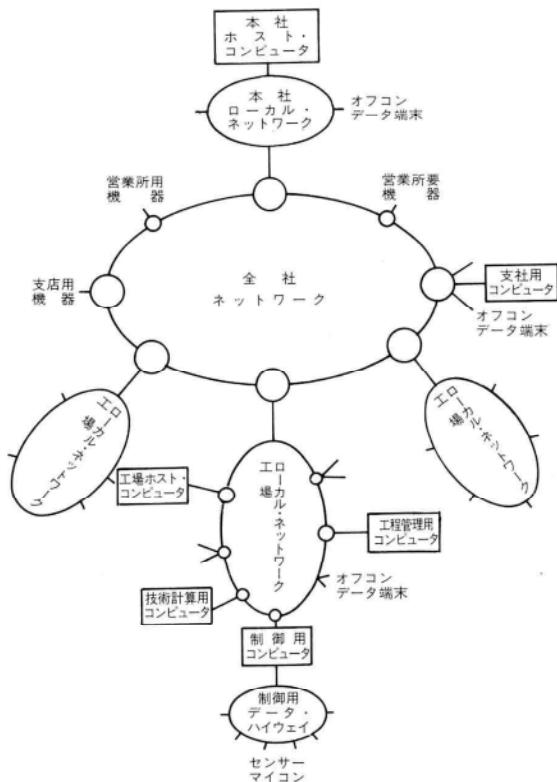


図-23 分散化とネットワーク

門をカバーするシステムであり、これを導入するプロジェクトチームはユーザーを含むできるだけ多くの部門を代表するメンバーで構成し、まず、全体像とその構築スケジュールを立って取り組む必要がある。

## (2) システム設計上の問題

MRPによる生産管理システムは計画を中心としたシステムであるが、計画の変更や現場の状況に即応して、リアルタイムに対応するダイナミックなシステムでなければならない。従って計画偏重であっても、また実績収集偏重であっても不具合で、バランスのとれたシステム設計が必要となる。また、データ処理と情報ニーズのタイミングがよくマッチするよう留意する必要があり、管理のサイクル(Plan-Do-See)の周期に合わせ、リアルタイム、週、月といったタイミングに構築することが大切である。

勿論、生産・製造のタイプによって設計方針が変わって来る。システムの骨格は同じでも、重点の置き方でタイミングが異なると前述したが、例えば個別受注でジョブ・ショップ型のような場合は次のようなことが考えられる。

(このタイプはほゞ当社に当てはまる)

- ① 受注時の適正な見積りによる利益確保
- ② 受注時の適確な納期見積と納期達成による信用確保
- ③ 合理的生産日程計画によるリードタイム短縮
- ④ 設計日程と生産日程計画の同期化
- ⑤ ワークセンタ毎の負荷山積山崩
- ⑥ 標準手順・標準時間整備のためのデータ収集と解析

以上のような狙いでシステム設計に取組む必要がある。

## 7. 考察

以上、生産管理システムの大体の一般論について、御紹介したが、これと当社（橋梁・鉄骨製造）の現状とを対比して見ると、色々な点で問題があることがわかる。

まず、その一つが標準時間である。過去、現場からの作業時間データを収集し、かなり膨大なファイルは作成されたが、残念ながら、標準時間の設定に活用されていない。解析プログラムができていないという理由もあるが、やはり、これもマスタープランの欠如が原因ではなかろうか。即ち、当社での生産管理のあるべき姿とこれを実現するためのプランニングがないことには、折角のデータも生かせないと思う。

我々としてはまず①開発・導入のためのマスタープランを立てる。平行して、②実績収集システムを合理化して、

なるべく、作業者の手を煩わすことなく、生産量と作業時間の実績を、できるだけ有意な層別をして収集し、これを統計処理などにより分析し、標準時間、標準リードタイムを設定する。③次いでデータベースの構築－設計（機能→生産）でのデータにより、部品表情報を含む、各種技術情報を工事毎に格庫する仕組をつくる。これと基準類（手順、時間、原価など）とによって、基準情報を作成、ファイルできるようとする。

以上の3項目は、相互に密接な関連があり、平行して進める必要がある。

## 8. むすび

最初、生産管理システムの概念設計をこの紙上で展開する積りで勉強して来たが、残念ながら、自分の非力を再確認する羽目となり、今回は冒頭の著書を紹介するにとどめたい。なお、実際の開発、導入には前にも言及したが、全社的なプロジェクトチームの編成が必要であると思う。現在、PMS研究班なる実務者グループで作業を開始しているが、これが開発チームの核となるようバックアップして行きたい。是非とも皆さんの御援助をお願いしたい。

最後に、「実践MRP方式による生産管理システム」を編集された日本電気(株)の方々に、本書の大部分を転載することを快く了承していただき、深く感謝します。

# 道路、鉄道併用トラス橋の設計 (番の州高架トラス)

高橋 亘\*  
引間 隆\*\*

## 1. まえがき

番の州高架橋トラス（海峡部）は本四Dルートの最南端に位置する中央径間180m、全長483mの鉛直材を有する3径間連続曲弦ワーレントラス橋であり、道路・鉄道の併用橋である。

最大支間長の面からは、道路橋の示方書あるいは建造物設計標準等に規定される支間長200m以下の橋梁に属しその規定の対象内にある。

しかしながら、本橋は主として列車の走行性を改善するために端支点部に比較して中間部が柔構造の鋼製門型橋脚に支持された併用橋で、完成時には在来線2線、新幹線2線の複々線の供用が計画されている。そのため、本橋の設計・施工に際しては疲労設計・耐震設計に慎重な配慮を必要とした。

本文は「番の州高架橋トラス」の設計・施工について総括的に内容紹介をするものである。尚一般形状、主要諸元を図-1、2、表-1、2、3に示す。

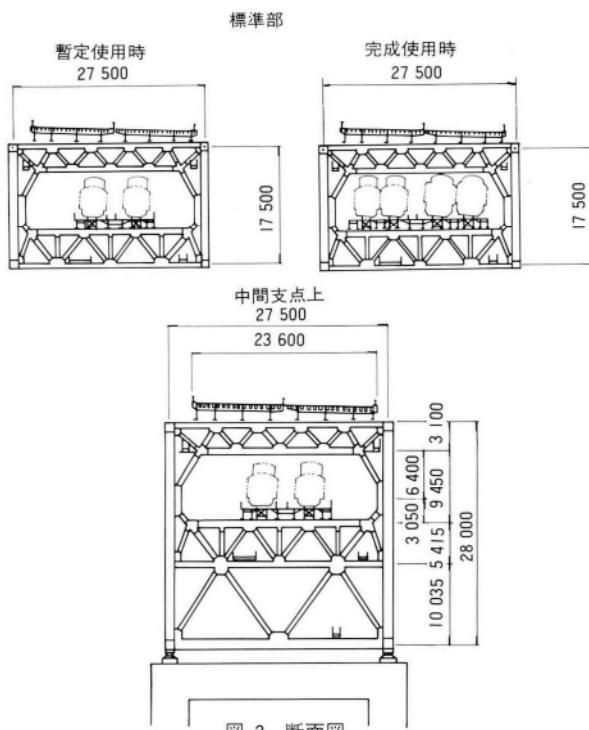


図-2 断面図

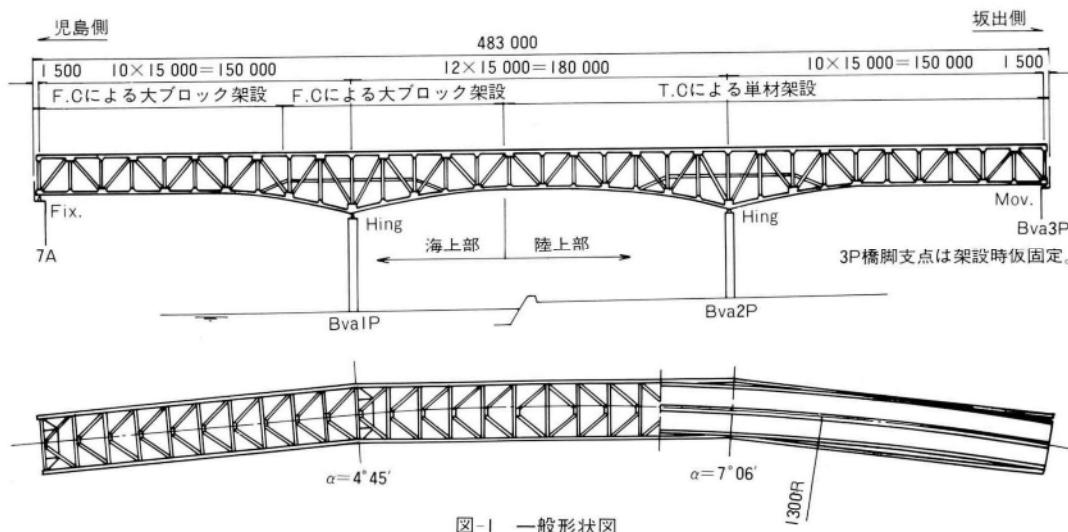


図-1 一般形状図

\* 技術本部設計部設計第一課課長代理

\*\* 技術本部設計部設計第二課

表-1 鋼重表 (ton)

主構本体	10354t
鋼床版床組	2792
下路床組	1500 一般部、緩衝装置、管理路
公共添架物	604 電々、電発（ケーブル柱含む）
作業車	155 外面、内面、簡易
支承・付属物	2075 公團管理路、作業車軌条、管路工等
合計	17480

表-2 主要諸元

道路規格	第Ⅰ種第2級 $V=100\text{km/h}$ 総幅員(4車線) 23.6m
鉄道規格	在来線(複線) $V=120\text{km/h}$ 新幹線(複線) $V=160\text{km/h}$ (暫定時 在来線複線)
橋梁形式	垂直材を有する3径間連続曲弦ワーレントラス (道路、鉄道のダブルデッキ併用橋)
平面線形	緩和曲線 円曲線 ( $R=1300\text{m}$ )
縦断線形	1%直線勾配
橋長・支間	483.0m( $150.0+180.0+150.0\text{m}$ )
構造	主構間隔 27.5m 主構高 17.5m(標準部)、28.0m(中間支点部) 上路 鋼床版桁 下路 鋼桁直結軌道
支承条件	7A 固定、1P・2Pヒンジ、3P可動

表-3 主構部材断面

上弦材	下弦材
斜材	垂 直 材

注) 縦リブは圧縮部材のみ設ける。  
( )内は中間支点上を示す。



写真-1 全景



写真-2 下路床組

## 2. 主構の設計

主構の標準的な骨組み高さは、 $H=17.5\text{m}$ であり、中間支点部では最大 $H=28.0\text{m}$ に達する。これは主構の鋼重を最小とする骨組み高さと床組みとしての上下主構トラスの構高と鉄道部建築限界との関係などを勘案して定めたものである。平面骨組みは、各径間毎に直線としたが、 $B_{va} 1P$ と $B_{va} 2P$ の位置で $\alpha=4.75^\circ$ 、 $7.11^\circ$ の折角をもつようにした。主構間隔は $\ell=27.5\text{m}$ であり、これは線形の条件(サイン通減緩和曲線、 $R=1300\text{m}$ の円曲線)を考慮した鉄道建築限界に対する最小間隔である。

主構の解析は基本的には平面骨組解析とし両主構に対する荷重分配は $1:0$ 分配によった。左右主構の断面力のバランスについては別途実施した立体骨組解析により、その安全性を検証した。

断面決定に際しては、極厚材の使用を避ける目的で一般部にはSM50Y材、格点がセット部にはSM58、HT80材を使用した。この結果本橋の最大板厚はソールプレートなどの特殊部を除いて $50\text{mm}$ である。さらに箱断面の座屈防止用補剛縦リブを積極的に有効断面に算入し経済性を配慮した。主構の設計フローを図-3に示す。

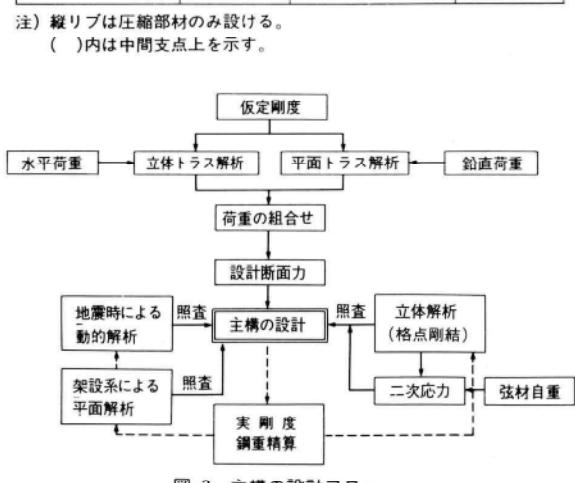


図-3 主構の設計フロー

### 3. 疲労設計

本橋は道路・鉄道の併用橋であり、最終的には在来線2線、新幹線2線での複々線の供用が計画されている。

列車走行に伴い、橋梁各部は大きな繰返し応力を受け、本四規準では併用橋の着目する部材によって、道路荷重、鉄道荷重による応力比が異なることを配慮して、直接自動車荷重を支持する部材を道路部材、直接又は主として列車荷重を支持する部材を鉄道部材、道路・鉄道荷重を共にうける部材を併用部材と定義し、使用鋼材の使いわけ及び疲労設計に運用している。

すなわち、鉄道部材・併用部材については基準に定める載荷状態での応力振幅を計算し、許容振幅内に入るかどうか照査する。又、橋梁が長大橋であるため部分的に調質高張力鋼が使用される。これら切欠感受性の高い鋼材の疲労部材の適用にあたっては大鳴門橋の施工以来種々の検討がなされてきた。これ迄の研究成果では疲労亀裂伝播が疲労寿命の大部分を占めること、疲労強度は初期欠陥の寸法に大きく依存していることなどが判明している。即ち、検出可能な欠陥寸法をもとに疲労設計することが可能である。岩黒橋では大鳴門橋の施工実績を踏えて、応力範囲と疲労許容応力範囲比( $\sigma_r/\sigma_{fa}$ )、および鋼種によって部材を分類し、製作方法・検査方法・将来の保守体制などについて疲労設計の考え方を整理した。本橋の場合も、同様な手法でB線、C(D)線に対する比率を計算した結果、疲労設計で決定される部材はなかった。これは、本橋がトラス橋であり、吊橋の場合と

異なり本四基準で定める累積被害に対する影響係数 $\alpha$ が1.0であること、死荷重応力の占める割合が大きいことなどから当然の結果である。一方、応力範囲と疲労許容応力範囲の比率( $\sigma_r/\sigma_{fa}$ )も全て $\sigma_r/\sigma_{fa}^B < 0.5$ 、あるいは、 $\sigma_{fa}^C < 0.6$ となり、部材区分としてB部材相当であった。疲労設計の状況は以上のとおりであるが、施工に際しては、疲労設計の立場を踏えて細部ディティルについても慎重に取扱うこととした。

### 4. 格点構造

格点部はガセット板厚及び添接方式の設計方針と密接な関係にある。そこで、構造細部を決定する上で次の事項に配慮した。

- 1) 斜材及びガセットの局部座屈に対する安全性
- 2) ガセットの面外剛性
- 3) 疲労に対する配慮
- 4) 製作加工性（疲労を考慮した溶接施工）
- 5) ポルト締結等による現場作業性

ガセット内の腹材方向にダイヤフラムを設けることにより、ガセットプレートの局部座屈を防止し、かつ面外剛性を保持した。又、腹材フランジの分担応力の一部がガセット内のダイヤフラムを介して、弦材フランジ面に作用し、板面外曲げを誘発させ、疲労強度を低下させることになるので、弦材内に面外曲げ防止用として控材(三角リブ)を設けることにした。

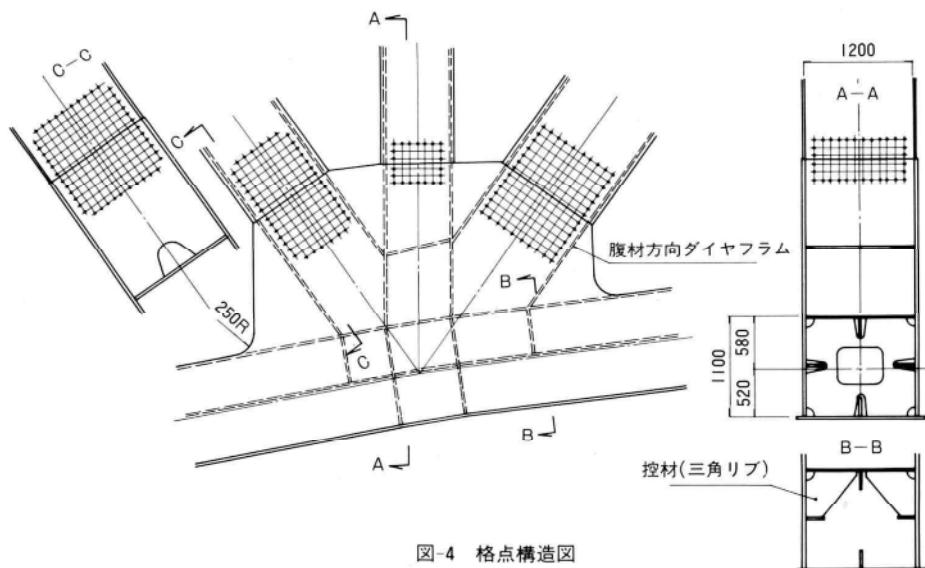


図-4 格点構造図

### (1) 添接方式

中規模のトラス橋では、一般的にガセットと腹材ウェブとを連結する2面添接方式が多く採用されているが、本橋では、斜材軸力が大きいことなどから、ガセット内にダイヤフラムを設けて、腹材フランジとも連結する4面添接方式を採用した。

この4面添接方式を採用することにより、最大ボルト列数を12列以下におさえることができた。(H.T.Bolt、M24、2面摩擦) また、施工性の面では、2面添接方式よりも若干劣るものの、格点部をコンパクトに設計することができる。

使用ボルト本数は、下記のように決定した。

$$N^{(本)} \geq \frac{\sigma_o \times A_g}{\rho}$$

$\sigma_o$  : 設計応力度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$A_g$  : 腹材のフランジ又は、ウェブの1枚の総断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$\rho$  : ボルト値(高力ボルト摩擦接合M24、F10T)

添接板は  $A_{gs} \geq A_g$

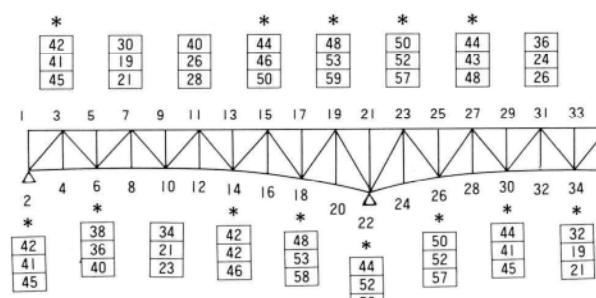
$A_{gn} \geq A_n$  (引張りの場合)

腹材方向のダイヤフラムは、腹材フランジの延長として、同厚・同材質のものを使用した。

### (2) ガセットプレートの板厚

ガセットプレートの板厚は、2面添接を想定した算定式としては、本四基準の他に道路橋示方書、鋼鉄道橋設計標準がある。

本四基準の算定式でガセット厚を計算すると  $t_{G\ max} = 50\text{mm}$  (HT80) となり、常識的な値となり、他の基準で計算した値と大差がない。(図-5 参照)



\*印はHT80材を示す。  
他はSM58材。

図-5 ガセットプレート板厚の比較表

### ・本四公団設計指針(案)

$$t_G \geq \frac{P}{b_e \times \sigma_a} \left( \frac{1}{2} + \frac{I_w}{A_w} \times \frac{1}{b^2 + d^2} \right) \quad \text{--- (A)}$$

### ・道路橋示方書

$$t_G \geq 20 \times \frac{P}{b'} \quad \text{--- (B)}$$

### ・鋼鉄道橋設計標準

$$t_G \geq 22 \times \frac{P}{b'} \quad \text{--- (C)}$$

$P$  : 腹材軸力 ( $\text{kg}$ )

$I_w$  : トラス面内についての腹材の断面2次モーメント ( $\text{cm}^4$ )

$A_w$  : 腹材断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$\sigma_a$  : ガセット材の許容引張応力度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

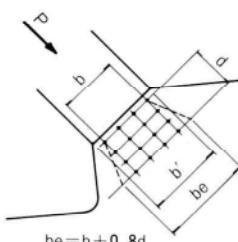


図-6 計算式記号

本橋は、以上の観点から本四基準により、ガセット厚を決定することにした。又、本四基準による合成応力に対する照査及びガセットプレートの局部座屈に対する照査を行った。又、代表的な格点構造について、FEM解析を行い応力分布、ピーク応力の程度について検証をした。

本橋のガセットプレートの決定は、本四基準に従ったが、この式は本来は、2面継手を念頭においていたものであり、本橋のように4面添接とした場合には、ガセット厚の軽減が期待できるはずである。この点に関しては、今後の研究課題したい。

### (3) 腹材方向ダイヤフラムとガセットの溶接

腹材フランジに作用するフランジ力は、腹材方向ダイヤフラムを通して最終的には、ガセットプレートに伝達するものと考えられる。その時の応力分布は、平均的に分布するものとして次式により、溶接の必要のど厚を計算した。

$$a \geq \frac{N}{\tau_a \times \ell}$$

$a$  : 必要のど厚 (cm)

N : 腹材フランジに作用するフランジ力 (kg)

$\tau_a$  : 溶接部の許容せん断応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 溶接長 (cm)

実際には、隅肉溶接のみではサイズが過大となるため部分溶込み溶接とした。計算の結果、本橋では図-7に示す3種類のサイズとした。

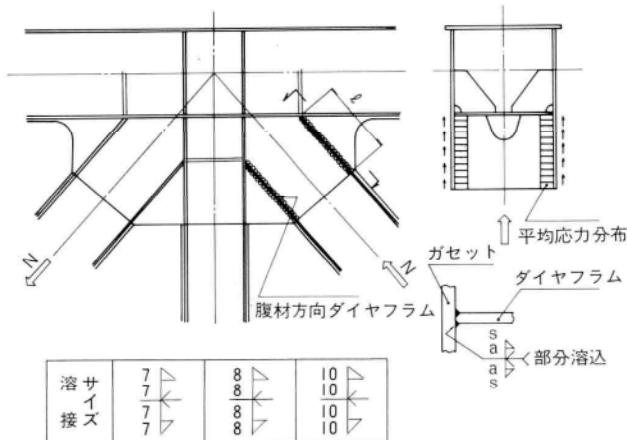


図-7 腹材方向ダイヤフラムとガセットの溶接

## 5. 鋼床版床組構造

本橋の道路部は、主構トラスの上に載せた上下線分離の鋼床版床組である。道路部の走行性から継目を少なくする方向で、主構径間ごとの10径間・12径間・10径間の連続桁とした。又、道路平面線形が、緩和曲線であるため、各支点で折った折線桁とした。横断勾配は、2%の山形勾配から順次3%の片勾配になるため、鋼床板縦桁高を1200~1700mmとし、支承台座で高さ調整を行うものとした。鋼床版デッキプレートの継手は、縦・横方向とともに現場溶接とした。又、デッキプレートの裏面のUリブは、縦桁及び耳桁と隣接する箇所のみ、H.T.Bolt接合とし他は、現場溶接とした。鋼床板縦桁の支承の形式は、BP-A沓を基本とし固定沓(F.F.)、可動沓(M.M.)の他に橋軸直角方向固定の可動沓(M.F.)の3タイプとした。F.F.沓及びM.F.沓は、橋直方向の上沓と下沓のすき間を1mmとした。但し、M.F.沓は、橋軸方向に可動があるので、上沓の橋軸方向のコバにSUS板(t=2mm)を取付けた。MM沓は、橋直方向の微少移動量を考慮して、橋直方向の上沓と下沓のすき間を8mmとした。図-8、9に標準断面図及び支承配置図を示す。

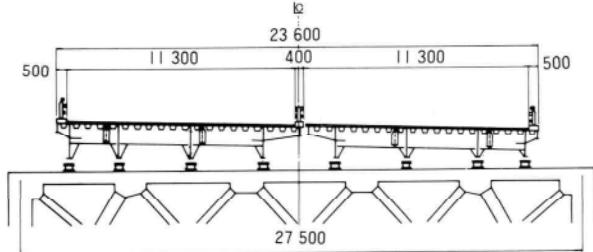


図-8 鋼床版床組標準断面図

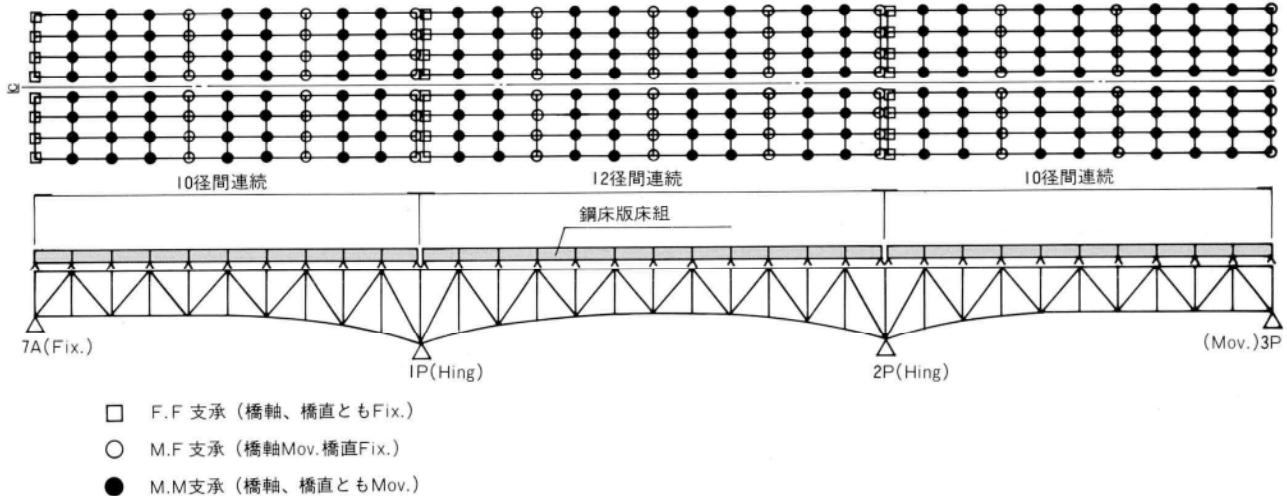


図-9 鋼床版床組の支承配置図

## 6. 維持、管理用設備

本橋に限らず、本州四国連絡橋、他の大きな橋梁構造物では、完成後の維持、管理用の設備が特に重要視されて来ている。そこで、本橋の維持、管理用の設備について報告する。

管理用通路としては、橋軸方向に主構上弦材近辺に2条の公團管理路、下路床組に鉄道用管理路、電々、電発用の管理路、主構下弦材ハンチ部管理路があり、それぞれの管理路を昇降階段、横断連絡路等で結ばれており、道路面、鉄道面、下部工支承天端へ行き来できる通路を設けている。又、通路とは別に、維持・管理用の作業車がある。大別すると、外面作業車と内面作業車とに分けられる。外面作業車は、さらに側面フレームと下面作業車に分けられる。側面フレームは、主構上弦材上の走行軌条と下弦材側面の案内軌条を利用して、7Aから3Pまでの主構側面を移動することができる。下面作業車は、側面フレームに連結されて各径間内を走行し、1P、2P、3P上で係留される。

内面作業車は、上横構面中央に設けられた橋軸方向の移設軌条を利用して主構各径間内を移動することができ、又、対傾構の上横トラス下弦材に設けられた横行軌条により、橋軸直角方向にも移動できる。内面作業車には、昇降台車が取付けられており、昇降することにより鋼床版裏面部も維持・管理ができる。本橋は、中間支点上で主構が角折れしているため、内面作業車の移動ができないので、手動式の内面簡易作業車を中間支点隣接パネル部に設けた。又、7A及び3Pの両端部のパネル部には

電気管路工の作業設備等が設置されたため、対傾構上横トラス上弦材の全面に床板を敷き詰めた固定床組を設けた。

本橋では、以上述べた維持・管理用設備を設けている。図-10、11にその概要図を示す。

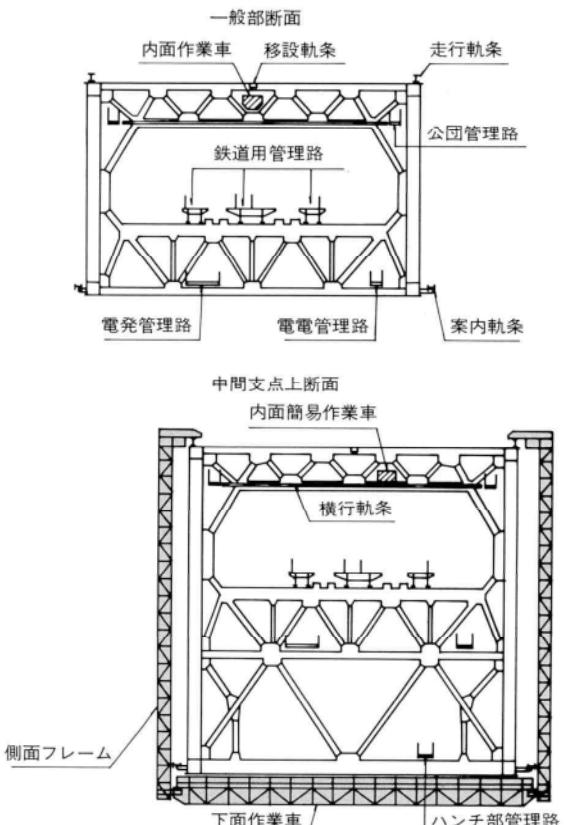


図-11 断面図

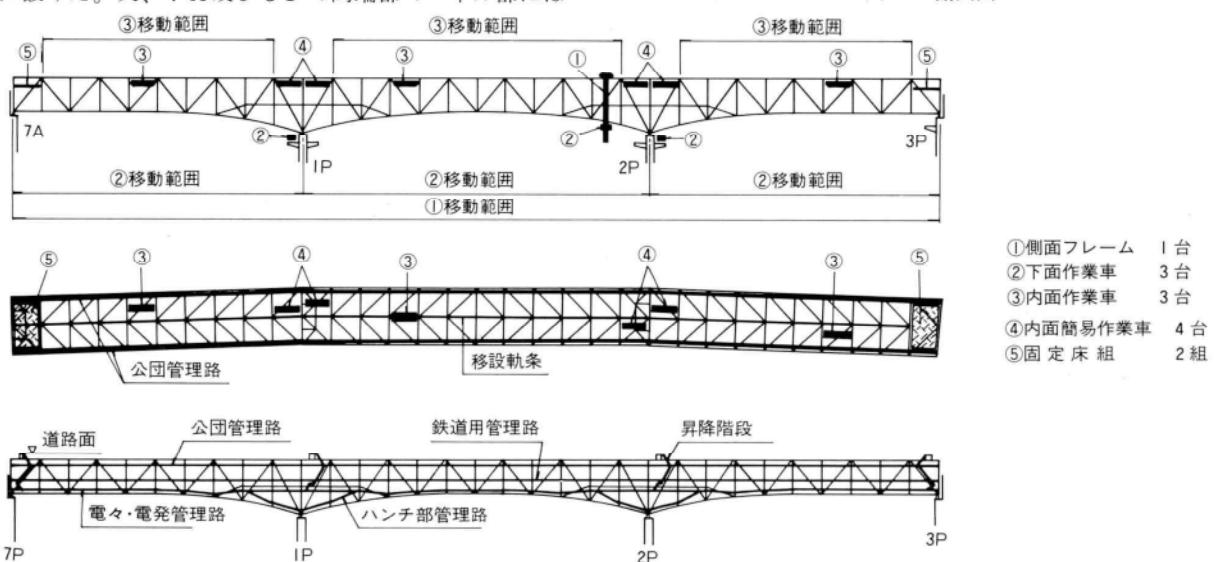


図-10 維持・管理用設備概要図

## 7. 架設方法

本橋の架設方法を大別すると、陸上部は単材架設、海上部は大ブロック架設とに分けられる。架設順序としては、3P側より2Pを越えて7パネル分まで順次架設した後、BL-1の大ブロック、BL-2の大ブロックと7Aまで架設する。主構がつながった後に道路部鋼床版桁を中央部より、3P側及び7A側方向に架設する。

3P側より架設するため、3Pの支承は、本来可動支承であるが、架設時の耐震性を考慮して仮固定しておく。また、7A支承（固定）下面にペデスタルフレームを設け移動可能にしておく。南備讃補剛桁架設完了後に、3P支承の仮固定を解放し、7A支承を固定する。

### (1) 陸上部の単材架設

大型クローラークレーン（450<sup>T</sup>吊）によるベント工法とトラベラークレーン（60<sup>T</sup>吊）によるベント併用張出し工法を採用した。ベントは、B<sub>0</sub>、B<sub>1</sub>、B<sub>2</sub>、B<sub>3</sub>、B<sub>4</sub>、の5基必要となるが、架設工程よりB<sub>0</sub>→B<sub>3</sub>、B<sub>1</sub>→B<sub>4</sub>に転用が可能であるので、3基分の製作を行った。

主構をトラベラークレーンで先行架設とともに、中間架設として下路床組等が、橋上クローラークレーンで追従架設する。後行架設として鋼床版床組等を、トラベラークレーンにより架設する。

### (2) 海上部の大ブロック架設

海上部は、2分割に分けた大ブロックとして、フローティングクレーン（3500<sup>T</sup>吊）による架設法を採用した。フローティングクレーンの支持点のバランスを考慮して主構ブロック内にカウンターウエイトとして、下路床組等を組込んだ。1P及び7A支承近辺に大ブロックの仮受け設備を設置した。大ブロック架設後は、鋼床版床組等の後行架設を橋上クローラークレーン設備で行う。

### (3) 架設ステップ

- 1) ステップ 1 : B<sub>0</sub>、B<sub>1</sub>ベント建込み完了後、3P支承を仮固定として据付ける。大型クローラークレーンにより、主構2パネル分を架設し、トラベラークレーンを主構上弦材に組立る。
- 2) ステップ 2 : 主構3パネル以降は、トラベラークレーンによるベント（B<sub>2</sub>、B<sub>3</sub>）併用張出し工法で、順次2Pまで架設する。主構2P到達後、ジャッキダウン、上部工引込み、微調整作業を行い、2P支

【ステップ1】

【ステップ2】

【ステップ3】

【ステップ4】

【ステップ5】

【ステップ6】

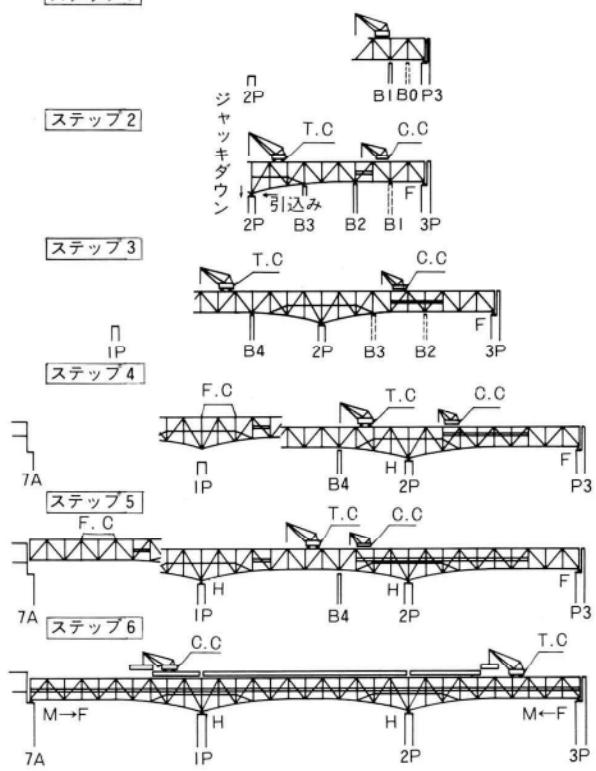


図-I2 架設ステップ図

承を現場溶接で設置する。

- 3) ステップ 3 : 2Pより前ステップと同工法により、7パネル分まで順次架設する。
- 4) ステップ 4 : BL-1の大ブロックをフローティングクレーンにより架設する。陸上部との継手を合致させて締結後、1P上のブロック受設備に載せて、F.Cを解放する。
- 5) ステップ 5 : 前ステップと同工法により、BL-2の大ブロックを架設する。BL-1との継手部を締結後、7A支承に載せてF.Cを解放する。（主構の架設完了）
- 6) ステップ 6 : 陸上部の中間架設である下路床組等を主構の先行架設と追従させる。主構架設完了後は、後架設として鋼床版床組等を橋上クローラークレーン及びトラベラークレーンで架設する。

## 8. あとがき

番の州高架橋トラスの設計要旨を概説した。本橋は併用橋としての要求品質に加えて、中間支点上で角折れを有する曲弦トラス橋であり、その幾何学的な寸法条件に関しては細心の注意が要求された。また、本橋は主として架設工法の違いにより陸上部・海上部それぞれ別個の共同企業体が分割施工した。現場工事は昨年の6月に主

構の架設を完了し、現在は道路部鋼床版等の後架設工事を残すのみである。最後に、本工事に際しては、坂出工事々務所をはじめとする本四公団の方々、共同企業体の方々、その他多くの関係者の皆様に御指導ならびに御協力をいただいた。末尾ながら、ここに心から感謝申し上げる次第です。

## グラビア写真説明

### 大多田川橋梁

本橋は、国鉄福知山線の宝塚市外生瀬に架設された、複線・道床式の下路トラス鉄道橋である。構造特徴としては、斜角度を有し、橋梁下側の道路空頭を確保するために、レール面から桁下端までを低くした床組は鋼床版の低床式トラス構造が採用されている。本橋はまた、耐候性鋼材を使用した無塗装仕様の鉄道橋であり、鋼床版構造への無塗装仕様の適用は、国鉄として初めてのものである。(山口)

### 山賀高架橋

本線は、近畿自動車道天理、吹田線でありルートは、府道と連結するほか、阪神高速東大阪線、及び松原線西名阪自動車道に連結するものであります。当工区は、東大阪JCより南へ約5kmの位置にあります。

架設工法は、トラッククレーン、ベント工法で一部横取工法で施工致しました。当現場の特徴として、八尾バリアが交通量の多い中央環状線の道路上に架設される為、夜間作業が多く、特に交通規制時は、約1.5kmの規制距離があり、注意が必要でした。施工上の注意としましては、メッキ桁の取扱い、架設時の桁のネジレ等により対傾構、ラテラル取付作業が困難で細心の注意をいたしました。又、床版工事でもバリア部が幅員40mとスパン方向よりも長く、コンクリート打設時7分割打設とし、仕上げ等に苦労致しました。(寺本)

### 朝里大橋

小樽市郊外、朝里川温泉の麓に、朝里川の洪水調節と小樽市民の水道用水確保の為、計画されました。朝里ダム工事に伴う、付替道路の1回転ループ橋ですが、積雪寒冷地の北海道では、初めてのケースです。

本橋はダムサイトの真下に橋脚高さ47mを有し、半径140m～250mの曲線を描き、一気に温泉街よりダム堤頂まで登って行きます。

ダム完成は、64年予定ですが、完成後には、日本海、遠く増毛連山を望み、小樽市街も一望出来る為、温泉街とタイアップして、小樽市の観光名所になるものと思われます。(川村)

# 塗膜塗込みのある高力ボルト摩擦接合面のすべり係数値

鈴木富雄\*

## 1. まえがき

鋼橋に於ける添接部付近の塗装は、鋼橋の塗装全体の中でも弱点となり易い。わけても、母材の工場塗装端と添接板との境界部は、ケレンも不十分となりがちで、塗装塗膜の弱点になる事が多い。これは、母材と添接板との摩擦面に塗膜が入り込むことで高力ボルトによるすべり係数が低下する事のないように、工場塗装時に添接板

端より、やや外側までプラスチック面を残し、塗膜の影響を避けようとする考え方によったものである。添接部の代表的な工場塗膜の仕様を図-1に示す。

本報告では、このような添接板端の添接面に塗膜の塗込みを行った場合、摩擦接合面のすべり係数を試験体により測定した結果、実用上十分なすべり係数値を確保出来ることが確認出来たので、ここに報告する。

## 2. 試験体と試験の方法

(a) 試験体の形状を図-2に示す。試験体の材質は、S M50材、高力ボルトはF10T(防錆処理ボルト)を用いた。又、固定側、すべり側の塗膜塗込要領を図-3に

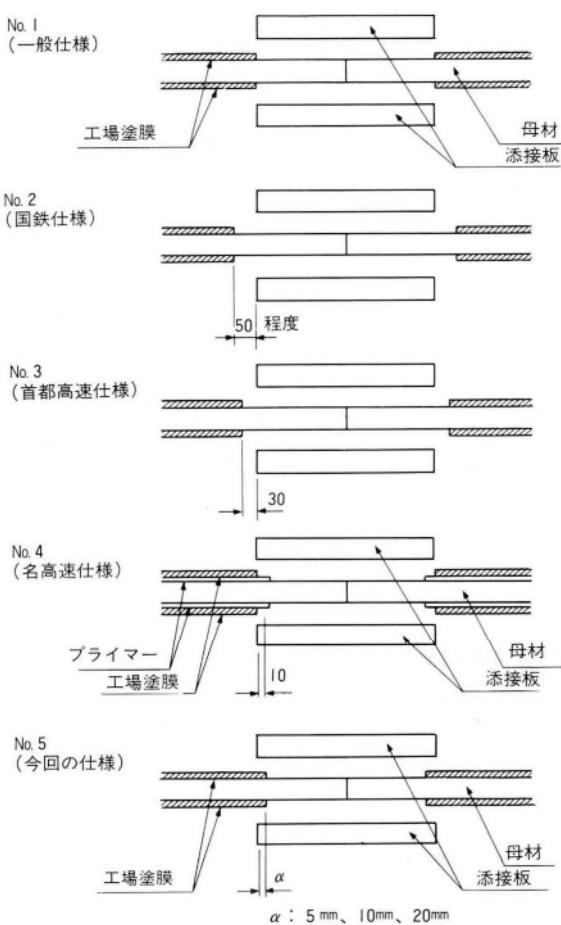
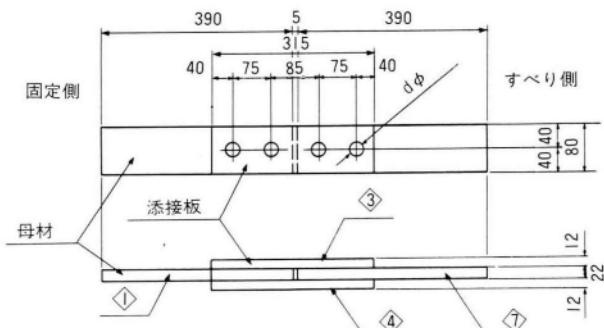


図-1 添接部の代表的な工場塗装仕様



①②: 母材 PL22×80×390(SM50A)  
 ③④: 添接板 PL12×80×315(SM50A)  
 防錆処理ボルト: 4-HTB, M22×85(F10T)  
 ボルト孔径: dφ=24.5φ or 26.5φ

図-2 試験体の形状

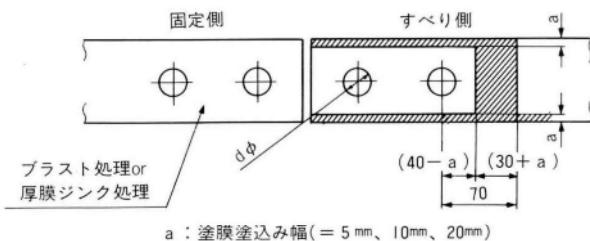


図-3 固定側、すべり側塗膜塗込み要領

\* 千葉工場製造部製造計画課

示す。

(b) 試験体の種類と塗装仕様を表-1、2、3に示す。  
表-1の中で、塗装(1)とは一般的な道路橋の工場塗装仕

表-1 試験体の種類と表面処理状態

試験体	表面処理状態		接合部孔径 24.5φ (26.5φ)	高力ボルト F10T	母材すべり側塗膜塗込み幅 5 mm
	母材	添接板			
	固定側	すべり側			
TP-1(2)	接触面 プラスト 処理	塗装(1)	接触面 プラスト 処理	24.5φ (26.5φ)	//
TP-3(4)	//	//	//	24.5φ (26.5φ)	//
TP-5(6)	//	//	//	24.5φ (26.5φ)	//
TP-7(8)	塗装(3)	塗装(2)	塗装(3)	24.5φ (26.5φ)	//
TP-9(10)	//	//	//	24.5φ (26.5φ)	//
TP-11(12)	//	塗装(3)	//	24.5φ (26.5φ)	//
TP-13(14)	接触面 プラスト 処理	接触面 プラスト 処理	接触面 プラスト 処理	24.5φ (26.5φ)	//

表-2 鉛系の塗装(工場塗装)

塗装工程	塗料
素地調整	長期形エッティングプライマー-15μ(130g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	1d~3m
第1層	鉛系さび止めペイント1種 35μ(170g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	2d~10d
第2層	鉛系さび止めペイント1種 35μ(170g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	12m以内

表-3 長期防錆塗装(工場塗装)

塗装工程	塗料
1次素地調整	原板プラスト 無機ジンクリッチャプライマー-20μ(200g/m <sup>2</sup> )
2次素地調整	製品プラスト
第1層	厚膜型無機ジンクリッチャペイント75μ(700g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	2d~3m
第2層	ミストコート10μ(150g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	2d以内
第3層	厚膜型エポキシ塗料(下塗)60μ(300g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	1d~15d
第4層	厚膜型エポキシ塗料(下塗)60μ(300g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	1d~15d
第5層	ポリウレタン塗料(中塗)30μ(160g/m <sup>2</sup> )
塗装間隔	1d~15d
第6層	ポリウレタン塗料(上塗)30μ(140g/m <sup>2</sup> )
合計乾燥膜厚	265μ

様(鉛系さび止処理)を示し、塗装(2)、塗装(3)は、それぞれ長期防錆塗装仕様(ポリウレタン上塗塗装処理)、接触面塗装仕様(厚膜型無機ジンクリッチャペイント)である。又、試験体は各ケースごとに3体を作成した。

#### (c) 試験体の表面粗さ

各試験体の表面粗さを測定した。表面粗さは、JIS-B-0601表面粗さ10点平均粗さ表示法による100μRz以下におさえる為、プラスト条件の設定を行い、均一の粗さに



写真-1 塗装状況(厚膜型無機ジンクリッチャペイント)



写真-2 塗装状況(鉛系サビ止め)



写真-3 塗装状況(ポリウレタン)

表-4 プラスト条件

研掃材の種類	スチールグリット
研掃材の粒度	JIS-G50及び30混合
空気圧( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	7
投射量( $\text{kg}/\text{H}$ )	630
ホースの長さ(m)	15
ノズル径(mm)	10
投射距離(cm)	50

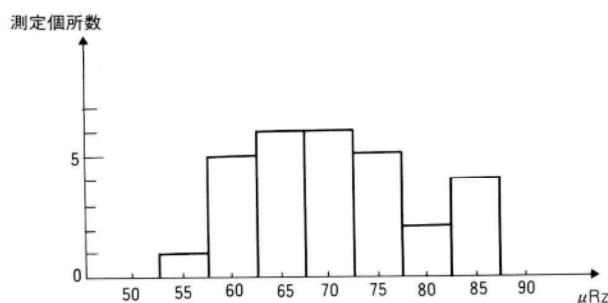


図-4 表面粗さ測定結果のヒストグラム

なるように心掛けた。この時のプラスト条件及び測定結果を表-4、図-4に示す。

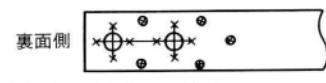
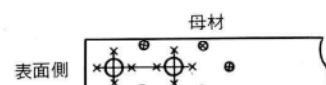
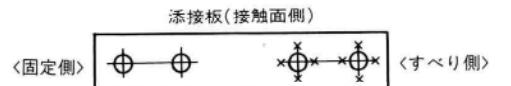
#### (d) 試験体塗膜厚の測定方法

塗膜厚は電磁式膜厚計により、試験体全数を測定した。測定個所を図-5に、測定結果を図-6に示す。

#### (e) 試験方法

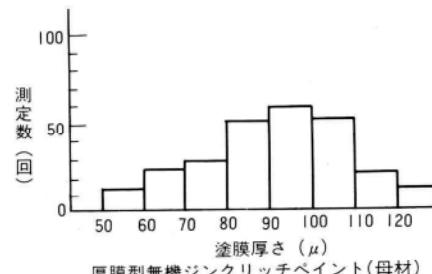
試験体の組立ては、すべり側と固定側に分け、すべり側は、すべりが生ずる前にボルト軸にせん断を働くかしないように、ボルトを孔の中央にセットし締付けた。また、固定側のボルトは、標準ボルト軸力の1割増の軸力を導入し、固定側のすべりが先行しないように締付けた。試験体をアムスラーにセットし、両側面にダイヤルゲージを取り付け、荷重を徐々に負荷し、すべり荷重を読み取る。すべり発生の確認は次の通りである。

- 1) 負荷状態でのすべり音の発生。
- 2) ダイヤルゲージ指針の急激なふれ。
- 3) アムスラー指針が下がりかけたとき。

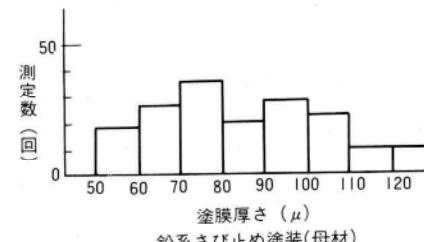


×：測定個所(孔まわり10mm以内)  
◎：塗膜塗込部測定個所

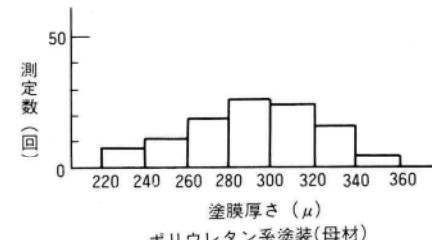
図-5 膜厚測定個所



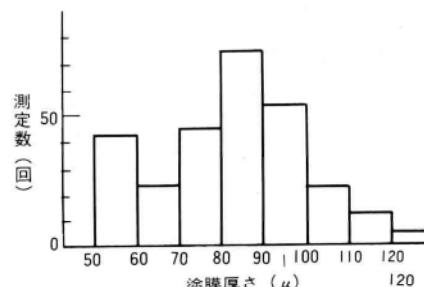
厚膜型無機ジンクリッヂペイント(母材)



鉛系さび止め塗装(母材)



ポリウレタン系塗装(母材)



厚膜型無機ジンクリッヂペイント(添接板)

図-6 塗膜厚測定結果



写真-4 試験体状況（組立前）

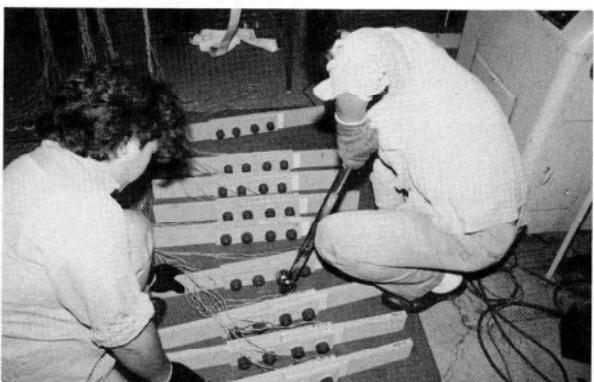


写真-5 試験体の組立

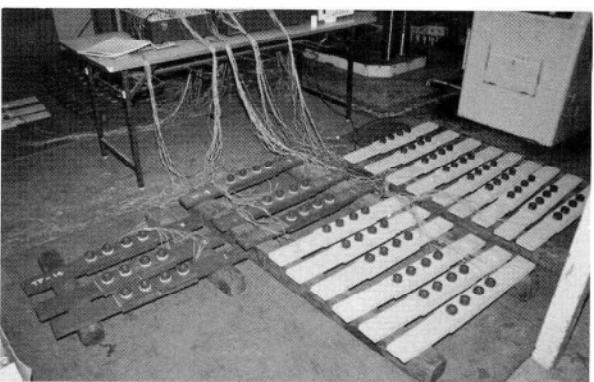


写真-6 試験体の組立完了

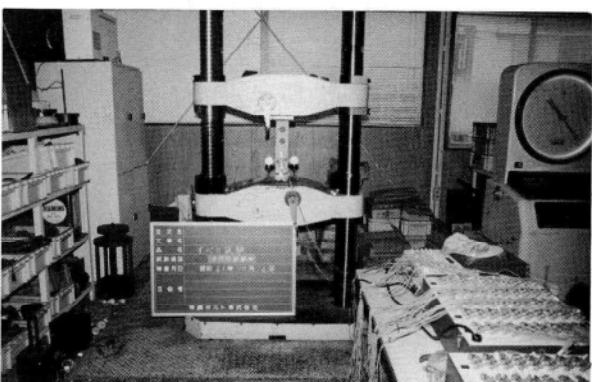


写真-7 すべり試験状況

### 3. 試験結果

すべり係数の算定式は、次の通りである。

$$\mu = \frac{P}{m \cdot n \cdot N}$$

$\mu$  : すべり係数

$P$  : すべり荷重

$N$  : すべり側の締付ボルト軸力

$m$  : 摩擦面の数

$n$  : ボルト数

おのおのの試験体のすべり係数値測定結果を図-7に示す。

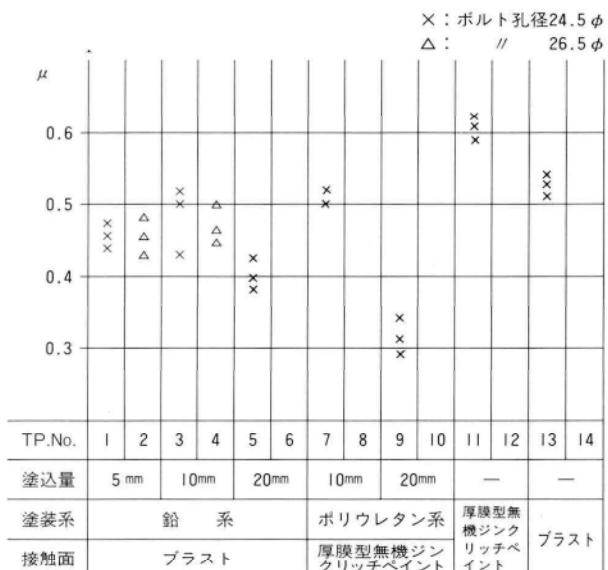


図-7 すべり係数値測定結果

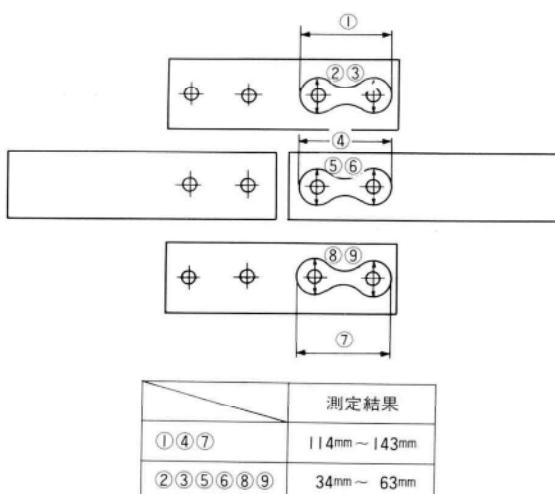


図-8 すべり面のすべり範囲

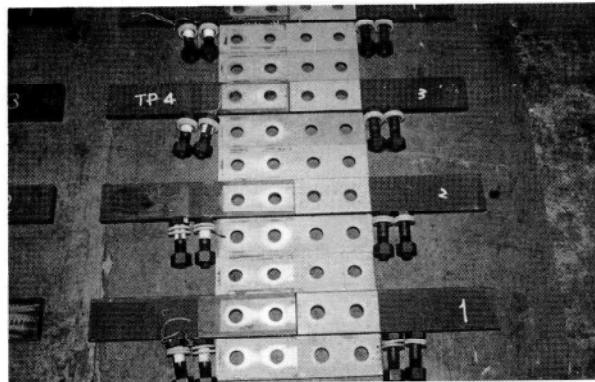


写真-8 すべり面状況 (TP-4)

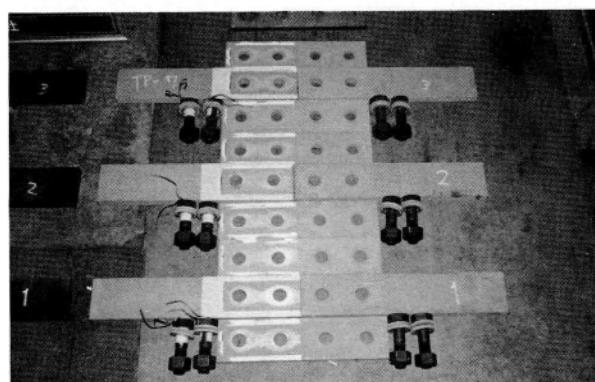


写真-9 すべり面の状況 (TP-7)

#### 4.まとめ

今回塗膜塗込みと一緒に比較の為に、接触面厚膜型ジンクリッヂペイント処理及びブラスト処理のものも行って見た。結果は、図-7に示す通り塗膜塗込み10mm程度では、ほとんど影響がないことが判明した。これは接合面の状況写真写真-8、9及び摩擦接合面の測定結果図-8より、高力ボルトの摩擦接合面は、ボルトの孔から約30mm程度の範囲で、摩擦面を持っており、工場塗装の段階で添接板の内側に10mm程度ならば、塗膜を塗り込んでしまっても良いと思われる。孔径についても24.5φの26.5φの2種類を行ったが図-7の通りの結果となっている。今回は、2種類の塗装系で試験を行ったが、他の塗装系についても同様の結果が得られるものと推定される。

#### 5.あとがき

実際の塗装作業は現在行っているマスキング面積を狭くすることで対処でき、実用可能と思われる。

然し、現行示様書では、添接面に一部分と云えども、塗り込みを認めないケースが多いので、適用に問題が残る。

この点について関係者の御意見が戴ければ幸いです。

今回の試験に際し、磯辺塗装、東京メタリコン、神鋼ボルトの方々に多大の御協力をいただきました。誌上を借りて深謝致します。

#### 〈参考文献〉

- 1) 鋼道路橋塗装便覧：(社)日本道路協会
- 2) 鉄けた塗装工事設計施工指針(案)：日本国有鉄道
- 3) 塗装設計施工基準：首都高速道路公团  
名古屋高速道路公社

# 高力ボルト耐力点工法の施工 (番の州高架トラス)

有安輝夫\*  
西垣 登\*\*

## 1. まえがき

番の州高架橋トラスは、本州四国連絡橋の児島～坂出ルート（Dルート）に属し、四国側高架橋の延長約3kmの最端部で、南備讃瀬戸大橋7Aアンカレイジの海上部を起点とし番の州工業地帯の陸上部分に位置する、橋長483mの3径間連続ワーレントラス橋でダブルデッキ構造の道路・鉄道併用橋である（一般図は本誌P59参照）。

本橋に於ける現場添接部の高力ボルトは、総本数が23万本以上になり、しかもすべて防錆高力ボルト仕様である事から、締付軸力の管理の信頼性と作業能率の向上が架設作業上きわめて重要な要素となる。これらの事から、検討の結果、従来からの締付け方法である「トルクコントロール法」にかえて、「耐力点検出法」を採用して工事を行った。

耐力点検出法による高力ボルトの締付け方法は、本四公団では工事実績が数多くあるが、その他の工事では、まだあまり採用されていないのが実状である。

本文では、施工現場の立場から、施工および管理の実際と、技術上の問題点などについて報告する。

## 2. 耐力点検出法の採用理由

今まで一般的に使われていたトルク法と耐力点検出法の特徴を簡単な比較表にまとめたものを表-1に示す。

トルク法については、施工上指摘する程の問題点のないことは、比較表からも判断できるが、あえて耐力点検出法を採用した理由を掲げると、

- 1) トルク係数値の変動にほとんど左右されない。
- 2) 作業が単純化され能率が良い。
- 3) 施工が確実で締付け軸力のばらつきが少ない。

表-1 トルク法と耐力点検出法の比較

比較項目	トルク法	耐力点検出法
(1)締付け原理概要	ボルトのトルク係数値を確認し、締付けトルクを制御して所定のボルト軸力を導入する。	ボルトの締付けトルクは耐力点を越えるとトルクの一定変化率が急変する。その特性を電気的に捕えて導入軸力を制御する。
(2)ボルト導入軸力及び制御域	下限値 上限値 M22 21.5t 23.7t M24 24.9 27.5 (弹性域) $T = k \times d \times N$ ※kは各ボルトにより変り、従って、トルク値(T)も変動する。	下限値 上限値 $\sigma_y = 102 \text{kg/mm}^2$ M22 24.7t 29.4t とした場合の軸力。 M24 28.8 34.3 (耐力点近傍) A種の場合、 $\sigma_y \times A_i \times 0.8 \leq X \leq \sigma_y \times A_i \times 0.95$ ※ $\sigma_y$ は各ロット毎に変り軸力も変動する。
(3)現場条件による影響	外気温、雨水等の現場条件によりトルク係数が左右され締付け軸力が変動する。締付け軸力のばらつき変動係数は7%程度となっている。	ボルト材質の特性を利用して締付け管理をしているので現場の諸条件に左右されずに軸力導入ができる。 軸力のばらつき変動係数は2%前後と低い。
(4)現場予備試験	5本以上の供試ボルトの平均が(2)項の範囲に入る様、トルク係数及び締付けトルクを算出し使用機械の調整を行う。	5本以上の供試ボルトを使って締付け機械の軸力制御動作を確認する。
(5)現場締付け手順	ボルト挿入 → 1次締め → マーキング → 本締め (所定軸力の80%) (所定軸力の100%)	ボルト挿入 → 1次締め → マーキング → 本締め (所定軸力の60%) (100%軸力導入)
(6)締付け後検査	ボルト全数について締忘れ・共廻り・ナットの裏返し等について目視検査し、更に各ボルト群の10%については、トルクレンチを用いて締付けトルク値の抜取り検査を行う。記録計を用いる場合は、記録紙によりボルト全数を検査対象とする。	ボルト全数について締忘れ・共廻り・ナットの裏返し等について確認し、現場締付け回転角（マーキングのずれ）が予備試験時の平均回転角に対して±30°以内に収まっているか否か目視検査する。 記録紙で検査する場合は現場予備試験時の電流波形と各ボルトの波形を対比し検査する。

\* 千葉工場工事部工事課

\*\* 宮地建設工業(株)本四プロジェクト室

4) 締付け後の検査は目視で狭い場所でも容易に行うことができる。

などの点において、トルク法よりすぐれていると評価することができる。しかし締付け軸力は図-1に示すように耐力点近傍（永久のびで0.2%となる点）であるため、トルク法よりはるかに高く遅れ破壊に対する不安が残ったが、鋼構造協会接合小委員会などの実験報告<sup>1)</sup>に記されているとおり、使用ボルトの鋼種に関係なくボルトの引張強さで、耐遅れ破壊性能が支配されることが明らかにされた。したがってF10Tまでのボルトに対しては、耐力点検出法を適用しても遅れ破壊の点で問題はないと判断されている。また締付けレンチは、ボルトメーカーとレンチメーカーのタイアップにより、自動制御システムが改良され、現段階に於いては高い締付け精度が得られている。前述の内容を総合的に判断して耐力点検出法の採用に踏切った。

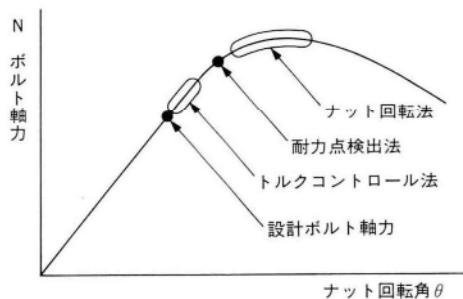


図-1 締付け工法による軸力導入域

表-2 使用高力ボルト数量表  
(全て防錆処理ボルト)

		重量(kg)	数量(本)
トラス本体	主構	M24 F10T	71,756 81,408
		M22 F10T	5,022 8,064
対傾構		M22 F10T	5,349 9,024
		M22 F10T	47,783 79,500
横構		M22 F10T	8,310 14,052
	下路床組プレーキトラス	M22 F10T	2,235 4,024
補助縦桁・トラス本体付き材料		M22 F10T	2,147 3,128
		M20 F8T	205 518
鋼床版床組		M22 F10T	17,332 31,117
下床路組	3P側緩衝装置縦桁	M22 F10T	950 1,778
		M22 F8T	54 104
合計		161,143	232,717

\* 工場施工ボルト

### 3. 現場締付け管理要領

現場添接部の高力ボルト数量を表-2に、使用締付け機器の性能等を表-3に示す。当現場の主構本締め作業は昭和60年7月から始まり、翌年3月に終了した。主構実作業日数は128日である。現場締付け管理の手順は図-2に示すフローチャートに従って行った。

表-3 締付け機器

	形 式	電源電圧	能力	使用台数	自重	備 考
電動レンチ	NR-7T	単相交流 200/220V	M20 M22	5 台	kg/台 6.0	株芝浦製作所
	TW-24T	"	M22 M24	2	12.0	滋賀ボルト(株) コーナーレンチ
	NR-12T3A	"	"	3	9.5	株芝浦製作所
制御器	WC-24T	"	M22 M24	1	12	滋賀ボルト(株)
	YNRC-30T	"	M22 M30	1	1.5	株芝浦製作所
記録計	WR-24T	"	M22 M24	1	9.0	滋賀ボルト(株)
	R-12/30T	"	M22 M30	1	14.6	株芝浦製作所
軸力計	ETM-40A	"	4 ~ 40t	1	50.0	"

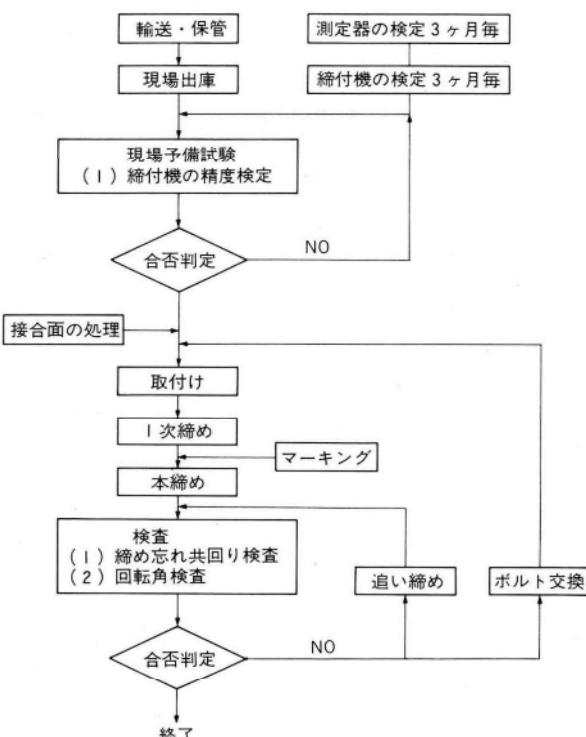


図-2 現場管理フローチャート

### (1) 現場予備試験 (キャリブレーション)

高力ボルトの締付け機器が耐力点近傍で正常に作動し、制御動作軸力及び回転角を求めて制御動作が正常かどうかについての確認を行う(写真-1)。現場予備試験は、

- 1) 制御器の電圧計を確認する(210V)
- 2) ボルト・ナット・ワッシャーを軸力計に装着し、標準軸力の約60%を、手締めスパナ又は電動レンチにて導入する。
- 3) 電動レンチでナットを締めて制御動作軸力及び回転角等を測定する。この時、記録計により電流波形を検出し異常波形の有無を調べる。

上記の試験を5本のボルトについて行い制御動作軸力の平均値( $\bar{X}$ )が、A種の場合で $P_{YA} \cdot 0.80 \leq \bar{X} \leq P_{YA} \cdot 0.95$ 、変動係数値(cv)が5%以下の範囲にあれば正常動作と判定する。また電流波形を目視で検査し、カウンターが正常に作動しているか否か確認する。電流記録波形の例を図-3に示す。



写真-1 現場予備試験 (狭部用コーナーレンチ)



写真-2 1次締完了後のマーキング状況

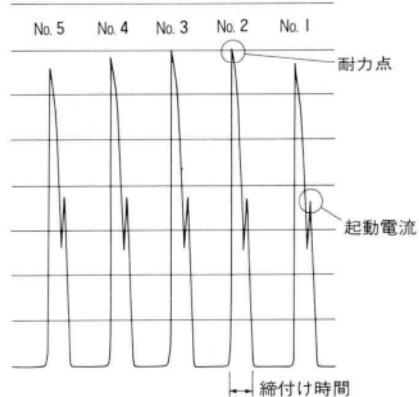


図-3 現場予備試験電流記録波形  
(供試ボルト 5本分)

### (2) 1次締め

1次締めは電動トルクレンチを用いて、標準軸力の約60%(M22-14t, M24-16t)にあらかじめ調整して作業を行った。現場によっては、インパクトレンチで締付けを実施しているところもあるが、本締め完了時に回転角のばらつきが大きい事もあるので注意を要す。

### (3) マーキング

ボルトの締忘れ・共廻り・ワッシャーの裏返し等を防止し、本締め後の回転角検査を行う目的で、1次締め完了後全ボルトにマーキングをする。尚マーク方向はボルト群毎に統一し、本締め後の目視検査をしやすいようにする(写真-2)。

### (4) 本締め (写真-3)

現場予備試験で制御動作を確認した電動レンチを使用して本締め作業を行った。1ボルト群に於ける締付け順序は、ボルトに不均一な張力及び添接部に内部応力が残



写真-3 本締め作業状況

留する事のないよう、中央部より外側へ向けて締付けた。電動レンチの使用にあたって注意事項を以下に記す。

- (a) 電動レンチのスイッチ操作は、インチングはやめて一気に締める。インチング操作をすると制御開始点が、瞬間に狂う事がある。
  - (b) 電動レンチ本体と制御器の間のコードは10m以下にして、電圧降下による検出精度の低下を防止する。
  - (c) 架設用大型電動機械と併用して電源をとっている場合は、一時的に大きな負荷が働き電圧が変動し制御動作に悪影響を及ぼすため、電源と制御器の間に定電圧装置をセットする。
- 以上の点に留意して本締め作業を行った。

#### (5) 締付け後検査

1次締め完了時に設けたマークのずれを目視検査し、締め忘れ・共廻り等を検査する。それに伴い回転角についても測定し、許容回転角範囲 $\theta^* = \theta^{\circ} \pm 30^{\circ}$ に収まっているか否か確認する。

$\theta^* < \theta^{\circ} - 30^{\circ}$ ……角度不足

$\theta^* > \theta^{\circ} + 30^{\circ}$ ……角度過大

$\theta^*$ は現場予備試験時の供試ボルト5本の平均回転角で、本締め完了検査ボルトの回転角を $\theta^*$ とした。角度不足の場合は増し締めし、角度過大の場合はボルトを取り替える。尚、今回は記録計による電流波形は検出せず全て目視検査を実施した。

### 4. N-θ曲線の作図要領

現場予備試験または締付け作業中に、万が一制御動作に異常が発見された場合は、現場でN-θ曲線(軸力-ナット回転角曲線)を作図し確認を行う。図-4のN-θ曲線を参考に作図要領を記す。

- 1) 供試ボルトを軸力計にセットする。
  - 2) 仮締め軸力としてスパナで約5t位締付ける。
  - 3) 電動レンチで10~15度ごとに回転角度とその時の導入軸力を読み取り、グラフにプロットする。この測定を回転角度250度前後まで行う。
- 以上1)~3)までの手順で、供試ボルト3本に対して行う。
- 4) 供試ボルト3本のプロット平均点を求めN-θ曲線を作図する。(耐力点近傍での測定を少し密にした方が正確な曲線が得られる。)
  - 5) 次に供試ボルトのネジ切り終端からナット側座金上面までの、遊びネジ山数を測定する。

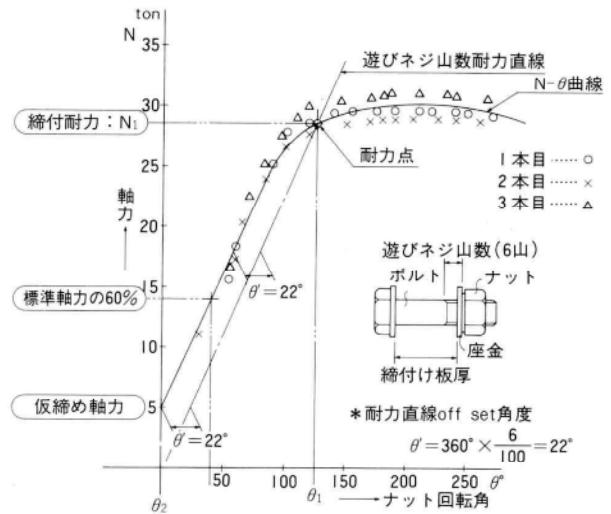


図-4 N-θ曲線作図要領図  
(供試ボルト3本使用)

6) 遊びネジ山数の1%をoff setし、N-θ曲線の直線勾配線に対し平行に耐力線を記す。

$$(\text{off set角度 } \theta = 360^\circ \times \frac{x \text{ 山}}{100})$$

7) N-θ曲線と6)の耐力線が交差した点が、この締付け電動レンチが制御動作した耐力点となる。

8) 耐力点がわかったらその締付け軸力(N)と、ナットの回転角度( $\theta_1$ )を読み取る。

9) 1次締め(標準軸力の60%程度)の時の、ナット回転角度( $\theta_2$ )を読み取り耐力点検出時のナット回転角度 $\theta^*$ ( $\theta_1 - \theta_2$ )を算出する。

以上の要領で使用電動レンチの制御動作チェックを実施し、毎日行う現場予備試験のデーターと比較し異常の有無を調べる。もし仮に異常が見受けられた場合は、すみやかにレンチメーカーの指示をあおぐものとする。

### 5. 耐力点検出法の改良点と留意点

(a) 電動レンチによる締付け不能部の締付け方法についてはまだ統一された施工方法はないようで、ある現場ではそのような箇所はトルク法に変えて行っている例もある。しかし導入軸力の相違もあり良い施工方法とは言いたい。本橋に於いてもそのような箇所が数多くあった為、次のような策を講じた。

- 1) 狹部用の特殊コーナーレンチを開発・製造して行った。それでも隙間は330mm前後は必要であった。
- 2) ボルトの挿入方向を変更した。
- 3) 現場予備試験時のデーターを利用して、1次締めをトルクレンチで確実に行いマーキングをする。次

の本締めも予備試験時の回転角に合致させるべく、手締レンチで締付けた。

以上の方で狭部の締付け作業を行ったが、3) の方法だとボルトサイズM22までは可能であるが、それ以上のサイズになると困難である。

(b) 電動レンチの定期検査(3ヶ月に1回)は、レンチメーカーにて行う事を原則としており、その間の予備台数を確保する必要があるが高価な機械であるだけに経済性の面で問題が残る。

(c) 電動レンチ使用台数が多く長期にわたる現場の場合は、毎日の現場予備試験(5本/台)と定期検査用(20本/台)の供試ボルト本数が多くなり、予め購入数量に含んでおく必要がある。

(d) コーナー電動レンチの小型・軽量化について改良する必要がある。

## 6. あとがき

番の州高架橋トラス架設工事に於ける防錆高力ボルトの、締付け施工について報告をした。施工にあたっては本四公団のご理解とご指導をたまわり、順調に作業が遂行できることを感謝致します。まだ1年あまりの工期を残し道路桁等の高力ボルト約40,000本程が未施工であるが、前述の施工要領を遵守して確実に行う。また今後耐力点検出法が一般的に認知され、品質の向上と管理の簡素化が計られる事を期待する次第である。

### 〈参考文献〉

- 日本鋼構造協会接合小委員会 ボルト強度班：高力ボルトの遅れ破壊、JSSC、15 (1979) 158。

## グラビア写真説明

### KE44工区(その2)KE45工区高架橋

KEとは、首都高速葛飾江戸川線の略称である。東京の北部を走る、高速6号線2期の四ッ木を起点として、高速湾岸線の葛西地区荒川放水路橋迄を結び、将来首都高速中央環状線を形成する。首都圏高速道路網の重要な路線である。昭和62年秋東北道と直結する高速葛飾川口線と同時に開業する予定である。これにより、既に開業している、常盤自動車道と結ぶ足立三郷線と共に、都心を通過する事なく、湾岸線を通り高速一号線への流れが出来上った。

本路線は主に、荒川放水路と中川放水路の背割堤内に位置しているため、堤体に傷をつけないように脚に緩衝装置を設置した。又対岸からの景観を重視して上部工は逆台形構造の連続箱桁、脚は二本柱構造としている。

本工区は、KE線の最も標準的な工区である。(若松)

### ムカワ 鶴川大橋

本橋は、室蘭、苫小牧の道央ベルト地帯と、日高、道東を結ぶ主要路線として、太平洋に面した鶴川町に位置し、架橋地点の鶴川はアイヌ語「ムカツベツ」から転訛したもので、川尻が絶えず移動する所と云う意味です。

本橋では鋼床版箱桁内面の鋼床版裏面の熱影響部塗装について、ジンクリッヂプライマー(有機)仕様塗装の外に、工場にて3ブロックに各3種類の試験塗装を行ない、追跡調査を行なっております。各塗装仕様は次の通りです。

	E 1	E 2	E 3
前処理	製品プラスト	清浄度1種素地調整 ジンクリッヂプライマー (無機系)	製品プラスト
下塗	厚膜型無機 ジンクリッヂプライマー ミストコート 厚膜型エポキシ樹脂系塗料	ノンブリード型 タールエポキシ樹脂塗料	錆転換型特殊顔料 プライマー (2回)
中塗	厚膜型エポキシ樹脂系塗料	同 上	エポキシ樹脂系塗料 (ラストップハード)
上塗	同 上	同 上	同 上

(川村)

# 水中硬質地盤での支保工用基礎杭の施工

## (大安寺橋)

渡辺智三\*

### 1. まえがき

本橋は長野県長野市と松本市を結ぶ一般国道19号の橋梁の架替工事として事業化され、昭和56年度に着工し、昭和60年9月に供用が開始された。

旧橋梁は、昭和4年に架設されたもので老朽化が著しい上に、取付道路の線形も悪いため新たに架替えられたものである。また、架設工事中に旧橋付近では、昭和60年1月28日にスキーバス転落事故が発生したため、当初開通予定の昭和61年3月を大幅に繰り上げて、昭和60年9月の開通に向けて現場工程の短縮に協力した。

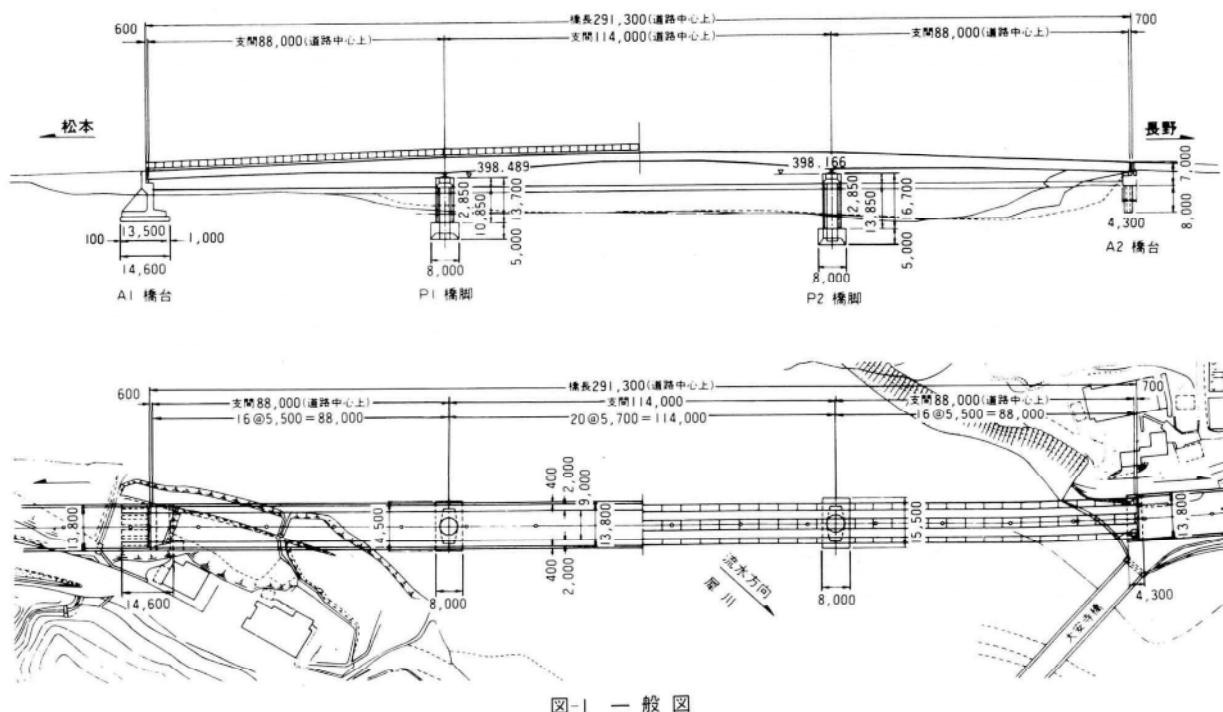
新橋は、図-1、2に示すように3径間連続鋼箱桁(RC床版)の構造形式で、腹板高を変化させた断面を採用

することにより、景観的にもすぐれたものとなっている。

本橋の施工は、狭い山間部のダム湛水湖上に、中央径間114m、最大桁高5mという、大断面箱桁橋を架設することである。水上部の架設工法として、35t吊組立式フローティングクレーンを用いた跳出し工法を採用する事で、現場の施工条件を満たす事ができた。

また、長野方側径間では、支保工および軌道桁用の基礎杭の施工にあたって、バイプロハンマーでは施工できない硬岩でしかも急な傾斜地盤への钢管杭の打込みを、コンパクトな貫入工法であるロックハンマー工法を採用する事で、簡易でしかも信頼性の高い基礎杭の施工を行う事ができた。

本文では、これらの架設用の仮設備を中心に報告する。



\* 千葉工場工事部工事計画課課長補佐

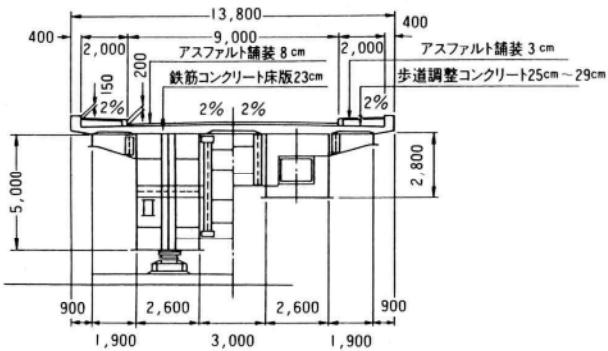


図-2 標準断面図

工 期：昭和59年9月22日～昭和60年9月16日  
 諸 元：路線名 一般国道 19号  
 道路規格 3種2級  
 橋格 一等橋 (TL-20)  
 橋長 291.300m  
 支間 88.000m + 114.000m + 88.000m  
 型式 3径間連続RC床版鋼箱桁  
 床版厚 23cm  
 有効幅員 2.0m(歩道) + 9.0m(車道)  
 + 2.0m(歩道)  
 鋼重 約1930t

## 2. 工事概要

発注者：建設省関東地方建設局（長野国道工事事務所）

工事名：大安寺橋架設工事

工事場所：自 長野市信更町下平地先  
至 長野市七二会大安寺地先

## 3. 架設工法

### (1) 架設工法の選定

本橋の架設工法は、以下に列記した条件を十分考慮して、選定した。

① 左右両岸の取付道路が現道に接近しているために、

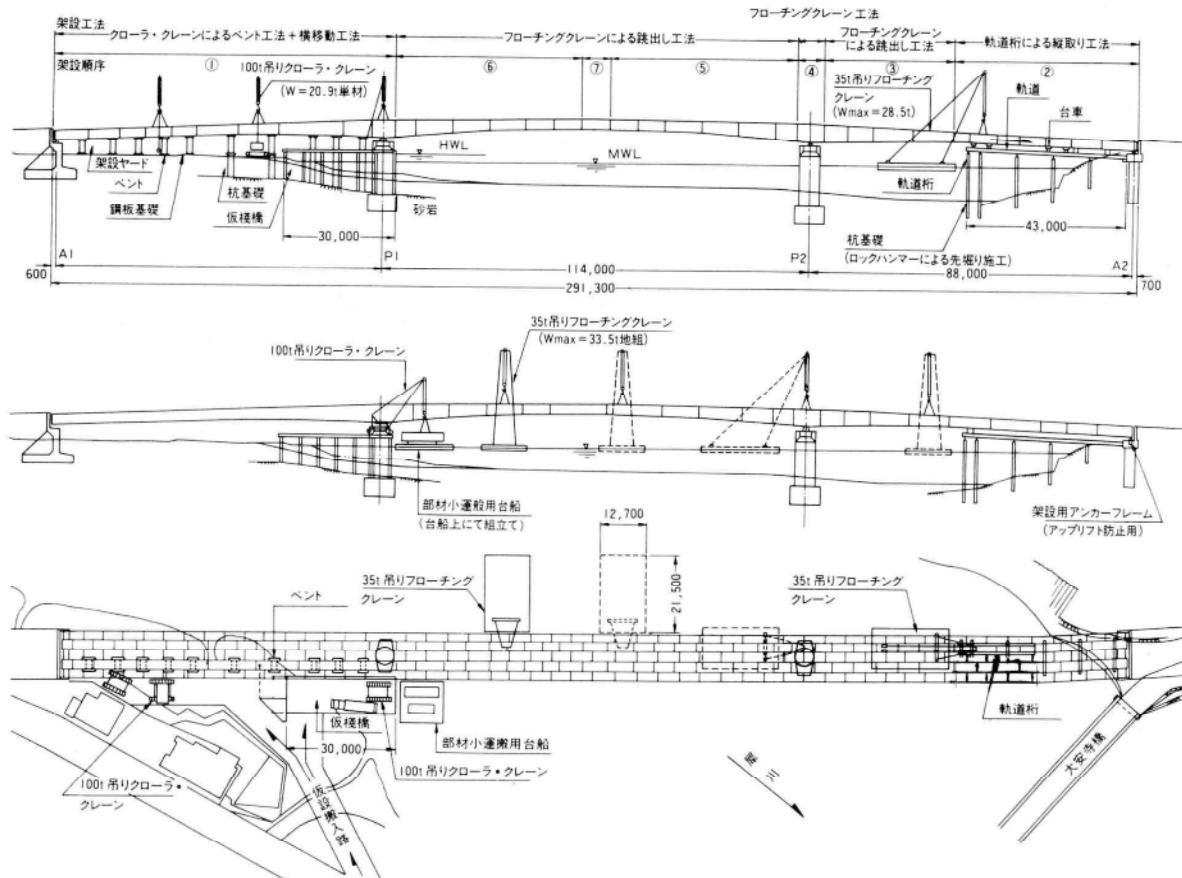


図-3 架設要領図

ケーブルクレーン等の仮設備を取付道路上に設置することが困難である。

② 水上部は下流約4kmにある笹平ダムの貯水により、比較的水深があり流速も小さく水面が安定しているので、フローティングクレーンの稼動に障害が少ない。また、水上部は、水深10m～5mで地盤が硬岩の上、傾斜しているので、ペント設置のための基礎杭の施工がむずかしい。

③ 松本方高水敷部の側径間は、ペントが設置できるが、杭基礎が必要である。

以上の条件から、図-3に示す架設要領図の様に、松本側の陸上部はクローラクレーンによるペント工法、長野側の水上部2径間はフローティングクレーンによる跳出し工法でおのおの架設することにした。

## (2) 架設手順

架設手順としては、A1側の側径間をペントで仮受けしながらクローラクレーンにて組立てた。ペントは1主桁分のみ設置したので、上流側の主桁は下流側に組立てた後、上流側に横取りした。

A2側の側径間は橋台から支間中央まではフローティングクレーンの接近が困難なため、支間中央部までは台車が走行する軌道桁を組立て、単材毎に支間中央から橋台の方向へ台車で送り出す。支間中央部からP2までは主桁を跳出しながら架設した。軌道桁は1主桁分のみ設置したので、下流側の主桁は上流側に組立てた後、下流側に横取りした。

中央径間は、上下流主桁共左右両岸からフローティングクレーンによって交互に跳出し、中央部で閉合した。フローティングクレーンによる中央径間跳出し架設作業を写真-1に示す。

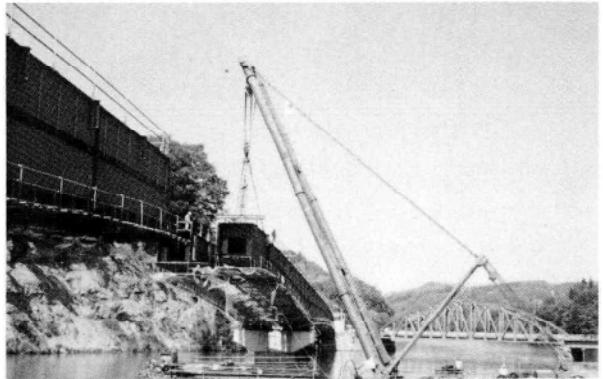


写真-1 フローティングクレーンによる中央径間の架設

使用水面がダム湛水であり、雪どけ時期の出水期に重なった事から、フローティングクレーンおよび台船の運用にあたっては、ダムの放流による流水と水位低下時に、いかに安全に退避できるかが重要な条件であった。

このため、フローティングクレーンの移動用ロープのアンカーの強度と配置にあたっては、ダムの放流に対応できるよう、発注者と協議して決定するとともに、ダムの管理事務所との連絡体制を密にする事など事前に十分検討した。施工中のダム放流は、数回あり深夜のケースもあったが、スムーズに退避作業を行い、架設作業に支障をきたす事は避けることができた。

## (3) 仮設備の特色

松本側の仮棧橋およびペントの杭基礎については、通常のバイプロハンマーで施工が可能であったが、軌道桁の基礎杭については、長野方側径間(P2～A2)架設時に仮支点となるため反力が大きいことや、地質が硬岩のために杭断面を鋼管(Φ600～Φ400)とし、硬岩をロックハンマー(特許工法)で削孔し施工した。

また、水上部の架設機械として、図-4に示す吊上げ能力の比較的大きい(35t吊り)組立て式のフローティングクレーンを使用した。

## 4. 軌道桁基礎杭の施工

軌道桁の組立一般図を図-5に示す。また軌道桁組立

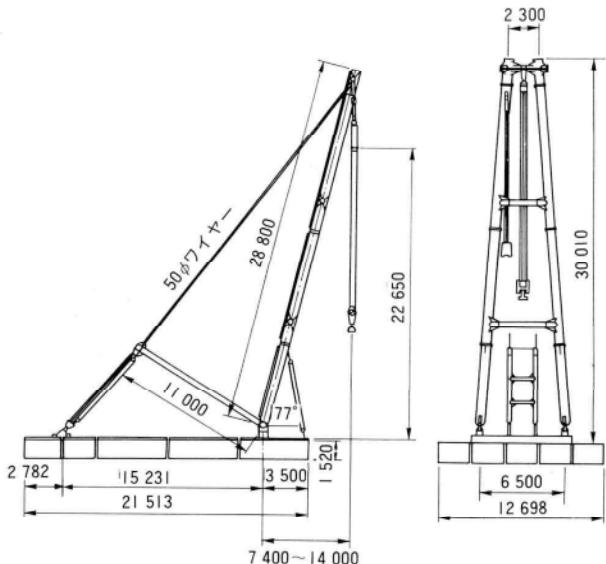


図-4 組立て式35t吊フローティングクレーン

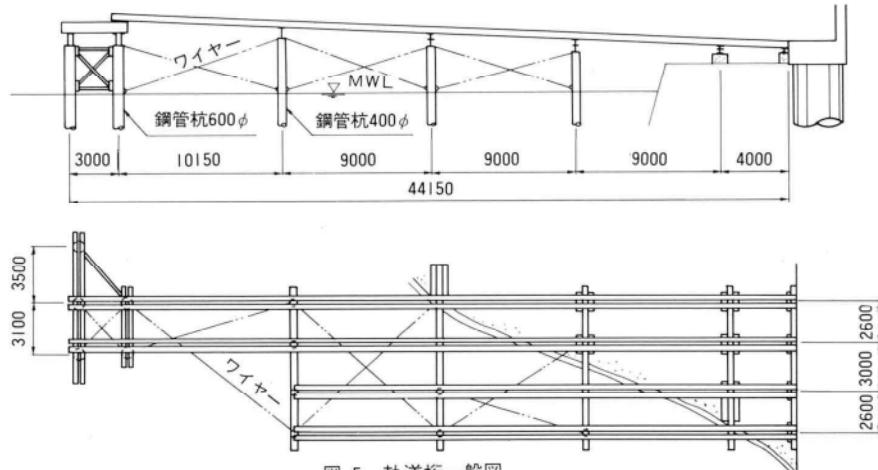


図-5 軌道桁一般図

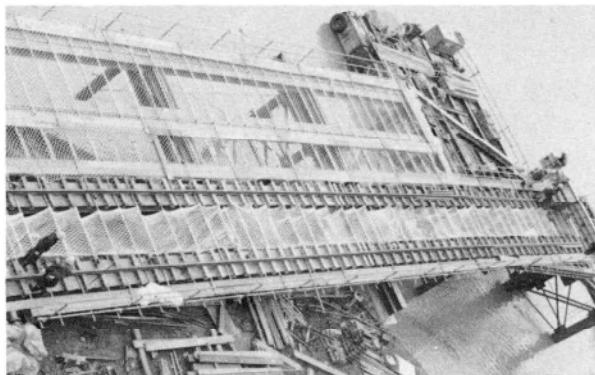


写真-2 軌道桁組立完了

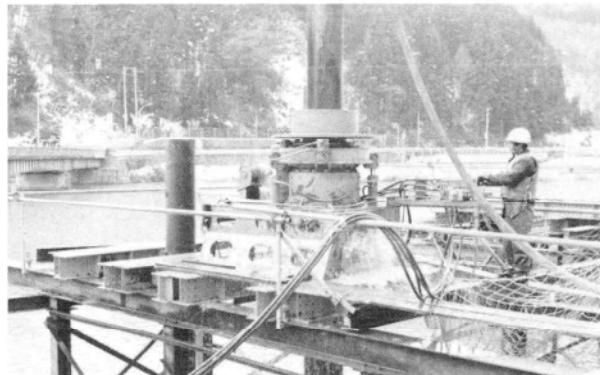


写真-3 削孔作業

後の全景を写真-2に示す。

### (1) 施工方法の決定

軌道桁設置位置は、地質調査報告書によれば、1m程度の薄い砂礫層の下が砂岩の堅固な岩盤になっており、岩盤の傾斜角は15°～30°である。砂礫層へは打撃や振動により直接杭を打込むことができるが、岩盤ではその施工が極めて困難である。

更に今回の各種仮設杭のうち、軌道桁の基礎杭は鉛直力75t・水平力7.5tと、他の棧橋やペントの基礎杭の1本当たり最大鉛直力11.2t・最大水平力1.12tに較べて非常に大きいので、1m程度の薄い砂礫層への根入れで水平力に耐えることができない。

以上主な2点の理由から、本工事の条件下の硬質地盤を削孔することが可能な施工方法としてロックハンマー（マスターシンカー）工法により鋼管杭を施工することにした。

マスターシンカーの特徴は、ドリルパイプ先端に取り付けられたエア駆動の大口径ダウンザホール型ハンマー



写真-4 ダウンザホール型ハンマーの先端

が、油圧作動によって回転すると同時に、エアコンプレッサーからの圧さく空気の衝撃によって岩石を砕きながら穿孔することである。また、その時破碎されたスライムは同じく、圧さく空気により水上に排出される。写真-3に削孔作業状況を、また、ダウンザホール型ハンマーの先端を写真-4に示す。マスターシンカー工法による純削孔速度は1時間当たり約1mであり、本工事で根入れ長4mの設計なので削孔時間は約4時間である。その

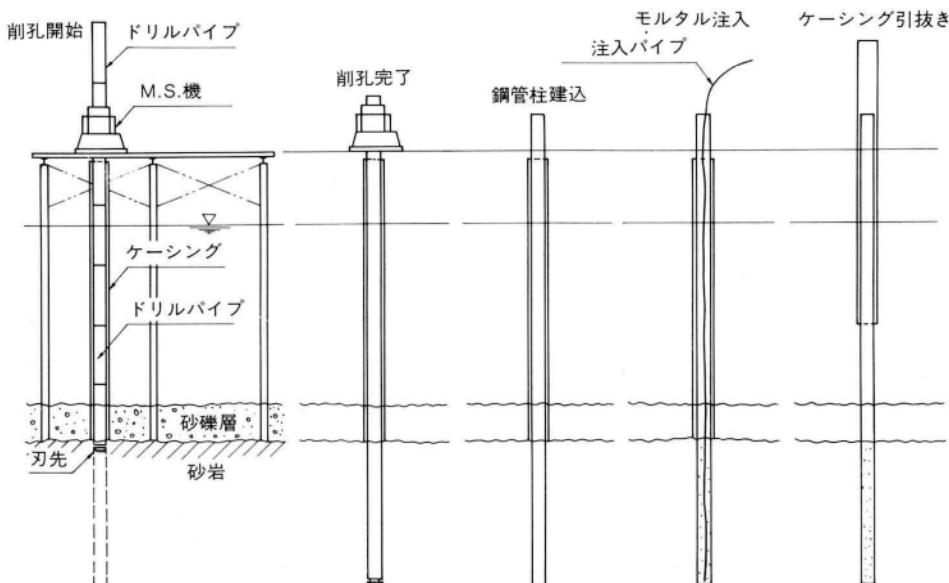


図-6 マスターシンカー(MS機)による施工手順図

他の準備や作業を含めた1本当りの作業時間は約1.5日であった。

しかしながら、地盤傾斜角の大きな箇所では、砂礫の堆積が少いこともあり、ケーシングの固定ができず、削孔することができない。

このため、厳冬期ではあったが、潜水夫による水中作業により、堆積土を取り除き岩盤を平らにはつたあと、ケーシングを水中コンクリートで固定し、削孔作業を行った。

岩盤のはつり作業はピックハンマを使用したが、硬岩の箇所はブライスターを使いピックで処理した。

また、この軌道桁基礎杭の設計は、マスターシンカー工法によって穿孔された孔に後から鋼管杭を差込むので鉛直力に対しては周辺摩擦は無視して杭先端のみで抵抗し、水平力に対しては杭の根入れ深さと杭の剛性で抵抗する様にした。

## (2) マスターシンカーによる施工手順

マスターシンカーによる施工手順は以下の通りである。また施工手順図を図-6に示す。

### ① 作業構台の設置

クローラクレーンで組立てる

### ② ケーシングの設置

バイプロハンマーで砂礫に打ち込む

傾斜地盤の場合は、潜水作業により、岩盤を平らにならす作業を行う。

### ③ 削孔機の設置

削孔機の据付、コンプレッサー・油圧ユニットの据

付・配管、試運転等を行なう。

### ④ ハンマーの設置

ダウンザホールハンマーおよびドリルパイプ等をケーシング内に装置する。

### ⑤ 削孔作業

所定深度まで削孔を行なう。

### ⑥ ハンマーの引抜き

### ⑦ 鋼管杭の建込み

### ⑧ モルタル注入

注入ホースを底まで挿入し、ミニクリートでモルタルを注入する。

### ⑨ 削孔機の移動

次の削孔位置へ移動する。次の削孔が同じ作業構台の場合、③へもどる。

### ⑩ ケーシングの引抜き

バイプロハンマーで引抜く。

### ⑪ 作業構台の解体

1群の杭の施工が終了したら、クレーンで解体する。

## 5. あとがき

本工事の現場施工は、昭和59年9月に着工し昭和60年8月に完了した。床版・塗装・橋面工事等を含めた全工事完了後の全景をグラビアに示す。軌道桁の基礎杭については、仮設材とはいえ、工事の安全性に重要な比率を占めるため、計画・施工にあたっては建設省長野国道工事事務所および協力業者の専門的な助言をいただいた。改めて感謝申し上げる。

# 固定アーチ橋の架設

## (門原大橋)

長谷山 嶽\*  
関 利夫\*\*

### 1. まえがき

門原大橋は長野県下伊那郡阿南町を通る国道151号線の整備工事として、天竜川の支流である門原川に架設される橋長204.5mの橋梁である。本橋が完成することによって同町の鷲津地区と門原地区は直線で結ばれ、距離にして2km近くの短縮となる。

本橋は図-1に示すように、プレースドリブアーチの主径間部と、単純合成桁の側径間部とで構成されている。本橋の架設は、地形及び橋梁型式からケーブルクレーンを使用して、主径間部は斜吊工法とし、側径間部はベント工法とした。60年12月より仮設備に着手し、61年5月にアーチ部の閉合を完了した。

本橋のような固定アーチの架設は、閉合時のアーチ軸

力の導入方法と、その時の弦材応力の設計値との誤差の評価方法とが主要な問題となる。

本橋の場合は、アーチ閉合方法を、一点斜吊工法を採用し、試算により最も上下弦材断面のバランスするケーブル張力を算出した。このため、現場においては形状とケーブル張力の両方が設計値を満足する施工精度が要求された。

さらに、アーチの製作は2社に分割発注され、仮組立もアーチ全体で行っていないため、現場における誤差の推定はひじょうにむずかしい状況にあった。

そこで、製作に先立ち、支承の据付を含む施工精度と製作精度を経験的に推定することで、形状管理上の許容誤差量を算出した上で施工管理を行い、十分に満足できる結果を得る事ができた。

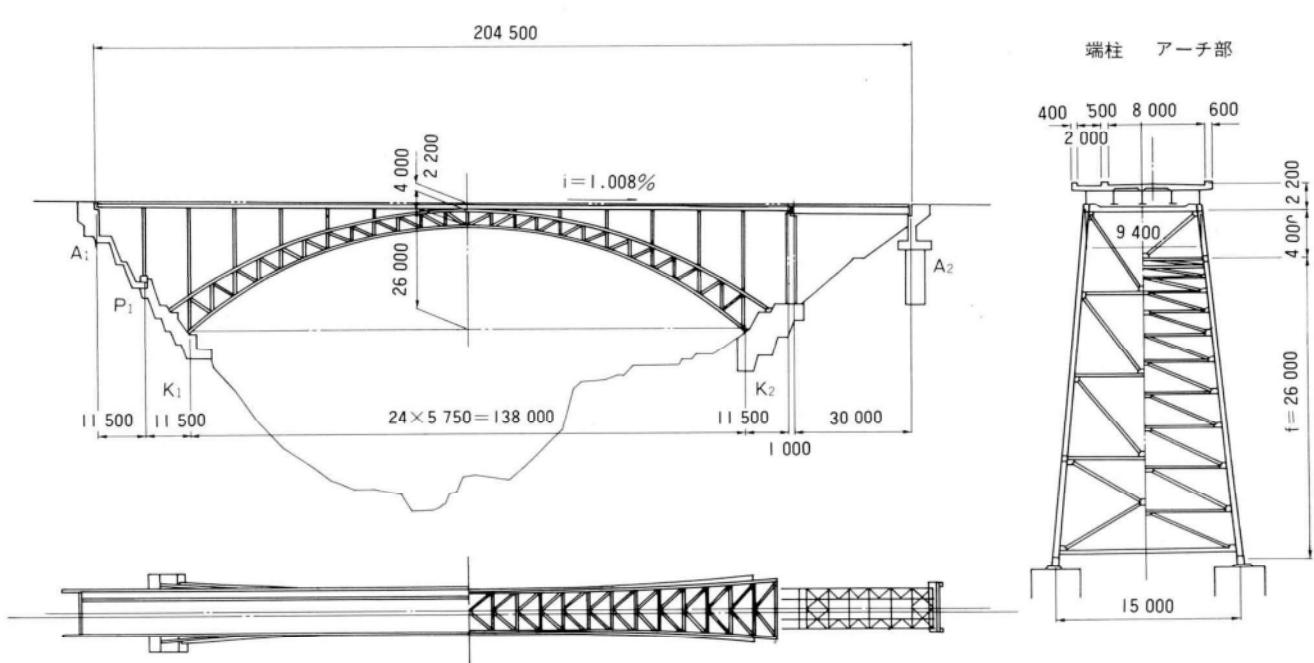


図-1 一般図

\* 千葉工場工事部工事課課長補佐  
\*\* 千葉工場工事部工事計画課

本文では、最近では比較的施工例の少い、プレーストアーチの施工計画と施工管理の概要について報告するものである。

## 2. 工事概要

発注者：長野県（飯田建設事務所）

工事名：昭和59年度国庫補助

橋梁整備（門原橋）工事

工事場所：長野県下伊那郡阿南町鷲巣～同町門原地区

工期：昭和60年1月10日～昭和61年12月25日

橋体概要：形式 プレースドアーチ橋（主径間）

単純合成鉄筋（側径間）

橋長 204.5m（アーチ支間138.0m）

幅員 10.5m（歩道2.5m+車道8.0m）

鋼重 773.641t

## 3. 架設概要

アーチ部材の架設としては、単材架設と面材及びブロック架設とが考えられたが、構造がバスケットハンドル形の固定アーチであることから、①組立て精度の向上を図ること、②高所での個々の部材組立て時間を短縮することなど施工条件を検討して、ブロック架設を採用した。

図-2に示すように地組ヤードを仮設し、部材をここでトラッククレーンにより組立て、ケーブルクレーンの相吊りで運搬して架設した。架設は閉合までを7段階に区分して、各段階ごとにアーチ形状と斜吊張力を確認しながら進めた。各段階の形状および斜吊張力の設計値を図

一3の架設段階図に示す。また図-4に全工程の施工手順を示す。

## 4. 架設要領

### (1) 仮設備

周辺の地形状況と設計上の仮定条件を満足するために図-2の架設一般図に示すような仮設備配置を行った。主ケーブルクレーンは上下流の2系統として、1系統当たりの吊上げ能力を16.0tとした。その他に補助ケーブルクレーンを中心部に1系統設置した。

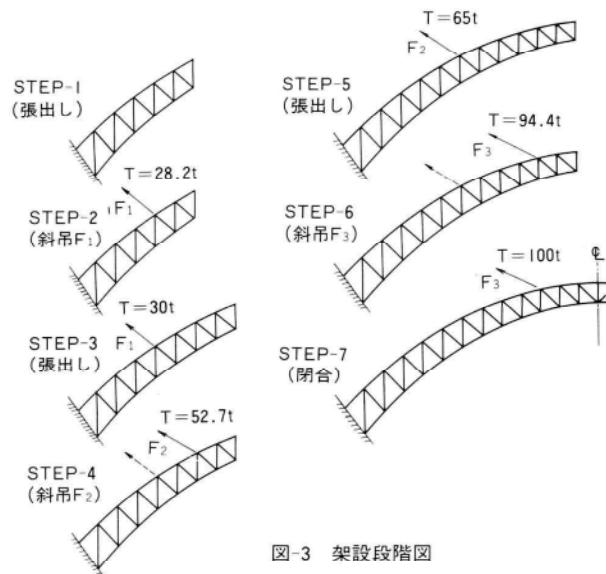


図-3 架設段階図

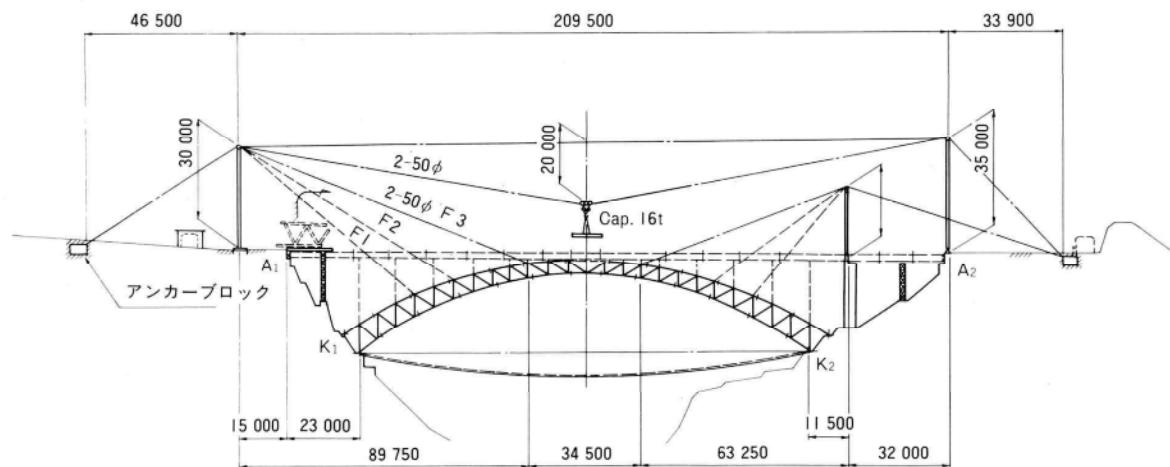
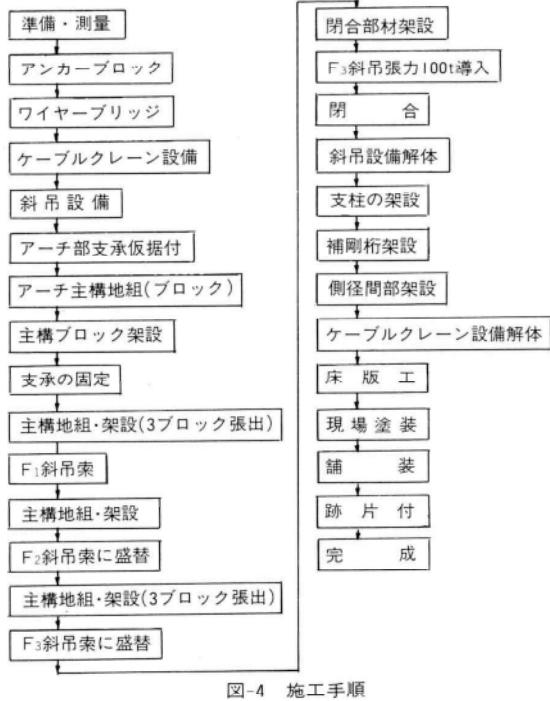


図-2 架設一般図



鉄塔の高さは、斜吊索の角度を仮定して部材の設計がなされているなかで、特に閉合時に張力導入の必要なF<sub>3</sub>斜吊索の19度の設計上の仮定を極力再現するように配慮して決定した。

斜吊ケーブルのアンカー部には、アーチ形状と斜吊索の張力を調整するために、油圧ジャッキを組込んだ調整装置を取り付けた。また、第1ブロックの架設精度が、全体形状に大きな影響を与えるため、斜吊用吊金具と部材仮連結治具を工場製作段階で配慮した。

## (2) 架設誤差の検討

本橋は橋体を2工区に分けて製作発注されているため全体の仮組立てができなかったので、ある程度の誤差は避けられないと考えられた。また、アーチ部の組立て精度は形状と斜吊索張力の両方で管理する必要があるが、管理値にバラツキが生じた場合は、アーチ部材と取り合う補剛桁等への影響が大きいため、完成時の仕上がり形状を重視して、形状管理を主体に考え施工したが、組立て誤差は避けられない。この架設誤差を強制的に調整すると、アーチ部の構造形式から部材に架設時応力がそのまま残留することになるので、架設誤差の扱いを慎重に検討する必要があった。この解決策として製作検討段階で、閉合時に生じる誤差量の可能性を推定して、その誤差を強制的に調整した時に、応力が超過しないようにアーチ部材の断面を照査検討した。

表-1 支承据付成果

査 問 隔	左 岸	上 弦 材		誤差(mm)
		上弦材	下弦材	
査 天 端 高	右 岸	上弦材	± 0	
		上弦材	± 0	
	左 岸	上流側	+ 2	
		下流側	+ 2	
	右 岸	上弦材	+ 2	
		下弦材	+ 2	
	左 岸	上流側	+ 1	
		下流側	+ 1	
	右 岸	上弦材	+ 2	
		下弦材	+ 2	
	上 流	上弦材	± 0	
		下弦材	± 0	
	下 流	上弦材	± 0	
		下弦材	± 0	

誤差量の推定にあたり①設計々算の仮定誤差②製作誤差③測量誤差④現場組立て誤差⑤風、日照差等による誤差に大別して過去のデーターなどから各々の誤差量の可能性を計算した。

合計誤差量としては測量～製作～現場組立てまで累積するとして橋軸方向に32mm、橋軸直角方向に39mm、鉛直方向に43mmの結果を得た。この誤差量のうち鉛直方向の誤差を40mmと仮定して強制的に調整（変位）する試算をすると、許容応力度を越える部材がアーチ基部等に一部生じる。このため部材の断面を一部補強する処置をとった。この補強によって増加する鋼重は約2.9tであった。

## (3) アーチの組立て

支承の据付け精度は架設誤差に大きく影響するので、支承の据付け精度の向上を図るために、支承はアンカーフレームと一体で仮据付けし、アーチ部の基部をブロック架設した後に、方向と高さおよび支間などを調整してから支承を固定した。この段階での据付測定値は表-1に示すように、ひょうに良好であった。支承固定後に、アーチは自立した状態で第3ブロックまで張出し、以降は斜吊索で保持しながら張出して架設した。

測定値は気温の影響を大きくうけるため、早朝に再確認した。高さ測定値の気温による影響としてStep-6の段階での格点22の測定値を例示すると表-2の状況であり橋体ばかりでなく、ケーブル・タワー等の仮設備の影響

表-2 気温差による実測例 (Step-6 pt 22)

		外気温15°C (桁温度15°C)		外気温21°C (桁温度32°C)	
		実測値(m)	差(mm)	実測値(m)	差(mm)
左 岸	上流側	572.445	+ 7	572.437	- 1
	下流側	572.443	+ 5	572.438	± 0
右 岸	上流側	572.437	- 1	572.423	- 15
	下流側	572.438	± 0	572.431	- 7
計画値 (格点22.22') 572.438m					



写真-1 アーチブロックの架設

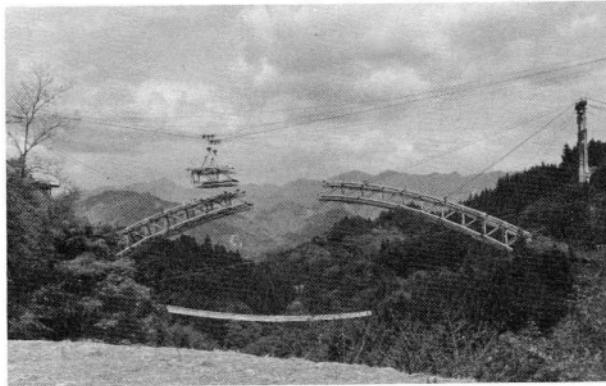


写真-2 閉合前ブロックの架設

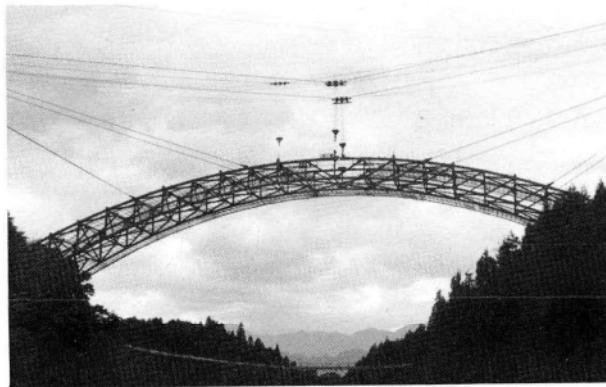


写真-3 アーチの閉合

表-3 閉合時張力

		張力(t)
左 岸	上流側	90
	下流側	92
右 岸	上流側	90
	下流側	90

が大きい事が解る。斜吊張力は調整機に組込んだ油圧ジャッキによった。滑車の影響を考えると、ジャッキの読みはワイヤー張力を直接に示すものではないが、その誤差は滑車効率  $\eta = 0.98$  で小さく、油圧ジャッキも事前に調整しており、本工事の張力測定はこの方法とした。  
写真-1 および写真-2 に架設の状況を示す。

## 5. 閉合時の架設管理

本橋の設計は斜吊張力の試算を繰り返し行って、閉合時の斜吊張力100tの導入を決定し、形状と断面を計算している。閉合方法としては、Step-6 の段階に単に荷重としての閉合部材を架設（載荷）し張力を導入することになっている。現場では閉合前 Step-6 での実測を行い閉合部材の寸法を検討した。実測の結果は、鉛直方向の誤差12mm、橋軸方向の誤差10mmであった。鉛直方向の誤差に対しては強制変位で調整し、橋軸方向の誤差に対しては、実測値に従って工場出荷前に端部の予長を加工して取付けることにした。高さと長さの実測は正確を期すため早朝に実施し、端部の加工には落し込みの間隙 5 mm を考慮して部材寸法を決定した。

閉合部の架設については、下弦材、斜材、上弦材の順序で単材架設とした。閉合部材の全てが載荷された時の斜吊張力は表-3 のとおりである。尚、この時点では、アーチ全体が温度変化による伸縮の影響を受けるため、閉合部材の片側の添接を仮締めし、早朝に残りの添接部を連結した。写真-3 に閉合時の状況を示す。

閉合時の斜吊張力の許容範囲を検討すると、張力100tによる部材力は図-5 より

$$N = (T_v \cdot l_1 + T_h \cdot l_2) / a = (32.6 \times 54.0 + 94.6 \times 25.0) / 7.3 = 565.1t$$

但し  $T_v = T \cdot \sin 19^\circ$ 、 $T_h = T \cdot \cos 19^\circ$

上弦材および下弦材の各断面の余裕は、

$$\text{上弦材: } (\sigma_{ea} - \sigma_c) \cdot A_g = (1699 - 1480) \times 299.0 = 65481\text{kg}$$

$$\text{下弦材: } (\sigma_{ea} - \sigma_c) \cdot A_g = (1671 - 1491) \times 425.0 = 76500\text{kg}$$

従って斜吊張力の範囲としては、

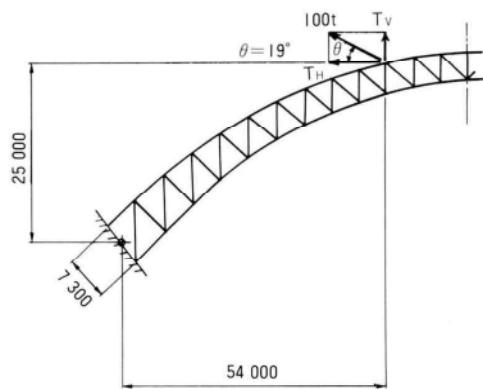


図-5 閉合張力作用時の寸法

上弦材:  $65.4/565.1 = 0.116$ 、 $100 \times 1.11 = 111t$ (最大)  
 下弦材:  $76.5/565.1 = 0.135$ 、 $100 \times 0.86 = 86t$ (最小)  
 この範囲で出来形とのバランスを調整し閉合時ケーブル張力  $N = 90t \sim 92t$ を得たので、設計条件を満たしてい

るとして、閉合した。

## 6. あとがき

本工事は昭和60年12月より現場着工して、61年5月にアーチ部の閉合を完了した。その後に補剛桁と側径間を引続いて組立て架設は8月に完了した。床版、橋面工、塗装工事などを行い昭和62年1月には開通可能となる予定である。鋼製固定アーチの本橋の形式としては、他には西海橋があげられるが、この特徴ある構造は最近ではあまり見られなくなったが、橋全体の剛性が高く、たわみ、振動に対して安定していると考えられ、今後十分検討に値する形式であると思われる。

工事の実施に際し大変お世話になった飯田建設事務所の方々、そして設計を担当された新日本技研㈱の方々に感謝する次第である。

## グラビア写真説明

### 東中橋

日本道路公団の近畿自動車道には、名神高速道路の吹田ジャンクションから泉南までのルートのほかに、中国自動車道の吉川ジャンクションから舞鶴までの舞鶴線がある。この線は丹波丹後地方と京阪神とを結ぶ幹線道路であるが、東中橋は、この舞鶴線の中ほどにあって京都府福知山市から南20km附近の兵庫県氷上郡春日町内に架っている。このあたりは多紀連山の北西部裾野に位置し三方を山に囲まれた盆地状の地形をなしており、夏は暑く雪は少いが冬は極めて寒い。丹波栗、丹波なす、大納言小豆などは特に有名であるが、まつたけ、しいたけの産地としても知られており、特に初夏の頃、山の斜面のあちこちに栗の花がいっせいに咲く景色は他地方では余り見られない。この橋は東から西（舞鶴方面）に向って架けられており、大きく右カーブした下り坂になっている。橋の左側（つまり南側）には山の急斜面が真近に迫り、右側は盆地状にひらけていて、この附近には貝塚遺跡や由緒あるこんもりとまとまった保存林が多数点在する。霧が多いといわれるこの地方、雲のかかったようなうっそうとした山を左に、はるかにかすむ田園風景を右に見て、森林地帯を車で走り抜けるとき、水墨画を見るようなちょっとした幻想の世界を過ぎた錯覚を抱くであろう。（大賀）

### 新吉野川大橋

本橋は、一般国道11号吉野川バイパスの一環として「四国三郎」の異名を持つ四国最大の河川 吉野川に架る橋梁である。

この橋は、6車線の橋として計画され、上流側の3車線は昭和43年度建設に着手し、昭和47年7月に供用開始された。

四国は今、本四架橋 大鳴門橋の昭和60年6月供用開始、児島・坂出ルートの昭和63年3月全面開通を間近に控えて、四国島内の交通網の整備が急務の課題となっている。

四国も高速道路時代に仲間入りし、従貫道横断道の建設が急ピッチである。

この吉野川においても日常的な交通渋滞の解決と四国時代への対応のため、昭和56年度から下流側3車線の建設に着手し、昭和61年12月に完成供用を開始した。今、四国は「大きな期待」と「一抹の不安」の中で新しい時代を迎えようとしている。「青い国四国」へ一度 きいだ！（きて下さい）（尾崎）

# 高層祈念塔の補修工事

## (PLランド大平和祈念塔)

長谷川 宜宏\*

秦 孝\*\*

### 1. はじめに

PLランド大平和祈念塔は、16年前、万国戦争犠牲者の慰靈塔として、超宗派の宗教法人 PL教団が大阪の南の玄関である天王寺より南へ約20km、近鉄南大阪線富田林駅に程近い所に位置する、二上山、葛城山、金剛山を望む丘陵地に建設された、高さ180mの塔である。塔の基部には大ホールがあり、地上73.7~88.9m、および134.0~151.7mには、会議室、貴賓室、展望室等の諸室を含む建屋がある。

塔全体は、トラス式自立鉄塔の外面をラス張りのうえ、厚さ約70mmのモルタル塗りによって外装が施されている。この外観は、2代目御木徳近教祖のデザインによるもので（設計は日建設計）、塔の主体構造は、シンメトリー

のパイプトラス構造であるが、外観は、人間が天を指さし全世界に平和を呼びかけているモチーフで極めて凹凸の激しい、複雑かつ独創的な形態によって祈念塔としてのイメージを図ったデザインとなっている。図-1に骨組図を示す。

しかしながらこのユニークな白亜の塔も、さすがに16年の歳月には打ち勝てず、風雨と大気汚染により壁面のよごれと風化がひどく、またひび割れによる雨漏りのため建屋の使用にも支障を来たす状態になってきた。そこでこの度、外壁の補修と化粧直しをすることになった次第である。



写真-1 化粧工事着工前の全景

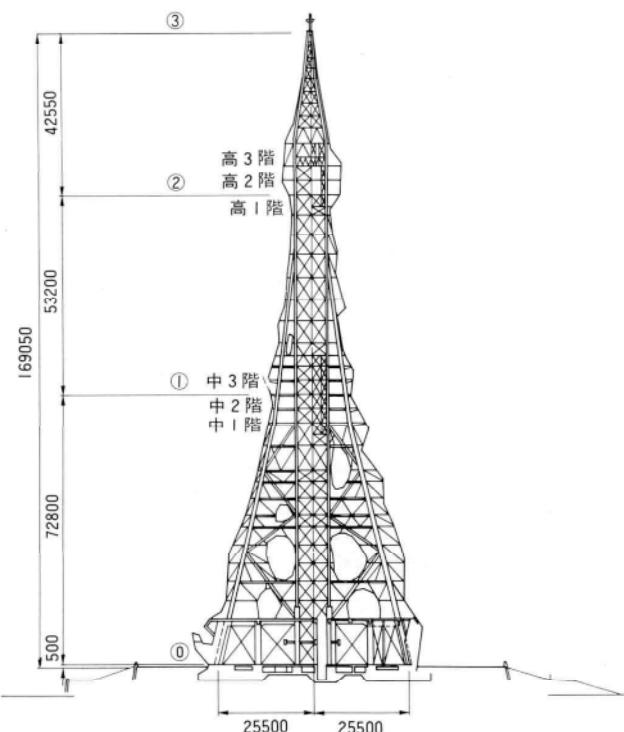


図-1 骨組図

\* 宮地建設工業株式会社 技術部技術第二課長  
\*\* 宮地建設工業株式会社 工事部

一口に、外壁の補修と化粧直しとは言っても、鉄塔のように足掛りのないモルタル仕上げのため、作業用の足場が全面に必要となる。しかしながら、高さ180mという新宿の超高層ビル並みの高さに加えて、前述のごとく、途中のくびれや凹凸面を持つ複雑な壁面に、本体を損傷することなく工事用の足場を設ける作業は、過去の施工例もほとんどなく、きわめて難度の高い作業である。

このため、足場の組立て計画にあたっては、ヘリコプターの使用も含めて、あらゆる角度から検討を加え工法を決定し、安全でしかも能率の良い作業足場を施工することができた。

本文は、この化粧工事用の足場工事を中心に報告するものである。

## 2. 工事概要

施 主：宗教法人 ピーエル教団

工事件名：大平和祈念塔化粧工事

工事場所：大阪府富田林市大字甘山289

敷地面積：約250,000m<sup>2</sup>

高さ（地盤面より）

最高部：180.0m

高層建屋（4層）：134.0～151.75m

表-I 作業足場（構台）比較表

	第1案 吊足場	第2案 全面足場	第3案 枠組+ゴンドラ	第4案 ゴンドラ	第5案 鉄塔+ゴンドラ	第6案 鉄骨+ゴンドラ
作業用足場形式						
長所・短所	<p>1.建設時に取付けられた吊りビスを利用した吊足場であるが、間隔（縦、横の間隔）が広すぎる。 2.足場の施工が困難である。 3.壁面が一定な形状でない為、リング吊足場の直径を変化させるのが困難である。</p>	<p>1.壁面の凹凸が一様でなくかなり複雑な構造となり手間がかかる。 2.枠組足場を利用すると組立最高高さ45.0mが限度である。したがつて32.4mごとに、枠組足場を組み立てる構台が必要である。 3.枠組足場の壁つなぎを取る為、本体に孔を開けなければならない。</p>	<p>1.中層階までは、第2案と同様。 2.中層～高層間は、ゴンドラ作業で、塗面の凹凸があり、壁面へ引き寄せ、引き離しの設備が必要。 3.高層～頂部の足場は、ワイヤーを利用して吊り足場のワイヤー解体時壁面を油等で汚し補修が困難である。</p>	<p>1.第3案の2、3項と同様。</p>	<p>1.鋼重が多くなり、工費が増える。 2.敷地条件から鉄塔の建方が困難である。 3.鉄塔の内側に枠組足場、単管足場が必要になる。 4.本体の壁面に孔を開けなければならない。</p>	<p>1.第5案と同様。</p>
工期	0.9	1.1	0.9	1.0	1.5	1.4
経済性	○	△	△	○	×	×
評価	×	×	△	○	×	×
備考	I.足場の組立時に不安全行動が多い。	I.塔本体に孔を開ける。	I.塔本体に孔を開ける。 2.ワイヤーの油等の処理方法が必要。	I.ワイヤーの油等の処理方法が必要。	I.塔本体に孔を開ける。	I.塔本体に孔を開ける。

中層建屋（4層）：73.7～88.9m

低層建屋：8.5～20.5m

## 構 造

低層部：鉄骨鉄筋コンクリート造

主 体 軸：鉄骨造

## 外 壁（ショット クリート）

面 積：14,000m<sup>2</sup> 厚さ70mm

面 積(低層部)：2,500m<sup>2</sup> 厚さ20mm

## 3. 作業足場（構台）の選定

塔の外壁を補修・化粧するための作業足場としては、パイプ・丸太等による枠組足場、ステージおよびゴンドラ等が考えられる。建設時の架設足場は、塔体の外周全面に足場を組み立て、塔体に緊結した枠組足場であったが、今回の工事は、壁面を損傷することなく、かつ複雑な形態をしている壁面のどの部分にも人の手が届くことが必要である。工法については、経済性、安全性、施工性および工期等を勘案して、表-Iに示す6つの案について検討をした。その結果、塔の中層建屋①と高層建屋②の位置の外周に円形状の鉄骨構台を設け、これを利用

してそれぞれ頂部③～②間、②～①間及び①～①（地上）間にゴンドラを架設して壁面作業を行う第4案を採用することとした。構台の設置位置を高層と中層の建屋部分に設けたのは、後述のように建屋の開口部（窓）を利用するによって外壁を損傷することなく骨組を塔の構造体に接続できるためである。また、構台面によって分けられる塔体の高さ方向の3つのブロックは、それぞれ形状が異なるため、壁面作業用のゴンドラ形式・作業方法も塔体の形状に応じた方法をとることとした。

#### 4. 構台の形状と支持方法

前述のごとく構台は、塔体の外壁を損修することなく設置するために、建屋の窓を貫通して構台梁を設けることとした。即ち、建屋中心部にある鉄塔の4本の主柱を結んだ横梁から構台用の梁を、建屋の窓を貫通して放射状に架け、円形状にした。梁は、片持梁構造にするのは、不可能なため、梁の他端は、頂部からの吊ロープによって支持する。高層構台の大きさは、構台円周と頂部から傘形状に吊るロープが外壁に接触しないようにするため、その大きさを直径26メートルの円形構台とした。同様の考え方から中層構台は、直径28メートルとした。また、頂部には、傘形状の吊りロープを張るための頂冠リングを設けた。これは、塔頂から地上に張った、1.0t吊キャリヤーの主索が、作業の進行に従って塔周りを移動する際のガイドを兼ねるものとし、主索がリングの周りをスムーズに移動でき、かつ、損傷しないように、リングは、直径216.3φの鋼管を用い、これに吊ワイヤー固定用の吊ピース24個を取り付け、頂冠リングから張った24本の吊りワイヤーによって高層構台、及び、中層構台の外周を支持するようにした。なお、強風などの不慮の外力に対して安定させるために、中層構台の外周を地上のアンカーブロックにワイヤーで固定した。

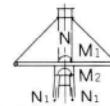
吊ワイヤーは、構台解体時ワイヤーの油等で化粧の完了した壁面を汚すため、ビニールコーティングを行って使用した。

#### 5. 頂冠設備及び高層・中層構台の施工

高・中層の構台を吊るための頂冠には、吊りワイヤーからの荷重、構台組立時の部材吊り上げの片荷重、ゴンドラによる片荷重等により、頂冠を支持するための頂冠中心部の柱基部には、表-2に示す作用力が生ずる。こ

表-2 鉄塔頂部の作用力

柱1本 当り N <sub>1</sub> (t)	頭部作用力				N(t)
	M <sub>1</sub> (t·m)	M <sub>2</sub> (t·m)	Q(t)		
均等時(ゴンドラを対称に吊った時)	17.5 <sup>t</sup>	0	0	—	69.86 <sup>t</sup>
不均等時(片側にゴンドラ6台を使用した時)	31.12	14.23	14.92	1.38	64.17
不均等時(片側にゴンドラ3台を使用した時)	22.86	7.10	7.45	0.70	61.32
架設時(構台1面とキャリヤー作業および空キャリヤー)	22.25	15.50	16.84	2.68	20.86
架設時(構台1面と空キャリヤー)	35.56	31.77	30.58	4.00	18.71
架設時(構台1面と3面および空キャリヤー)	27.49	21.72	22.50	0.78	19.04



の応力は、鉄塔頂部に伝達して支持することになるので、その接合については、鉄塔頂部の外装を除去して鉄骨を露出し、鉄塔主柱が、頂冠から付加される曲げ応力を耐えるように柱間にリブプレートを溶接して補強をした。

##### (1) 頂冠の架設

図-2に示す直径5メートルの頂冠リング等を、塔頂部で組立てるためには、本来なら塔頂部に組立て用足場、及び、安全設備を設けなければならない。しかし高さ170mの場所でスペースが極めて狭く、しかも、外装を損傷しないで足場を設けることは、至難の業である。そこで頂部の足場は、最小限のものとし、頂冠部は、可能な

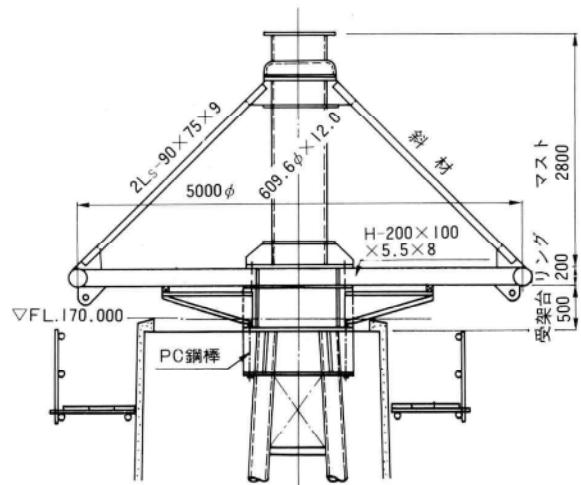


図-2 頂冠構造図

限り地上で組み立て、これをヘリコプターで吊り上げることにした。しかし、ヘリコプターによる作業は、かなりの危険を伴うもので、慎重な対策を要求された。

まず、直径5メートルのリングをヘリコプターで吊り上げ設置する際に、安定を図るため、最初に受架台を取り付けた。ヘリコプターは最大搭載量2.9tのため、頂冠設備はリングの自重2.0tを最大に5ブロックに分け、受架台(1.2t)→リング(2.0t)→マスト(1.0t)→斜材(0.5t)→足場すの子(0.5t)の順に吊り上げ設置した。塔頂部での作業手順を図-3に示す。

## (2) ケーブルクレーン設備

高層及び中層構台の架設は、頂冠マスト頂部から張ったケーブルクレーンによることとした。

ケーブルクレーンは、運搬部材の最大重量1.0tとし、



写真-2 顶冠リング



写真-3 ヘリコプターによる頂冠リング吊上げ

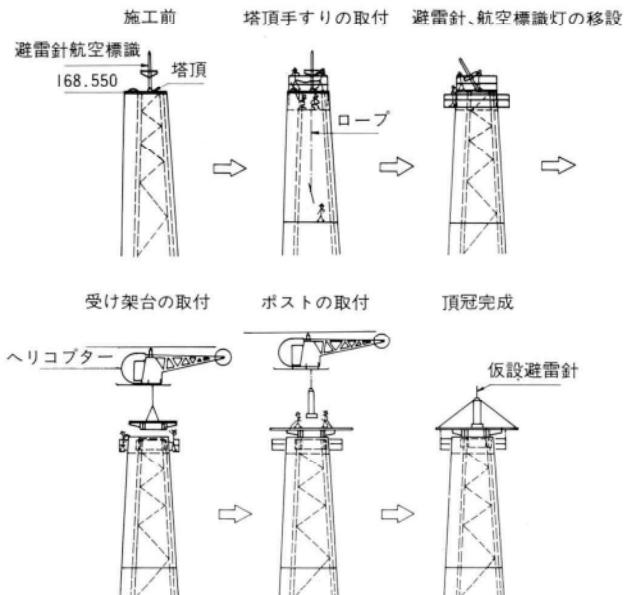


図-3 塔頂部での作業手順図

塔中心に対して対称に2系統設置した。軌索は、25φ(JIS第6号 6×37 A種)を、頂冠マストの先端より地上面のコンクリートアンカー(高低差180m)間に斜キャリヤーとして張り渡した。

ケーブルクレーンの設置要領は、図-4のように、塔頂に9φのワイヤー(長さ200m)2本を人力で上げ、2

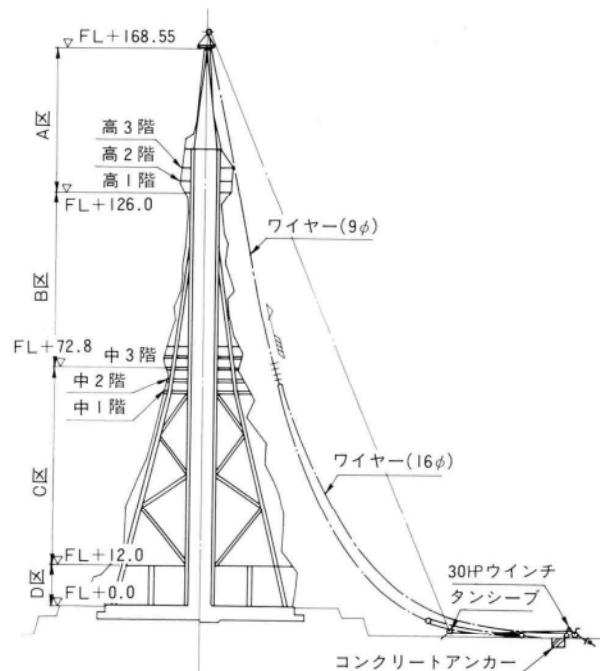


図-4 キャリヤー仕込み要領図

本のワイヤーを繋ぎ合せて両尻手を地上に降す。地上に降されたワイヤーの片方の尻手をワインチに仕込み、片方の尻手はキャリヤーの軌索、横行索および巻上索の尻手から15m前後の所に結びつけ、ワインチで塔頂に巻き上げキャリヤーに仕込んだ。

部材の巻き上げ高さが高いため、巻き上げワイヤーが、からみ合ったり振ったりしない非自転性ロープであるユ

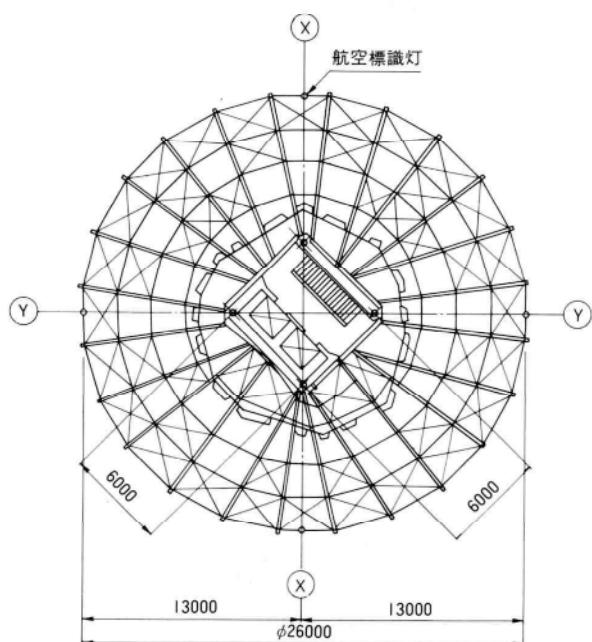


図-5 高層構台平面図

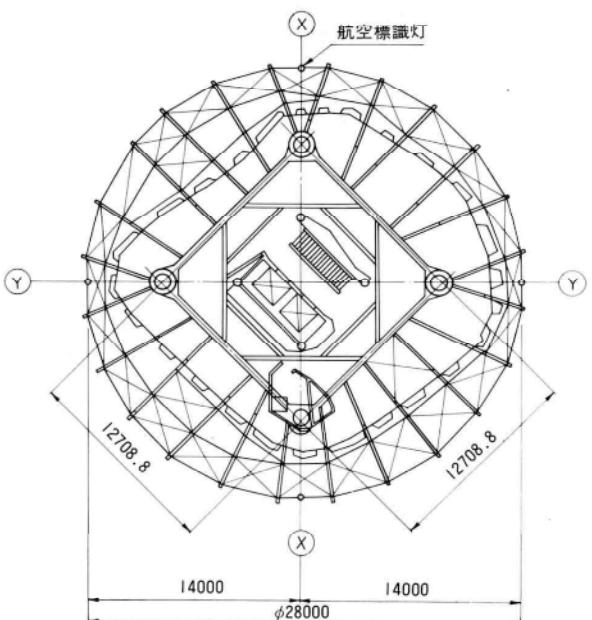


図-6 中層構台平面図

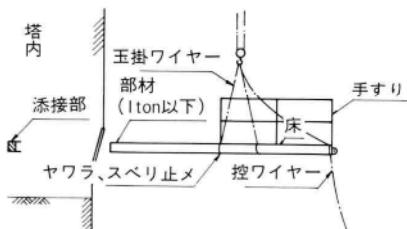
ニロープ F39形16φを使用した。

### (3) 高層・中層構台の取付け

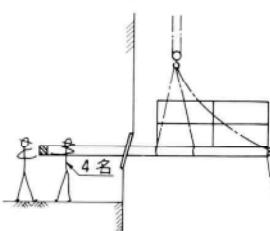
高層・中層建屋の位置に設ける構台の取付けは、建屋内部の4本の鉄塔主柱に構台受梁を取り付け、これに構台梁（支持梁）の内端を載せ、建屋の窓を通して放射状に張り出し、外端は吊りワイヤーで支持する構造である。高層構台の平面図を図-5に、中層構台を図-6に示す。架設の能率化を図るため、2本の構台梁で構成する構台床ブロックを地上で面組みし、グレーチング、手摺を取り付け、ユニットとしてケーブルクレーンで吊り上げる。

面材と面材の間には、繁ぎ材を人力で取り付ける。構台を吊る吊りワイヤーは、面材が水平になるよう調整しながら固定した。また、取付ける面材が塔に対して片荷荷重にならないよう、塔中心に対して対称位置の部材を同時に組み立てるよう、2方向にケーブルクレーンを設置して取り付けを行なった。構台外面部の取付手順を図-7に示す。

①部材を塔に近づける。



②内に入れ添接する。



③吊ワイヤーの取り付け。

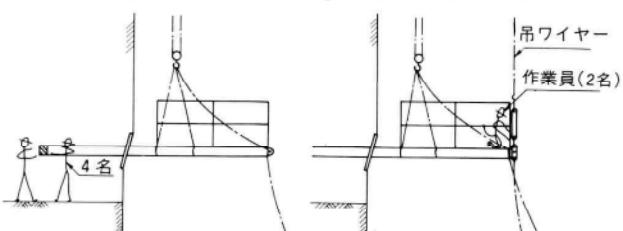


図-7 構台外面部の取付手順(支持梁)

キャリヤーの移動回数を少なくするため、高層・中層の上下構台の面材の取り付けを行なった。

なお、構台受梁の鉄塔主柱への取り付けは、3つ割のバンド形式の接合金物を、高力ボルトで鉄塔主柱に締め付け、バンドの内面には、樹脂接着剤を注入してすべり防止の安全を期した。取り合い金物と主柱との接合方法としては、溶接によることも検討したが、高層部主柱には203t、中層部主柱には347tの圧縮力がかかっているため、加圧下での溶接には局部座屈も危惧され、前述のバ

ンド形式を採用したものである。図-8に取合バンドの要領図を示す。

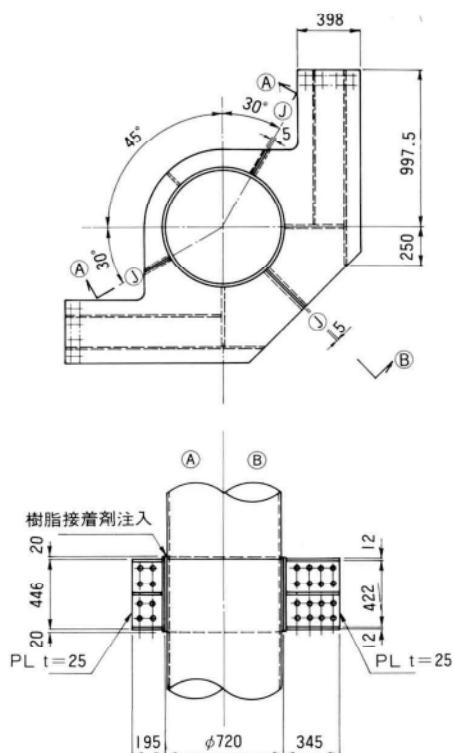


図-8 主柱材取合バンド要領図

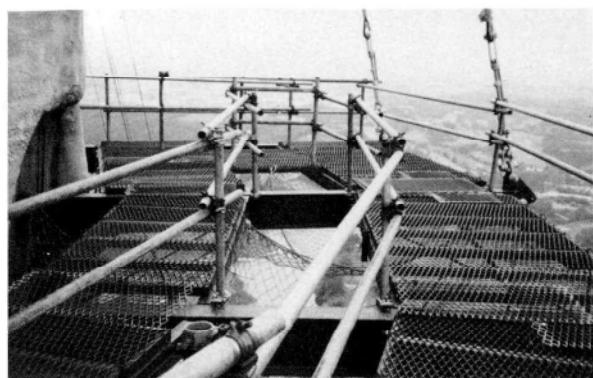


写真-5 組立て完了した構台



写真-6 作業足場外観



写真-4 キャリヤーによる構台の組立て

## 6. 各工区の塗装作業要領

塗装作業は、図-9の作業要領図に示すごとく、塔全体を4工区に分け、各工区別に作業要領を作成した。

### (1) A工区

鉄塔本体の頂部に設置された頂部リングの梁より台付ワイヤーを利用し、1人乗り用ゴンドラ（スカイチェア）を吊り下げる。このスカイチェアに乗り本体壁面を上部から水洗い、塗装作業を行うものである。壁面との作業間隔は、作業員の足の反動と壁面間隔補助ワイヤーを手巻きウインチにより巻き取りながら作業を行う。

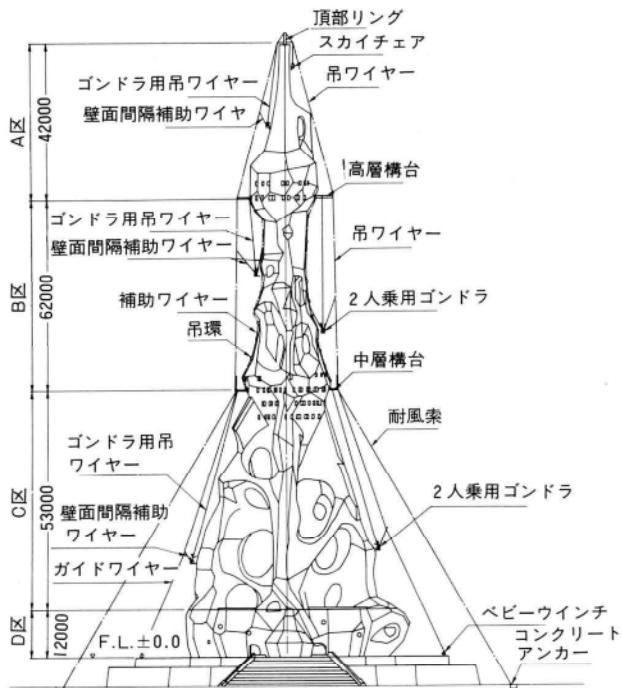


図-9 塗装工事作業要領図

## (2) B工区

高層構台の支持梁を利用し、2人乗り用ゴンドラを吊り下げ、上部より下部に水洗いと塗装作業を行う。本体壁面がかなり複雑な凹凸があるため、壁面とゴンドラとの間隔を一定に保つことが難しい。その解決方法としては、本体に建設当初取付けられたステンレス製の吊環を利用して、張り渡したワイヤーと、構台を吊っている吊ワイヤーとを利用し、ゴンドラに設置されている2台の手巻きワインチの操作で壁面間隔補助ワイヤーを張ったり、弛めたりしながら一定の間隔を保持しながら作業を行う。

## (3) C工区

中層構台の支持梁を利用し、B工区と同型のゴンドラを吊り下げ、上部より下部に水洗いと塗装作業を行う。

壁面とゴンドラとの間隔を一定に保持させる方法は、ガイドワイヤーと壁面間隔補助ワイヤーをワインチで調整をする。

## (4) D工区

D工区の作業は、基壇にスカイマスターを据付け、全面のショットクリートをはつり取り、新しくショットクリートを吹き付け、その上に塗装作業を行う。

スカイマスターは、対称に2台据付け、作業を行った。

## 7. 化粧工事

塔の化粧工事は、外壁全面の汚れを高圧水洗によって除去することにした。ノズル先端の水圧が $100\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の水を40cmの距離から噴射し、1m<sup>2</sup>当り約2分間で水洗いするのを基準として作業を行なった。水洗いに要する水量は、1分間に10ℓを基準とした。全体の水洗い完了後、壁面のひび割れ個所をコーティング材で補修をした。

高さ12メートルまでの鉄骨鉄筋コンクリート構造部分の外壁は、表面を約5cm砥り取り、その上にセメント・砂の混合材を吹き付けた。

塔全体は、水洗い清掃後塗装を実施した。塗装工程は、① プライマー塗布 1回 ② 下塗り・中塗り・上塗りの順に3回塗りとした。

プライマーは、アクリル樹脂溶液を0.3kg/m<sup>2</sup>の使用基準で下地に均一にウールローラーで塗布し、下地を強化し塔体外装材との接着性を均質にした。

下塗りは、アクリルゴム系の防水材（アクリトーンWS）で-20℃の厳寒下でも柔軟で下地クラックからの漏水を防止できるもので塗布量は1.5kg/m<sup>2</sup>以上とし、マスチックローラーでむらなく塗布した。

中塗りは、アクリル樹脂系塗料（アクリトーンWS）で塗布量は1.8kg/m<sup>2</sup>とし、下塗りと同じ方法で塗布した。

上塗りは、アクリル樹脂系で弾性があり防水性能の良いものを使用した。塗布量は、0.7kg/m<sup>2</sup>を基準としてマスチックローラーでむらなく塗装を行なった。

## 8. あとがき

塔の外装を補修・化粧し直すことが本工事の目的であったが、塔の形状の複雑さのために、工事用足場として作業用構台を塔頂部からの吊りワイヤーによって支持する特殊な工法を採用した。本工事の中では、この構台を設置する工事が最も困難、かつ危険を伴うものであった。

特に部材を吊り上げる際の塔本体に対する力の釣り合い、ヘリコプターによる塔頂部リングの取り付けをはじめとして、何れも細心の注意を、疎かにできない作業ばかりであった。

これらの工事が、1度の事故もなく終ることができたのも、関係者一同の細心の注意と、東急建設株式会社の御指導をはじめ、日本ビソー株式会社、東興建設株式会社の多大の御協力の賜であり、誌上を借りて感謝する次第である。

# エアスピニングによるケーブル架設施工 (下津井瀬戸大橋)

池田博司\*  
中村洋一\*\*

## 1. まえがき

下津井瀬戸大橋は、本州四国連絡橋児島、坂出ルートの最も本州寄りの海峡部を結ぶ張出し径間付単径間吊橋である。

本工事は、昭和59年2月より現地に入り、基本施工計画書に基づいて詳細施工計画を進めるとともに、昭和59年6月より現場工事に着手した。現場は、下津井側、櫃石島共に下部工工事との幅狭作業で、施工上かなり制約はあったが、工期を4ヶ月余して昭和61年6月に完了した。

本工事の主な特徴として

- 1) パイロットロープの渡海は、大型クレーン船(1300t吊)により、フリーハンギングで張り渡すことで、一般船舶の航行への支障をできるかぎり、少くしたこと。
- 2) キャットウォークロープの架設にあたり、1A下部工工事との工程の関係でレシプロ式ホーリングシステムを2P~3P~4A間に設置し、1A~2P間は簡易キャリヤー設備にて作業を行ったこと。
- 3) 主ケーブル架設は、1Aケーブル定着構造をトンネルアンカーレイジとすることにより、エアスピニング工法が採用されたこと。

などがあげられる。

本文では、これらの作業について、現場において工務・計画を担当した立場から、記述するとともに、ケーブル工事の概要を報告する。

## 2. 工事概要

本工事の概要は次の通りである。

件名	下津井瀬戸大橋ケーブル工事
路線名	一般国道30号及び本四備讃線
工事場所	岡山県倉敷市下津井田之浦より香川県坂出市櫃石まで
施工内容	表-1と表-2に、本体構造物関係と主要仮設備関係の施工数量と内容を示す。

### 主ケーブル構造

主ケーブルは44本のストランドからなり、1本のストランドは、直径5.37mmの高張力亜鉛メッキ鋼線552本で構成されている。ケーブルの架設はエアスピニング工法により素線を引き出し、 $552/8 = 69$ サイクルにて1ストランドを形成するものである。

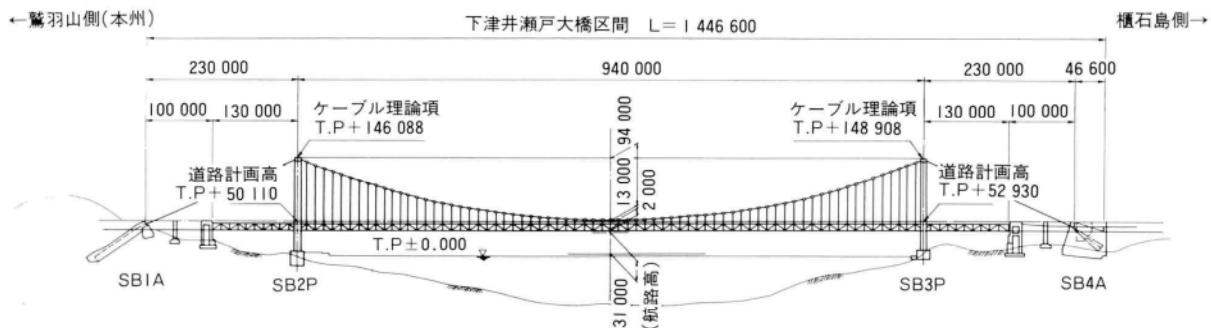


図-1 下津井瀬戸大橋側面図

\* 宮地建設工業㈱技術部技術第1課主務

\*\* 宮地建設工業㈱工事部

表-1 本体構造物関係の施工数量

区分	単位	数量	内 容
スプレーサドル架設	t	244	IA東、西 $2 \times 122 = 244$
		334	4A東、西 $2 \times 167 = 334$
ケーブル架設	t	13000	素線径φ5.37、554本/1st 44st
ケーブル定着材	t	308	ストランド沓、ロッド44st×4=176st
ケーブルスクリューズ	箇所	約2800	約1m毎 $1400 \times 2 = 2800$
ケーブルバンド	t	523	中央径間136箇所、側径間76箇所
ケーブルバンドボルト	t	270	2048本
ハンガーロープ	t	458	272本

表-2 主要仮設設備関係の施工数量

区分	単位	数量	内 容
橋台足場類	t	61	鋼製足場、階段等 (IA、4A)
橋台エレベーター	基	1	昇降高約34m 積載荷重1000kg(4A)
橋台クレーン	基	2	2.8t吊 (4A)
天井クレーン	基	2	2.0t吊 (IA)
塔頂、スプレーベント	t	227	2P、3P塔頂IA、4Aスプレー 各2基
スプレーサドル架設各備	式	1	架構部、吊上設備 (約90t)
塔付足場類	t	63	2P、3P塔頂
レシプロ式ホーリングシステム	系統	2	ブラー、テンショナー等ウインチおよび架台類ホーリングロープ、ターンシーブ、ローラー類
キャットウォーク	t	約1000	ロープ定着、調整装置、C.Wロープ、床組材クロスブリッヂ等
ストームロープ	t	212	ストームロープ、ハンガーロープ、定着調整装置
ループホーリングシステム	系統	2	駆動装置、ループホーリングロープ、ターンシーブ、ローラー類
トラムウェイシステム	系統	2	トラムウェイサポートロープ、ギャローズフレーム、ローラー類
エアスピニング設備	系統	2	リーリング機械設備、ケーブルフォーマー、スピニングホイル、スラッキング装置等

### 3. 施工概要

#### (1) 施工順序

下津井ケーブル工事の施工順序は、図-2のケーブル工事フローチャートおよび図-3の下津井瀬戸大橋ケーブル工事施工段階図に示す通りである。

#### (2) 施工内容

主な施工段階の工事内容、使用設備、機械等について、概要を述べる。

##### (a) 4 Aスプレーサドルの架設

サドル架設は、天井クレーン型式の吊上設備をスプレーベントに付帯させて設置し、下沓（約73t）、上沓（約90t）を据え付けた（写真-1）。サドルの架設地点迄の小

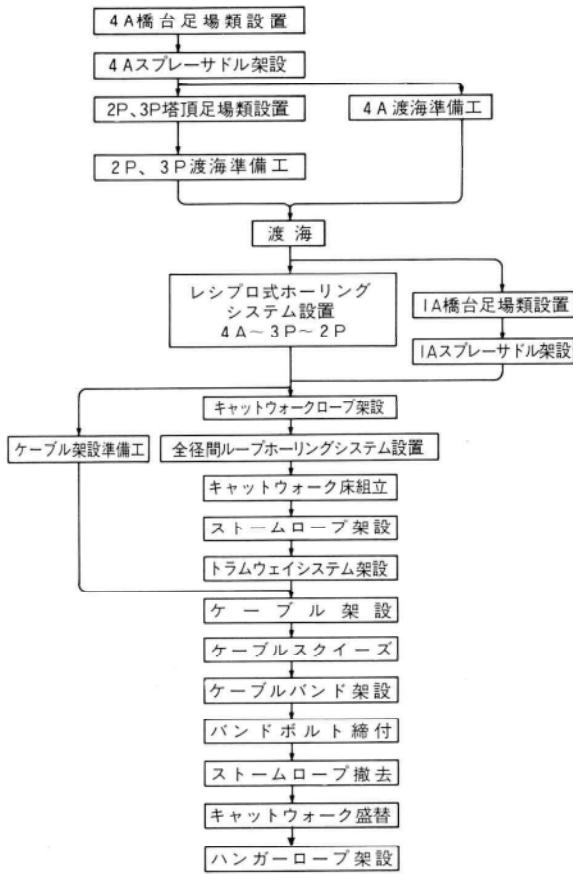


図-2 ケーブル工事フローチャート

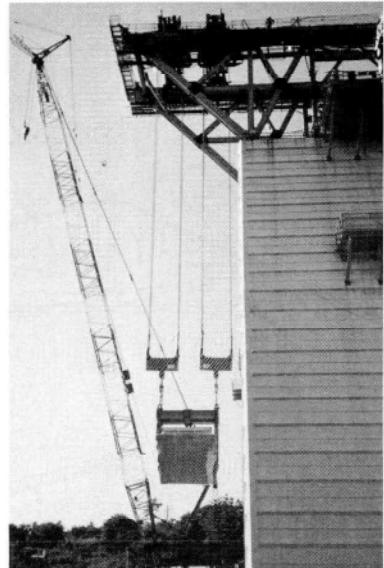
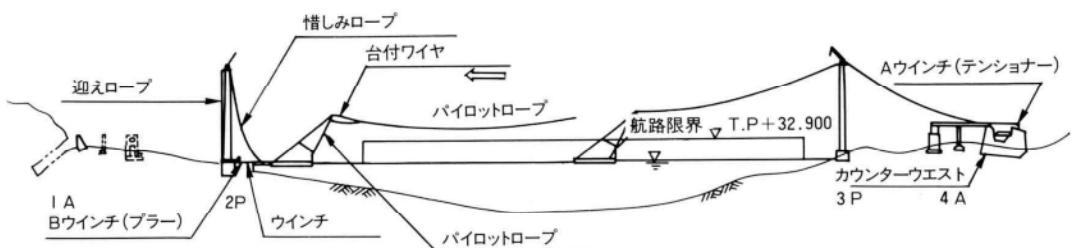
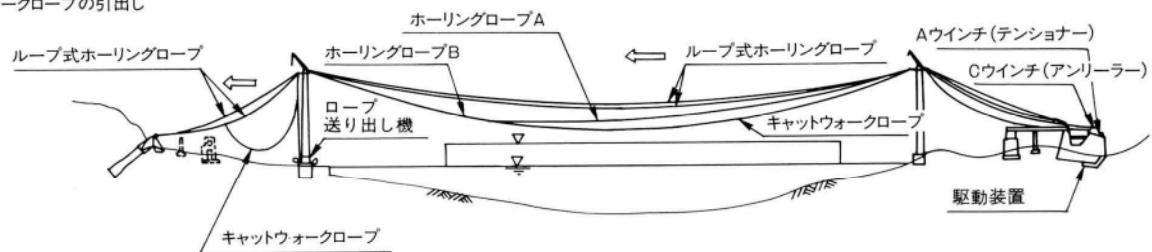


写真-1 サドルの架設

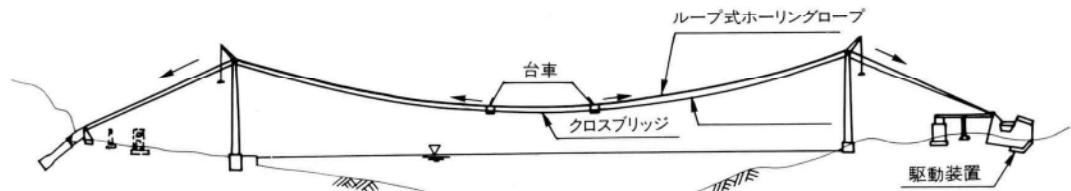
①渡 海



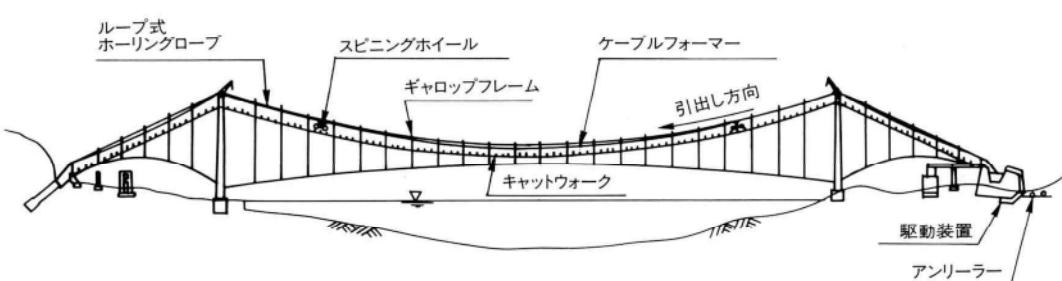
②キャットウォークロープの引出し



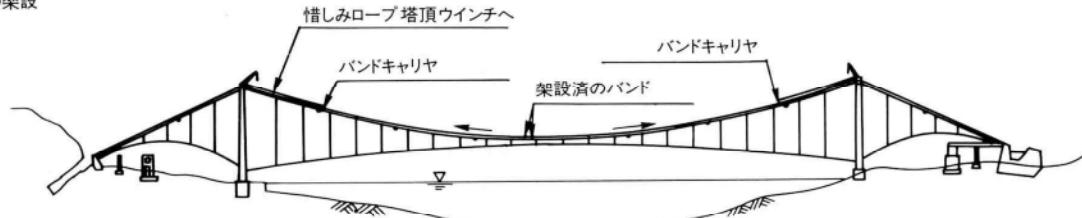
③床組の架設



④ケーブル架設



⑤ケーブルバンドの架設



⑥ハンガーロープの架設

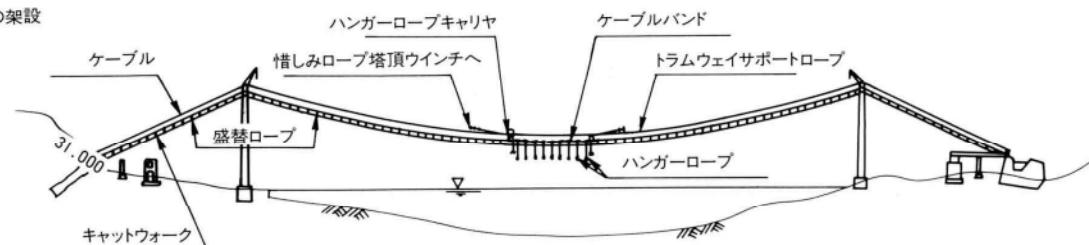


図-3 ケーブル工事施工段階図

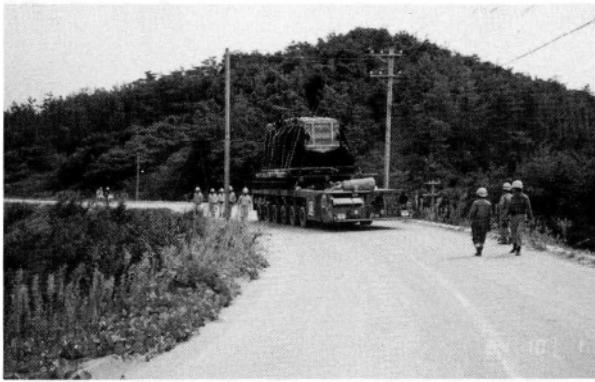


写真-2 トランスポーターによるサドルの小運搬

運搬には写真-2に示すトランスポーター(積載荷重150t)を用いた。トランスポーターは自由に方向転換ができる、かつ荷台の上下動(ストローク600mm)を油圧サスペンション機構によりおこなえ、サドルを仮置架台上に設置することで、積込用クレーンが不用であることにより採用したものである。

#### (b) 渡海準備工及び渡海

大型クレーン船による渡海工法は、香川県坂出にて実施された確性試験により本工事にて始めて実地に採用され、海上交通の封鎖をせずにおこなったもので、機械類の設置、櫃石島側パイロットロープ( $\phi 28$ )のワイヤリング、下津井側迎えロープのワイヤリング( $\phi 28$ )より成る渡海準備工、本番に備えてのリハーサル、そして渡海という手順にておこなった。(写真-3)

#### (c) レシプロ式ホーリングシステムの設置

4AのAワインチ(Aロープ $\phi 28$ 巻取)と、2PのBワインチ(Bロープ $\phi 42.5$ )により、相互の巻き取り、送り出しによってロープ類の架設に使用するレシプロ式のホーリングシステムは、全径間に設置することが渡海以後の工事施工上望ましい。しかしケーブル工事と1A下部工工事との工程の相違により、パイロットロープの渡海を先行し、合せて工程短縮を計る為、ホーリングシステムを4A~3P~2P間とし、1Aを除外した前例のない変則施工法を採用した。

レシプロ式ホーリングシステムの設置は、渡海時に張り渡したパイロットロープ(Aロープ $\phi 28$ )と、迎えロープをBワインチより抜き取り新たにBロープ( $\phi 42.5$ )とを接続して完成させるものである。

#### (d) スプレーサドルの架設

4A側と較べ、サドル下沓(約51t)、上沓(約69t)共に重量が軽く、また据付位置も低いことから、クローラークレーン(300t吊)にて架設した(写真-4)。また2P

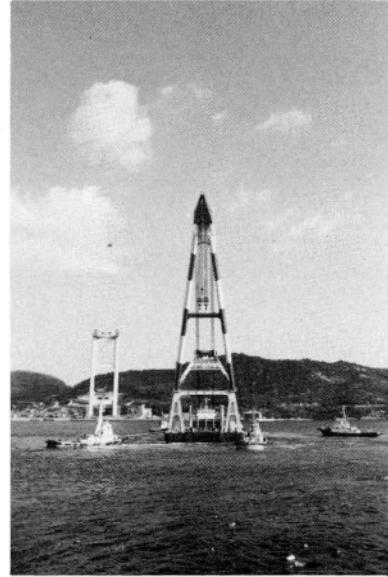


写真-3 パイロットロープの渡海

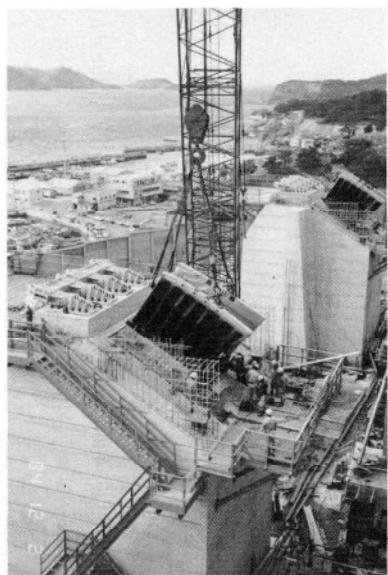


写真-4 1Aスプレーサドル架設

塔下部仮置ヤードから1Aへの小運搬は民家が近接している県道を走行することから、騒音の少ないトランスポーターにておこなった。

#### (e) キャットウォークロープの架設

4A~3P~2P間に張り渡したレシプロ式ホーリングシステムにより、4A~3P側径間および3P~2P中央径間のキャットウォークロープを架設した。また1A~2P側径間は(c)項で述べたように、変則施工となつた為、トラムウェイサポートロープを使用した簡易ケーブルキャリヤー設備を設置しキャットウォークロープを張

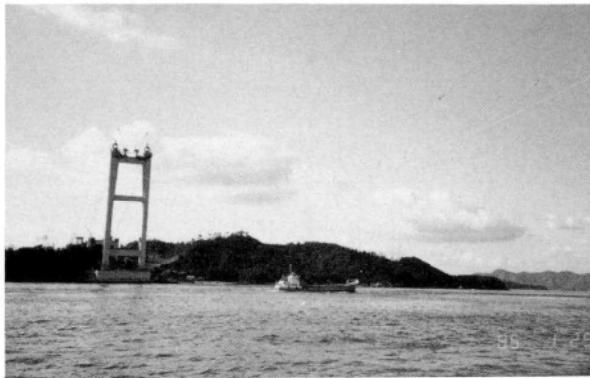


写真-5 2P～3P間キャットウォークロープ架設



写真-7 中央径間床組立

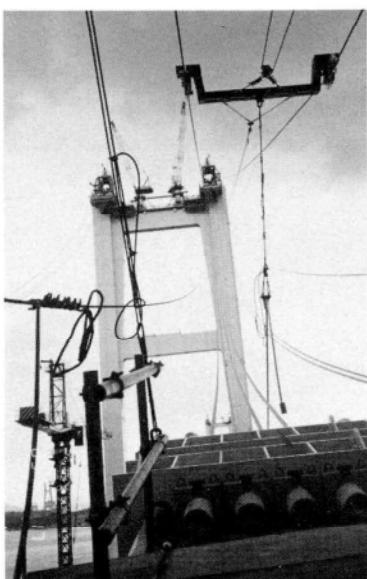


写真-6 1A～2P間キャットウォークロープ架設

り渡した。写真-5に2P～3P間、写真-6に1A～2P間のキャットウォークロープの架設を示す。尚ロープは側径間Φ70-11条/片ライン、中央径間Φ62-10条/片ラインであり、ロープ同志の相対的なズレは約35mmを目標にセンターホールジャッキにておこなった。

#### (f) ループホーリングシステムの設置

ループホーリングシステムは、キャットウォークロープの架設以後の、床組台車の駆動源として、またケーブル架設の主体設備として、本工事で非常に重要な設備である。

設備の構成は、システムの駆動源である曳索駆動装置、ターンシーブ、ローラー類、ロープ横緊張設備（ロープ張力調整用）、機械操作、制御設備、およびホーリングロープからなっている。機械、ローラー類の据え付けは、クローラークレーン（150、180t吊）、油圧式クレーンによりおこない、ホーリングロープの張り渡しは、4A～

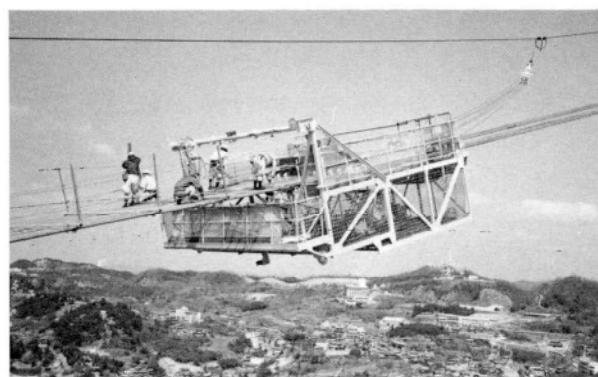


写真-8 床組台車

3Pおよび3P～2P間はレシプロ式ホーリングシステムにより、2P～1A間は、簡易ケーブルキャリヤーにて、キャットウォークロープ張り渡しと同時期におこなった。

#### (g) キャットウォーク床組立

キャットウォーク床組構成は、溶接金網、角パイプ、ストームロープハンガ一定着梁、合織ネット等からなる床組部、2系統のキャットウォークを結ぶクロスブリッヂ、ハンドロープと支柱、および金網、手摺設備等からなる。

床組み立ては、中央径間を因島大橋で実績のある床組台車工法（写真-7、8）とし、側径間を塔頂部にて床組材を組み立てて橋台へ送り出してゆく、床組流し工法にておこなった。

#### (h) ストームロープシステムの架設

キャットウォークの耐風安定性を得る為のストームロープシステムの構成は、中央径間Φ62-4本/1系統、側径間Φ40-2本/1系統のストームロープおよび、Φ18のハンガーロープよりなる。

システムの架設は、ストームロープをループホーリングシステムにより、キャットウォーク引出用ローラー上を引き出し、床組架設時に配置したハンガーロープとハ

ンガ一定着金具により緊結し、塔頂或いは橋台縁込設備によりフリーハンギングして塔下部或いは橋台の引込用縁込設備にて定着調整装置にセットした。

(i) ケーブル架設準備工

ケーブル架設に使用する設備には大別して、4Aリーリング設備、索線引出設備、ループホーリングおよびトラムウェイシステム、ストランド上越し調整設備、通信、および標示装置等があり、それら設備の設置は、橋台関係を自走式クレーンにて、塔頂関係は塔頂クレーン、キャットウォーク上はループホーリングシステムによる運搬、人力による組み立てにておこなった。4Aのリーリングヤードを写真-9に示す。

(j) トラムウェイシステムの架設

トラムウェイシステムはキャットウォーク上に2条のサポートロープを張り渡し、エアスピニング作業に於けるループホーリングロープの鉛直、水平変位等を拘束するために、ギャローズフレームローラーにホーリングロープを組み込むもので、ループホーリングシステムにより、サポートロープを引き出し、張り渡されたサポートロープ上を、ギャローズフレーム、およびローラーを組み込んだものを引き出し、所定位置に固定し、トラム



写真-9 4Aリーリングヤード

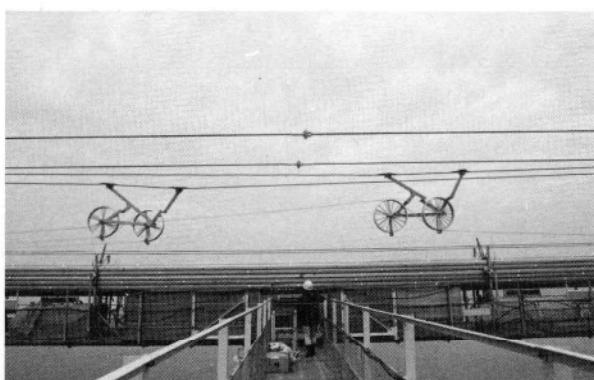


写真-10 ケーブル架設

ウェイシステムを完成させた。

(k) ケーブル架設

本工事の特色であるケーブル架設エアスピニング工法は、スピニングホイールに4本のワイヤを掛け、キャットウォーク上を引き出し1A、4A両アンカーに定着するもので、東西各44本(552本/1st)のストランドを昼夜2交代にて架設した。架設には、リーリング班、1A・4A各橋台、2P・3P各塔頂、側径間、および中央径間キャットウォーク上に、昼夜2交代制にて東西両ラインに人員を配置しておこなった(写真-10)。

施工の詳細を後節述べる。

(l) ケーブルスクイズ

ケーブルスクイズは、架設されたストランド群(44st/片ライン)を夜間温度の安定した時間にワイヤロープにて配列を保持するために結束し、次にケーブルフォーマを撤去し、プレスクイズ(写真-11)にて略円形にケーブルをまとめ、さらにスクイザーにて所定形状にするもので、その管理目標(本スクイズ)を、空隙率 $19\pm 2\%$ 、縦径 $925\pm 10\text{mm}$ 、横径 $935+20, -10\text{mm}$ 、平均 $930\pm 12\text{mm}$ にておこなった(写真-12)。



写真-11 プレススクイズ

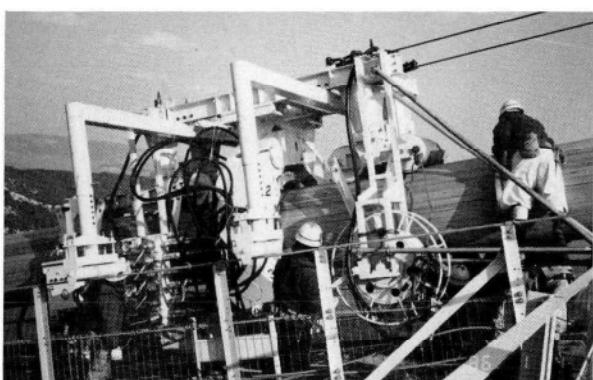


写真-12 本スクイズ

(m) ケーブルバンド架設およびバンドボルト締付

ケーブルバンドの架設は、ケーブル上を走行する運搬架設用の台車により取り付けた(写真-13)。その取付精度は設計々算値を基準に、ケーブルにマーキングし、橋軸、円周方向共に±5mm以内で施工した。

また、バンドボルトの締付は、専用のボルトテンショナーというセンターホールジャッキ型式の締付機にておこない、その導入軸力は、標準軸力を73tとし、締付軸力を標準軸力の±10%とした(写真-14)。

(n) ストームロープ撤去およびキャットウォーク盛替  
ストームロープの撤去は架設と逆手順にて繰込設備を用いておこなった。

キャットウォークの盛り替えは、メインケーブルにキャットウォーク重量を預けるもので、ワイヤロープによりキャットウォークの中央径間を6Mピッチ、側径間を4Mピッチにて吊り下げた。

(o) ハンガーロープ架設

ハンガーロープの架設は、トラムウェイサポートロープ上にハンガーロープキャリヤーを据え付け、ワインチ走行によって、ハンガーロープの引き出しをおこなった。



写真-13 ケーブルバンド架設



写真-14 ケーブルバンドボルト締付

またケーブルバンド位置では、キャットウォーク床組を開口し、吊り下げた(写真-15)。

#### 4. パイロットロープの渡海

##### (1) 渡海方法

パイロットロープ(Φ28)の渡海は、1300t吊フローチング・クレーン(F.C・長門)のシアース頂部(海面上約100m)にパイロットロープを台付ロープにより固定し3000HPタグボート4隻で3P櫃石島側より2P下津井側に向けて曳航した(写真-16)。このときパイロットロープの後方は、4A橋台カウンターウェイト機構を介し、Aワインチ(テンショナー、直引力15t)に巻き付け、ロープには約4tの定張力をかけつつ送り出す方法で、パイロットロープの最下点は常に海面上より50m(航路高31m)を確保した。F.Cが2Pに到着したなら予め塔頂部を介し2P橋脚前面に繰り出しておいた迎えロープ先端とパイロットロープ先端とを連結しBワインチをF.Cシアース頂部で固定した台付ロープがはずせる迄巻き取り、台



写真-15 ハンガーロープ架設

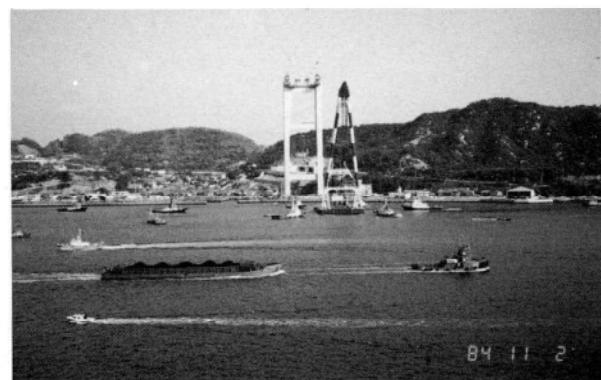


写真-16 パイロットロープ渡海

付ロープをはずした。

そしてさらにパイロットロープがF.Cシアース頂部をかわる迄Bワインチにて巻き取りF.Cを2Pより離脱させ、パイロットロープを所定サグにして仮固定しパイロットロープの渡海を完了した。図-4にパイロットロープの渡海要領図を示す。

## (2) 渡海日と実施時間

渡海日は、週末の比較的航行船舶が少なく、かつ10年間の気象データより天候が安定しているとされる、昭和59年11月2日（金曜日）の潮止り付近（午前10時頃）とした。

## 5. エアスピニング工法によるケーブル架設

### (1) 概要

エアスピニング作業は、東西各1系統のループ状ホーリングロープの正反対の位置に各1個のスピニングホイ

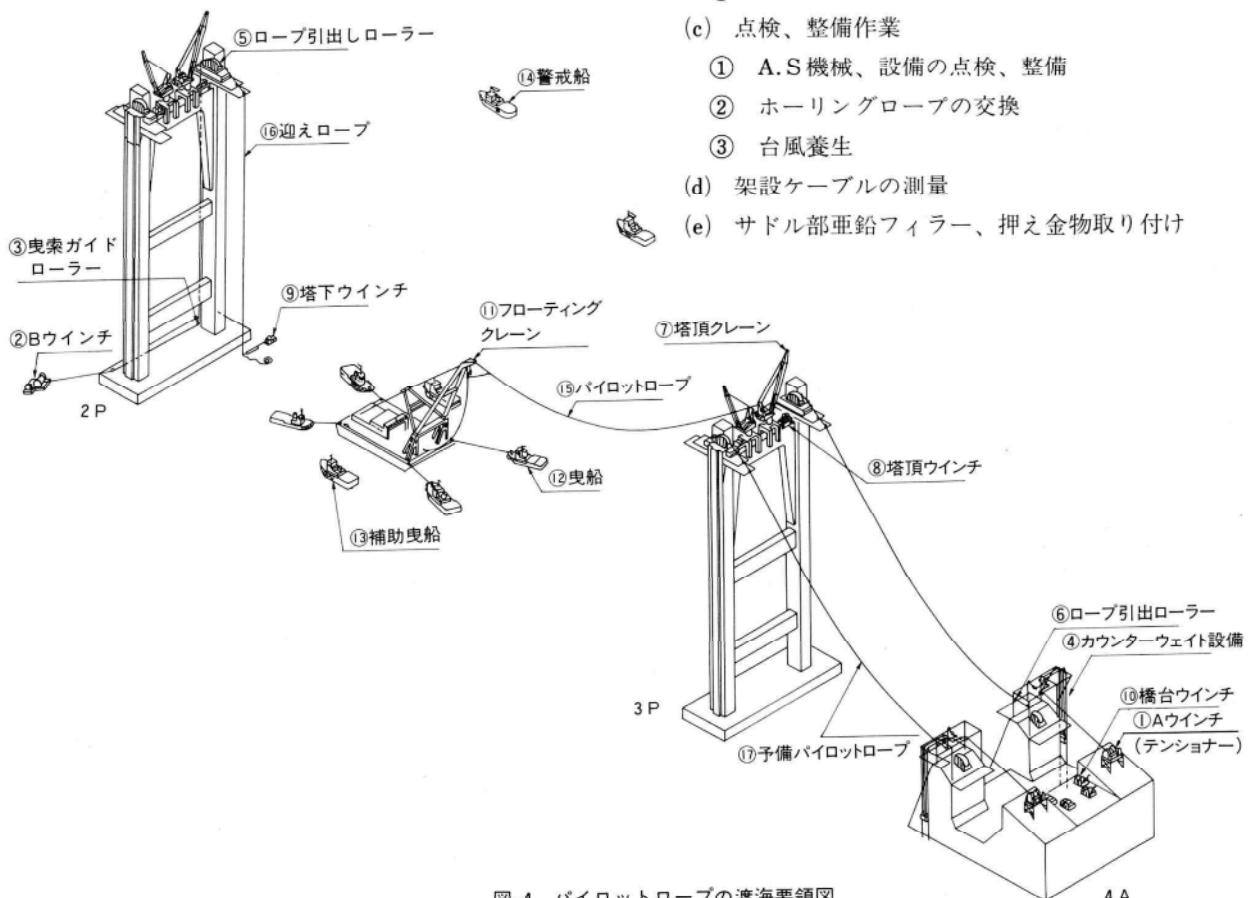


図-4 パイロットロープの渡海要領図

## (2) 施工数量

### (a) ストランド架設関係

- ① ストランド重量 約13000t
- ② ストランド数 44st／ケーブル
- ③ ワイヤ数  $\phi 5.37\text{mm}$  552ply/st
- ④ 架設ステップ数 29ステップ/ケーブル
- ⑤ ワイヤ引き出しサイクル数  
69サイクル/ステップ(552ply ÷ 8 wire/サイクル)
- ⑥ 全サイクル数  
2001サイクル(69サイクル/ステップ×29ステップ)

### (b) 段取替え関係

- ① 定着ロッド  
352本(2本/st×44st/アンカー×4アンカー)
- ② ストランドシュー  
176コ(1コ/1st×44st/アンカー×4アンカー)
- ③ サドル内スペーサー 71.464t

### (c) 防錆作業関係

- ① 定着ロッド防錆 } ペトロラタム系防食テープ
- ② ストランド防錆 } 使用

### (d) 亜鉛フィラー・押え金物

- ① 亜鉛フィラー 7.534t
- ② 押え金物 8.949t

## (3) 主要機械設備

エアスピニング工法によるケーブル架設の主要機械設備を表-3に示す。

## (4) ストランド架設要領

エア・スピニング工法による主なストランド架設作業は、次の通りである。

### (a) リーリング作業

櫛石島大浦ヤードおよび4Aに仮置きしたコイルをトラックにて小運搬し、ユニーク車或いは油圧クーンにてスイフトにセットし、加張力機を介し素線始端をアンリーラードラムに緊結し巻き取る。1tコイルの巻き取りが完了したなら、ワイヤ尻手と次コイル始端とを工場継手機により接続しリーリングを継続する。このようにして約5tのワイヤをアンリーラーに巻く。

### (b) エア・スピニング

東西各1系統のループホーリングロープに2個のスピニングホイールを取り付け、4輪独立のスピニングホイールにワイヤをかけ(写真-17)、ホーリングロープの正転、逆転双方共にワイヤを引き出す。引き出されたワ

表-3 エアスピニング主要機械設備

	仕様・能力	単位	数量	備考
リーリング設備(4A)	アンリーラー	5.5t巻	台	18 リーリングおよびアンリーリングタンク、ポンプユニット含
	スイフト	φ1200~φ1600	台	18 1tコイルの巻戻し
	加張力機	ブレーキ方式	台	18 リーリング時素線に張力を与える装置
	工場継手機	プレス式 120t	台	16
	自動塗装器	エアレス(赤、黄、橙、緑)	台	18 素線配列色別用
	スピニングホイール	4輪独立	台	4
素線引出装置	素線調整塔(4A)	カウンターウエイト標準 200kg	基	8 素線引出時加張力装置
	素線ガイドローラー(4A)	φ1000~φ1100	式	1
	スラッキング装置(4A, 1A)	4Aローラー式引込力 1Aワインチ式max200kg	系統	2
	ケーブルフォーマ付	引出ローラー(アルミ)@4000	系統	2
	現場継手機	ロール式	式	1
	サドル脇ローラー	アルミローラー 橋台 塔頂	基	8 8
ルカリムイングエイジシステム	駆動装置(4A)	速度 0~6 m/sel	台	2
	ホーリングロープ	φ31.5	系統	2
	ターンシープ	タテ型、ヨコ型	系統	2
	曳索ガイドローラー	<4A>24輪φ400ゴム被覆 16輪φ400ゴム被覆 25輪φ400ゴム被覆	台 台 台	4 4 4
	ギャローズフレーム	門構 h=5.0~6.0	系統	2
	同上ローラー	4輪φ400ゴム被覆	系統	2
ストランド上越し調整設備	横緊張装置	滑車線込設備による緊張	基	4 1A, 4Aループホーリングロープ用
	トラムウェイサポートロープ	中央径間 mm 970×4 250×4	mm	ギャローズフレーム用
	反力架台		基	4 ホーリングロープターンシープ架台(盛替用)
	ストランド仮引装置	塔頂 油圧ジャッキ式 橋台 ウインチ線込設備	基	4 4 ストランド上越し、調整
	ストランド縫付機	油圧ジャッキ 250kg/cm <sup>2</sup> S=80mm	式	1 ストランドを略円形にしパンディングする
	ストランド仮引クラシップ	くさび型Uボルト	台	12
通信・標示装置	油圧ジャッキ	100t電動	セット	4 アンカースパンストランド引込
	ストランド整形治工具		式	1
	測量器具	レーザ発振器、受光器、データ集積、処理装置	式	1
	通信設備	ワイヤレス	系統	2
	スピニングホイール位置標示	電光標示	系統	2
	素線配列標示	"	系統	2
その他	モニターテレビ			
	4A橋台クレーン	2.8t吊	台	2 ストランド定着金具取付他
	1A天井クレーン	2.0t吊	台	2 "
	塔頂クレーン	15t~15m	台	4
	橋台ウインチ	50HP複胴	台	4
	塔頂ウインチ	油圧式直引5.5t	台	4
	油圧式クレーン	Cap 20t, 11t, 4t	式	1
	トラック			

やはキャットウォーク上に配置したケーブルフォーマで自動的にライドワイヤはローラー上を、デットワイヤはフォーマ内に振り分けられる。

この引き出し作業を69サイクル繰り返し、ワイヤの始端と終端とを現場継手機にて接続し1ストランドを形

成する。またエア・スピニング状況、リーリング作業状況は写真-18の様に作業管理室の電光表示版に表示される。図-5にストランド架設順序を示す。



写真-17 スピニングホイールワイヤ掛け

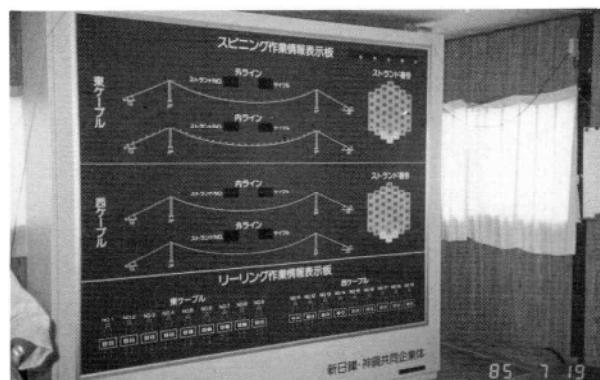


写真-18 情報表示板



写真-19 定着装置引込

### (c) 上げ越し・パンディング

1ストランドの引き出しが完了したなら、被覆ワイヤにて仮パンディングし、中央径間を、次に側径間ストランドを塔頂は油圧式仮引装置にて、橋台はワインチによる繰込設備およびストランド定着装置をジャッキにて引き込むことにより本パンディング（アルミニュウバンド2mピッチ、バンド巾32mm）できる位置迄上げ越す（写真-19、20）。

ステップ No.	ストランドNo.		段取替
	東ライン	西ライン	
1	1	1	
2	2	3	
3	3	2	
4	5	6	
5	6	5	
6	4	4	▽
7	9	10	
8	10	9	
9	7、8	8、7	▽
10	11	11	
11	12、13	13、12	
12	14、15	15、14	▽
13	16、17	17、16	
14	18	18	
15	19、20	20、19	
16	21、22	22、21	▽
17	23、24	24、23	
18	25	25	
19	26、27	27、26	
20	30、31	31、30	▽
21	28、29	29、28	
22	32	32	
23	33、34	34、33	
24	35、36	36、35	▽
25	39	39	
26	37、38	38、37	▽
27	40、41	41、40	
28	42、43	43、42	
29	44	44	

1ストランドの架設 14ステップ  
 2ストランドの架設 15ステップ

1Aステップ  
 (ストランドNo.は4 A～)  
 1 A起点側をのぞむ

図-5 ストランド架設順序



写真-20 上げ越し、本バンド

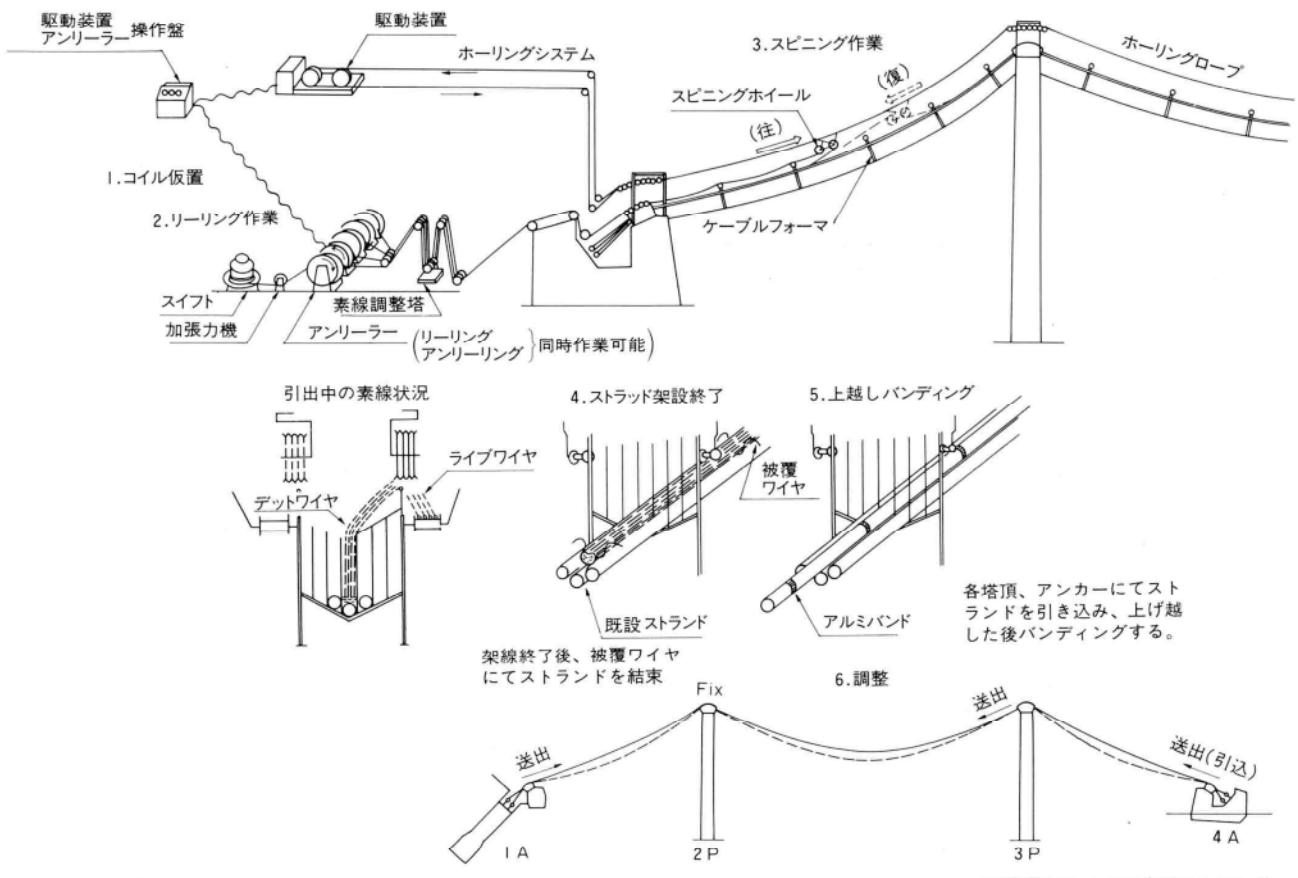


図-6 エアスピニング作業系統図

表-4 下津井瀬戸大橋ケーブル架設工事実績工程表

年 月	59												60												61						
工種	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	
常備設備設置	事務所、宿舎																														
仮設備設置													4A、2P、3P足場類	IA足場類																	
スプレーサドロップ式ホーリングシステム													4A	IA																	
キャットウォーク設備													機械類設置及渡海準備	渡海 $\frac{1}{3}$	システム撤去																
ケーブル架設													C.W金物類	C.Wロープ	C.W床組	ストームロープ															
ケーブルスキー													ループホーリングシステム	ケーブル架設準備工	ケーブル架設	架設々備撤去															
ケーブルバンド架設																															
ストームロープ撤去及キャットウォーク盛替																															
ハンガーロープ架設																															
ケーブルバンドボルト再締付																															

そして油圧式バンド締付機および掛矢にて叩きながら、ストランドを略円形（約 $\phi 140\text{mm}$ ）に仕上げる。

#### (d) 調整

ストランドの調整は、夜間の温度が安定した状態になるのを待ち、中央径間、側径間はサグ形状を合せる方法により、またアンカースパンは張力調整によりおこなう。

ストランドサグ調整のうちNo.1ストランドは、各スパンの標高、塔の倒れ等を計測しておこない、次ストランドより、No.1或いは既設ストランドより配列位置の相対差を計る事によりおこなった。

図-6にエア・スピニング作業系統図を示す。

## 6. 工 程

本工事は、1A、4A共に下部工工事との輻湊作業であり特に、1A下部工工事との工程の調整によりレシプロ式ホーリングシステムを2P～3P～4A間とし、キャットウォークロープ架設を従来にない変則的な施工法をとったこと、またケーブル架設が、エア・スピニング工法という気象条件、特に風に左右され易い工法であったこと等の特徴があった。しかしえア・スピニング工法におい

て特に技術的に優秀な機械設備を駆使し、きめ細かな維持管理に務め、さらに稼働率が非常に良かったことが工期短縮に繋がったと考えられる。表-4に実績工程表を示す。

## 7. あとがき

本報告では、ケーブル工事の概要、特に渡海とエア・スピニング工法について述べた。エア・スピニング工法は長崎県平戸大橋の実績と経験を踏まえ、技術、施工面でさらに充実したものとなり、またこの工事に携わった人々の日々たゆまない努力の結晶がすばらしい結果をもたらしたことは言うまでもない。

終りに、御指導いただいた本四公団と下津井瀬戸大橋ケーブル工事新日本製鐵・神戸製鋼所共同企業体の皆様に心から感謝いたします。

### グラビア写真説明

#### 青岸橋

本橋は市堀川を跨いで和歌山下津港における内貿機能の中心地区である青岸ふ頭や、し尿処理場、焼却場等の都市施設の整備が進められている青岸地区と、本港の流通機能の中核地区である本港地区とを結ぶものである。更に、県道路公社が計画している紀の川河口大橋と連結することにより、北港地区と結ばれることになり、港湾幹線道路の一翼を形成するとともに、和歌山市北部の交通緩和を図ることを目的として計画されたものである。（熊田）

#### 吉田第1工区高架橋

本高架橋は、国道308号線の上空を利用して建設されたものであり、中層に鉄道（生駒電鉄・東大阪線）を複線で通し、上層に阪神高速道路公団の大坂・東大阪線（4車線）を通す道路・鉄道2層構造の高架橋である。

地上の国道と上層の高速道路で、鉄道を抱き込んだ、高さ約20メートルの3重立体の構築物が、延長1.8キロにわたって建設されているのは、壯観である。（熊田）

# 本四橋補剛トラスの面材縦積による海上輸送

松本義弘\*  
永井吉彦\*\*

## 1. はじめに

本四連絡橋・児島一坂出ルートにかかる櫃石島橋の補剛桁の海上輸送も、大過なく完了しようとしている。本輸送に取り入れられた面材縦積方法と呼ばれる材料の積載方法は、既に完成し供用中である大鳴門橋の補剛桁の海上輸送において、実施され効果をあげた輸送方法である。

最近大形構造物の海上輸送にあたっては、大ブロック輸送と単材輸送の中間に位置づけられる面材縦積法が多く採用されている。しかしながら大鳴門橋の架設における鳴門海峡の苛酷な自然条件による制約で採用された苦肉の策が、制約の少ない場所で、単に架設水切りが容易であるからとの理由により輸送リスクを無視した方向づけが行われがちであることに対し警告を発しながら面材縦積による輸送について、櫃石島橋と大鳴門橋のケースについて比較し報告する。

## 2. 施工概要

橋梁部材の面材縦積方法とは、吊橋あるいは斜張橋な

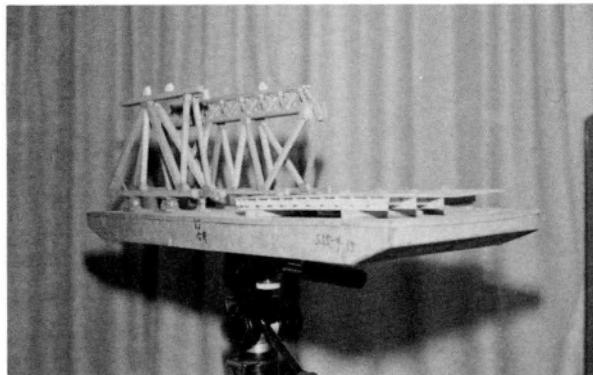


写真-1 面材縦積による検討<sup>1)</sup>

どの長大橋の補剛トラスなどの輸送にあたり、あらかじめ架設作業に合った面材に工場組立した上で、台船上に、写真-1の模型に示すようなトラスのパネルを立てた状態で輸送しようとする方法である。

この方法は前述のように、現場の架設水切作業の条件がひょくにきびしい大鳴門橋の補剛桁の施工にあたって開発された台船への積載方法であり、その決定にあたっては写真-1のようなモデルを作成するなど、共同企業体輸送部会において、様々な試行錯誤をくり返した上で作業性と安全性の両面から、十分検討された結果である。

面材と呼ばれているパネルの組立状況図として、図-1に櫃石島橋を、図-2に大鳴門橋の標準パネル図を示す。またトラス部材の単材輸送の例として、番の州高架橋の部材形状を図-3に示す。

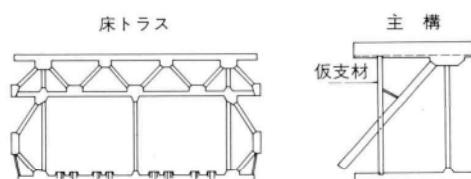


図-1 櫃石島橋面材形状図

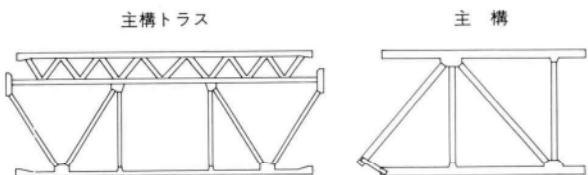


図-2 大鳴門橋面材形状図

\* 千葉工場工事部工務課長

\*\* 日本通運株式会社支店重機建設課長

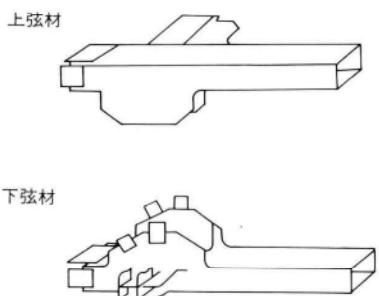


図-3 番の州高架橋単材形状図

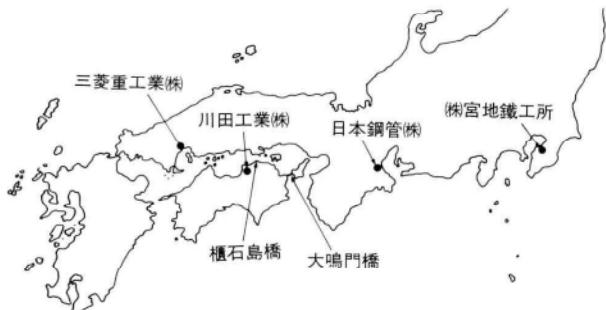


図-4 工場位置及び架橋位置図

表-1 輸送作業の諸元

項目	櫛石島橋	大鳴門橋
橋梁型式	斜張橋・補剛桁	吊橋・補剛桁
単位面材数	主構2、床トラス1	主構2、横トラス2
単位重量(1ロット平均)	304t	380t
最大部材重量	65t	138t
積込記重機船	F.C 160t吊	F.C 700t吊
輸送距離	420マイル	370マイル
接岸要領	台船、浮桟橋	作業足場
水切場所	橋上	作業足場及び橋上

輸送に関する諸元について項目別に大鳴門橋との対比を表-1で列挙した。起重機船の能力が最大部材重量を大巾に上まわっているのは、仮置場所の関係でアウトリーチが限定されたためと、在京機種の選定とに制約されたためである。機重機船による床トラスの吊揚げ状況を写真-2に示す。

櫛石島橋の輸送では、現場へ直接搬入する外に、JV内の分担により、大ブロック組立あるいは、部材の重複仮組立を行うために、各工場相互間での横持(輸送)作業があり、宮地から三菱、川田、あるいは日本钢管から宮地というように、図-4の各工場位置図に見るような広範囲な輸送を展開した。

現場での1作業工程分の面材と床版等を積込み、ラッピングのあと出港する様子を写真-3に示す。

### 3. 輸送準備

#### (1) 受架台

縦積のため面材受架台など、図-5に示すような台船装設を行った。また傾斜角の処理は下弦材受点に沓を設けることで吸収した。



写真-2 床トラスの吊上状況



写真-3 船団の出港

#### (2) 安定計算

台船の復原性等の諸計算により、平均吃水、浮心の高さ、縦横のメタセンター半径、高さおよびトリム値を求め、限界傾斜角における復原てこが傾斜偶力でこ以上で

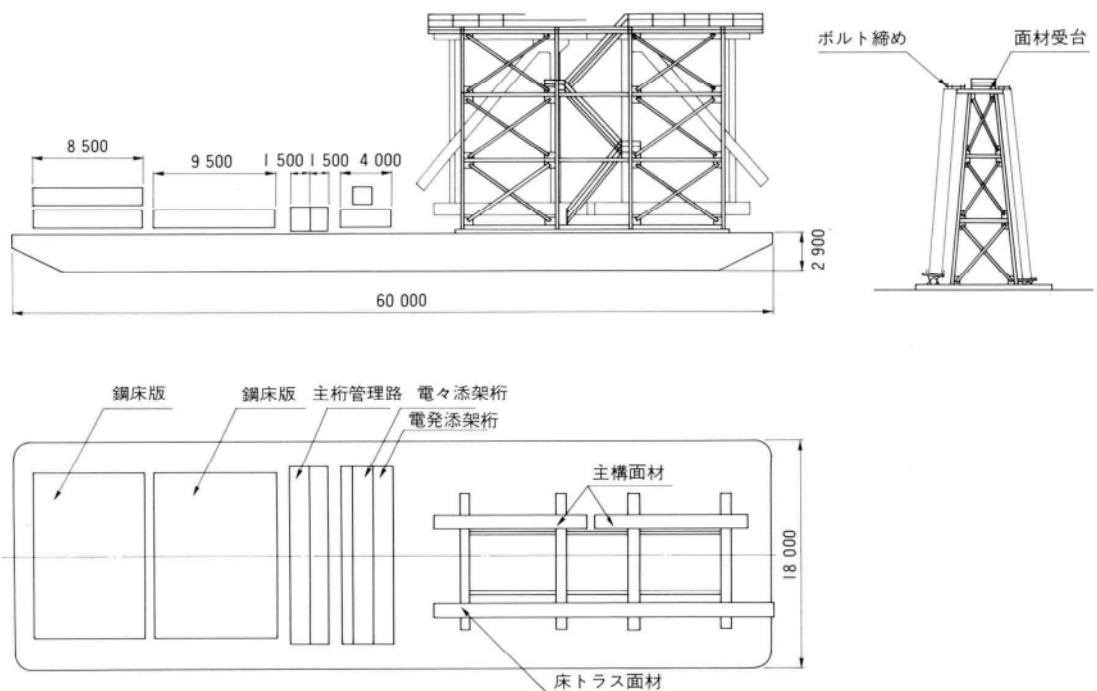


図-5 積載要領図

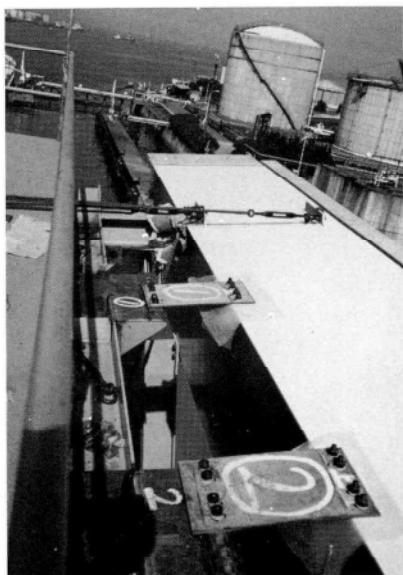


写真-4 架台頂部と部材の連結

ある条件により安定性を確認し、ラッシング要領を決定した写真-4は架台頂部と部材の連結状況を、写真-5は下弦材受点取合を示す。

### (3) 船団の検討

適正な曳船を決定するためには、曳航の安全性と経済

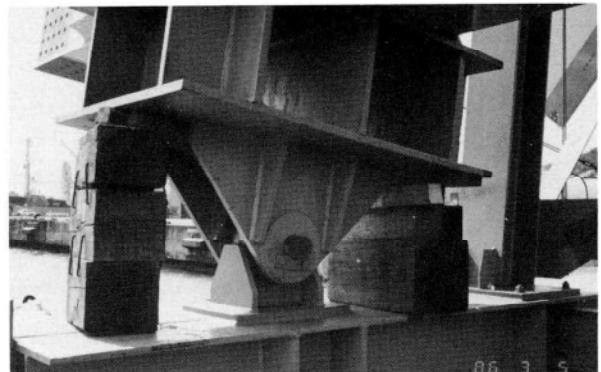


写真-5 下弦材受点の取合

ベース双方を満足させなければならない。曳航の安全性の検討は、造波抵抗、風圧抵抗、摩擦抵抗等を計算して、輸送区間、台船、積載貨物、航路、時期を勘案して行う。計算結果をグラフにまとめたものが、図-6である。図においてCALM WATER(平水)およびAVERAGE WATER(避難港などに滞留なく入港可能な馬力)は図のようになるが、ここでは後者の場合で、5~6ノットの経済的速度を設定することで図-7の船団構成を組み、輸送にあたった。

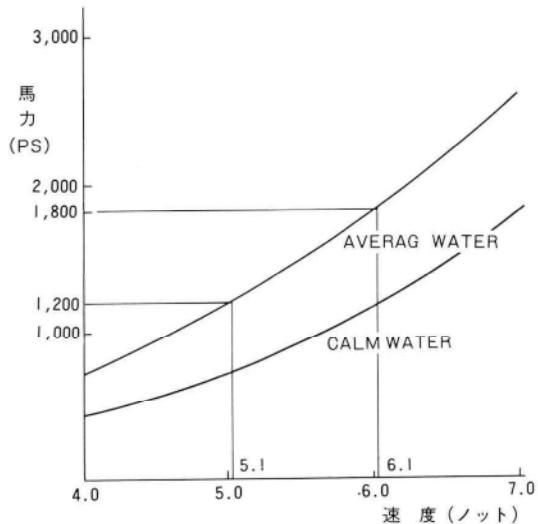


図-6 墾航馬力曲線

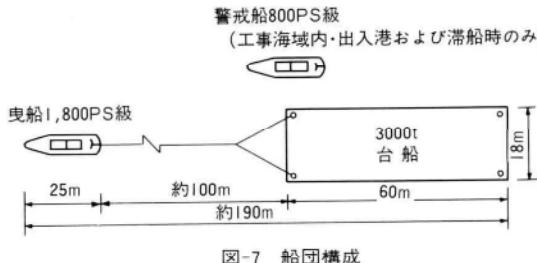


図-7 船團構成

#### 4. 実施における反省と改良点

大鳴門橋輸送時、昭和59年2月5日から同年2月11日まで面材積載台船が、異常低気圧の影響による強風波浪のため名古屋港に避難・待機した事例があった。

今回の櫃石島橋においても同様な状況で、昭和61年2月26日千葉港を出港した台船が下田沖で、同年2月27日より3月1日まで避難・待機の事態が発生した。その結果として塗膜面と一部微少ではあるが部材が損傷を受けた。

第1回目輸送の事例を分析すると、計画値を超える悪天候が主な原因であると思われる。また、現地日比港到着後原因を調査明確化したところ、曳船船長からローリングよりピッキングの動きが特に激しかったとの報告を受けた。これらの報告をふまえて急遽原因を明確にして、関係者で対策を検討し表-2に示す改善を行った結果、その後の作業は全て順調に行うことができた。

表 2 輸送に関する改良点

項目	第1回輸送	第2回以降輸送
上部スプライス止め	各2ヶ所	主構各3ヶ所、床トラス4ヶ所（スプリングワッシャー付）
ラッシング	各方向2ヶ所 ワイヤー使用	5t用ターンバックルで直接架台及びデッキに固定（写真-6）
受け台セット時ピン	約100mmのスキあり	カラーを入れ遊びをなくす
プラケットの当物	ゴム	布団、毛布、座布団

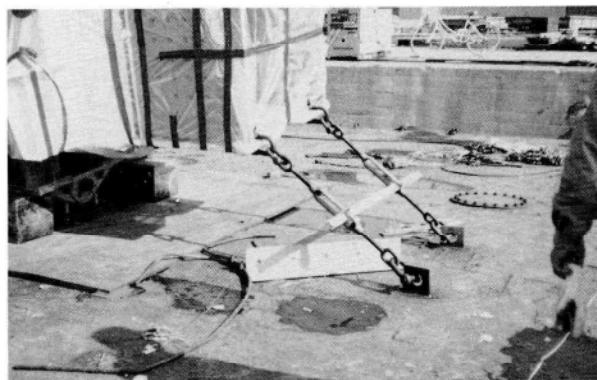


写真-6 台船へのラッシング状況

#### 5. あとがき

面材輸送は第1回昭和61年2月26日出港同3月6日現地水切から昭和61年8月6日、7日の両日で最終分の水切を完了して、カウンターウイエト桟（昭和62年2月搬入予定）を残すのみとなった。積載台船の出港後の航行状況をFAX使用の定時連絡により把握したが、現地搬入の報が入るまで常に動向について不安がつきまとったというのが実情である。自然の秘められた猛威を過少評価することなく、面材架設の場合、横横での荷取方法を検討するなど、輸送の安全とコストの両面から、慎重な計画が要求されると考えている。

#### 〈注記〉

- 元大鳴門橋運航管理専任者の鈴木喜代司氏の作成撮影による。

# 鉄骨自動製図システム

有沢一民\*  
中島完二\*\*  
望月敏嗣\*\*\*

## 1. はじめに

鉄骨業界において、コンピュータの利用が工作図及び原寸の分野で活発化している。その要因は、これまで技術革新にあまり目を向けなかったため、鉄骨生産の自動化が進んでいなかった事による。又それは、CG（コンピュータ・グラフィックス）に見られるように、コンピュータとその周辺機器が高性能化かつ低価格化し、図形処理が容易になった事による。

我々の開発した「鉄骨自動製図システム」は、S造(鉄骨造)及びSRC造(鉄骨鉄筋コンクリート造)のビル鉄骨を対象としたシステムで、工作図及び材料帳票を出力する。

処理方式はバッチ処理とCGによる会話処理の併用となっている。そして、鉄骨生産の自動化への展開として、原寸システム、生産処理システムに必要な技術をDB(データベース)に盛り込んでいる。以下にシステムの概要について報告する。

## 2. システムの概要

### (1) システム化の基本概念

鉄骨生産には、システム化、自動化しにくい次のような要因がある。

- 1) 設計の標準化が進まず、構造が多様である。
- 2) 設計図に最終の施工情報が記されていない事により、追加・修正が頻繁に発生する。
- 3) 設計変更が多い。

これらは、ファブリケーターだけの努力で解決出来るものではない。従って、システムに柔軟性を持たせる事とし、次の点を考慮した。

1) 処理の流れに対応するようデータを分類する。

- ① 一般データ：該当工事の共通データ、標準値。
- ② 基準データ：部材断面のサイズ、材質、ボルト継手及び溶接継手のデータ。
- ③ 構造データ：骨組線及びノードを生成する為のデータ。
- ④ 部材データ：骨組線に部材断面を与え、取付ビース作成の指示をするデータ。
- ⑤ 加工データ：主筋孔、スリープ及び仮設金物等の施工情報を表わすデータ。

2) バッチ処理にてデータをDBに登録し、施工情報の追加・修正に対しては会話処理にてDBを修正する。又、設計変更に対しては会話処理による構造データ(DB)の修正後、取合部の再ジェネレートを行ない関連のDBを修正する。

3) 処理を分割する事により、システムの運用に柔軟性を持たす。(全体構成図：図-1)

これらをシステム化し、鉄骨生産のシステム化・自動化を一步前進させたと確信している。ただし、構造の多様化には対処出来ない物もあり、一部はシステム対象外とした。

### (2) 適用範囲

本システムの適用範囲を以下に示す。

#### (a) 対象構造

S造及びSRC造のビル鉄骨とし、建物形状は構造体が折れ曲がりを含む直線のみで構成されるものとする。構造体に曲線を含むものは適用範囲外とする。対象建物の平面及び立面形状を図-2、3に示す。

#### (b) 対象部材

柱、大梁、小梁、鉛直プレース、水平プレース、間柱及び方杖を対象とし、仮設金物も処理対象とした。

\* 松本工場製造部生産技術課係長

\*\*\* 松本工場製造部生産設計課

\*\* 松本工場製造部生産技術課

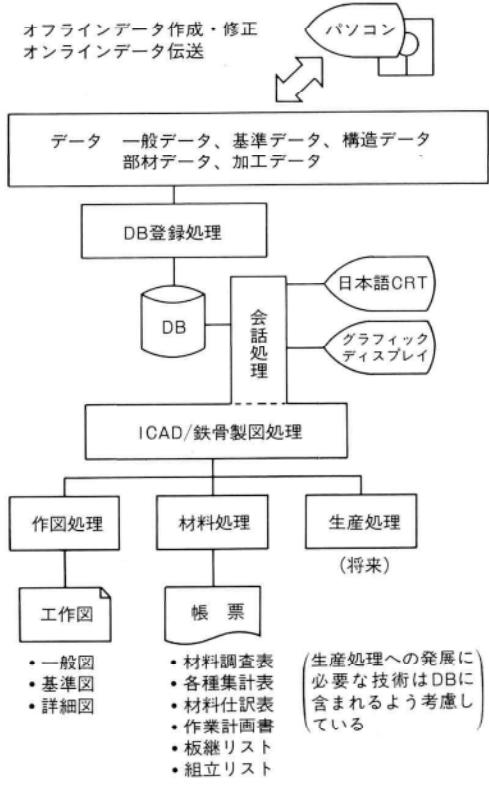


図-1 全体構成図

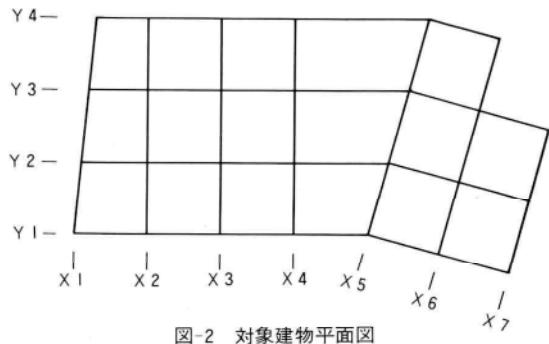


図-2 対象建物平面図

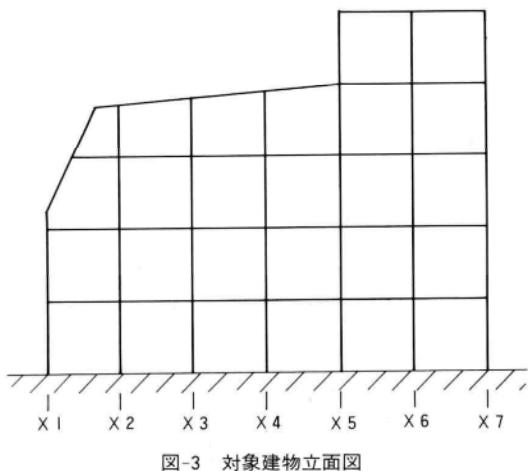


図-3 対象建物立面図

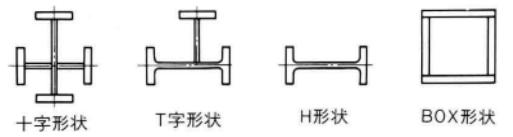


図-4 柱対象断面

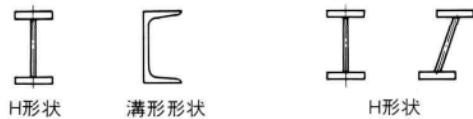


図-5 間柱対象断面



図-6 大梁対象断面



図-7 小梁対象断面



図-8 水平プレース対象断面



図-9 鉛直プレース対象断面



図-10 方状対象断面

仮設金物の種類は、親綱掛け、建入直しビース、吊ビース、鉄筋受かんざし、ハイステージ吊金物、固定式タップ、梯子受け及びデッキ受けとした。

(c) 部材毎の対象断面

一般的に用いられている断面形状とし、図-4～10に対象断面を示す。

(d) 仕口形状

仕口部（柱と大梁の取合部）の貫通形式は柱貫通タイプ及び梁貫通タイプとし、仕口部に段差のある形状も処理対象とした。図-11に柱貫通タイプ、図-12に梁貫通タイプの一例を示す。

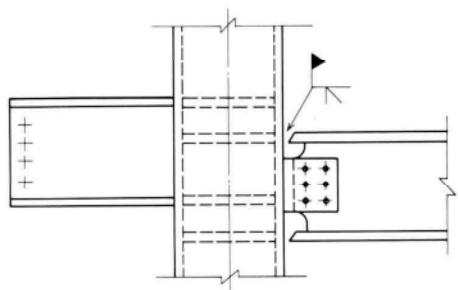


図-11 柱貫通タイプ

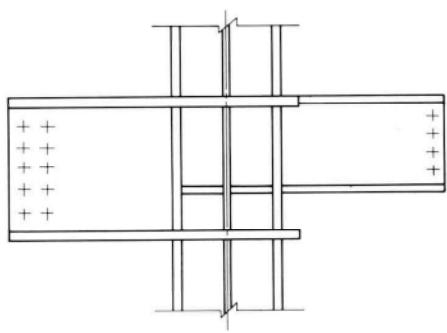


図-12 梁貫通タイプ

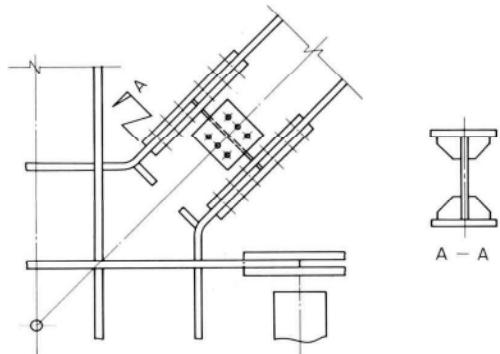


図-13 鉛直プレースの取合形状

#### (e) 接合形式

現場における接合形式は、H T B接合及び溶接接合とし、剛接合の交叉梁（大梁一大梁、大梁一小梁）も処理対象とした。鉛直プレースはピン接合及び剛接合の両タイプを処理対象とした。鉛直プレースの剛接合タイプの取合形状を図-13に示す。

### (3) 出力図面、帳票

本システムで出力する図面及び帳票を次に示す。

#### (a) 出力図面

##### 1) 一般図

- ① アンカープラン図
- ② 梁伏図
- ③ 軸組図

##### 2) 基準図

- ① 繋手基準図
- ② 主筋リスト図
- ③ 仮設金物基準図

##### 3) 詳細図

- ① 柱総組図
- ② 幹小組立図
- ③ 仕口小組立図
- ④ 大梁、小梁詳細図
- ⑤ 鉛直プレース、水平プレース詳細図
- ⑥ 間柱詳細図

#### (b) 出力帳票

- ① 材料調査表
- ② 材料集計表
- ③ ボルト集計表
- ④ 溶接集計表
- ⑤ 材料仕訳表
- ⑥ 作業計画書
- ⑦ 板継リスト
- ⑧ 大組立リスト
- ⑨ 小組立リスト

### 3. システムの機能

#### (1) サブシステムの構成とその関連

本システムは、6つのサブシステムより構成される。その機能概要を示す。

##### (a) データ入力サブシステム

一般データ、基準データ、構造データ、部材データ及び加工データに分類された各データをパソコンにて会話型で入力し、ホストマシーン転送用のフロッピーディスクに登録する。又、一度作成したデータの追加・修正もパソコン上で行なえる事とした。

(b) DB登録サブシステム

パソコンよりフロッピーディスクに登録された入力データをDBに登録する。そして、データ展開プログラムにより取合部の情報をジェネレートする。DB登録時にDBのデータ間の整合性チェック及び論理チェックを行ない、不具合がある場合はエラーチェックリストに内容を出力する。

(c) 会話処理サブシステム

DBを基にして各種図面をGD（グラフィック・ディスプレイ）に表示し、不具合箇所の修正及び不足箇所の追加を行なう。この処理結果はDBに反映される。

(d) 作図処理サブシステム

DBを基に各種図面を作成する。

(e) 材料処理サブシステム

DBを基に各種帳票を作成する。材料修正データにより、修正・追加された帳票を作成する。

(f) マスタ登録サブシステム

鋼材マスタ等のマスタ類を登録する。

次に各サブシステムの関連を図-14に示す。

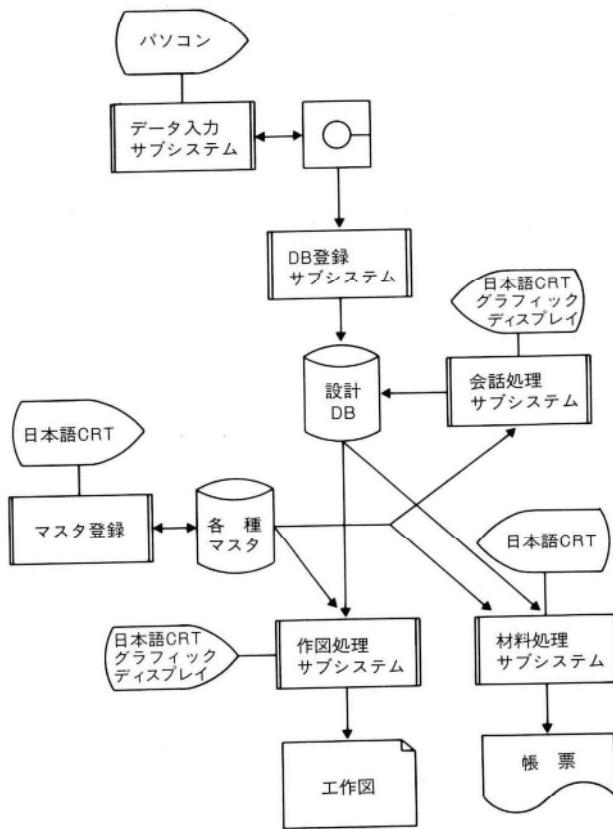


図-14 各サブシステムの関連

(2) 会話処理

CGによる会話処理にてDBの修正が行なえる事により、本システムは施工情報の追加・修正及び設計変更に対応して強いシステムとなった。このサブシステムはコマンドの用途により、大きく3つに分類される。

(a) 構造データ修正系

DBに登録された構造データの追加・修正を行なう。そして部材線の追加、削除、移動、部材端点の移動、継手位置の追加、削除、移動等のコマンドを用意している。

(b) 部材データ修正系

DBに登録された部材データの修正・変更を行なう。そしてガセットプレートの板厚、材質の変更、ガセットプレートの統合、仕口フランジ形状の変更等のコマンドを用意している。

(c) 加工データ修正系

DBに登録された加工データの追加・修正を行なう。施工情報の追加、修正に対応する方策として、種々のコマンドを用意している。それらにはスリープ孔の追加、

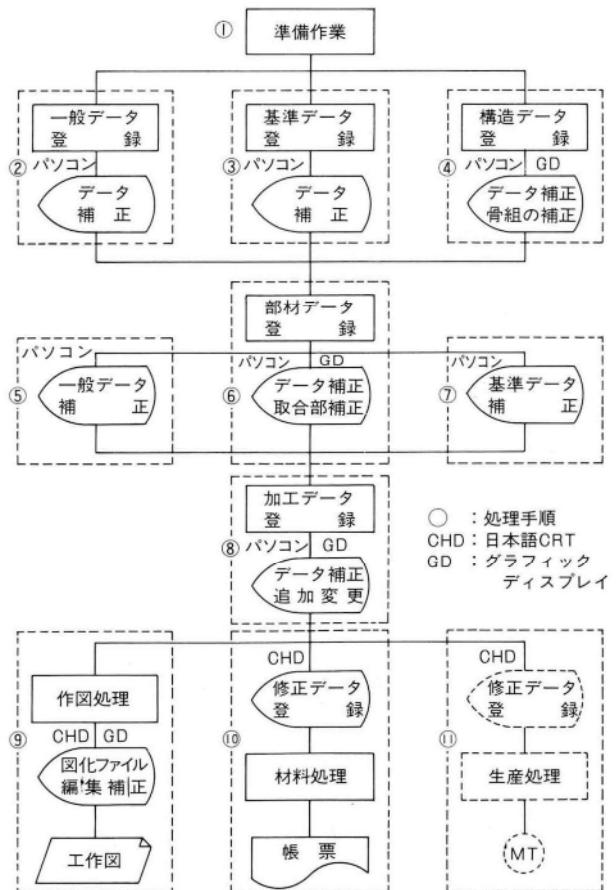


図-15 作業の流れ

削除、移動、変更、スリープ補強板の統合、分割、主筋孔の追加、削除、移動、仮設金物の追加、削除、移動等がある。

#### 4. 運用手順

運用手順は客先に起因する追加、変更に柔軟に対処出来るようになっている。

##### (1) 運用の基本概念

- 1) データの作成（入力）は、現状の手書き図面の流れに沿って行なう。
- 2) 処理作業の手戻りは、その影響範囲の修正に多くの労力を要する。従って、各処理段階でG Dによるアイチェック及びD Bの修正を行ない、入力データ作成ミスによる手戻りを極力避ける。
- 3) 客先に起因する手戻りの発生は避けられない。従って、追加、変更の規模及び内容によって、バッチ処理によるD Bの修正が有効か、用意した会話処理が有効かを充分検討して処理を行う。

##### (2) 運用の概要

各データの登録、修正処理の作業の流れを、図-15に示す。

#### 5. あとがき

鉄骨自動製図システムは、バッチ処理と会話処理を併用することにより可能な限りシステムに柔軟性を持たした。しかし、多様な構造、頻繁な追加・修正、設計変更に対処するには充分といえない。そのためには構造の標準化を待たなければならないが、現状ではソフトウェアの保守改良により対処するしかない。

今後の展開として、原寸システム、生産処理システムを考えられる。前者は比較的早期に実現が可能であるが、後者は総合的な自動化・システム化を図る中で実現して行かなければならぬと考えている。

#### グラビア写真説明

##### 東京海上ビル別館

施主の東京海上火災保険株式会社は、損保業界の雄で、毎年大学生の就職希望でナンバーワンにランクされるのは皆さんご存じのとおりである。

丸の内の内堀通りにそびえるレンガ色の本社ビルに隣接してこの新館が建設され、昨年12月に竣工したばかりである。構造は地下4階地上16階塔屋付の純鉄骨造で、外装は本館のレンガ色に対しページュ色の落ち着いた色調となっている。

鉄骨は3社で製作したが、当社はお堀側半分の内、7階から上層を担当した。昭和61年春のゴールデンウィーク前に建方を完了させるべく、追い込みに忙がしかったことと、東京サミットを控えて警戒厳重な中で、製品の搬入に大変神経を使ったことなどが思い出される。(永瀬)

##### 新宿駅(南口)駅ビル

新宿駅南口は、代々木方副都心の発展に伴なって利用する乗降客の伸びが著しく、自駅乗降客についてみれば、昭和45年63,000人に対し、昭和58年138,000人（対45年2.2倍）になっており、駅全体に占める割合も、8%から17%に増加している。今後、南口は、国鉄用地の有効活用を始め、周辺開発（都庁の新宿移転）の中心となること及び開発のポテンシャルが非常に高いことから、その利用人員は更に大きな伸び（埼京線の新宿乗り入れ開業）を示すことが予想される。そこで0番線ホーム（埼京線発着ホーム）の上部に関連事業ビル（ルミネ）を建設し、駅本屋の現業部門を移設し、商業施設を増設、ラチ外コンコースの拡幅をするものである。(田中)

# ボックス柱自動生産ラインの実用化

田中一男\*

## 1. はじめに

急激な経済情勢の変動は、我々鉄骨橋梁業界にも影響を与え、大巾なコストダウンと工期の短縮、品質の向上をせまられている。

特に、建築鉄骨はオイルショック以来の産業界の低迷による設備投資の手控えと、需給のアンバランスによる価格競争、あるいは価格決定に至る業界の体質の問題などが影響し、大方の企業では採算割れを起こしている状態である。

この様な背景の内、当社に於いても積極的に生産の合理化に取り組んでいるが、このたびボックス柱自動生産ラインを開発実用化し初期の成果を上げているので、その概要を報告する。

## 2. 鉄骨生産自動化の問題点

鉄骨橋梁の製品はほとんど同じ物がなく、典型的な多品種少量生產品目である。

建築鉄骨を部材形状で分類すると図-1の様に大別される。

図の様に種々の形状を有し、その寸法も全て異なっており共通性が皆無と言っても過言ではない。その為、自動生産システムの最大の目的である量産効果によるコストダウンを期待し難い状況にある。

また、製品の大きさは十数メートル、重さ十数トンと大型であり、1/5000程度の精度が要求される為技術的にも難かしく、装置の価格も相当高価な物となる。

現在、各社で自動化の研究が行なわれ、いくつかの実施例は有るが、溶接工程の自動化（ロボットの使用）が多く、一連の生産ラインを自動化した例は少ない。

当社もその例にもれず、溶接の自動化・高能率化の研究開発は数多く手掛け幾多の実績を上げて来た。

本稿で述べるボックス柱の製作に於ける自動化の変遷を見ても、下記の様にシーム溶接に集中している。

- 1) CO<sub>2</sub>半自動溶接
- 2) サブマーチドアーク自動溶接
- 3) 狹開先自動溶接（S・A・W）
- 4) 大電流タンデムアーク溶接

これらはいずれも高能率化・高品質化を狙って実施された方法であるが、組立・その他の工程との関連は皆無である。この事は生産システムを自動化するというアプローチをしない事にもよるが、溶接工程が質・量共に重要な位置を占めているとも言える。

ちなみに、鉄骨の溶接量はおよそ90~120m/t位あり、全工程の25~30%の工数を要している。

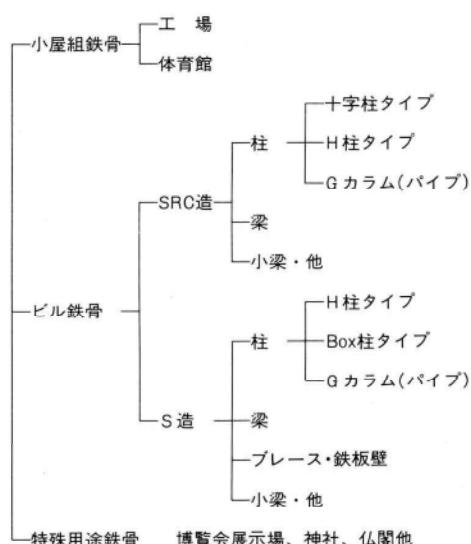


図-1 建築鉄骨の分類

\* 松本工場製造部副部長

一方、組立作業も製品の質および、作業能率を左右する重要な工程であり、自動化・省力化の必要性は溶接工程と同様認識され検討されている。

しかし、前述の如く数百kg～数tの製品を1mm単位の精度で位置設定をする必要がある反面、組立て部品の精度がバラついている為、自動アジャスト機能を持たせる必要がある事、および製品の形状・寸法が非常に多種にわたっている事等が装置設計をむずかしい物にし、自動化を遅らせる原因となっている。

### 3. システムの設計

#### (1) 設計の基本概念

生産の自動化は下記の様ないくつかの目的をもって行なわれる。

- 1) 生産量の増加
- 2) 生産コストの低減
- 3) 生産時間の短縮
- 4) 品質の向上、安定
- 5) 熟練技能からの脱却

本システムでも、上記1)、2)および4)を主たる目的として設計を行なった。

ポックス柱の生産を自動化した主な理由として

- 1) ポックス柱を使用する建築の場合、工事規模が大きく、自動化による量産効果が期待出来る。
- 2) 形状が単純であるから、装置に特殊な機構がなくとも、各種の寸法に対応出来る。
- 3) 部品構成が単純である為、段取り変え等せずに複数ロットを同時に生産ラインに流すことが出来るので作業効率を高める事が出来る。
- 4) 部品数の割に溶接量が多く、装置稼働率を高める事が出来る。

等のメリットが期待出来るとして、以下の基本設計方針を立てた。

- 1) ポックス加工工場として、シャフトの一貫製作が可能なシステムとする。
- 2) 材料・部材等の移動、反転作業を極力自動化する。
- 3) 署書無して組立が可能で、所定の精度が確保出来る事。
- 4) 板厚50mm以上の溶接が、高能率で施工可能な方法である事。

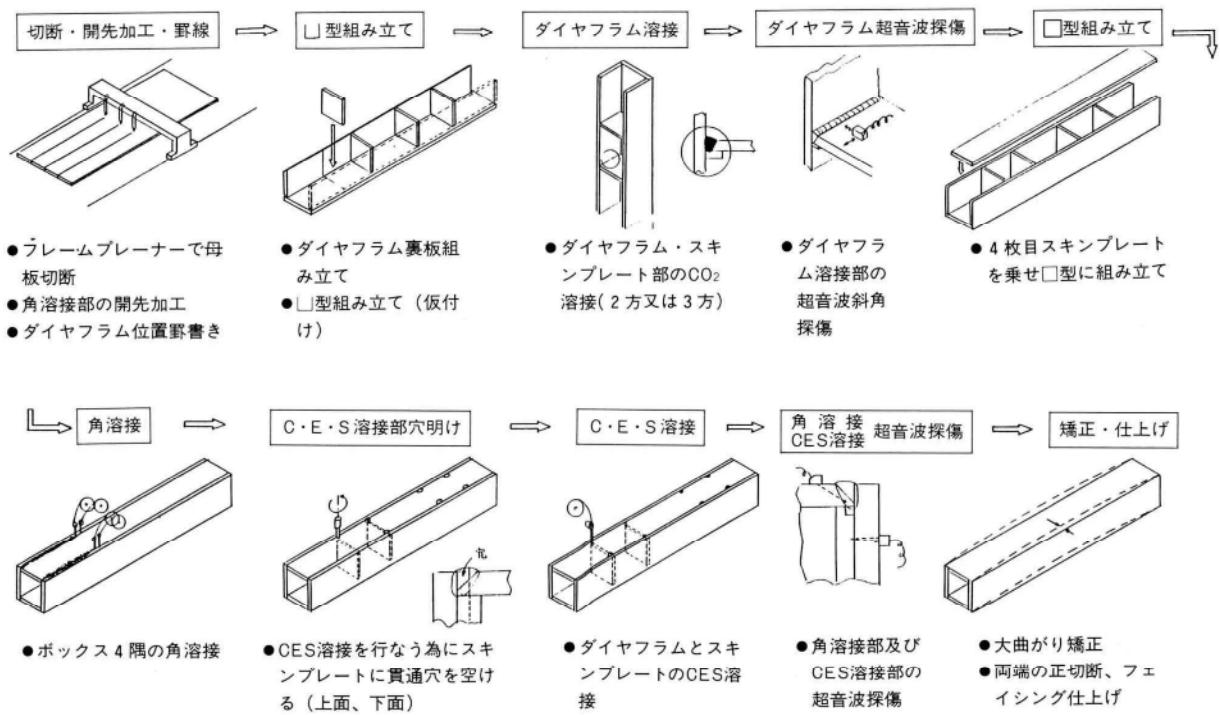


図-2 ボックス製作工程

5) 製作工程間の能力はアイドルが最少になる様、バランスを取る。

ボックス柱の製作工程を図-2に示す。

今回の設計では、このうちU型組み立てからC・E・S溶接までの工程を自動化の対象として取り扱っている。

## (2) 製品諸元

生産可能なボックスの諸元は下記の通りである。

断面寸法	最少 400mm×400mm
	最大 850mm×850mm
板厚	スキンプレート 19mm以上
	ダイヤフラム 19~60mm
長さ	最大 12,500mm
重量	最大 15ton

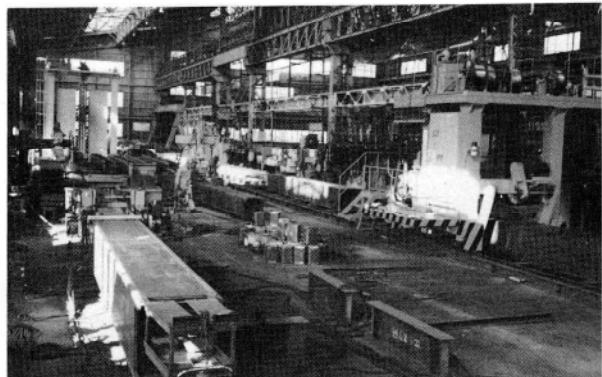


写真-1 全景

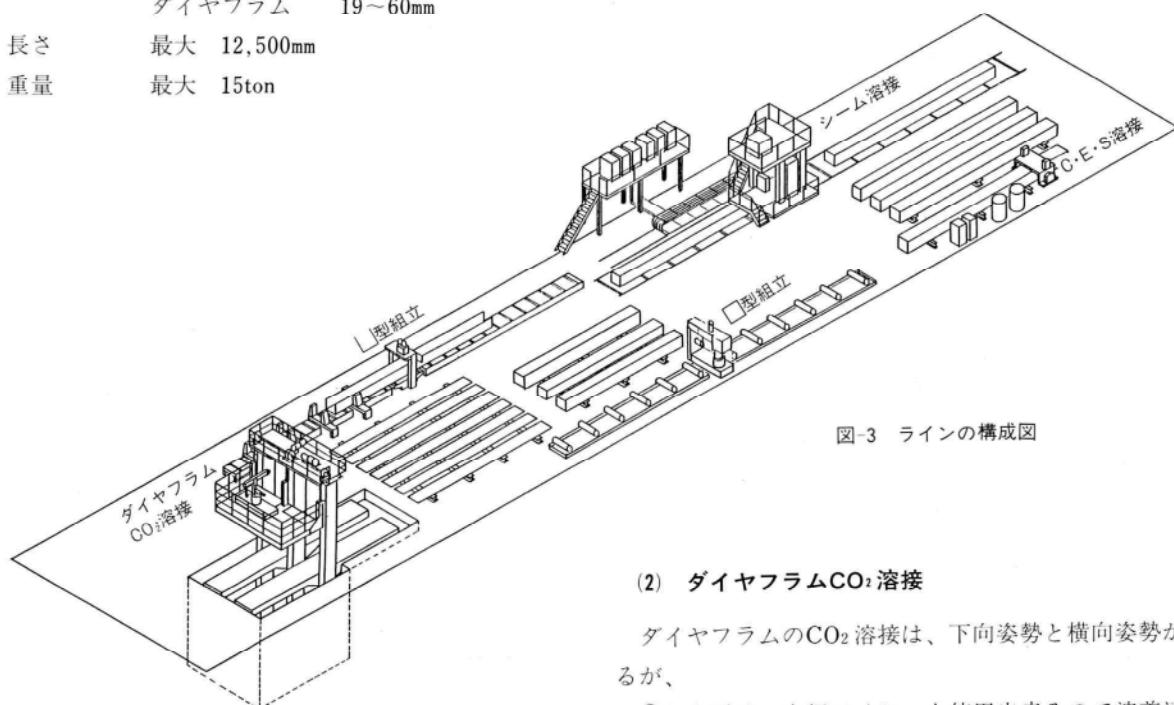


図-3 ラインの構成図

## 4. ラインの概要

生産ライン全体の構成図を図-3に、ラインの全景を写真-1に示す。

このうち、主な装置の機能を簡単に説明する。

### (1) U型組立装置

- 1) ダイヤフラム位置の算出を行なわざ所定の位置に取り付ける機能を有している。
- 2) 部品の取り込み、固定は全て機械化しスケール、スコヤー等測定具を使用しなくとも、所定の精度が確保出来る。
- 3) 組立溶接はMAG半自動溶接にて行なうが、将来はロボットを使用し全自動化する。

### (2) ダイヤフラムCO<sub>2</sub>溶接

ダイヤフラムのCO<sub>2</sub>溶接は、下向姿勢と横向姿勢があるが、

- ① 大電流、太径ワイヤーを使用出来るので溶着速度を上げられる。
- ② 欠陥のない安定した品質が得やすい。
- ③ 自動溶接が簡単に出来る。
- ④ 反転作業が少なくて良い。

等の理由により下向姿勢を採用している。

- 1) 下向姿勢で溶接する為の柱を直立する機構と、溶接位置に移動する昇降機能を有している。
- 2) 溶接ロボットを使用し、作業人員の削減と大電流高速溶接を行なう。

写真-2、3に装置とロボットを、写真-4に溶接マクロ写真を示す。

溶接ロボットは、5軸制御の多関節型と同期移動装置を組合せ、これを柱直立装置に2式搭載している。

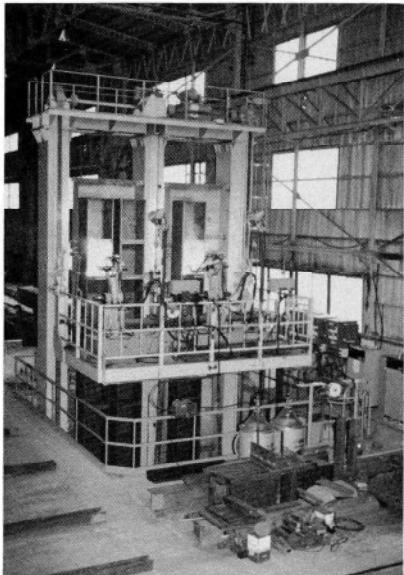


写真-2 柱直立装置

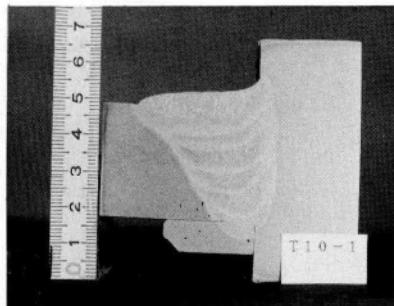


写真-4 溶接ロボットによるマクロ

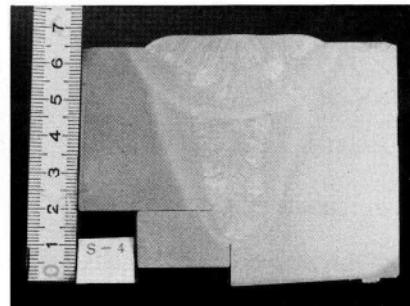


写真-6 シーム溶接のマクロ

### (3) シーム溶接

ポックス柱のシーム溶接（角溶接）は、板厚が厚く、溶接長も長い上、仕口部は完全溶込みが要求される為、欠陥のない安定した溶接の出来る事がなにより必要である。

過去の実績からルート部の溶け込みを確保する為、大電流で深溶け込みを計り、尚かつ高い溶着速度の得られる、二電極サブマージド・アーク溶接を採用している。

又、左右同時溶接、開先倣い機構、電流自動制御機能、フラックス自動散布回収等の機能も有している。

写真-5に装置を、写真-6に本装置で溶接したマクロ写真の一例を示す。

### (4) C・E・S溶接

C・E・S (Consumable Electro Slag) 溶接には、非消耗式エレクトロスラグ溶接を採用している。

この溶接法は、比較的溶け込みが浅いが、溶着速度は消耗式E・S溶接より数10%早く、ノズルが非消耗である為経済的であるという特長を有している。

## 5. おわりに

本報では、ポックス柱の一貫生産ラインの実施例を紹介したが、本ラインの設置が最終段階まで完了したわけではなく、矯正、仕上げ工程の機械化も検討されている。

本生産ラインが稼働を開始してから約8ヶ月経過した現在、当初計画した生産量の増加、コスト低減の目的は充分達している。

しかし、生産ラインの中で各工程間のバランスを保つ為の工程能力の向上、超音波探傷の為のアイドルタイムの削減とロット構成のし方、あるいは製品移動の自動化

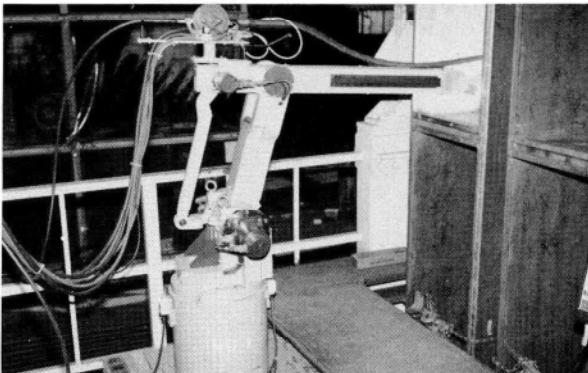


写真-3 溶接ロボット



写真-5 ポックス柱シーム溶接装置

省力化等いくつかの改良点を有している。

今回、組立以後の工程の自動化を試み、はゞその目的を達したわけであるが、上記改良点の他に今後、鉄骨生産の自動化、システム化を行なって行く上でいくつかの問題点をつかむ事が出来た。

この経験とノウハウをもとに今後共、生産性向上、品質向上の為の製作システムの開発にのぞんで行くつもりである。

### グラビア写真説明

#### 群馬大学医学部付属病院

群馬大学が、現在ある低層の外来診療棟を改築し、スペースの増大と設備の充実を計ろうとするものである。注目されるのは、中央に大きな開口部をもうけて、広々とした空間を作り、従来からの病院のイメージを払拭し、明かるい雰囲気を出そうとしていることである。

これまでの平均的なSRC造ビルに比べて、スパンが非常に大きく、一般部で13.6m、開口部屋根面では、20mもあり、これに水勾配、キャンバー等の要素が加わって、寸法精度に細心の注意が要求された。

これに統いて、病棟の建設も予定されており、当外来診療棟は、病院施設充実の先駆けをなすものである。(西原)

#### 主婦の友3号館

主婦の友3号館ビルは、御茶の水の明治大学と道路を隔てて、反対側に建設中です。現在鉄骨部が完成して、62年9月30日(60年9月に工事着手)に竣工予定です。1~2号館の鉄骨も当社が施工しました。今回の3号館は大正13年に建築された、旧館棟部分と駐車場用地に、地下3階、地上12階塔屋1階、延床面積23,200m<sup>2</sup>(重量2,500t)、高さ57mの鉄骨鉄筋コンクリート造の建物を新築、地下部分は駐車場、2階迄は店舗、4階迄はコンサートホール、その他が貸事務所に使用されます。特徴としては旧館棟部分の鉄骨は改築して、外装は特別注文により、当時(大正13年)と同じように復元され、又コンサートホールは天井高11m、623席でパイプオルガンが設置されます。(園城)

# MT Bridgeの仕様と施工例

清水切雄\*

## 1. まえがき

MT BridgeはMIYAJI TEMPORARY BRIDGEから名づけられた汎用形の仮設橋梁である。

仮設橋梁は、災害時の応急橋から橋梁架換時の迂回路など広い用途を持っており、ベイリーあるいはアクローなど欧米のトラスタイルの仮橋にその原型を見る事ができる。ただ、急速施工性を重視する災害時用の応急橋梁と経済性と使用性などを重視する仮橋とはおのずから、その設計思想に相当差が出てくるはずである。

近年、老朽橋の架換工事中の交通確保のため仮橋を設置するケースも多く、また東海地震などの災害時の応急橋を自治体で保有するなど、その機能が注目されている。

そこで、宮地鐵工所の仮橋であるMTシリーズの歴史と現在リース橋として供用実績の多いI桁タイプについて、その仕様などについて紹介する。

## 2. MT Bridgeの歴史

歴史というにはいささか大げさすぎるが、当社における仮設橋梁は、昭和35年のアルミ合金を用いた災害時応急橋の製作に始まる。

このアルミ橋は、北海道開発局から東京大学生産技術研究所に受託研究として委託されたもので、福田武雄・加藤正夫両教授の指導のもとに、(社)軽金属協会の協力を得て、宮地鐵工所が加工・製作したものである。写真-1に組立状況を示す。<sup>1)</sup>

設計にあたっては、クレーンを用いずに人力のみで組立・架設を行なえる事を条件として、様々な工夫がなされた。当時国内では施工例のないアルミ合金の利用もその一環であった。このようにして、単材としての最大重量130kg、橋面積当たりの重量は支間30mで96kg/m<sup>2</sup>と、

鋼製に比べて以下であった。さらに、接合をピンとするなど災害時応急橋としての機能を十分備えたものであった。

しかしながら、アルミ合金製の橋梁は高価である事から、大幅に採用されるには至らなかった。

そこで、人力のみで組立可能な鋼製の組立橋として、開発したものが、写真-2に示すMT PANNEL Bridge（昭和35年～）である。木床版を持つトラスタイルの組立橋として、横桁にSM58材を用いるなど、軽量化を計

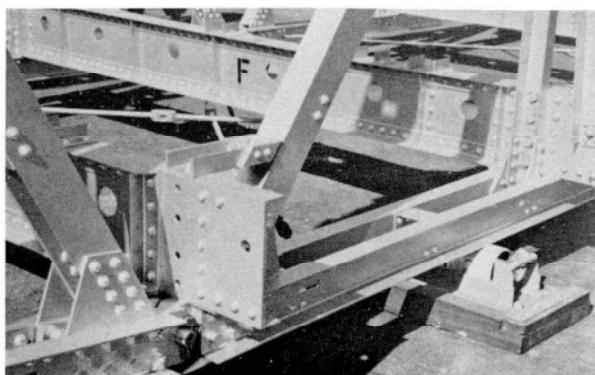


写真-1 アルミ合金橋の組立作業<sup>1)</sup>

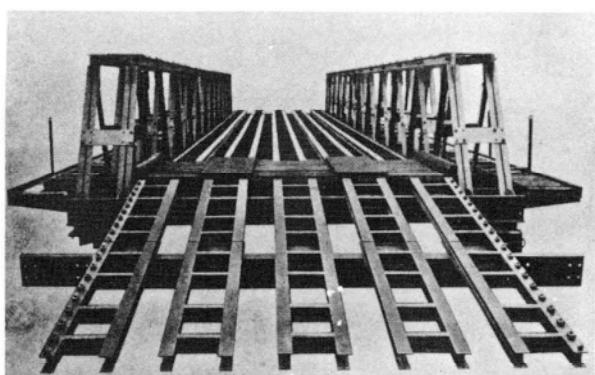


写真-2 MT Panel Bridge

\* 技術本部技術開発部付課長

り、横桁で194kg、縦桁で125kgなど、人力施工の条件を満たすとともに、施工性も良好なため、国内ばかりではなく輸出用としても採用された。

この型式は、主に山間部用として開発されたものであるが、その設計思想は都市内の災害時応急橋として再び見直される方向にある。

昭和54年になり、広幅員に利用できる仮橋として、MT橋・I桁タイプを開発し、整備したものが現行のリース橋(MT Bridge)である。

### 3. MT Bridgeの特徴

仮橋の使用状況調査から、施工実績の大部分を占める支間30m(TL-20)を基本型とし、床版を市販の覆工板(1m×2m)を用いることのできる、汎用型の仮設橋梁として、I桁タイプを採用した。

I桁を用いている事から、組立・解体が容易で安全性が高く、扱いやすいため、仮橋ばかりでなく工事用の桁としても重用されている。

図-1の組立図に示す上路式と下路式仕様があり、主要部材を兼用している。

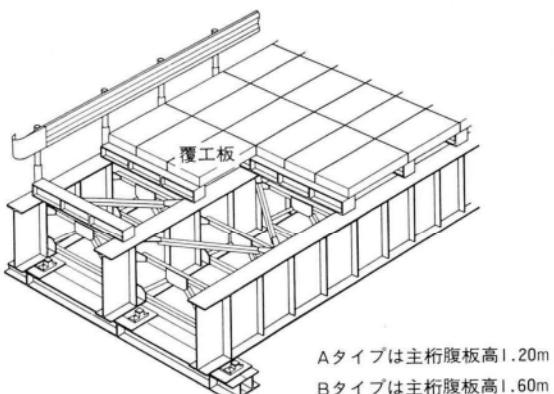


図-1 MT Bridge上路式組立図

### 4. MT Bridgeの種類と仕様

主な設計仕様は以下の通りである。

設計荷重 TL-20 (許容応力度の割増 25%)

最大支間 Aタイプ 30m

Bタイプ 40m

接合 高力ボルト (2次部材は普通ボルト)

床版 覆工板 (1m×2m・市販タイプ)

鋼材 SM50Y・SS41

その他道路橋示方書に準処する。



写真-3 下路式の施工例(西浜橋仮橋・神奈川県)

表-1 適用支間

幅員	4m~	適用桁長(m)					
		20	30	40	50	60	70
I桁 上路式		Aタイプ	Bタイプ				
I桁 下路式	6m	Aタイプ	Bタイプ				
トラス 下路式	6m						

支間は桁長-1.0mとする。

販売は主にリース橋として扱う。

さらに、長支間用として、支間42m~66m(3mごと)に対応できるMT TRUSSがあり、上記Aタイプの床組を兼用することで、施工性の良い構造となっている。

下路タイプの施工例を写真-3に示す。

また、各タイプの適用支間をまとめたものが表-1である。

仮橋の需要はますます多様化しており、リース材としてその適用範囲も広まりつつある。当社においてもさらに改良・開発に努めることで、豊富な在庫とバリエーションにより発注者の意向に対応していくつもりである。

### 〈参考文献〉

- 1) 福田武雄; アルミニウム応急橋、土木技術  
1961. 6

(注) MT Bridgeについてのお問合せは本社建材営業課および支社・営業所にて承っております。

## 編集後記

月日が巡ぐり、鋼構造物に技術を盛り込むのだと、全社員が取り組んで過ごしているうちに、新しい年を迎える時期になりました。

このたびは、北海道大学の渡辺先生から鋼橋を発展させるための一方向として鋼床版に着目された、巻頭言をいただきました。特に具体的な技術開発点を明示されており、頑張らなければ、御期待に沿えないものと思っています。とかく、沈滞気味な業界に活を入れられる御提言と受け止めさせていただきました。誠に有難うございました。

現在、本四架橋は最盛期であり、当社では、下津井大橋、櫃石島橋、番ノ洲高架橋、大島大橋を施工しております。これ等の長大橋を設計、製作、架設にわたりて施工させていただき、技術者一同光栄に感じております。これ等の橋について特に執筆を依頼いたしましたので、特集の観を呈していきます。

然し、技報のテーマは業務のあらゆる部門を考えています。創意工夫の跡を記録に残して置くことに意義があるため、バラエティーに富んだ内容を期待しています。編集者として、執筆者が多くなること、及び技術を一層大切にし、記録することを念願しています。

## 技報編集委員会

委 員 長	島 田 安 正
副 委 員 長	小 塚 義 夫
委 員	久保田 幸 男 茂 木 保 孝 渡 部 洋 三
	永 井 英 司 椎 名 薫 木 越 俊 夫
	鬼 頭 省 吾 田 中 一 男 中 上 達 生
	菅 野 京 七 高 野 祐 吉* 原 昭 恵*
	清 水 功 雄*

\*印 事務局兼務

## 宮地技報 第3号

発行日 昭和62年1月20日

発行所 株式会社宮地鐵工所

〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町15番18号

(日本橋SKビル) TEL 03(639) 2111(代)

印刷所 三好印刷株式会社