

PC 等径間連続ラーメン橋の設計と施工

——北陸自動車道 親不知海岸高架橋——

青 山 實 伸*
 増 島 隆 夫**
 海 津 誠 昭***

1. はじめに

北陸自動車道親不知海岸高架橋は、「天下の険」親不知・子不知付近の海岸部・砂浜部に架けられた延長3 373 m (80 径間) の我が国最長の PC 高架橋である (図-1, 写真-1)。

本高架橋は、大規模な海岸部の高架橋であり、その設計および施工の特色についてはすでに本誌で報告済みであるが¹⁾、高架橋の新潟側の海中部に架けられた3径間連続ラーメン箱桁橋では、①張出し施工時のアンバランスモーメントの低減、②側径間の仮支柱併用による逆張

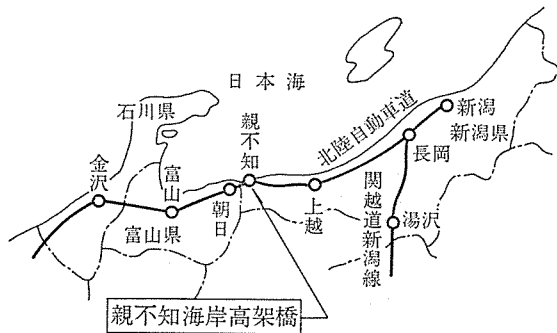


図-1 位置図



写真-1 親不知海岸高架橋

* 日本道路公団大阪建設局構造技術課長
 ** 日本道路公団新潟建設局魚津工事事務所親不知工事区
 *** オリエンタルコンクリート(株)東京支店工務部設計課

出し施工, などの特色ある設計・施工を行った。

本文では、この等径間連続ラーメン箱桁橋の設計・施工について報告するものである。

2. 工事概要

2.1 構造概要

本橋の構造概要および主要材料は次のとおりである (図-2, 表-1)。

橋 種: プレストレストコンクリート道路橋

構造形式: 3径間連続ラーメン箱桁橋

架設工法: ディビダーク工法

橋 格: 一等橋 (TL-20, TT-43)

橋 長: 193.885 m

支 間: 64.235 m + 64.500 m + 63.850 m

有効幅員: 21.500 m

2.2 工事工程

本橋の工事工程を 図-3 に示す。

3. 設 計

3.1 設計条件

設計震度: 設計時主方向 $K_h=0.19$

設計時横方向 $K_h=0.15$

架設時 $K_h=0.10$

温度変化: $\pm 10^\circ\text{C}$ 温度差: $+5^\circ\text{C}$

クリープ係数: 主方向 $\phi=2.36$

横方向 $\phi=2.60$

乾燥収縮度: 主方向 $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$

表-1 主要材料

品名・仕様	単位	数 量
コンクリート $\sigma_{ck}=400\text{kg}/\text{cm}^2$	m ³	4,110
型 枠	m ²	13,400
鉄 筋 SD30	t	609
P C 鋼 棒	SBPR 80/105 $\phi 32$ (主方向)	250
	” (横方向)	78
	SBPR 95/120 $\phi 26$ / $\phi 32$ (鉛直)	20
	” (架設)	15

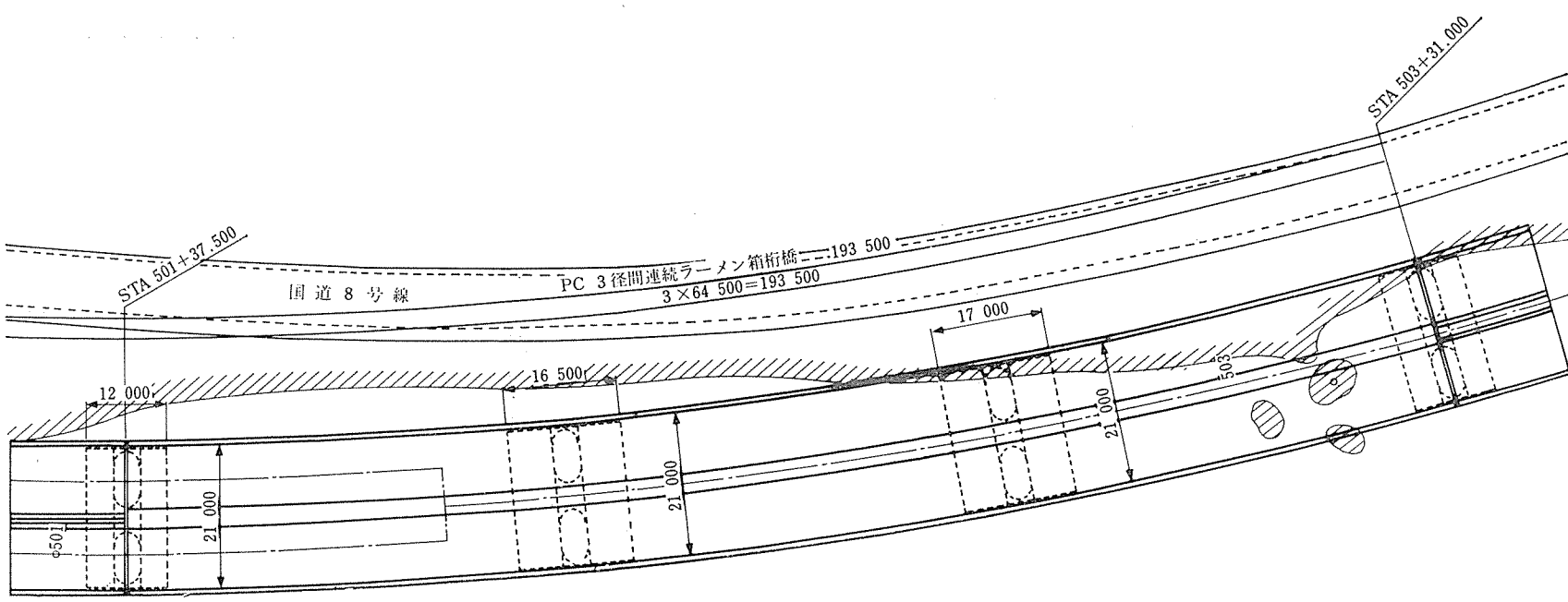
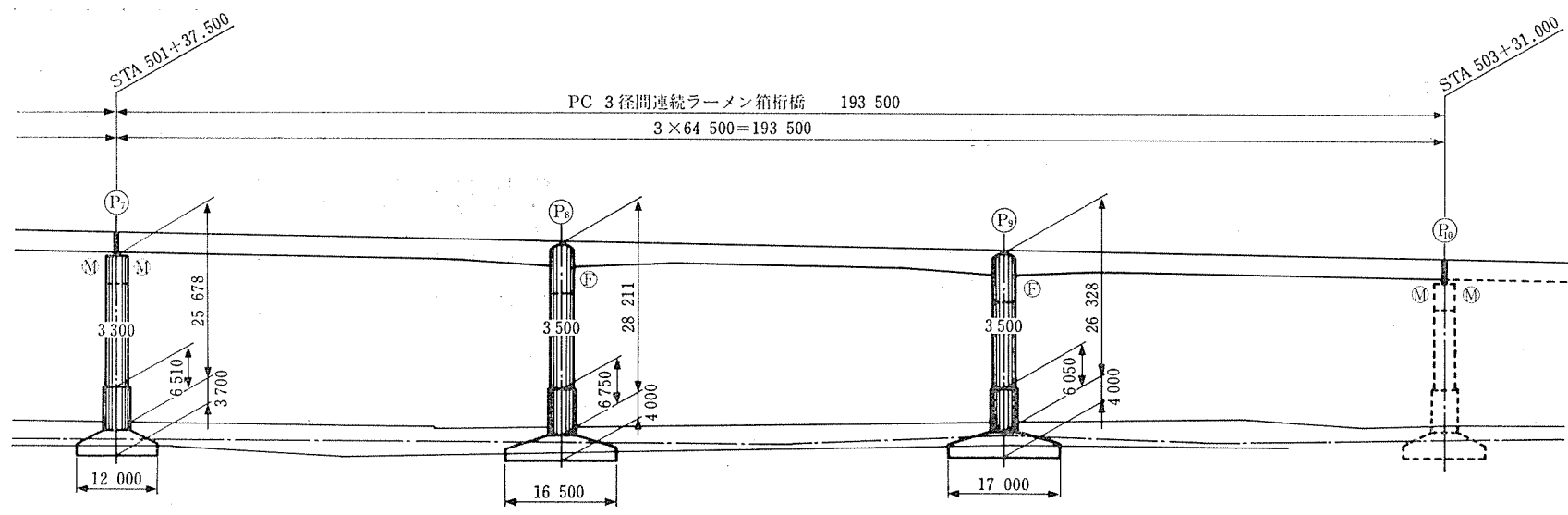


図-2 一般図

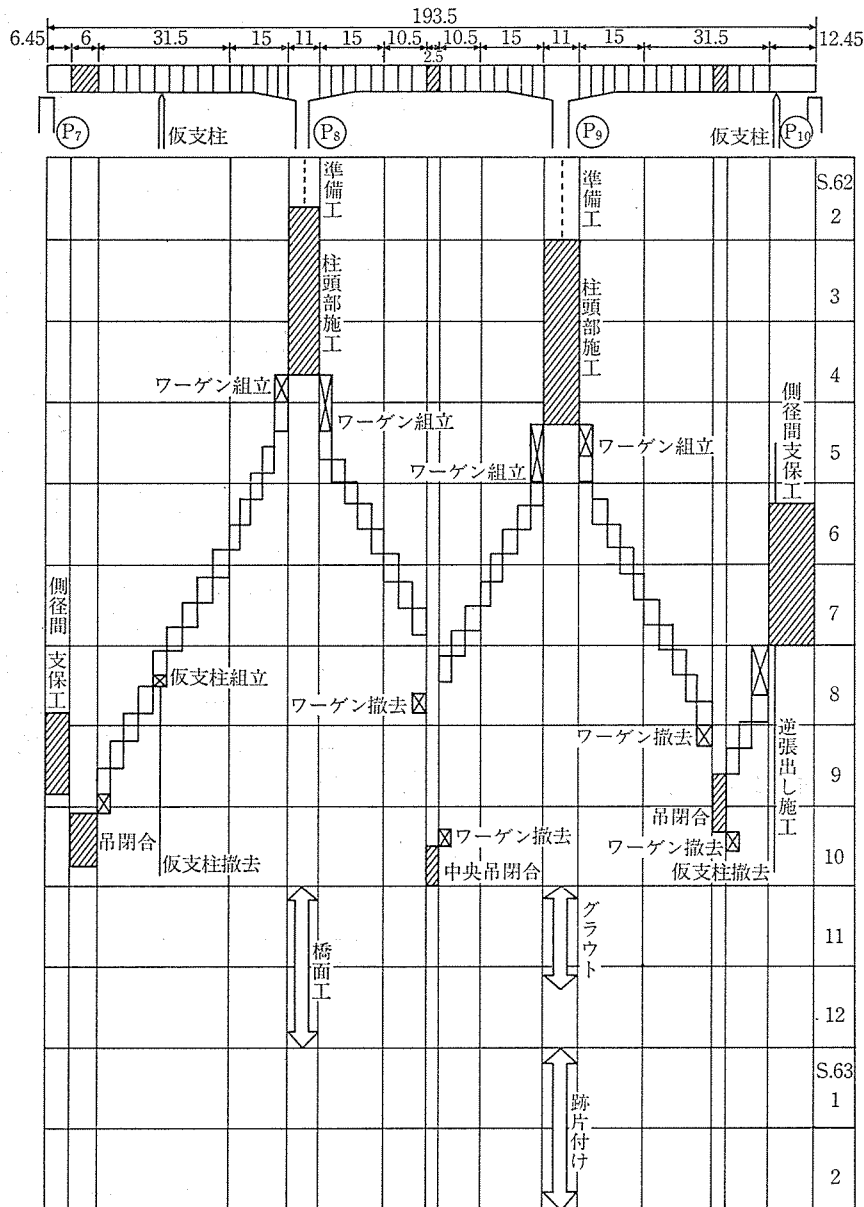


図-3 工事工程表

横方向 $\epsilon_s = 20 \times 10^{-5}$

PC 鋼材レラクセーション: $r=3\%$

3.2 施工方法および断面・ブロック割り

(1) 施工方法

本橋の施工手順を図-4に示す。架設工法は、海中部に架設するため、張出し工法を採用した。P₉側の側径間の施工は、支保工施工が困難であるため、仮支柱を用いた2次張出し方式によった。P₉側の側径間は、親不知の名勝“鬼けり岩”があり仮支柱の設置ができないため、岩を避けた位置に仮支柱を設け、逆張出し工法により施工した(写真-2)。

(2) 断面形状およびブロック割り

主桁断面は、4車線から2車線への移行区間であり一体構造が必要なことから、3室箱桁断面としている。桁

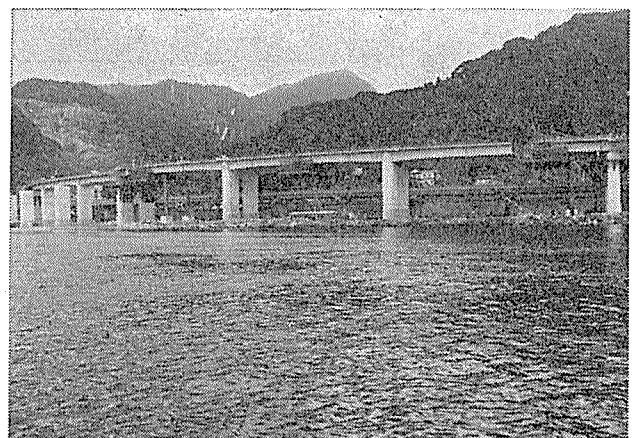


写真-2 張出し架設状況

高は、柱頭部で3.7m、支間部で3.0mとし、直線で変化させた。

◇工事報告◇

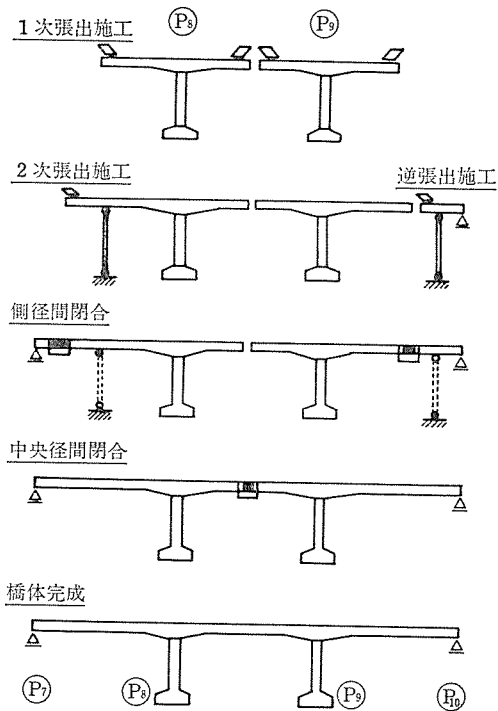


図-4 施工手順

上床版厚は全長にわたり 32 cm, 下床版厚は 25 cm~55 cm, ウェブ厚は外ウェブを 40 cm~60 cm, 内ウェブを 35 cm~55 cm としている。これらの部材厚は、塩害対策による所要かぶり(外側 70 mm, 内側 35 mm)の確保, PC 鋼材および定着体の配置などから決定した(図-5)。

またブロック割りは、使用する中型ワーゲンの能力, 仮支柱の設置位置の関係などから決定した(図-6)。

3.3 断面力

本橋は、施工段階毎に構造系が変化するため、コンクリートのクリープの進行に伴って 2 次不静定力が発生する。施工段階の途中におけるこの量は、通常小さく、この橋においても、中央閉合時で主桁断面力の約 5% となっており、主桁の断面算定上は、この時点ではもともと余裕があるため、省略しうる値となっている。

しかし、橋脚の断面力に対しては、その割合は約 20% と大きく、断面算定で無視できない値となった。したがって今回は、クリープによる 2 次不静定力を施工時の途中段階においても考慮し、図-7 に示す各施工段階毎の断面力を用いて設計した。

(P₇) ~ (P₁₀)

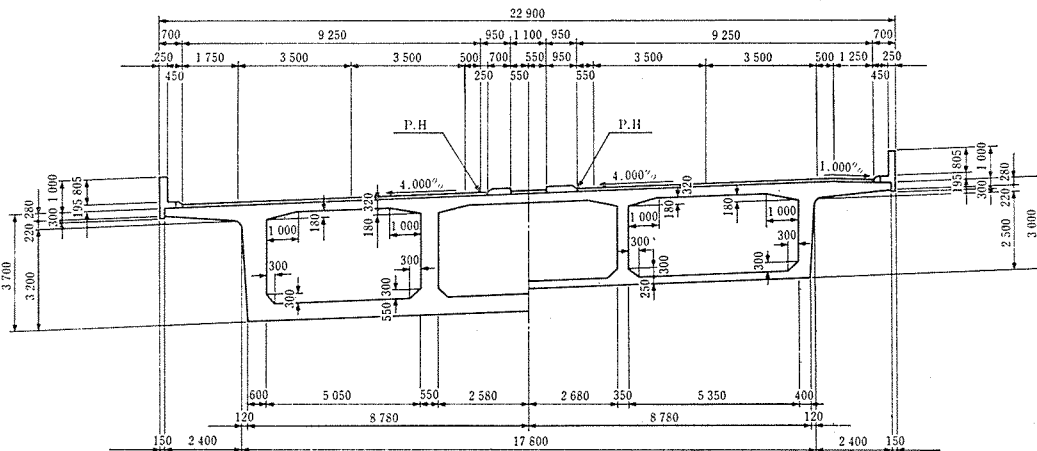


図-5 主桁断面図

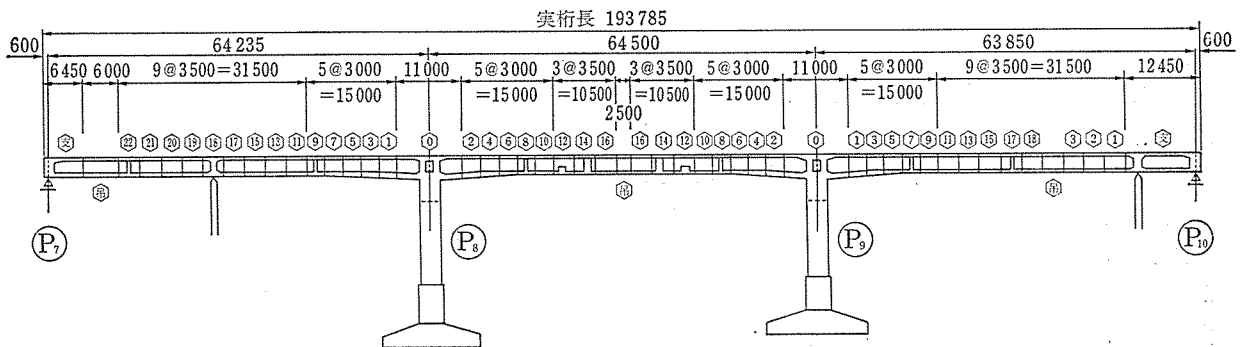


図-6 ブロック割り図

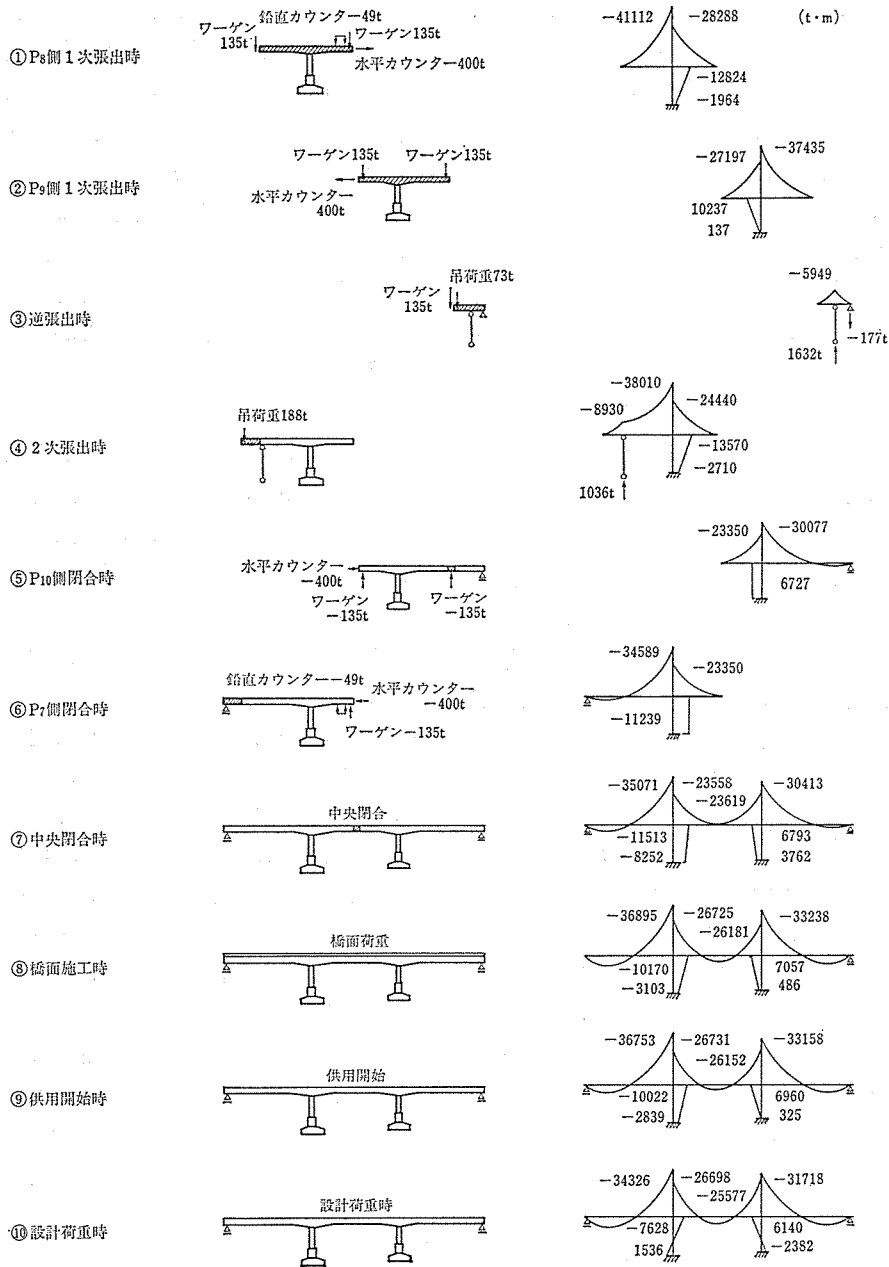


図-7 施工段階毎の断面力図

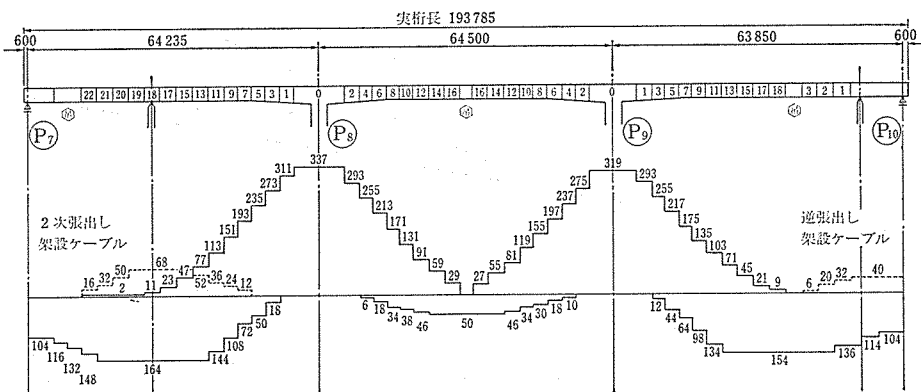


図-8 PC 鋼棒配置図

◇工事報告◇

また、本橋は、①上下線一体の3室箱桁断面で幅が広い、②暫定期間中は車線移行措置がとられ偏載荷重の影響が大きい、③平面線形が約 $R=700\text{m}$ で曲率が小さい、等の条件があるため、平面格子解析を用いてねじりモーメントおよび沓反力を求め、これらの影響を加味して応力検討を行った。

3.4 PC 鋼材配置

主方向 PC 鋼棒は、図-8 に示す本数で配置した。P₇ 側の架設ケーブルは、配置上の問題から、上床版下側に定着突起を設けてアウトサイドケーブルとし、P₁₀ 側の逆張出しケーブルは、緊張解放が可能なることから、インサイドケーブルとした。

3.5 連続ラーメン橋の橋脚設計

(1) 橋脚の変形性状

RC 構造である橋脚は、コンクリートが設計曲げ強度を超えるとひびわれを生じ、曲げ剛性が低下し、変形量も大きくなる。コンクリート標準示方書(昭和 61 年度制定 土木学会)設計編では、ひびわれによる剛性低下を考慮した梁部材の変形量を計算する場合の換算二次モーメントの算定式を(1)式で示している²⁾。

$$I_e = \left[\left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 \right\} I_{cr} \right] \leq I_g \quad \dots\dots\dots(1)$$

- ここに、 I_e : 換算二次モーメント
- I_g : 全断面の断面二次モーメント
- M_{crd} : ひびわれ発生曲げモーメント
- M_{dmax} : 変形量計算時の設計最大曲げモーメント
- I_{cr} : 引張応力を受けるコンクリートを除いた断面二次モーメント

(1) 式を用い、最大張出し状態を想定して、アンバランスモーメントを増加させた場合の橋脚の応力状態と曲げ剛性の低下率、および橋脚天端の水平変位の変化を算定し、図-9 に表わした。この場合は、鉄筋応力度が 630kgf/cm^2 程度を超えると曲げひびわれが発生しはじめ、橋脚剛性が低下するとともに変位量が増し変形性状に影響を与えることが分かる。したがって、PC 連続ラーメン橋は、施工時および設計時において、橋脚の変形性状に着目した設計を行うことが重要となる。

(2) 張出し架設時の橋脚応力度

張出し架設時には、ワーゲン自重および打設ブロック差によりアンバランスモーメントを生じる。アンバランスモーメントは、施工サイクル間持続し、ラーメン橋脚では断面剛性を抑えるため、最大張出し時では大きな応力状態となり橋脚剛性を低下させる。その場合、①有害なひびわれ発生、②橋脚の剛性低下による変形増加および主桁のたわみ管理へ支障をきたす、等の問題が想定される。したがって、架設時の橋脚の許容応力度は、これらの問題発生をきたさないよう設定されなければならない。本来、鉄筋コンクリートにおける許容引張応力度は、鉄筋のみに着目し規定されている。しかし、上述の問題発生をきたさないためには、コンクリートのひびわれ発生を抑える観点からのコンクリートの許容応力度の設定が避けられない。コンクリートの許容引張応力度の設定にあたっては、①経済性、②橋脚は RC 構造である、③後述する橋脚の変形制御手法にある、等の条件とコンクリート標準示方書の規定によるコンクリートの設計曲げ強度値 ($\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ で $f_{bd}=27\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$ で $f_{bd}=31\text{kgf/cm}^2$) を勘案して、 30kgf/cm^2 程度を目安にするのが良いと考えられる。

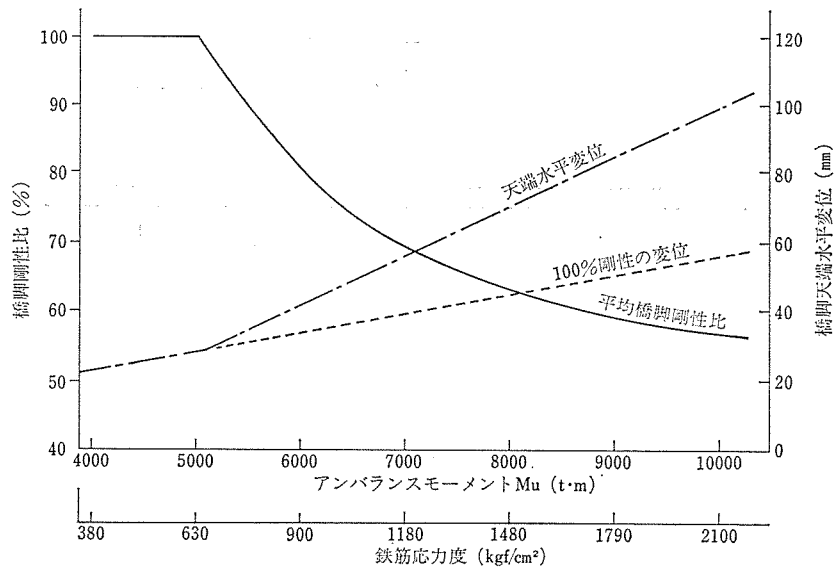
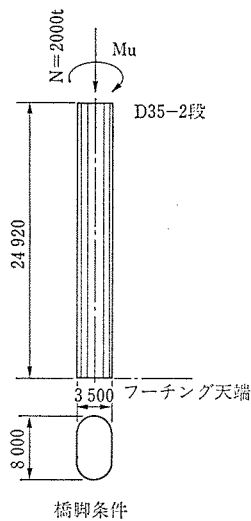
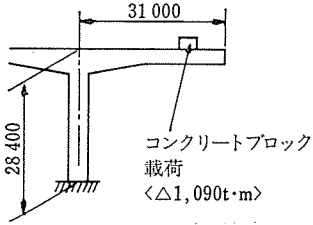
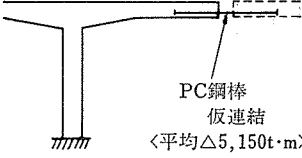
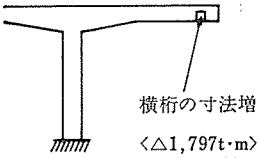


図-9 橋脚の剛性低下と天端水平変位

表—2 各種低減方法と効果

低減方法	天端変位 低減量 (mm)	効果度 (工費指数/低減量)
鉛直カウンター (49t)  コンクリートブロック 載荷 <Δ1,090t・m>	3.1	440
水平カウンター (400t)  PC鋼棒 仮連結 <平均Δ5,150t・m>	20.4	100
永久カウンター (67t)  横桁の寸法増 <Δ1,797t・m>	5.1	430

(3) 架設時アンバランスモーメント低減方法

張出し架設時のアンバランスモーメントを低減し、橋脚の変形を制御する方法としては、コンクリートブロック、鋼材等による鉛直カウンターで実施する例が多い。しかしながら、鉛直カウンターは、載荷量が増した場合、①張出し先端での載荷に限界があり載荷効率が低下する、②橋面上に広範囲に載荷した場合、作業環境・効率が低下する、等の制約があり大量載荷には限界がある。

これに替わるアンバランスモーメントの低減方法として、箱桁内に定着突起を設け、架設 PC 鋼棒により仮連結する水平カウンターが考えられる。PC 鋼棒のセットは、ワーゲンの作業床を利用して行うことができる。さらに別の方法として、横桁等の配置および寸法を変更してカウンターとすることにより、架設時および構造系完成後を含めアンバランスモーメントの低減を行う方法が考えられる。

以上のアンバランスモーメントの各種低減方法および効果の比較を行ったものが表—2 である。橋脚天端の変位拘束の観点からは、水平カウンターが効果的であることが分かる。しかし、ひびわれ制御の観点からは、水平

カウンターは、橋脚天端付近での低減効果が期待できないため、鉛直カウンター等を組み合わせて使用することが望ましい。また、これらの低減方法を採用することにより大きなアンバランスモーメントにも対処でき、張出し架設長の選定に柔軟性をもたせることができるようになる。

4. 施 工

4.1 カウンターウェイトによる施工

本橋は、等径間の支間割り仮支柱の設置位置の制約から、1次張出し状態においては、P₀ 橋脚が2ブロック+仮支柱横桁、P₁ 橋脚が2ブロック分のアンバランスを強いられることとなった。橋脚の断面算定によると、表—3 に示す状況になり、ひびわれ発生とたわみ管理に支障をきたすことが想定された。



これに対し、アンバランスモーメントの低減をはかるために次のような各種カウンターウェイトを組み合わせ使用した(図—10)。

- ① P₀ 側のアンバランスは P₁ 側に比較して仮支柱横桁分が大きいので、一時的にコンクリートブロックを載せる [鉛直カウンター (49t)]。
- ② 残り2ブロック分のアンバランスに対しては常時これを軽減させるために、P₀、P₁ 側ともに中央径間部に厚さ 80 cm の隔壁を設ける [永久カウンター (67t)]。
- ③ 橋脚の水平変位を充分小さく抑えて不測の変位を起こさないように、架設 PC 鋼棒で中央径間部を仮連結しておく [水平カウンター (400t)]。

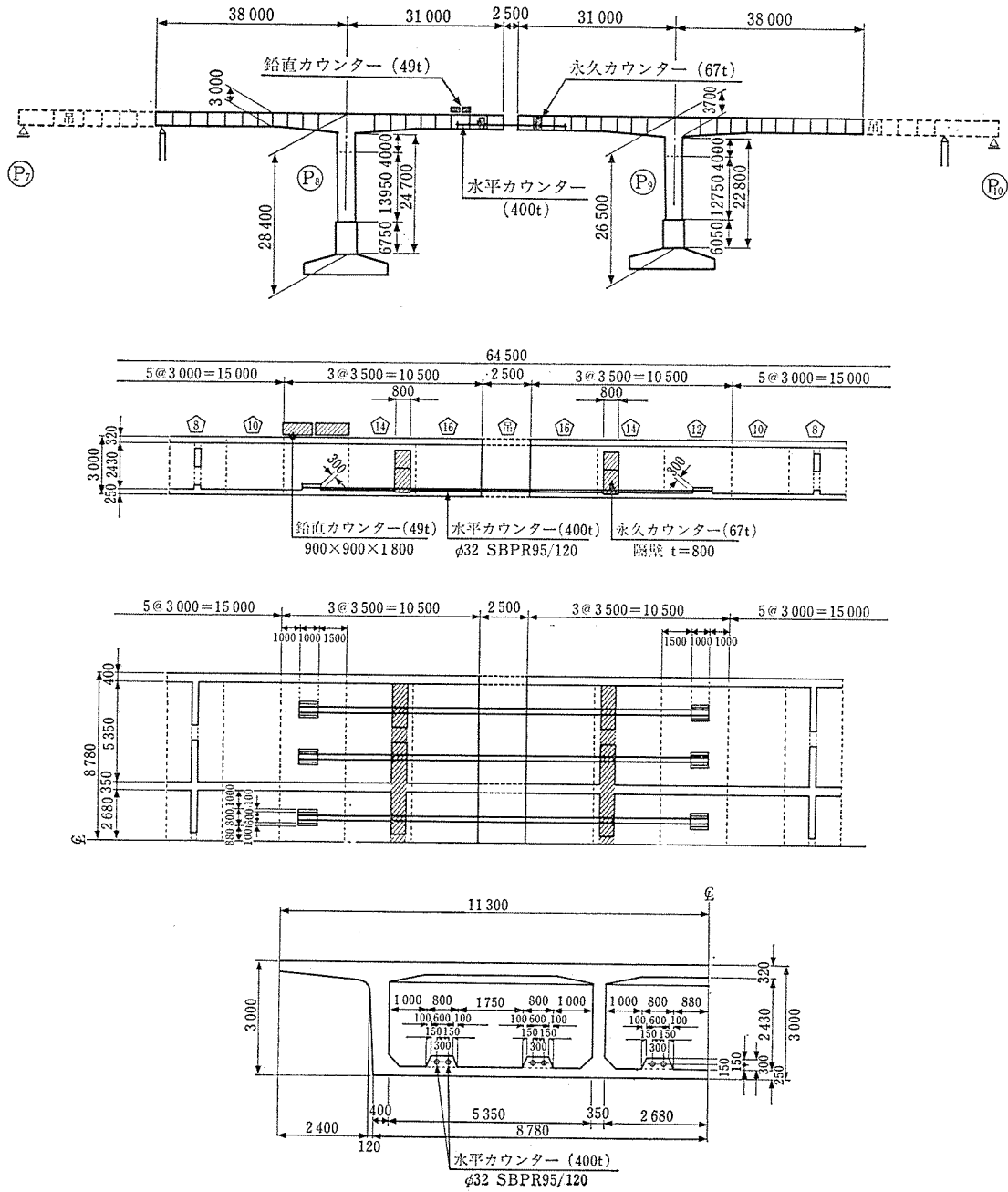
これらの各種カウンターは、張出し施工時に順次載荷して最大張出し状態を迎え、仮支柱の反力増が最小になるよう、側径間部の閉合が完了してから除荷することとした。表—3 には、これらの措置を講じた後の橋脚の応力度算定結果を示すが、全断面を有効としたコンクリート応力で -30 kgf/cm^2 以下となっている。

図—11 は、カウンターを載荷しない場合と載荷した場合の曲げモーメントと変位を一体施工の状態と比較し

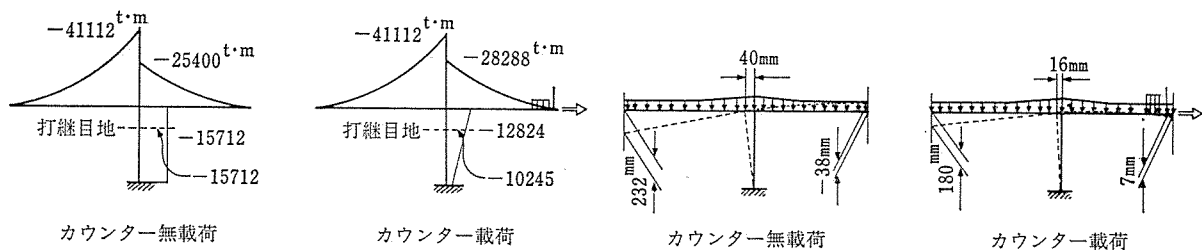
表—3 脚 応 力 度

カウンターの有無	1次張出し状態	(kgf/cm ²)				
		P ₀		P ₁		
		σ _c	σ _s	σ _c	σ _s	
無		打設部	75	1854	64	1430
		下端	66	992	55	724
		許容値	100	2250	100	2250
有		打設部	49	886	37	507
		下端	17	全圧縮	11	全圧縮
		許容値	100	2250	100	2250
全断面有効コンクリート応力度		-29.1		-19.8		

◇工事報告◇



図—10 各種カウンターウェイト



図—11 カウンター有無による曲げモーメントと変位の比較 (一体打ち)

たものである。打継ぎ目での曲げモーメントは、約35%が低減されており、橋脚の水平変位は40mmが16mmに抑えられた。

設計計算で設定した鉛直カウンター荷重は、主桁上面

での作業空間を考慮して、コンクリートブロック(900×900×1800, $w=3.65$ t/ケ)を現場にて製作し、載荷した。水平カウンターは、主桁下床版に突起を設けて、アウトサイドケーブルとしてプレストレスを導入した。導

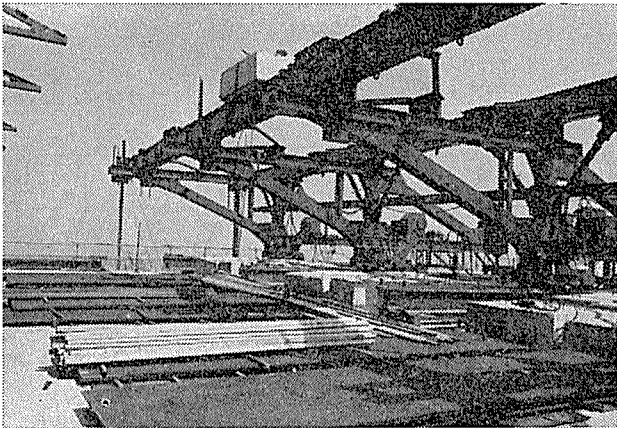


写真-3 鉛直カウンター

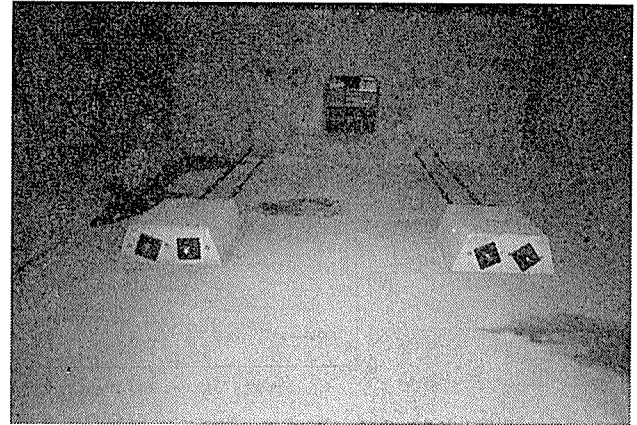


写真-4 水平カウンター

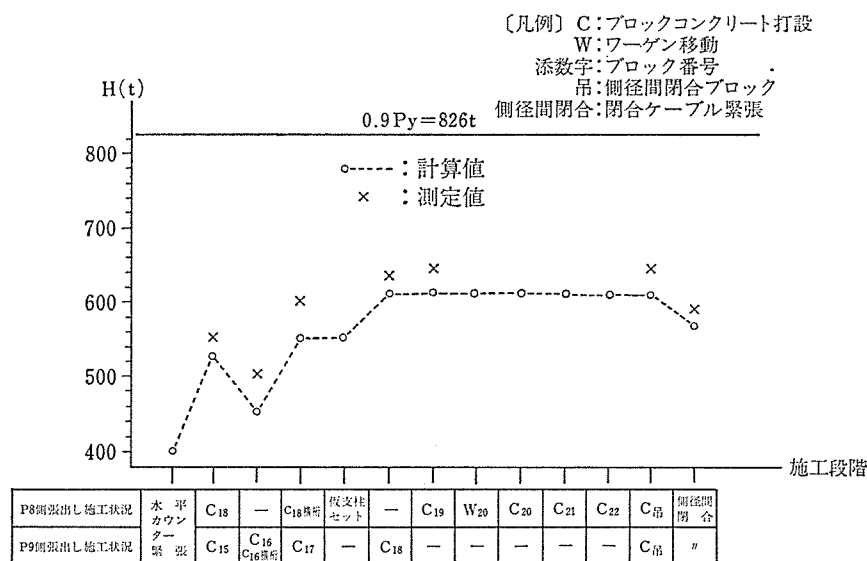


図-12 水平カウンターの張力変化

入力は、架設鋼棒 $\phi 32$ (SBPR 95/120) を 12 本使用し、一本当たり張力は 34 t/本で降伏点の約 50% とした。緊張は、両端のケーブルから順に行い、再緊張によって張力バランスするようにした。設置後の張力は、ワーゲン移動、コンクリート打設などによって逐次変化するため、ダイナモメーターを常時取り付けて管理を行った。図-12 にはこの管理結果を示すが、計算値に対するばらつきは最大でも 10% 程度であり、ほぼ予想どおり拘束していたと思われる。

4.2 変形管理

本橋は、①高橋脚で大きなアンバランスモーメントを受ける、②仮支柱を用いた架設である、③水平カウンターによって強制的に変形を拘束している、等の影響があるため、変形の誤差を生じる要因が、通常に比べて多い特徴があり、それだけ変形管理には細心の注意を払う必要があった。しかし、仮支柱上のジャッキにより、若干の変形調整ができることや、水平カウンターの張力調整

によって変形制御が行えることは、管理上の利点となった。

図-13 は、仮支柱の反力の実測値と計算値を施工段階毎に比較したものである。実測値には種々の変形調整を行った影響が含まれており、そのまま計算値と比較することは難しいが、設計上の最大反力を大幅に上回ることはないように管理上のポイントを置いた結果がうかがえる。

橋脚天端の水平方向への変形は、高橋脚の場合には、主桁のたわみに大きく影響を及ぼすことになる。本橋では、橋脚のひびわれを抑え剛性低下を生じさせない橋脚の変形制御を行ったが、図-14 に示すように、設計水平変位が 10 mm を超えると、実測値が大きくなり、20 mm 程度の水平変形誤差が施工途中に生じた。これによって、主桁のたわみが管理限界 (± 25 mm) を約 30 mm 程度超えることがあった。これに対しては、仮支柱上のジャッキを扛上することで対処してきたが、このような

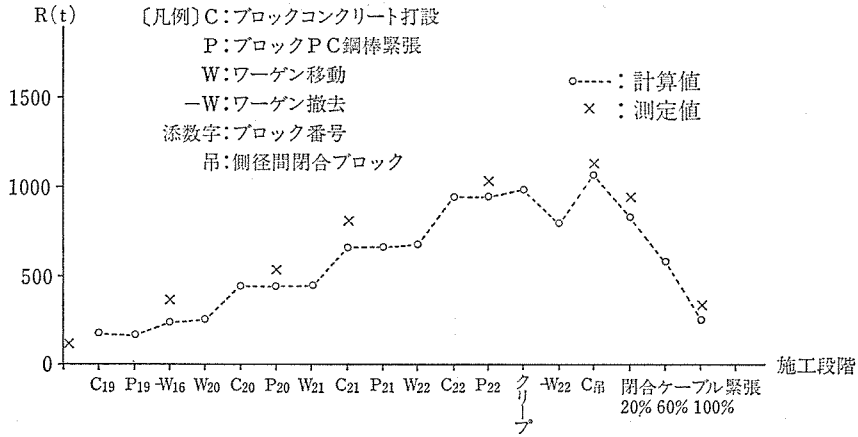


図-13 2次張出し部仮支柱反力

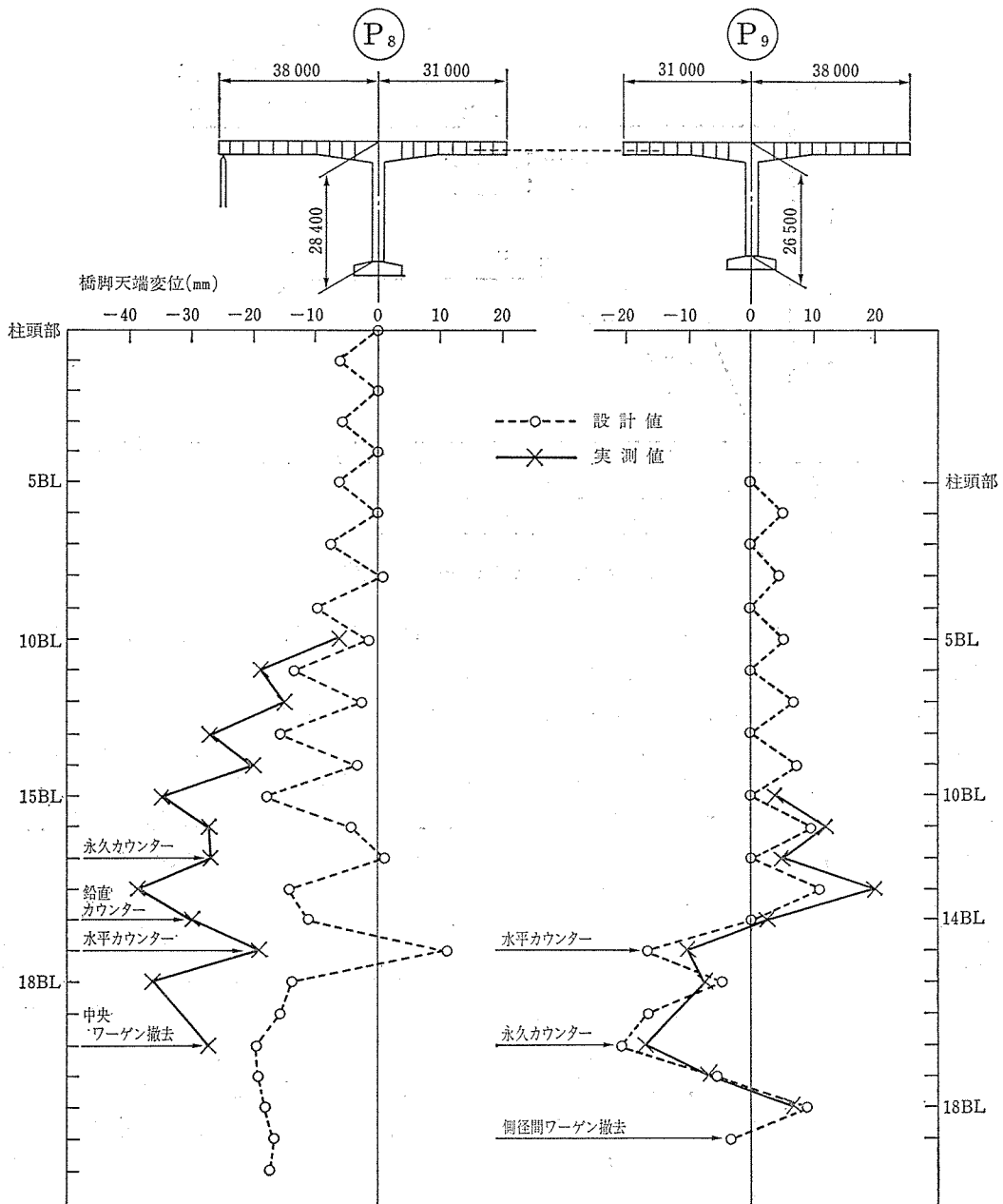


図-14 橋脚天端水平変位の設計値と実測値

橋体完成時(中央閉合ケーブル緊張, 吊支保工撤去後)

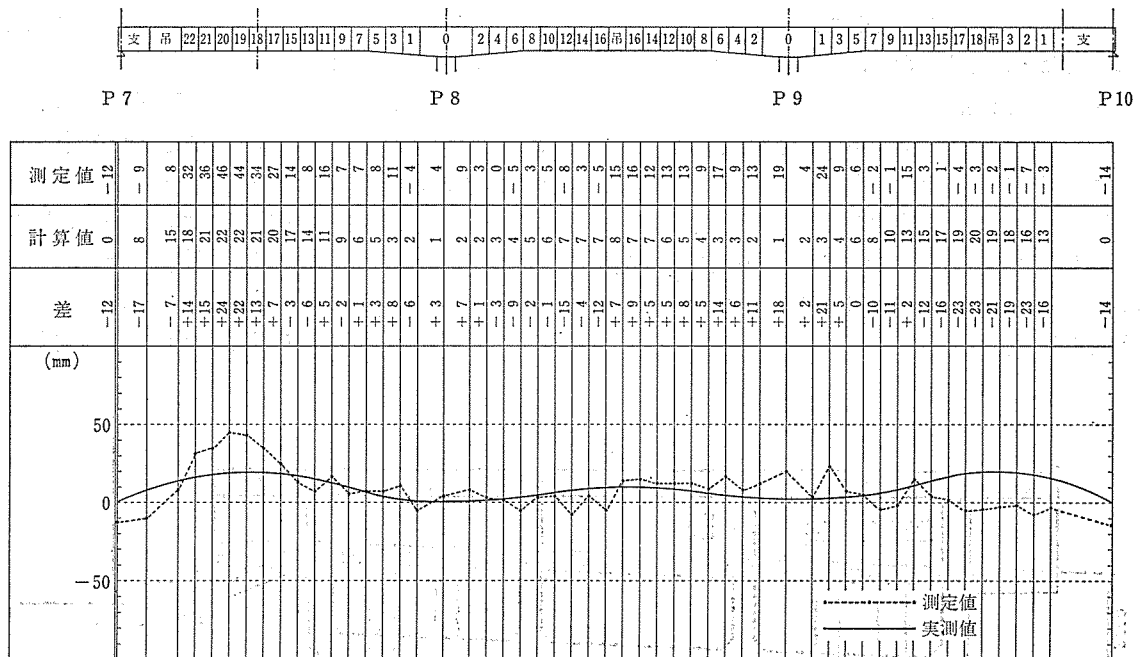


図-15 たわみ管理図

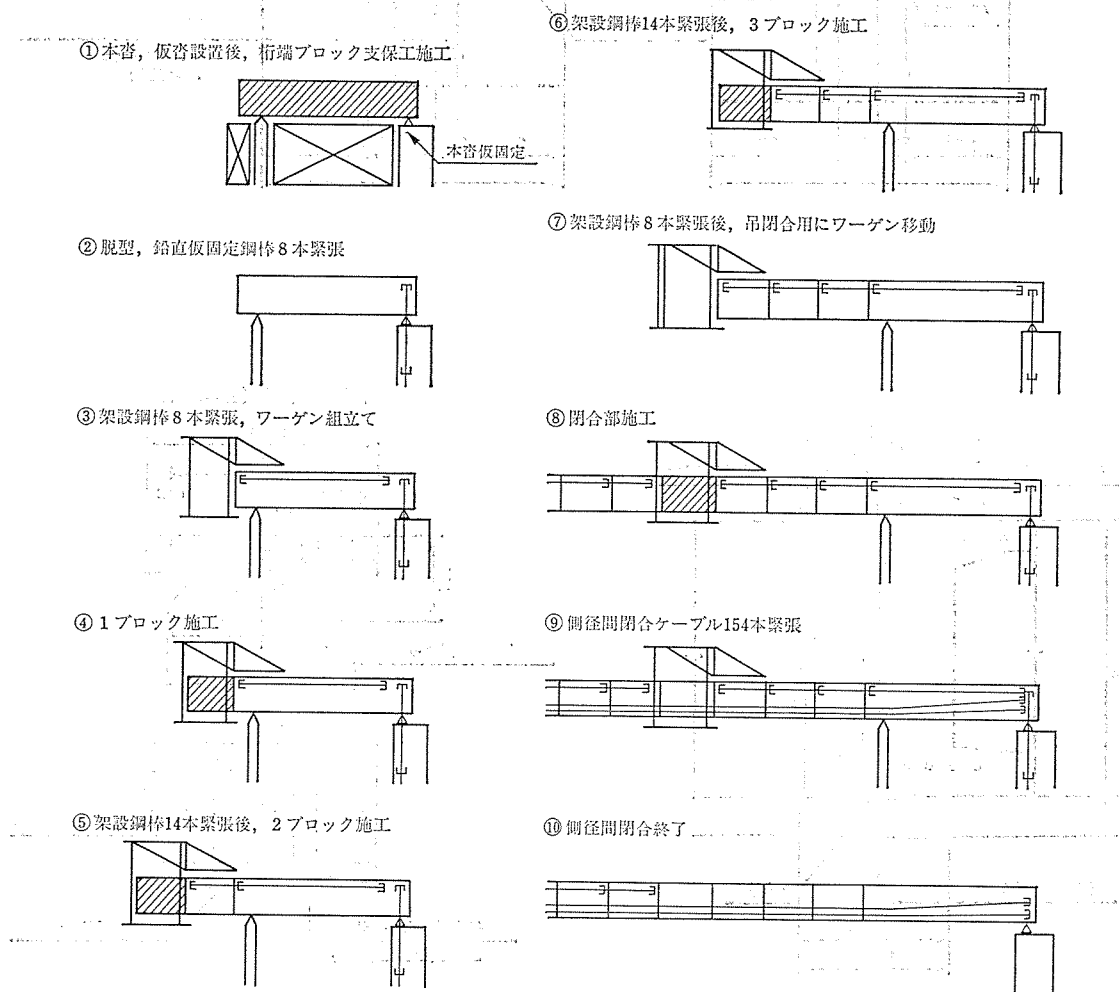


図-16 逆張りし施工要領

◇工事報告◇

手段が無い場合には、対策が困難であったと予想される。橋体完成時点でのたわみ管理結果を図-15に示すが、25mm程度の誤差に抑えることができ、変形管理が順調に行えたといえる。なお、橋脚の変位が設計値に比べて大きくなった要因は、明解な分析にはいたらなかったが、アンバランスモーメントが側径間側に常に片寄ったことに起因するコンクリートならびに基礎の塑性変形等の影響によるものと推定される。これを低減するためには、一方向に片寄ったアンバランスモーメントを生じさせないようなブロック割り計画をすることが重要になると考えられる。

4.3 逆張出し施工

P₉~P₁₀間の側径間部は、P₁₀から9.95mの位置に仮支柱を設置し、柱頭部に向かって張り出す、逆張出し工法により施工した。

逆張出し架設の施工要領は、図-16に示すとおりである。ワーゲン組立てスペースの必要から、桁端部12.95mを支保工で施工し、逆張出し部の1ブロックの長さを3.5mとし3ブロックを施工、このワーゲンにより閉合部を吊支保工施工して側径間を連結した。

施工時の地震による水平力(146t)は、端支点の本脊の設計水平力(302t)を下回るため、仮固定することに

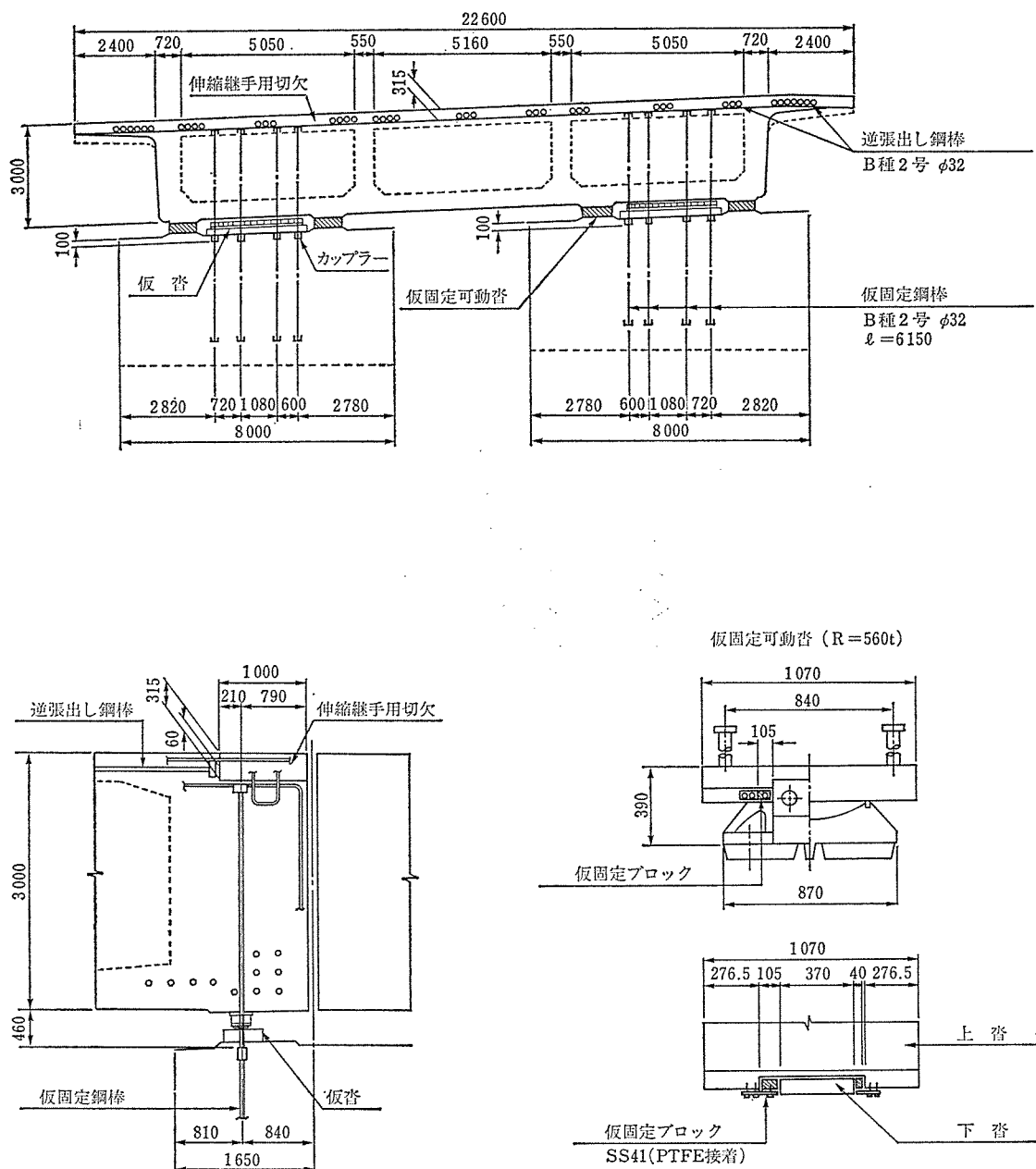


図-17 逆張出し仮固定部

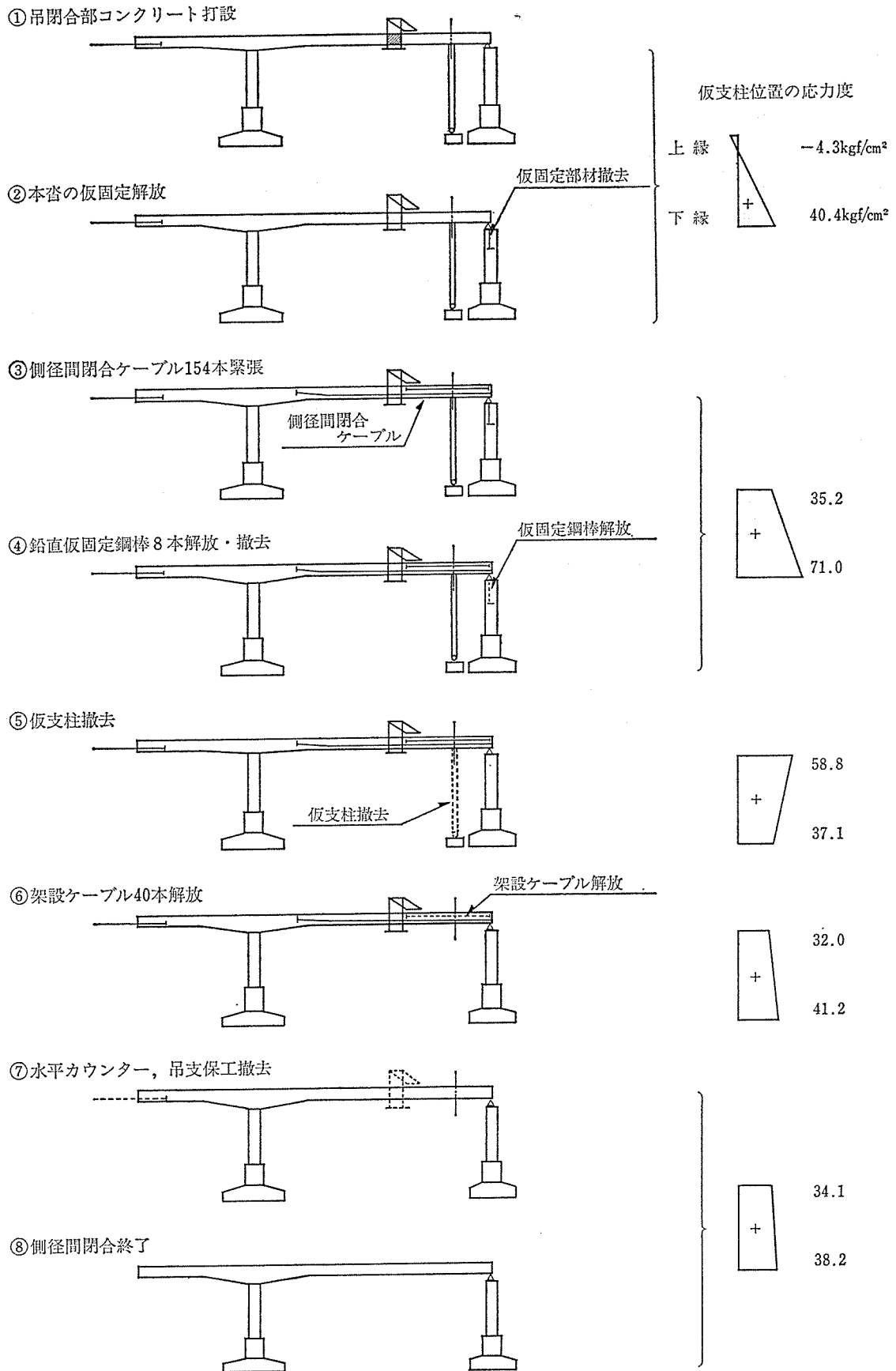


図-18 閉合作業手順と応力状態

◇工事報告◇

よって、本沓を介して P_{10} 脚で受け持たせることとした。この仮固定は、上沓と下沓のサイドブロックの隙間に、くさび形ブロック 2 つを組み合わせた仮固定部材を、ボルトで取り付けただけのもので、閉合作業時に撤去するまでの間、可動沓を仮固定沓として用いたものである。また、逆張出しの 3 ブロック打設時からは、本沓に負反力が作用するため、鉛直鋼棒 $\phi 32$ (SBPR 95/120) 8 本で主桁と脚頭部を仮連結し、本沓には常に正反力を作用させ、全体の転倒に対する安定性を P_{10} 脚にとらせた(図-17)。

架設ケーブルは、仮支柱上の負のモーメント -5950 tm に対して、 $\phi 32$ (SBPR 95/120) 40 本を上床版内に分散配置した。緊張はすべて、各ブロックの先端で行い、閉合後に、端部の伸縮継手用切欠き位置で、解放し埋め殺すこととした。

4.4 閉合手順

張出し架設終了後、不静定次数の低い順に側径間部から閉合を行った。閉合作業はふつう、吊閉合部のコンクリート打設のあと、閉合ケーブル緊張、吊支保工撤去の手順となるが、本橋の場合は、仮支柱撤去、架設ケーブル開放、仮固定部材の撤去などの作業が加わり煩雑となる。

このため、主桁の伸縮、変形、反力移行などがスムーズに行え、かつ、主桁の応力状態が危険にならないように、図-18 に示す手順で閉合作業を行った。閉合時の

各段階の応力状態を合わせて 図-18 に示す。

5. おわりに

PC 連続ラーメン箱桁橋は、維持管理の障害となる支承を省略でき、かつ経済的であるため、張出し工法を用いる高橋脚の橋梁形式として、今後も多く採用され、多径間化も行われるであろう。この形式では、温度変化と乾燥収縮の影響を受けた条件のもとで橋脚等の設計状態が決定されるため、橋脚剛性を抑えた形で設計されるのが通例であり、橋脚の剛性低下が生じやすいと言えよう。PC 連続ラーメン橋は、PC 構造の主桁と、RC 構造の橋脚からなる複合構造であり、RC 構造の剛性低下による変形状態に着目した設計・施工を行うことが重要となる。最後に、本橋で採用した橋脚の変形制御の方法および逆張出し施工が、今後の PC 連続ラーメン箱桁橋の設計・施工の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 青山ほか：親不知海岸高架橋の設計・施工，プレストレストコンクリート，Vol. 29, No. 6, Nov. 1987, pp. 18～pp. 31
- 2) 土木学会：昭和 61 年制定，コンクリート標準示方書，設計編
- 3) 毛戸秀幸：北陸自動車道親不知海岸高架橋（PC 橋）の設計と施工，新しい PC 技術とその展望，プレストレストコンクリート技術協会，昭和 63 年 2 月，pp. 57～pp. 82

【昭和 63 年 4 月 4 日受付】