

山陽新幹線市川橋梁の設計および施工

橋 田 敏 之*
近 石 敏 夫**

1. ま え が き

東海道新幹線が昭和 39 年 10 月に東京～新大阪間を開業して以来、そのスピードと快適さ、またいつでも乗れるという便利さから、多くの人々に親しまれ年々利用者も増え続けている。しかし 200 km/h という世界でも例のないスピードによって起こる列車通過時の騒音や振動は建設当時には予測できなかったが、営業開始後一部の地区で改善を要望する声もあったので、今回の山陽新幹線の建設に際しては鋼桁の使用は、できるだけ少なくし、PC 桁を多く採用することとなった。

新大阪～岡山間 160 km のうち長大橋梁は 11 橋梁であるが、この中の 10 橋梁には PC 桁を使用している。

表-1 に示す 11 橋梁で、特殊工法としてとくにあげられるものは加古川橋梁のブロック工法である。これまでに一部採用されたブロック間にコンクリートを場所打ちして接合する方法と異なり、ブロックをエポキシ樹脂により直接接合する架設方式であって、国鉄としては初めてのこころみである。

長大橋梁以外の小橋梁や架道橋についても、跨線線路橋など特殊な箇所を除いて、できるだけ PC 桁とする方針をとったため、その数は約 150 箇所をこえ、205 連におよんでいる。

2. 市川橋梁の概要

市川は兵庫県朝来郡青倉山を源とし、神崎郡福崎町を経て、姫路市東部を流下し、瀬戸内海に注ぐ延長 70 km、流域面積 499 km²、計画高水量 3 100 m³/sec の二級河川である。

市川橋梁は山陽新幹線新大阪起点 83.500 km、新大阪～岡山間のほぼ中央に位置する延長 570 m の長大橋梁で、本橋梁架設地点約 30 m 上流には山陽本線市川橋梁がある。

本橋の下部構造は井筒基礎 Y タイプのだ円断面で、同

* 国鉄構造物設計事務所

** 国鉄山陽新幹線工事局姫路工事区助役

時施工により 42 年度渇水期に全数が竣工した。上部構造は一昨年すでに 13 連中 12 連の架設を完了し、現在残り 1 連の施工も終了まじかにある。

3. 設 計

(1) 複線 1 室箱形桁

PC 桁は架設上の制限および桁の経済性の条件より各種の断面形状のものが使用されていることは衆知のとおりである。

中スパン (スパン 30 m 以上 60 m 以下を考える) における PC 箱形桁は、支保工上で場所打ちにより施工する桁として経済的な断面を選定できることから、PC 鉄道橋としても従来より多少の使用実績がある。

山陽新幹線においては、中スパンの場所打ち PC 桁の使用が架設上の条件よりかなりの量に達することが予想されたので、有利な断面形を有する PC 箱形桁の開発が

表-1 山陽新幹線における長大河川橋梁

橋 梁 名	架設位置 (km)	桁 形 式	ス パ ン 連 数
神 崎 川	5.430	単 線 合 成 桁	54.0×2, 44.5×10
武 庫 川	14.234	P C 4 主 桁	42.5×7
加 古 川	72.475	P C 単線ボックス桁	(55.6×3)×3
市 川	83.545	P C 複線 1 室ボックス桁	46.0×9, 39.0×4
夢 前 川	90.623	〃	35.0×4
林 田 川	98.155	〃	51.7×3
揖 保 川	100.640	〃	44.7×6
千 種 川	112.853	P C 複線 1 室ボックス P C 3 主 桁	50.0×11 22.6×1
吉 井 川	142.292	P C 複線 1 室ボックス 連 続 桁	(73.2×2)×4 40.0×1, 35.0×1
百 間 川	157.610	P C 複線 1 室ボックス 連 続 主 桁	{(48.8+49.6+48.8)×1 48.8+48.8 27.5×3
旭 川	158.577	P C 複線 1 室ボックス桁	{30.0×2 (49.2+3×55.2+49.2)×1

要望されることとなった。

断面形の開発は、最初の実施橋梁である市川橋梁 (スパン 44.7 m) という特定の桁について各種断面形の比較検討を通じて行なうことになった。この結果えられた断面形は、設計の基本目標として決定した近代的感覚に

あった簡素な構造、現場の施工を考慮した設計などの諸事項を十分考慮した複線1室箱形断面とし、これを基本断面として選定することになった。なお、以後の他の中スパンPC場所打ち単純桁、連続桁などは、いずれもこの市川橋梁で検討した断面形の特長を備えた断面を使用している。

ここでは山陽新幹線の標準断面形である1室箱形複線桁の検討内容、特長、実施の設計内容について述べることにする。

(2) 市川橋梁の断面計画

市川橋梁はスパン 44.7 m 9連、スパン 37.7 m 4連

表-2 検討断面の基本構想

種別	断面形	部 材 寸 法				
		上スラブの構造	上スラブ厚 (cm)	下スラブ厚 (cm)	腹部全厚 (cm)	下縁幅 (m)
1	1室箱形	PC	25	23~35	100	5.1~5.4
2	2室箱形	PC	20~25	20~32	120	5.1~6.1
3	3室箱形	RC	30	20~30	120	5.2~5.5

表-3 検 討 断 面

種別-1 (1室断面 上スラブPC)

断面No.	桁高 (m)	t_1 (m)	t_5 (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	B (m)	σ_{ct}	σ_{ce}
1-1	3.0	0.25	0.25	1.00	1.65	5.20	26/168	119/1
1-2			0.30		1.65	5.10	27/170	118/1
1-3			0.23		1.465	5.40	27/169	118/0
1-4			0.33		1.465	5.21	23/164	113/2
1-5			0.35		1.465	5.21	24/160	114/2

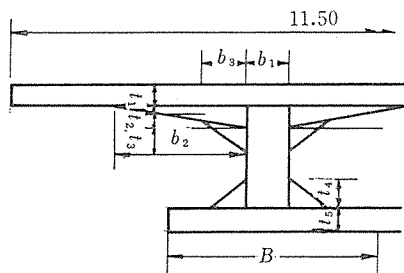
種別-2 (2室断面 上スラブPC)

断面No.	桁高 (m)	t_1 (m)	t_5 (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	B (m)	σ_{ct}	σ_{ce}
2-1	3.0	0.20	0.22	1.20	1.65	5.60	26/165	126/2
2-2			0.20			6.10	30/156	124/3
2-3			0.29			5.59	22/152	108/2
2-4			0.31			5.21	22/163	112/2
2-5			0.32			5.11	22/163	112/2

種別-3 (2室断面 上スラブRC)

断面No.	桁高 (m)	t_1 (m)	t_5 (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	B (m)	σ_{ct}	σ_{ce}
3-1	3.0	0.30	0.20	1.20	1.65	5.40	25/170	110/1
3-2			0.20			5.50	30/157	105/3
3-3			0.31			5.20	21/168	104/3

注： σ_{ct} プレストレス導入時主桁応力度、いずれも $t_2=0.25$ m, $t_3=0.15$ m, $t_4=0.20$ m, $b_3=0.30$ m, $d_4=0.40$ m
 σ_{ce} 設計荷重時の主桁応力度
 上欄は上縁、下欄は下縁の応力度を示す



からなる橋長 570 m の橋梁で、山陽新幹線新大阪起点 83.500 km に位置しており、最初に設計に着手した長大橋梁であるため、断面形状の決定にあたっては慎重な検討を行なうことになった。

検討の項目は、主方向の断面能率、PC鋼材量の比較検討、スラブ構造の検討、横断面のラーメン構造としての断面力および応力度の検討、桁の施工誤差、載荷位置の変動の影響、局部載荷の影響などである。

a) 主方向の検討 この検討は、使用が予想される断面形として複線1室箱形断面および2室箱形断面を選び、上スラブの構造としてPCおよびPCの2種類とした場合に主方向の曲げに対して必要な断面寸法を経済的になるように決定するためのものである。

検討の進め方は、断面の基本構造として、2種類の断面形および2種類の上スラブ構造に対して上スラブ厚、下スラブ厚、腹部厚および下縁幅を一定、あるいはある範囲に定めて断面形状、スラブ構造種別に検討断面を選定した(表-2)。この結果表-3、図-1に示すような検討断面を選定した。選定した13個の各断面のプレストレス導入直後の上下縁応力度 σ_{ct} は上縁で 21~30 kg/cm²、下縁で 157~170 kg/cm²、設計荷重作用時のコンクリート応力度は上縁で 104~124 kg/cm²、下縁で 1~3 kg/cm² である

図-1 検討断面の形式

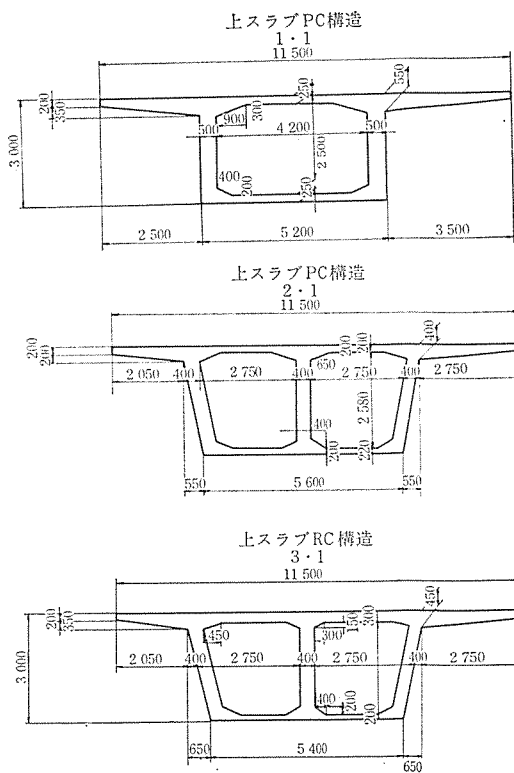
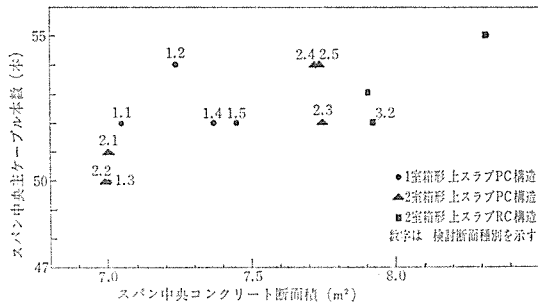


図-2 コンクリート断面積と PC 鋼材との相互関係 (必要量)



(表-2 参照)。

選定した各断面のコンクリート断面積と主ケーブル本数 (φ12.4 mm ストランド 12 本構成のケーブル) を図-2 に示す。図より明らかなように断面種別番号 1.3, 2.2 断面が同程度の値を示しており、これに次いで 2.1, 1.1 などの断面がある。したがって、主方向の経済的な断面としては、上スラブは PC 構造で断面が 2 室あるいは 1 室箱形となる。

以上の検討結果からは 1 室、2 室箱形断面のどちらを選定するかは主方向の性質より決定することは適当でなく、他の要素から優劣の判断をする必要があることを示した。断面決定の要素には、主方向の断面積、PC 鋼材量から定まる経済性のほか、先に示した各種の影響を比較検討して決定する必要がある。

b) スラブ構造の検討 PC 箱形桁の断面では、腹部と上下スラブの交差する隅角部に大きなハンチを設けることが PC 鋼材の定着具の配置上、横方向の応力度の分布状況および応力集中などの点より有利になる。

とくに 1 室箱形桁のようにスラブのスペンが大きい場合、上スラブの橋軸直角方向に大きな曲げモーメントを生ずるため大きなハンチを設け、ハンチを考慮した構造

表-4 構造形式別の上スラブの補強

断面形	スラブ構造	スラブの補鋼強	
		PC 鋼棒	鉄筋
1 室	PC	φ24 @ 700	φ13 @ 200
2 室	PC	φ24 @ 700	φ13 @ 200
2 室	RC		φ19 @ 200~φ32 @ 200

表-5 構造形式別主要材料の概数 (中央断面)

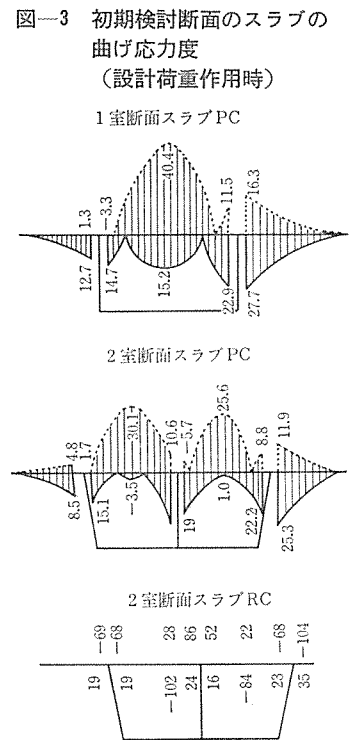
構 造	1 室断面 スラブ PC	2 室断面 スラブ PC	2 室断面 スラブ RC
コンクリート体積 (m³/m)	7.81	7.73	8.07
PC 鋼材 (kg/m)	主方向	411	459
	横方向	3.7	4.2
鉄筋 (kg/m)	504	680	737

注: なお本表は中央断面について求めた概数であるが、支点断面についてもこの傾向は同様である。
以上の結果、鋼材数量の最も少ない 1 室断面スラブ PC 構造の桁が 3 種類のうち最も経済的であることは明らかである。

計算を行なうことにより横方向の設計を経済的に行なうことができるようになる。

以上の観点より、スラブ部の構造および配筋を定めた。このスラブの概要は表-4 に示すようになる。なおスラブに配置する PC 鋼棒の配置形状は直線としている。コンクリート体積および補強に要する材料数量を比較して示すと表-5 のようになる。この結果から、複線 1 室断面でスラブが PC 構造の桁がほかの 2 室断面の桁に比較し経済性でまさっていることを示している (図面は省略)。

c) 横断面のラーメン構造としての断面力および応力度の検討 横断面をラーメン構造とした場合、荷重による断面力、コンクリートおよび鉄筋の応力度について各構造別に検討した。この結果を図-3 に示す。



各構造の特徴は、スラブを PC 構造とした場合、スラブが RC 構造の場合に比較し設計荷重作用時にスラブの上下縁に引張応力度が生じていないこと、圧縮応力度の最大値が大きいことなどである。

スラブが PC 構造の 1 室と 2 室箱形桁では、圧縮応力度は大差なく、スラブに配置する PC 鋼棒の配置形状およびピッチを変更することにより上下縁応力度をさらに適切な値に選ぶことができる。

d) たわみ、載荷位置の変動、桁製作誤差の検討

1) 張り出し部先端のたわみ量: 張り出し部先端では桁構造の種別で曲げ剛度、張出し長さなどが異なるなどのため、列車通過時の先端の上下の応答により、先端の高欄などの付帯の構造物に有害な影響を与えることが心配された。このため各荷重状態におけるスラブ先端の静的たわみを求めたところ、その値はきわめて小さいので、先端のたわみが断面形状選定の要因と考えなくてよいものと思われる。

2) 活荷重の載荷位置の変動の影響 (省略)

3) 製作誤差に対する検討 (省略)

4) 局部載荷の検討: 活荷重の局部載荷による曲げモーメントの検討および自動車荷重 T-20 (一等橋荷重)

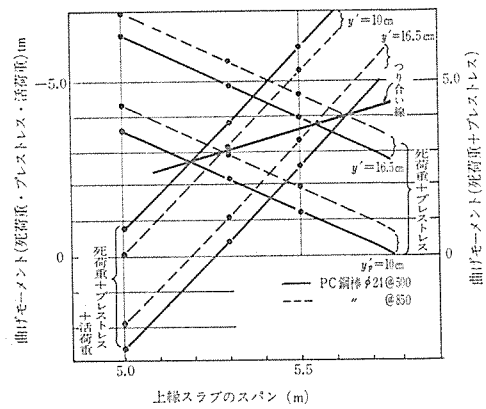
に対するスラブの曲げモーメントを求めたところ、いずれも N-19 荷重の換算分布荷重の値より小さいため、スラブは等分布荷重に対して設計すれば十分であった。

(3) 1室箱形複線桁(市川橋梁)の開発
場所打ち中スパンの複線PC箱形桁として 3・(2) に

表-6 複線PC箱形桁の断面形の検討結果

検 討 項 目	検 討 結 果
(1) 主方向の検討	検討断面として3種類を選び、コンクリート体積および主方向PC鋼材量をできるだけ小さくする(経済的要求)断面として、4つの断面を選定した。
(2) スラブ構造の検討	桁の横方向の断面力の検討の結果、スラブ構造および主要位置の配筋を決定し、主要の材料の数量(m当り)を求め、この結果より経済断面を決定した。
(3) 横方向の断面力、曲げ応力度の検討	検討した3種類の断面について断面力および曲げ応力度を求め、この結果曲げ応力度の条件が各断面とも設計条件を十分満足することを明らかにした。

図-4 腹部モーメントのつり合い図



述べた各種の検討の結果、表-6 に示すような諸事項を明らかにすることができた。

3・(2) に示し検討の結果では、実施可能な3種類の断面形のうち複線1室箱形桁が経済的にすぐれていることを示した。

そこで、以上の結果を基礎として、複線1室箱形桁の有利性を失わない範囲でより合理的な断面の修正のための検討を行なうことにした。合理的な断面の修正の方向は、主桁腹部上端の曲げ応力度は十分小さい値になるように腹部の位置および寸法を決定するということであった。腹部の曲げ応力度を十分小さな値にする要請は、上スラブの横方向にはプレストレスが十分導入されるにもかかわらず、スラブに接する腹部に、プレストレスが与えられないことから、この箇所にはびわれに対して十分な安全率をもたせるようにするためからである。

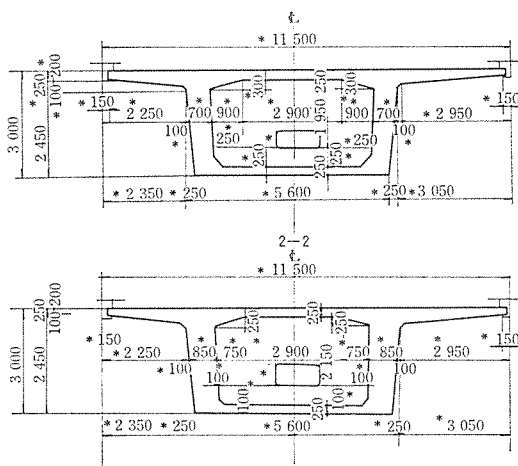
このためには、腹部上端における張出し部の荷重による回転モーメントと、箱形上スラブの荷重による腹部上端の固定モーメントの大きさをつり合うように、上スラブの張出し長さを決定すればよい。図-4 は、このために用いたもので、図中の太線が腹部上端においてモーメントがつり合う、つり合い線を示している。

なお 図-4 は、直線の横締PC鋼棒を上縁より 10 cm および 16.5 cm の位置に配置し、またPC鋼棒の配置間隔は 0.50 m および 0.85 m としている。

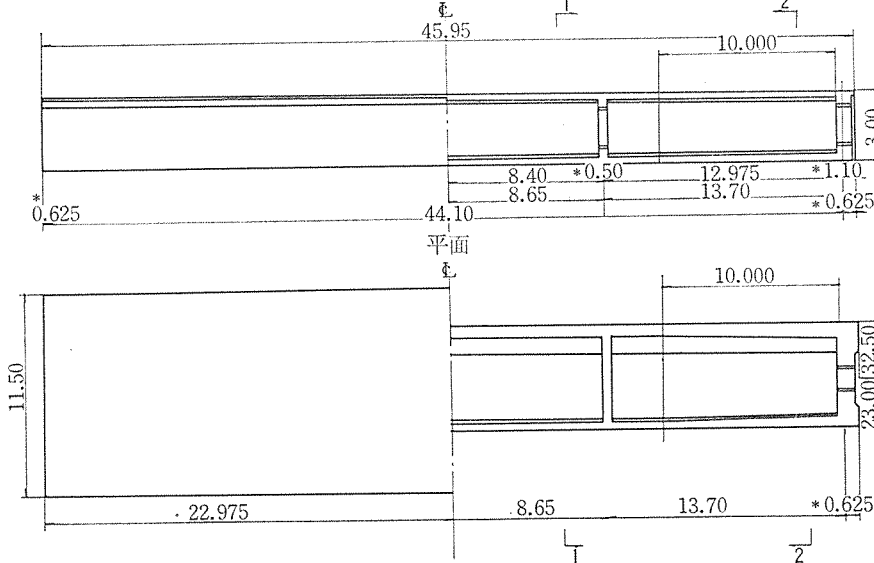
図-4 によれば、PC鋼棒 $\phi 24$ を 0.85 m 間隔に上スラブ上縁より 16.5 cm に配置すれば、スラブのスパンは 5.6 m が適当であ

図-5 標準桁一般形状

(I)断面形状



(II)側面



ることを示している。

実施橋梁では、スラブの張出し長さを標準高架ラーメンなみの値に一致させるという考え方を取り入れ、かつ横締め鋼棒配置位置および形状をより有効に修正して 図-5 に示す形状を最終の断面形とした。

以上の検討の結果えられた断面形の特徴を列挙すると以下のようになる。

1) 設計上の利点：①橋軸方向のPC鋼材、鉄筋配置が単純化し、あわせて横方向の鉄筋配置、横締め鋼棒の配置などが簡素化される。②箱形桁の弱点とみられる腹部上部の橋軸直角方向の曲げ応力度を小さく抑える設計ができる。③支承の使用箇所を減少できる（2室箱形では断面の中央の腹部の端支点にも支承を設けるのが望ましい）。

2) 工事費の節減：①コンクリート体積、PC鋼材量、鉄筋量など桁本体の材料を節減できるだけでなく、型わく費、型わく支保工費などの仮設費も大幅に節減できる。

3) 施工性の改善：①上スラブの補強が簡素になったため、腹部コンクリートの打設後に行なう上スラブの配筋、PC鋼棒の配置などの諸作業を短い時間で済ませることができる。②2室箱形断面に比べ、腹部が2本になるため腹部内型わくの支持方法が簡素化できる。また鉄筋配置、PC鋼材配置作業、コンクリートの打込み作業および緊張作業などでの作業が容易になり、作業のための移動が少なくできる。

(4) 市川橋梁の設計

種々の検討の結果、複線1室箱形桁を山陽新幹線の標準桁として使用することになった。この種の桁はその構造の簡素化による経済性および施工性の良さが着目されて多数の実施をみるに至ったもので、その延長は実に4kmを越えることになった。したがって、この断面形は山幹標準箱形桁と呼ぶことができる。

ここでは、この標準箱形桁の設計の基本方針、設計方法および検討項目のうち、とくに注意を要する点について実施設計の数値を示しながら述べることにする。

a) 設計条件 設計条件は、とくに他の形式のPC桁と異なるところはない。

b) 設計の基本方針

1) 主桁断面の決定方法：標準箱形桁では、図-5 に示す形状図中において*印で示す寸法はスパンにかかわらず固定した値を用いている。したがって、スパンに応じて変化しない寸法は、上スラブ厚、下スラブ厚（さらに大スパンでは変える必要も生じよう）および桁高の点である。

図-6 横締め鋼棒配置形状

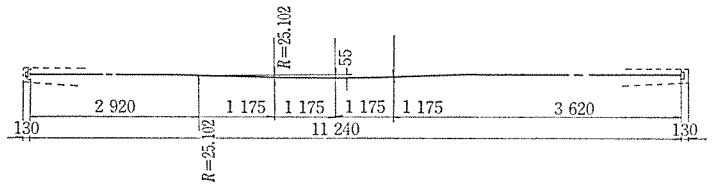
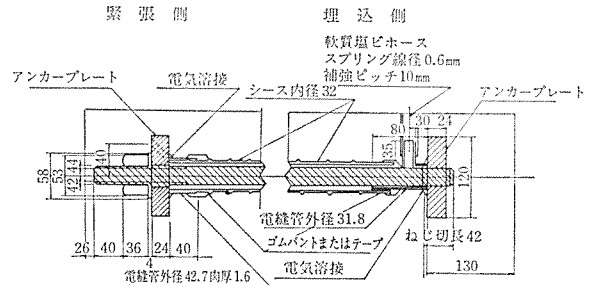


図-7 横締め定着部詳細図



2) 主ケーブルの配置：桁端腹部と上縁に定着する主ケーブルは原則としてスターラップで囲まれた範囲内に配置するものとする。

下スラブに配置する主ケーブルの定着具は下スラブに設けたコンクリートの突起に配置するか、桁端面のスラブに配置する。桁端面に配置した定着具の対の定着具は片引緊張ができるようにスラブに設けたコンクリートの突起に配置しなければならない。

3) 横締めPC鋼棒：

①横締めPC鋼棒はφ24mmを1m間隔に曲線状に配置するのを原則とする。

配置形状が適切であるかどうかは、横方向のラーメン計算によって確かめなければならない。

標準の配置形状は 図-6 のとおりである。

②横締めPC鋼棒は片引き緊張によりプレストレッシングを行なう。横締め鋼棒定着用アンカープレートは一端をJRSアンカープレート（JRS 05000-5 A 13 AR 6）を使用し、緊張側だけ標準のアンカープレートを用いる。

アンカープレートには 図-7 に示すようにシースとの接続のための電縫管およびグラウト注入のための電縫管を溶接する。

4) 横 桁：横桁寸法は 図-5 に示すとおり端横桁幅1.10m、中間横桁幅0.50mとする。各横断には開口を設ける。開口の寸法は支承位置の桁高より制限を受けるが、施工中の内型わくおよび型わく支保工の搬出、構造物の検査などを考慮して、大きな開口になるようにするのが望ましい。

横桁には、スラブ自重、自重以外の静荷重および支承からの反力が荷重として作用するものとして、横桁各部の応力度、鉄筋応力度の検討を行なうものとする。

5) 検査口：桁内部の検査のため、複線箱形桁では桁

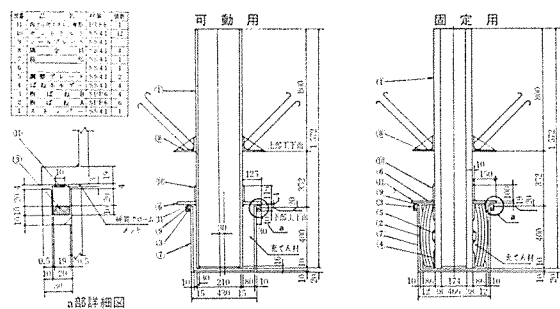
端側面に開口（検査口）を設ける。

6) 支承およびストッパー：複線1室箱形桁では、支承反力の程度、桁高制限の有無などよりベアリングプレート支承および高強度ローラー支承を使い分けている。

ローラー支承は、設計反力が大きい場合にベアリングプレート支承よりも経済的に有利になる一方、支承の高さが大となるため桁高制限のある桁に用いると下部構造の設計に不都合が生じることもある。したがって、実施設計では暫定的にスパン 50 m 以上の桁にローラー支承を使用しているが、長スパンの桁でも桁高制限がある桁ではベアリングプレート支承を用いている。

ストッパーは地震時の桁の落下防止および地震力を伝達するために、端横桁および下部構造中に鉛直にセットしたストッパーの上下部を埋め込んで使用する耐震装置である（図-8）。

図-8 ストッパー



ストッパーは、これを埋め込む端横桁の寸法より1基あたり約 100 t の水平力をとれるように設計しており、桁のスパンが大きくなるにしたがってストッパーの個数を増加するようにして、増加する水平力をとれるようにする。

7) 排水勾配、および防水工：桁の上縁に設ける排水勾配コンクリートは桁本体と1体に打ち込むこととする。

設計計算では、主方向の設計では排水勾配コンクリートを無視することとし、横方向の応力度の計算では排水勾配を考慮するものとする。

PC箱形桁では、上スラブに配置した横締めPC鋼棒の腐食を防護するため、排水勾配とに防水加工を行なう。

8) 箱形桁のせん断鉄筋量の算定：山陽新幹線複線1室箱形桁では、静荷重が主桁の中心に対称に載荷しないため、偏心によるねじりモーメントが作用する。さらに単純載荷によっても同様に大きなねじりモーメントが作用する。

主桁の設計では、曲げによるせん断応力度のほか、これらのねじりモーメントによるねじりせん断応力度に対しても斜め引張応力度の計算を行ない、必要なせん断鉄

筋を用いなければならない。

主桁に対する曲げねじりの鉄筋量の算定は、昭和 36 年度プレストレストコンクリート設計施工指針 58 条解説に示される曲げせん断力に対するスターラップの必要量に、ねじりモーメントによるせん断用スターラップを加えた次式に示す鉄筋を用いるものとする。

$$A_{vsr} = A_{vsB} + A_{vsT}$$

$$= \frac{(S_u - S_{pu}) \cdot s}{\sigma_{sa} Z} \tan \phi \times k_T$$

$$= \frac{2 \cdot b \cdot \tau_{Bu} \cdot \tau_{Be} \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot \sigma_{ce}} \left(1 + \frac{\tau_{Tu}}{\tau_{Bu}} \right)$$

ここに

A_{vsr} ：曲げとねじりを受けたときのスターラップの必要断面積

τ_{Bu} ：破壊荷重作用時の曲げせん断応力度（断面中立軸位置）

τ_{Be} ：設計荷重作用時の曲げせん断応力度（断面中立軸位置）

s ：スターラップの配置間隔

τ_{Tu} ：破壊荷重作用時のねじりせん断応力度（断面中立軸）

σ_{ce} ：設計荷重作用時の圧縮応力度（断面中立軸橋軸方向）

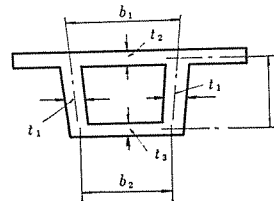
なお τ_{Tu} は次式により求めるものとする。

$$\tau_{Tu} = \tau_{si} + \tau_{Bi} = \frac{M_t}{I_t} \left(t_1 + \frac{2bh}{c} \frac{1}{t_1} \right)$$

ここに

$$I_t = I_{ts} + I_{tB} = \frac{\sum b_i t_i^3}{3} + \frac{4b^2 h^2}{c}$$

$$c = \int \frac{1}{t_i} ds = \frac{2h}{t_1} + \frac{b_1}{t_2} + \frac{b_2}{t_3}$$



9) 主桁のせん断おくれに対する鉄筋補強：箱形断面の下スラブには曲げおよび、ねじりモーメントによるせん断応力度（せん断おくれ）がおこる。

スラブと腹部の接合点では、このせん断おくれによるせん断応力度を計算し、許容値を超過した場合は主桁の横方向にせん断補強鉄筋を配置するものとする。

10) 主桁の横方向の設計：主桁の横方向の設計では、主桁を腹部の下端で支持した変断面材をもつラーメン構造として曲げモーメントを計算し、必要な部材の補強、たとえば上スラブの応力計算などを行なう、ここでは剛域の考え方によるラーメンの計算結果を示すことにす

表-7 曲げモーメント総括表

No.	位 置	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	自 重	1.03	-1.01	2.65	-1.64	0.35	2.29	-4.17	1.88	-1.89	0.58	
2	全 静 荷 重	0.40	-1.56	6.74	5.52	1.17	6.58	-9.90	3.33	-2.50	0.59	
3	活 荷 重	単線載荷	-1.26	5.15	1.48	-6.63	0.85	2.54	0	-2.54	-1.36	-0.05
		複線載荷	0.68	1.46	0	-1.46	0.51	5.70	-2.75	-2.95	0.81	0.07
4	高 欄 推 力 (最大最小値)	-0.58	6.61	1.48	-8.09	1.36	8.24	-2.75	-5.49	-0.55	0.02	
5	群 集 荷 重 (最大最小値)	±0.02	-0.06	0.07	-0.02	-0.01	-0.01	-0.07	0.01	-0.02	0	
		-0.23	-1.01	0.83	0.37	-0.01	0.40	0	1.57	0.24	0.02	
6	プレストレスによる不 定モーメント 合成モーメント	-0.53	-0.64	0	-0.19	-0.03	-0.17	-1.80	0.17	-0.50	0.01	
7	プレストレス導入時	-0.08	-0.17	0	0.17	0.17	-0.17	0	0.17	0.08	0.08	
8	プレストレス導入時 全 静 荷 重 時	0.95	-1.18	2.65	-1.47	0.52	2.12	-4.17	2.05	-1.81	0.66	
9	全 静 荷 重 時 設 計 荷 重 時	0.32	-1.39	6.74	-5.35	1.34	6.41	-9.90	3.50	-2.42	0.67	
10	設 計 荷 重 + 高欄 + 群集荷 重	1.84	5.22	8.22	-13.44	2.70	14.65	-12.65	-2.95	-3.88	0.74	
		2.08	4.84	9.12	-13.65	2.68	15.07	-14.52	-2.77	-4.39	0.76	

注：1) 符号は節点モーメントに対してはたわみ角法の規約による。中間モーメントに対しては部材下側を正とする。
2) 個々のモーメントの和が合成モーメントの値と必ずしも一致しないのは本表記載以外のモーメントを組合わせているためである。

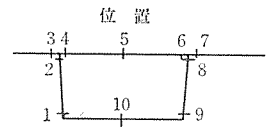


図-9 ラーメン主要曲げ応力度

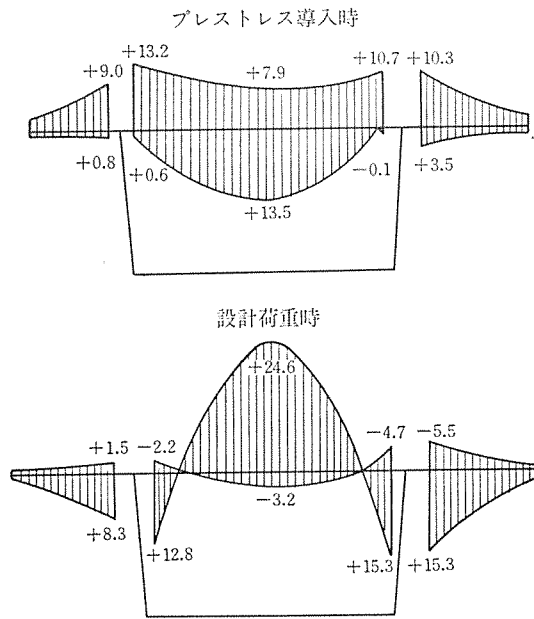


図-9 のようになる。

4. 施 工

施工計画の策定にあたっては、今まで場所打ちで施工したほかの橋梁に比べて複線一定構造であること、スパンおよび桁高 (3.0 m) がかなり大きいことなどから慎重に種々の問題を検討した。施工との問題点は次のようであった。

- 1) 工期 (昭和 43 年 10 月から 45 年 5 月) が 19 ヶ月間であるが、そのうち 6 月~10 月までの 5 ヶ月は出水期にあたるため支保工を使用することができないので、ほとんどの作業は冬期に行なうこととなる。
- 2) 1 回のコンクリート量がかかなり大きく、そのためコンクリートの打継目箇所およびその処理をどのようにするか。
- 3) 温度変化、乾燥収縮、不等沈下などによるひびわれ防止策。
- 4) コンクリート打込みのさいの型わく変形を少なく

る。

① ラーメンの設計位置 10 ヶ所における荷重による曲げモーメントの総括を表-7 に示す。

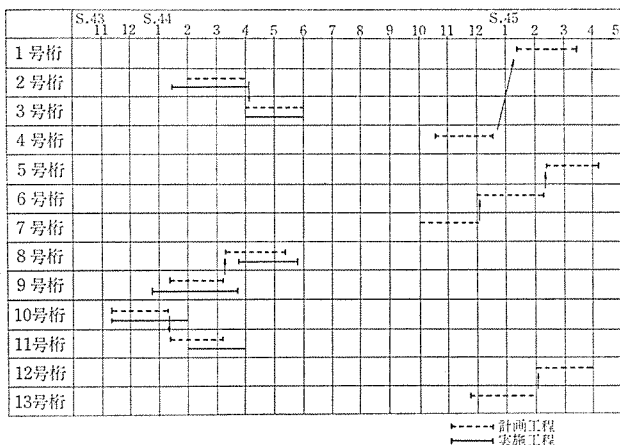
表-7 では、活荷重モーメントはスラブに対しまぐらぎ端より 45° に分布するとした値を示しているが、安全側に数値がえられるよう、合成モーメントを求めるさいは分布をしない場合の活荷重モーメントを用いている場合もあり、個々のモーメントの和が合成モーメントの値になっていない場合もある。

② 曲げ応力度：プレストレス導入時および設計荷重を受けたときのラーメン主要位置の曲げ応力度を示すと

表-8 1 連あたりの工程表

工程	日数	10日	20日	30日	40日	50日	60日
ベタ基礎掘立		→					
ベコサポート掘立		→					
目架橋支保工架設		→					
型わく組立		→	→	→	→		
鉄筋、PC鋼線組立		→	→	→	→		
コンクリート打設			→	→	→	→	
養生			→	→	→	→	
プレストレスング						→	
グラウト注入						→	→
型わく払						→	→
支保工解体						→	→

表-9 全体工程表



するための支保工材、型わく材および、その補助材の検討

1) の制約条項を検討の結果、材料は桁3連分を用意し4回転用することとした。コンクリートは数回にわたり試験練りを実施し、 $C/W-\sigma_{28}$ 線を求め現場配合を決定した。

桁1連の工程および桁工事全体の工程計画は表-8,9に示すとおりである。

(1) 支保工

a) 支保工検討の基本方針

- ① 桁の断面が大きく、とくに桁高が3.0mとかなり大きいので相当強固な構造とする必要がある。
- ② コンクリート打ち込みその他によって過度の沈下を生じないようにする。
- ③ プレストレッシングにより支点反力の状態が変化することを考慮に入れた構造とする。
- ④ 垂直方向の荷重に対しても十分な強度を有すたほか、一水平方向の荷重に対しても安定した構造とする。
- ⑤ 上げ越しの調節が容易にできる必要がある。
- ⑥ 工期上の制限から支保工の組立および解体が比較的容易であること。

以上の各項を満足する支保工として支柱式支保工を採用

し、支保工から反力を地盤に均等に伝えるため、鉄筋で補強したコンクリートべた基礎とした。なお、支持杭は使用していないが、これは市川橋梁下部構造の施工経験より、表層地盤に十分な支持力があると判断したためである。また市川は過去の例によれば湯水期においても、ときどき出水があるのでこれらによる洗掘を防ぐため、現地盤を掘り、ほぼ基礎の天端が現地盤になるようにした。橋脚付近の基礎は、ウエル施工のさい、まわりの地盤をゆるめているので、ウエルのふたコンクリート上にコンクリート杭をたて基礎コンクリートを打設し、ペコサポートを支える構造とした。次に支保工床組主ばりの設計では、②よりコンクリート重量による許容たわみを5mm、許容引張応力 1600kg/cm^2 とし種々の主ばり寸法について経済比較を行なった結果(図-10,11)、支柱のスパンと本数およびHビームの寸法本数等を決定した。

図-11より2スパン44.7mの桁については主ばりス

図-10 支保工経済比較

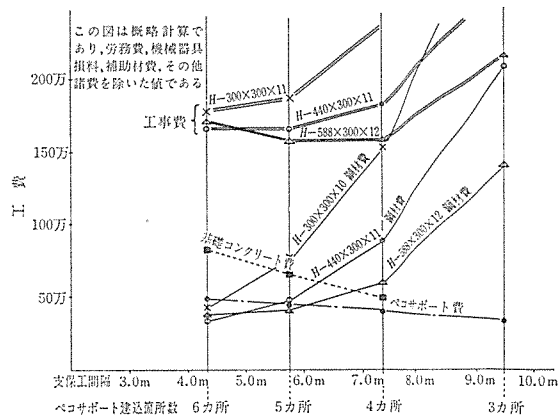
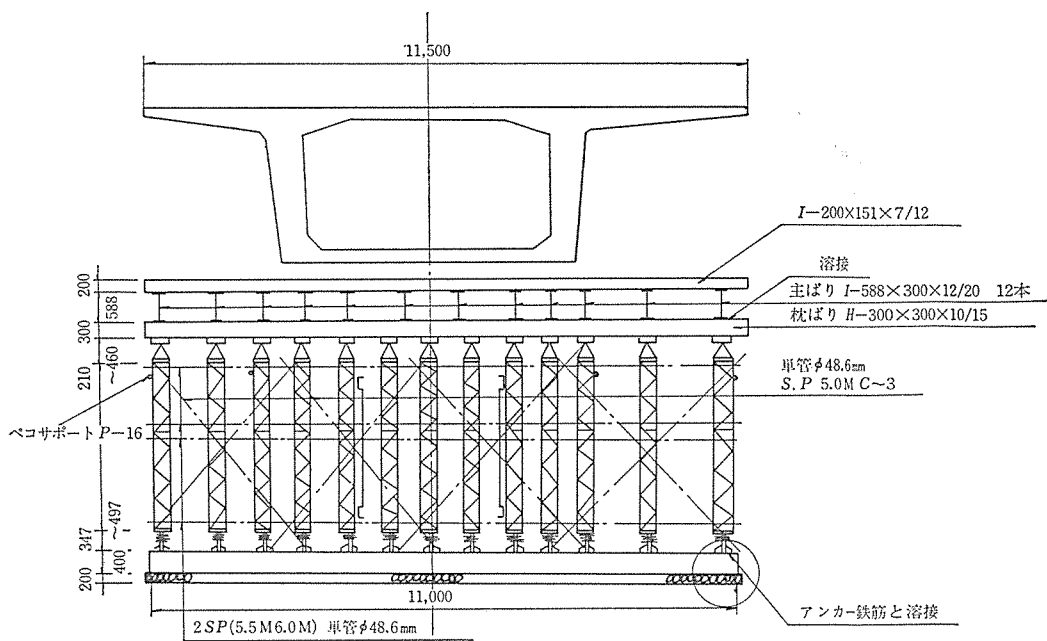


図-11 支保工横断面



パンを 7.28 m, 37.7 m の桁では 5.88 m とした。

b) 支保工の構造計算 主要な設計数値を示すと次のようになる。

1) 主ばりの検討 (44.7 m スパンについて)

主ばりに作用する荷重

{	主桁コンクリート	$408 \text{ m}^3/\text{連} \times 2.5 \text{ t/m}^3/46.0 \text{ m} = 22.17 \text{ t/m}$
	支保工鋼材重量 (H-588×300×12)	$0.151 \text{ t/m} \times 12 \text{ 本} = 1.81$
	” (H-200×151×7)	$0.039 \text{ t/m} \times 37 \text{ 本}/46 \text{ m} = 0.03$
	型わく支保工 (60 kg/m ²)	$0.06 \text{ t/m}^2 \times 8.6 \text{ m} = 0.52$
	作業荷重 (350 kg/m ²)	$0.350 \text{ t/m}^2 \times 8.6 \text{ m} = 3.01$
	計	28 t/m

スパン (7.28 m) 中央のたわみ, および I ビームの引張応力度は

$$\delta_{\max} = \frac{5 W l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 280 \times 7.28^4 \times 10^8}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 118\,000 \times 12}$$

$$= 0.34 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ I = 118\,000 \times 12 \text{ 本} \\ W = 28 \text{ t/m} = 280 \text{ kg/cm} \\ l = 728^4 \text{ cm}^4 = 7.28^4 \times 10^8 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

この値は目標とした 5 mm より十分小さい。

I ビームが下スラブ幅に分布するビーム, すなわち 12 本中 8 本が荷重のほとんどを受けると考えた場合

$$\delta = 3.4 \times \frac{12}{8} = 5.0 \text{ mm}$$

となる。

曲げ応力度は主ばりに作用する曲げモーメントを単純に

$$M = \frac{1}{8} W l^2 = \frac{1}{8} \times 28.0 \times 7.28^2 = 185.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$z = 4\,020 \text{ cm}^3 \times 8 \text{ 本}$$

とすると

$$\sigma = \frac{M}{z} = \frac{18\,550\,000}{4\,020 \times 8} = 577 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1\,600 \text{ kg/cm}^2$$

となり十分小さな値となる。

2) ペコサポートについて: ペコサポートの 1 列が受けもつ反力 R は

$$R = 1/2 W l = 1/2 \times 28.0 \times (7.28 + 1.40)$$

$$= 121.5 \text{ t}$$

ペコサポートのジャッキ頭部に働く水平力を架設時反力

の 5% とすると

$$H = 0.05 \times 121.5$$

$$= 6.08 \text{ t}$$

支柱の上下端に曲げと圧縮が同時に作用する柱と考えると次式によって曲げモーメントの影響分だけ許容支持力を低下させた。

$$\frac{N}{N_a} + \frac{M}{M_a} \leq 1$$

ここに
M_a 曲げモーメントの許容値 = 4.0 t
N_a 軸圧縮力の許容値 = 16.0 t

ペコサポート所要本数を n 本とすると上式に代入して

$$\frac{121.52}{16.0} + \frac{14.59}{4.0} \leq 1$$

実荷重に対して

$$\begin{cases} M = H \times h = 6.08 \times (2.0 + 0.40) \\ = 14.59 \text{ t}\cdot\text{m} \\ N = 121.52 \text{ t} \end{cases}$$

n ≥ 11.2, 実際には, ペコサポートの配置位置を検討の結果, 図-11 に示すように 13 本を使用することとなった。水平力は筋かい材として φ48.6 mm パイプを用いクランプ (自在直交ボルト付きクランプ) は把握力より, その使用数量を決定した (図-11)。

3) 支保工の上げ越し量: 桁のそりはクリープの終了後 40 mm 程度となることを目標として上げ越しを定めた。桁のそりの予定量は次のとおりである。

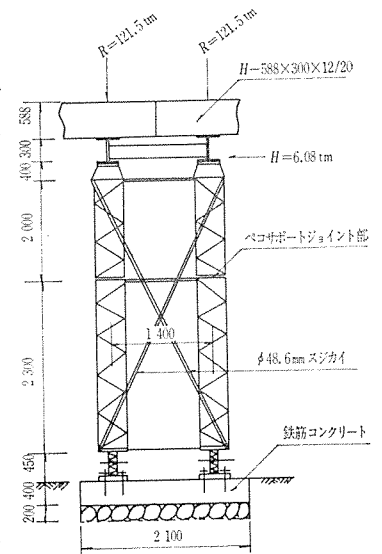
死荷重によるたわみ	+ 35 mm	}	緊張完了時
プレストレスによるたわみ	- 69 mm × 0.85 = - 58 mm		
死荷重 (軌道) によるたわみ	+ 22 mm		
クリープによるたわみ	- 23 mm × 1.73 (クリープ係数) = - 40 mm		

$$\text{クリープ完了時のたわみ} \quad -23 + 22 - 40 = -41 \text{ mm}$$

支保工の沈下およびなじみは次のように仮定し, 上げ越し量を決めた。

そりの不足量	- 1.0 mm
地盤の沈下	2.0 mm
(下部構造施工実績より)	
ペコサポート弾性縮み	2.0 mm
支保工のなじみ (木と木)	4 か所 × 2 = 8.0 mm

図-12 ペコサポート構造

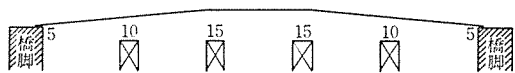


(鋼と木)	$1 \times 0.5 = 0.5 \text{ mm}$
(鋼と鋼)	$6 \times 0.5 = 3.0 \text{ mm}$
(鋼とコンクリート)	$1 \times 0.5 = 0.5 \text{ mm}$

15.0 mm

桁にそった上げ越しは緊張終了後桁が放物線になるように定めた(図-13)。

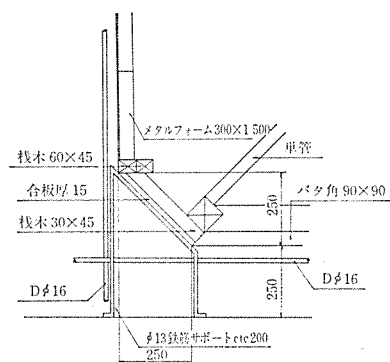
図-13 支保工の上げ越し



(2) 型 わ く

a) 材料および転用の方針 本工事の型わくはメタルフォームを使用することも考慮したが、すでに述べたように冬期の施工にあたっては打設コンクリートの保温性を考え、外型わくについては厚 16 mm の耐水合板をせき板に用いた。内型わくおよび上スラブ型わくは、大部分をメタルフォームにより組立てハンチ、ウェブ拡幅部などに変化部分のみ合板型わくを用いた。型わく製

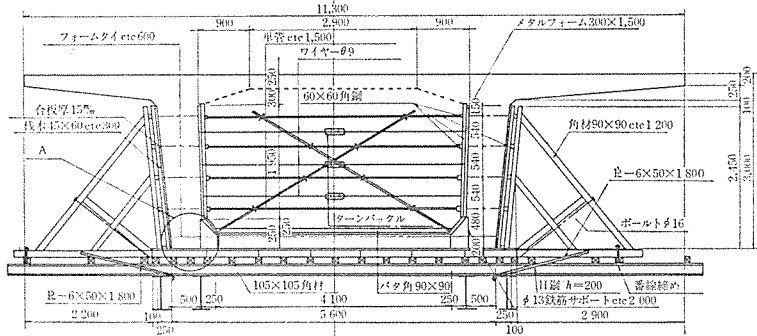
図-14 下床版ハンチ部型わく詳細図



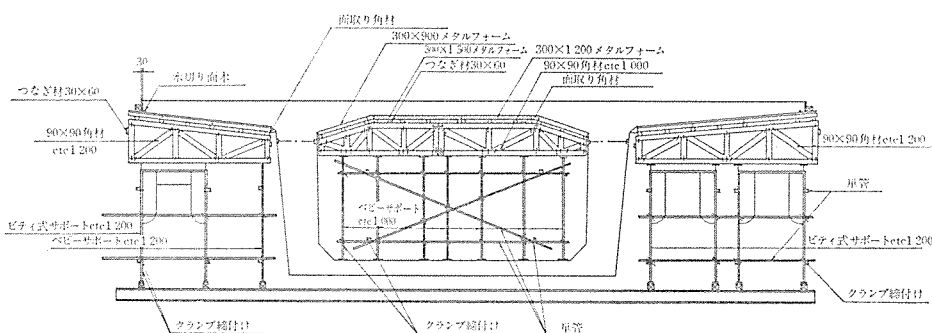
のように冬期の施工にあたっては打設コンクリートの保温性を考え、外型わくについては厚 16 mm の耐水合板をせき板に用いた。内型わくおよび上スラブ型わくは、大部分をメタルフォームにより組立てハンチ、ウェブ拡幅部などに変化部分のみ合板型わくを用いた。型わく製

図-15

下スラブ・ウェブ部型わく



上スラブ部型わく



作数は 44.7 m スパン用 2 連分, 37.7 m スパン用 1 連分計 3 連分を準備し, 適宜補修入替えて 4 回転用することとした。

b) 型わく構造

1) 底部: ボックス部底部は合板型わくを直接支保工ならし材 (10.5 cm x 10.5 cm) にのせる。ならし材に間隔はウェブ下面は 30 cm ピッチとしその他の部分は 45 cm ピッチとする。上スラブ張出部は合板型わくの下に角鋼管 (60 mm x 60 mm) をしき並べ, これをトラス状に加工したわく組みにより受け, これを互いに単管で連結した鋼管わくおよびパイプサポートに受ける。

2) 腹部: コンクリート打ち込み区分は下スラブおよびウェブハンチ鉄筋下までを第 1 回とするので, ウェブ内型わくはウェブ部分と下スラブハンチ部分までの間に型わくにウェブに 5 ヲ所平均ピッチ 60 cm にフォームタイにより, 外型わくと締め付ける。またウェブ内型わくは型わく下端部分において φ 13 mm 鉄筋を加工した受台により支持する。また下スラブハンチ型わくを固定するためハンチ部分では 図-14 に示すように型わくを保持した。相対する内型わく間にはパイプサポートにより間隔を保持し, さらに φ 9 mm ワイヤードターンバックルを用いた。

3) ボックス部上スラブ型わく: ウェブ内型わく脱型後ベビーサポートによりメタルフォームを組み立てることとする。メタルフォームは, 鋼製角ばたで受け, これをトラス状のわく組みに受け持たせる構造とした。サポートは 図-15 に示すように単管を筋かいおよび通し材として用いて補強する。またサポートの橋軸方向の間隔は 100 cm とする。この型わくはプレストレスング前にコンクリートが十分な圧縮強度に達したとき冬期においては材令 4 日を目標として脱型することとした。

4) プレストレスングのさいの橋体弾性変形に対する処置: プレストレスングのさいの桁の短縮およびコンクリートと型わくの間の摩擦を少なくするため底部型わくを除くすべての型わくは早期のプレストレスングをのぞきプレストレスを与える以前に脱型する。また, 底部型わくは支承内側 1.8 m 付近に 底型わく全面に設置した型わく代用の発泡スチロール板を使用して桁の変形に対する拘束を避ける。

表-10 現 場 配 合

	設計強度 (kg/cm ²)	粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スラブ の 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	1 m ³ 当 たり の 配 合 (kg/m ³)							
					W	C	W/C	S/A	S	G	混和剤	
下スラブ, ウェブ	400	25	7±1		146	410	35.6	33.5	615	1230	1.025	ボゾリス No. 5L
上 ス ラ ブ	400	25	7±1		146	385	38.0	33.0	612	1253	0.963	〃
砂 利 止 ダ ク ト	240	25	12±1	4.5±1	151	285	53.0	38.0	713	1173	0.713	〃

プレストレッシングの進行につれてIビーム支保工などの弾性的もどりによる上向きの反力に対しては全56ケーブル中22ケーブルのプレストレッシングで完全に桁自重を支えることができることから、22ケーブルのプレストレッシングが完了後支保工床組を降下するためペコサポートの脚部ジャッキをゆるめる。なお、自重を支えることのできる段階で主ケーブルのプレストレッシングと同時に横締め鋼棒のプレストレッシングを並行して行なう。

(3) 鉄筋およびPC鋼材の配置

鉄筋は所定のかぶりを保つように硬鋼線を加工したスペーサーにより支持する。PCケーブルはスターラップ鉄筋にφ13mmの支え鉄筋を1.2mピッチに各ケーブル所定の高さに溶接して取り付け、これにシースを結束線で強固に固定する。シース継手はジョイントシースでつなぎブラックテープを入念に巻きつける。またシースの曲げ上げ点では、下スラブ上面鉄筋およびハンチ部鉄筋と交差するのでPC鋼線を優先して配置する必要があった。横締めPC鋼棒は片引き交互の配置であるが、初回(10号桁)のみ摩擦係数測定の意味から10本については両引きできる構造とした。PC鋼棒は工場で曲げ加工を行なったうえ、現場では薄鋼板製のスペーサーで高さを確保した。

(4) コンクリート

a) 配 合 試験練りによりC/W-σ₂₈線を求め、σ₂₈=440 kg/cm²になるような配合を決定した。上スラブコンクリートは乾燥収縮によるひびわれ防止の意味でウェブとのセメント量をかえた。スラブは必要とする50分の運搬時間によるコンシステンシーの低下(1.5~2.0cm)を考慮し、7±1cmを目標とした(表-10, 図-16)

b) コンクリート打ち コンクリート打ちにあたっては鉄筋シースなどに狂い損傷を与えないように注意した。また1区分のコンクリートは連続して打つ必要があるのでコンクリートの打継目の位置・打設方法を種々検討した結果、打設区分・順序、打設方法は 図-17, 18 のようにした。

コンクリートの打込みは、桁を下スラブ、ウェブ部分(第1回目①②)と上スラブ(第2回目③④)にわけ、合計4日にわたる打込みで1連を完了した。第1日目の

図-16 水セメント比とコンクリート強度の関係

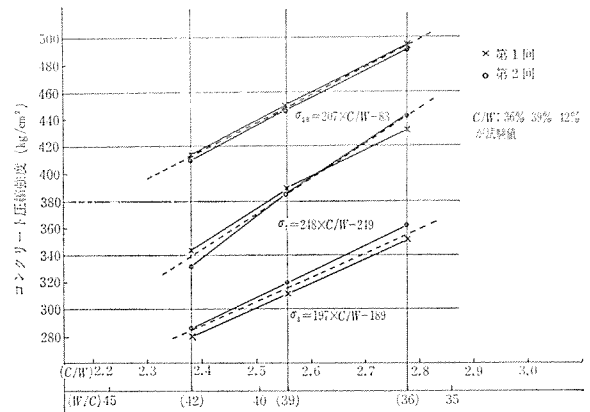


図-17 打込み区分および順序

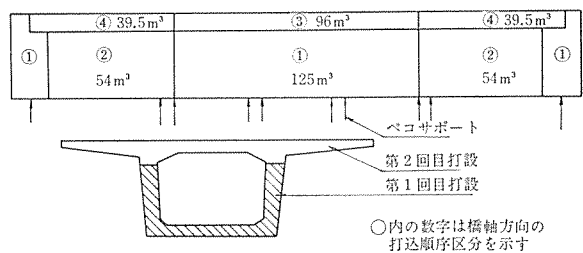
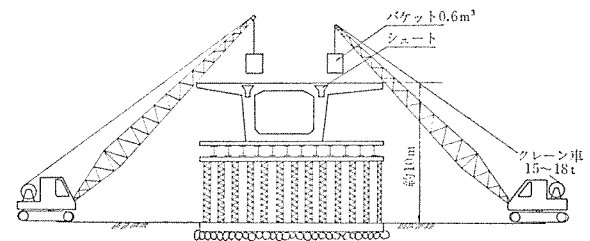


図-18 打込み方法



中央の③部分は下スラブを片押しに、ウェブ部分は高さ約60~70cmずつ3回で上スラブハンチ鉄筋下面まで打ち込んだ。また支点上の1.10m部分はひびわれ防止のプレストレスを早期に与えるため全断面にわたって打込んだ。翌日②の部分をつまみ中央より支点方向に向かって①の部分と同様の手順で打設した。2日間程養生してウェブ側面の型わくを解体し上スラブの型わくを組立て鉄筋PC鋼棒などを配置して(この間約10日)③の部分のコンクリートを打込む。この場合支保工支柱位置を支点としたU字型断面の連続桁に上スラブの等分布荷重が作用したと考え、またU字型断面の一部プレストレスを与えた状態で応力の検討をすると十分安全な応力状態であった。なお、ひびわれを用心してφ16mm、長さ3.0m

の鉄筋5本を支保工上のウェブ上面近くに補強した。次に④の部分は③の部分と同様な方法によってスパン中央より支点方向に向かって打ち進む。ウェブ部分の打継目は垂直に仕切するため2mm方眼の金網により間仕切りを行なった、

(5) プレストレッシング

本橋は材厚が大で温度変化乾燥収縮が原因となるひびわれの生ずるおそれがあったため、ひびわれ防止のため早期プレストレスを与えることにした。

1) ひびわれ防止のプレストレス量：下スラブおよびウェブ部分のコンクリート打設後2~3日でU型断面に対して56ケーブル中8ケーブルのプレストレスを与える。次に上スラブのコンクリート打ち後2~3日で8ケーブルの緊張を行ない、早期のひびわれの防止につとめた。

2) ヤング係数および摩擦係数：材令3~4日で鋼材とシースの摩擦係数およびヤング係数20個の実測値より、 $\mu=0.325$ 、不偏分散 $V=0.02117$ 、不偏分散の平方根 $\sqrt{V}=0.1455$ となり管理限界は

ケーブル1本ごとの μ に対して

$$\mu=0.325 \pm 3 \times 0.1455 = 0.762 \sim -0.112$$

ケーブル1グループごとの μ に対して

$$\mu=0.325 \pm 1.5 \times 0.1455 = 0.543 \sim 0.107$$

となった

次に E_p 直線 (引止め E_p) は平均値 $\bar{E}_p=1.95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ となり、下限値は $1.91 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ であった。横縮PC鋼棒の摩擦係数およびヤング係数の推定は $\bar{\mu} =$

図-19 沈下測定

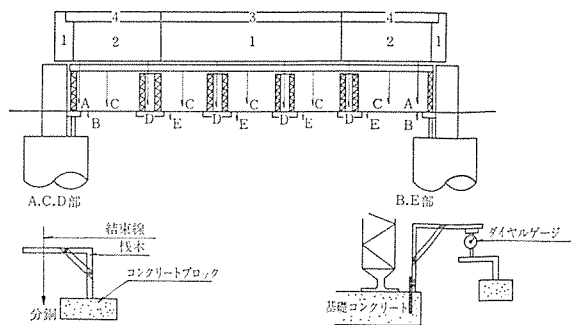


表-11 コンクリート打込みにもなう沈下量

	下スラブウェブ(1.2)打設後 (mm)	上スラブ(3.4)打設後 (mm)	合計 (mm)
主桁中央 (C部) のたわみ量	5.0 (3.0)	1.0 (0.5)	6.0 (3.5)
型わくその他 (A, D部) のなじみ量	11.0 (6.0)	3.0 (1.5)	14.0 (7.5)
RCコンクリート杭 (B部) の変位量	0.3 (0.2)	0.2 (0.1)	0.5 (0.3)
地盤 (E部) の沈下量	1.3 (0.5)	1.0 (0.1)	2.3 (0.6)

Max の値, () 内は算術平均値

0.84, $\bar{E}_p=1.92 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ であった。

(6) 沈下測定

コンクリート打ち後の型わくのなじみ、支保工主ばりのたわみ、地盤沈下状況を図-19に示す方法により測定した。この結果表-11に示すとおりコンクリートベースの沈下が1mm以下、支保工床組みのIビームのたわみが平均3.5mm、最大5mm型わくのなじみはかなり大きく平均7.5mmであった。

1970. 4.30・受付