

神島大橋の設計施工について

福 田 喜 三 郎*
若 狭 忠 雄**

1. はじめに

プレキャスト ブロック工法によるPC橋は、わが国でもやっと五指を越えるようになってきた。本橋は、岡山県笠岡市の神島と本土とを結ぶ海上橋である。本土と島は117mの瀬戸によってさえぎられ、地域開発と観光が目的の橋梁である。最近建設業の諸般の理由により、この種の橋梁が増加する傾向にあると推定される。ここに、本誌をかりて、神島大橋の設計と施工の概要を報告し、諸賢の御批判を願うものである。

2. 設 計

本橋は折込付図 および 図-1 に示すように中央径間86m、側径間41mの3径間連続箱桁橋であり、ブロック部と場所打部に分かれる。施工方法は橋脚上に場所打部(11.0m)を施工し、ブロックを片持ばり架設し、側径間(3.5m)および中央径間(3.0m)場所打部を施工し連続桁とする。

(1) 設計条件

- 橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋
- 構造形式：ポストテンショニング3径間連続箱桁橋
- 橋 長：170.00 m
- ス パ ン：41.00+86.00+41.00 m
- 幅員構成：6.00 m (車道)
2×0.75 m (歩道)
- 斜 角：90°
- 縦断勾配：1/200 放物線
- 舗 装：アスファルト舗装(最小厚 5 cm)
- 活 荷 重：TL-20
- 衝撃係数：主桁 $i=20/(50+l)$
床版 $i=20/(50+l)$
- 安 全 度：接着目地部については次の設計荷重状態で検討する。

* ピー・エス・コンクリート(株) 東京支店 土木部長

** ピー・エス・コンクリート(株) 大阪支店 工務部

$$1.0 M_d + 1.2 M_l$$

$$1.05 M_d + 1.0 M_l$$

$$1.05 M_d + 1.2 M_l$$

曲げ破壊に対しては

$$M_u > 1.3 M_d + 2.5 M_l$$

または $M_u > 1.8(M_d + M_l)$

材料の許容応力度：

○コンクリート

設計基準強度		400 kg/cm ²
許容曲げ圧縮応力度	部材圧縮部	130 "
	部材引張部	170 "
許容曲げ引張応力度	部材圧縮部	0 "
	部材引張部	0 "
許容斜め引張応力度	設計荷重時	9 "
	破壊荷重時	20 "
プレストレスを与えるときのコンクリート圧縮強度		340 "

○PC鋼材

PC鋼線 (φ7, φ8)

引張強度	155 kg/mm ²
降伏点強度	135 "

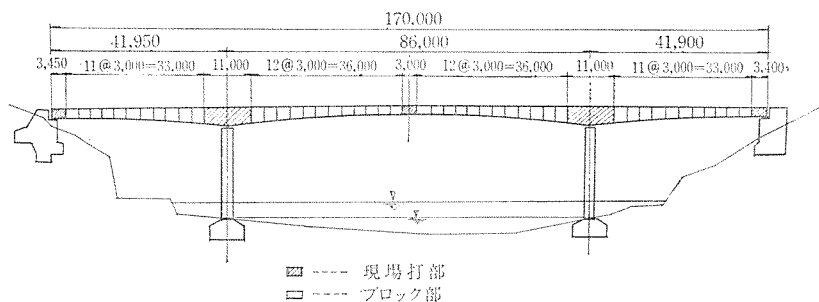
PC鋼棒 SBPC 110 (φ33)

引張強度	110 "
降伏点強度	95 "

PC鋼棒 SBPC 95 (φ18, φ27)

引張強度	95 "
降伏点強度	80 "

図-1 ブロックおよび現場打ち部



(2) 設計概要

主桁の形状は中間支点部桁高 4.3 m, スパン中央桁高および桁端支点部桁高 2.1 m の 2 次放物線であり, 断面寸法は 折込付図 に示す。

主桁の断面力に対しては各目地断面について検討し, またせん断力に対しては鉛直鋼棒によりウェブを補強し, その他風荷重, 温度等による応力も検討している。

主ケーブルは架設用ケーブルと連続用ケーブルからなり, どちらもフレシネーケーブル (12-φ8) を, また, 上床版の横方向にはフレシネーケーブル (12-φ7, ボタンヘッド) を ctc 80 cm で使用している。

(3) 曲げモーメント

片持ちり架設時の曲げモーメントは各段階について求め, 各目地においてブロック重量, 架設車, プレストレスによる合成応力度を計算し, 圧縮応力度が残るように設計されている。

連続後のクリープにより発生する不静定力は Dischinger による近似計算法により求めている。また, 床版の計算は Honberg/Ropers および Pucher の影響面を利用し, ボックスラーメンとしての計算は Kani のモーメント分配法により行なった。

(4) せん断力補強用鉛直鋼棒

せん断力に対して 図-2, 3 に示すように PC 鋼棒によりウェブを鉛直に締めている。設計荷重作用時には斜め引張応力度の許容値を満足していて, 破壊荷重作用時の $\sigma=0$ の位置において最大値 $\sigma_I=40 \text{ kg/cm}^2$ は越えていないが, 鉄筋を無視して通常の最小値 20 kg/cm^2 以下におさえるようにした。なお, 斜め引張応力度の計算には次式を用いた。

$$\sigma_I = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}$$

ここに, σ_x : プレストレス + 荷重による曲げ応力度

σ_y : 鉛直鋼棒によるプレストレス

τ : せん断応力度

また, 本橋は変断面を有するので桁高の変化する場合のせん断力の計算として次式により行なった。

$$S = S_c - \frac{M}{d} \tan \alpha$$

ここに, S_c : せん断力

M : 曲げモーメント

d : 圧縮縁より PC 鋼線図心位置までの距離

図-2 鉛直鋼棒配置図

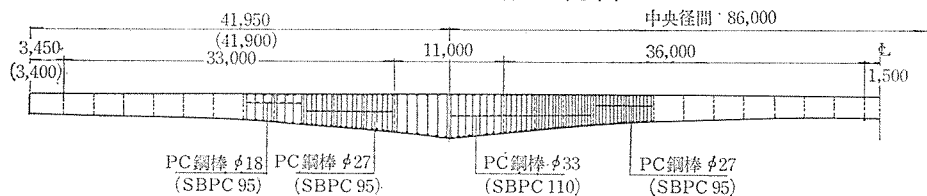
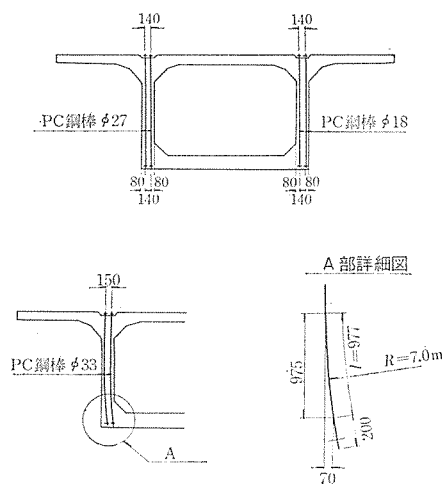


図-3 鉛直鋼棒配置図



α : 下縁傾斜角

(5) 接着目地部の検討

ブロック目地にはエポキシ樹脂を使用して接着を行なっているため目地部には鉄筋が通っていない。そこで次の検討を行なった。

a) 接着目地位置における荷重の割り増しによる応力の検討 設計荷重作用時において上縁には最小モーメントの場合でも圧縮応力度が残っているが, T 荷重による上床版の床版としての橋軸方向の曲げモーメントとの合成により床版目地位置に引張応力度を生じさせない。

すなわち,

- 1) 桁としての設計荷重作用時の曲げ応力度
- 2) T 荷重による版として計算した曲げ応力度
- 3) T 荷重による桁として計算した曲げ応力度

を合成して接着目地には引張応力度を生じないように検討した。このうち第 2 項の計算の際横桁付近では Pucher の影響面により 3 辺固定の曲げモーメントを計算して合成した結果引張応力度を生じたが, 横桁付近の目地部は現場打ち部で鉄筋が通っていて引張鉄筋の計算を行なった結果, 鉄筋が十分配置されていた。

(6) 反力調整

架設中の構造系と完成後の構造系が異なることにより, 橋梁完成後にコンクリートのクリープによって片持ちり施工の曲げモーメントは, 支保工上でいちどに施工したときの曲げモーメントに順次近づいてくる。このときの時刻 $t=\infty$ における全不静定力は前述した Dischinger の公式により次のようになる。

$$X_{t\infty} = X_B + (X_B - X_L)(e^{-\rho} - 1)$$

ここに,

$X_{t\infty}$: $t=\infty$ のときのク

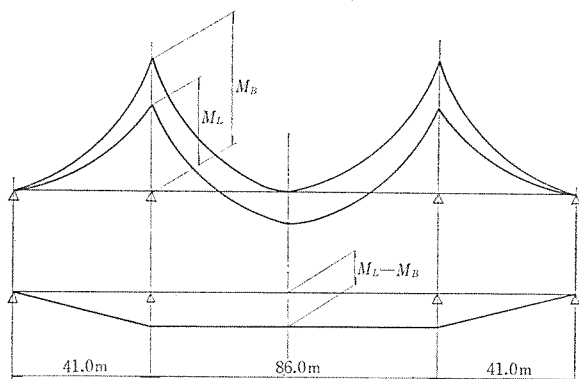
リープ変形終了後の不静定力

X_L : 足場上で一度に施工したと考えた場合の弾性理論による不静定力

X_B : 施工順序に従がい弾性理論によって求められた断面力

上式により一応 $t = \infty$ 時点での断面力は計算できるが、計算上のクリープ係数の仮定と施工時のクリープ係数との時間のずれが生じること、また、クリープそのものの性質等を考慮し、あいまいさを除去する目的で $X_B \rightarrow X_L$ の曲げモーメントを人為的に生ぜしめる。

図-4



なお、反力調整としては桁自重についてのみ行なう。架設用ケーブル、連続用ケーブルについてはほぼコンコールドなケーブル配置となっていて、どちらも静定時*に緊張しクリープ係数があいまいでも2次モーメントはほぼ打ち消し合うのでこれについては反力調整は行

* 連続用ケーブルは連続時において緊張するので、弾性2次モーメントが発生するが、これによる2次反力を桁自重の反力調整のなかに入れてしまうので、結局連続ケーブルは両端をフリーにした状態(静定構造)で緊張したと考える。

反力調整の方法としては、桁端部をジャッキにより押し上げ桁に $M_L - M_B$ なる曲げモーメントを与える。

足場上でいちどに施工したときの支点上の2次モーメント

$$M_L = -8044 \text{ t}\cdot\text{m}$$

片持ばり施工終了時点における支点上の曲げモーメント

$$M_B = -10472 \text{ t}\cdot\text{m}$$

反力調整量

$$M_X = M_L - M_B = -8044 - (-10472) = 2428 \text{ t}\cdot\text{m}$$

桁端反力 R_X

$$R_X = \frac{2428}{41.0} = 59.2 \text{ t}$$

連続ケーブルによる2次反力

$$R_{P'} = 46.2 \text{ t}$$

連結終了時桁端支点上に作用している桁自重による反力

$$R_d = 8.8 \text{ t}$$

ジャッキに生じさせる反力

$$R_X = 59.2 + 8.8 = 68.0 \text{ t}$$

扛上量反力

$$R_X' = 59.2 - 46.2 = 13.0 \text{ t}$$

扛上量

$$\delta = 76 \text{ mm}$$

以上の値により反力調整を行なった。

なわれない。

(7) 上げ越し量

プレキャストブロック工法では、場所打片持ばり工法と異なり、架設機および型枠を架設時に上げ越し調整ができないので、ブロック製作時に荷重、プレストレス、クリープ等によるたわみを考慮して上げ越し量を決め、基準ブロックとの関係によりブロック製作を行なわなければならない。ここでは特に本橋で行なったたわみ計算について述べる。

a) 弾性たわみ 弾性たわみは仮想仕事の定理により次式で計算した。

$$\delta = \int \frac{M\bar{M}}{E_c I} ds$$

ここに、 M : たわみを求めようとする構造系における曲げモーメント

\bar{M} : たわみを求める点に単位荷重を作用させた場合のその構造系における曲げモーメント

E_c : 本橋では $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とした

b) クリープたわみ クリープ係数は次のように仮定した。

ブロックは製作後すぐに架設されず、2~3カ月間ストックされるものとして最終クリープ係数 $\varphi_{\infty} = 1.5$ とする。このうち架設中に $\varphi = \frac{1}{3} \times 1.5 = 0.5$ 、連続後に $\varphi = \frac{2}{3} \times 1.5 = 1.0$ 終了することとしてクリープたわみの計算を行なった。

クリープたわみ計算としては次のようになる。

1) 構造系が変化しない場合

(例えば足場上で同時施工した場合)

$$\delta_{\varphi} = \delta_1 \cdot \varphi$$

ここに、 δ_{φ} : クリープたわみ

δ_1 : 2次モーメントも含めた弾性たわみ

φ : クリープ係数

2) 構造系が変化する場合

(例えば片持ばり施工してあとで連続桁とした場合の桁自重、架設用ケーブル等によるクリープたわみ) 連続前

$$\delta_{\varphi} = \delta_0 \cdot \varphi_1$$

ここに、 δ_0 : 静定系における弾性たわみ

φ_1 : 連続されるまでに終了するクリープ係数

連続後

$$\delta_{\varphi} = (\delta_{10} + \delta_{11} X_L) \cdot \varphi_2$$

ここに、 $(\delta_{10} + \delta_{11} X_L)$: 一度に施工したと考えた場合の弾性たわみ

φ_2 : 連続後のクリープ係数

なお、桁自重について反力調整を行なったが、反力調

整後の桁自重によるクリープたわみも上式で計算する。
 プレストレス減少による（弾性+クリープ）たわみ
 これは次式により計算する。

$$\delta_s = -(1-\eta)\delta_{pt}\left(1+\frac{\varphi}{2}\right)$$

ここに、 η ：有効係数

δ_{pt} ：プレストレスによるたわみ

φ ：クリープ係数

なお、 η 、 δ_{pt} 、 φ については連続前と連続後で異なるので注意する必要がある。

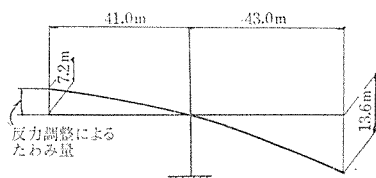
本橋においてたわみ計算をする際、表—1 に示すような項目にわかれ、たわみの計算を行なった結果各項のたわみを合計すると、図—5 のようになる。

表—1 たわみ計算するときの各項目

	弾性たわみ	クリープたわみ	プレストレス減少によるたわみ
片持ちり桁自重	○	○	—
架設用ケーブル	○	○	○
側径間連続用ケーブル	○	○	○
アンバランスモーメント解放	○	○	—
中央径間連続用ケーブル	○	○	○
反力調整	○	—	—
橋面工	○	○	—
連続後の側径間連続用ケーブル	—	○	○
連続後の桁自重	—	○	—
連続後の架設用ケーブル	—	○	○

(反力調整によるクリープたわみは連続後の桁自重のクリープたわみのなかに含まれる)

図—5 最終たわみ図



3. 施 工

施工段階としては次の7つに大別される。

- ① ブロック製作
- ② ブロックの運搬
- ③ 柱頭部およびテンポラリー工
- ④ 基準ブロック工
- ⑤ 架 設
- ⑥ 連 続 工
- ⑦ 反力調整

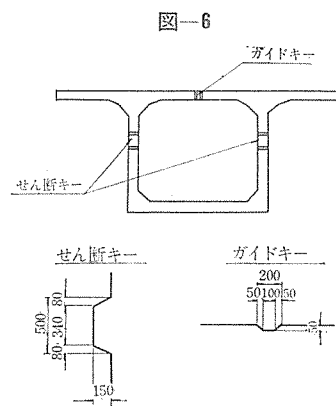
(1) ブロック製作

ブロックの製作は架設地点付近に製作ヤード用の場所がなかったため、現場より約 20 km はなれたピー・エス・コンクリート（株）水島工場で行なった。ブロックの大きさとしては運搬、架設等を考慮して長さ 3.0 m

とし、重量は 30~45 t となり、ブロック全数は 46 個であり、2 日に 1 個の割合で製作した。

ブロックには架設時におけるせん断に対して抵抗するようにせん断キーを設け、また通りの方向を固定するためガイドキーが設けてある。せん断キーの大きさの計算としては、次のように考えた。

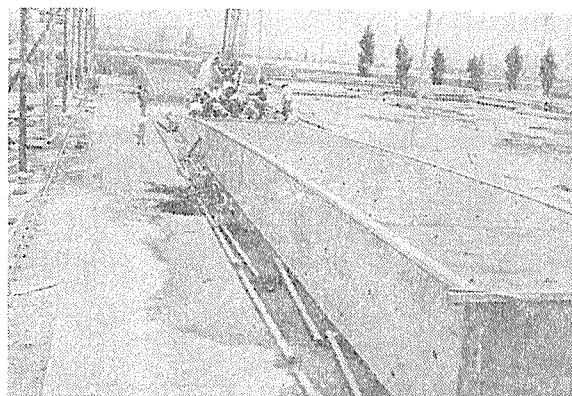
目地には接着剤を使用するが、架設時には接着剤は潤滑剤となり目地部のせん断抵抗は 0 である。このため架設するブロック重量、主ケーブルの鉛直分力による大きさとした。その結果長さ 50 cm、



幅はウェブ厚 (30 cm) となり、橋は変断面であるが大きさを一定とし、位置はほぼそろえるようにした。なお、この計算でコンクリート（鉄筋が D 13, ctc 5 cm で入っている）の許容せん断応力度は 15 kg/cm² とした。

a) ベース 本橋は橋梁中心に対して左右対称であるので、橋長の 1/2、すなわち中央径間側、側径間側の 2 基を製作した。ベースの形状決定に際しては橋の縦断勾配、上げ越し量等を考慮した（写真—1）。

写真—1



なお、ベースはコンクリート構造であり、コンクリート舗装の上に擁壁（厚 20 cm）を立て込み、その擁壁の中に盛土を行ない散水をしながら十分締め固めてその上にコンクリート（厚 10 cm）を打設し、その上をモルタルで仕上げを行なった。また、ベースの表面にははく離剤としてエポキシ樹脂（パネクリート）を塗布した。

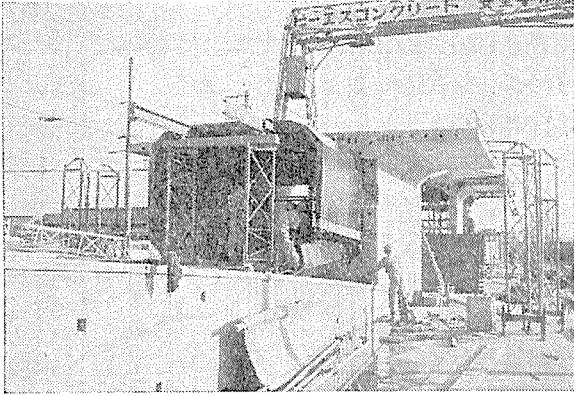
b) 型わく 側わくは鋼製で、長さは 1 ブロック分 3.2 m とし、高さは一番大きい桁高にしてスライドさせ

報 告

て使用することとし、全ブロック転用できるような十分な剛性をもつ構造とした。

内わくは2組とし、桁高が変化するので最小断面についての型わくを鋼製とし、全ブロック分転用させ、その他の部分は木製と鋼製の組合わせとした（写真-2）。

写真-2



端版は一方は先に打設したコンクリート面を型わく代りとし、他方は耐水ベニヤを使用した。本工法において端面のでき上がりは重要であり、モルタルもれ等が生ずるおそれがあるので、端版組立てには特に注意しなければならない。

e) はく離剤 先に打設したブロックの端面には、はく離剤として石けん：ケイ酸ソーダの重量比を 2：1 とし、これに約 2 倍の水を加え十分混ぜて使用した。

d) 鉄筋、シース、鉛直鋼棒および横締めケーブル配置 鉄筋組立は組立台（2基）でブロック製作に先行して組んでおき、門型クレーン（2.8t 吊り）により製作位置に運搬した。

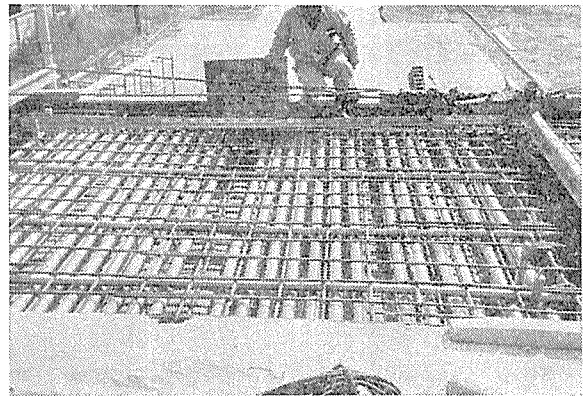
主ケーブルシース（ $\phi 60$ ）の位置の確保には棚筋を 80 cm ピッチに配置し、特にブロック継目付近では折れ曲がりが生じやすいので端面より 10 cm の位置で固定した。

先行ブロックとのシース連結には内シース（ $l=15\text{ cm}$ ）を使用した（写真-3、4）。

写真-3



写真-4



また、コンクリートの打設荷重、人等によるシースのつぶれを防ぐため直線シース中には単管を入れ、曲がりシースにはストランドをつめ込んだ。

せん断補強用の鉛直鋼棒の配置は主ケーブルシース配置後に行なった。鋼棒は図-3 に示すようにウェブ幅あたり 2 本ならび、ウェブ幅が

30 cm と薄く、鉄筋、シース等が密集しているので所定位置に配置するのが非常に困難であった。

横締めケーブルの配置は最後に行なった。

e) コンクリートの打設および養生 コンクリートは工場のバッチャープラントで練り、リフトで運び、門型クレーンで吊り上げて打設した。コンクリートの締め固めは棒状パイプレーターとつき棒により行なった。特にウェブには鉄筋、シースおよび鋼棒が密集しているので注意して締め固めた。

ブロック製作期が主に夏期であったので、養生は散水養生を 2 日間行なった。工程を 表-2 に示す。

また硬化温度の測定を自記温度計により測定したが、これについては別の機会にゆずりたい。

(2) ブロック運搬

ブロックの吊出しはトラッククレーンにより行ない、ブロックの運搬は製作場から港までをトレーラーにより運び、港から現場までを台船により海上輸送した。

(3) 柱頭部およびテンポラリー工

柱頭部の長さは 11.0 m で支保工上で施工した。コン

写真-5



表-2 1 サイクルのブロック製作工程表

工種	日数	1	2	3	4
内わくおよび端版組立			□		▨
鉄筋およびシーブ配置		▨		□	
鉛直鋼棒および横締ケーブル配置			▨		□
側わく組立		□		▨	□
コンクリート打設		□		▨	
養生		□		▨	
脱わく			□		▨

▨ ----- 中央径間側ブロック

□ ----- 側径間側ブロック

クリートの打設は締め固め方法、打設量(全部で 100 m³)等の関係から下床版、ウェブ、上床版の3段階に分けて行なった。

写真-6



架設中のアンバランスモーメントに対して橋脚天端に仮シュー用ブロックを施工し、桁と橋脚とをBBRV B-100 ケーブル 24 本で一時的に緊結した。

なお、仮シューの設置方法として、本シューと仮シューを同じ高さで据付けると架設時のアンバランスモーメントが半分となることが予想されるので、架設時の安全のためにカウンターウェイトを使用してアンバランスモーメントを減少させた。

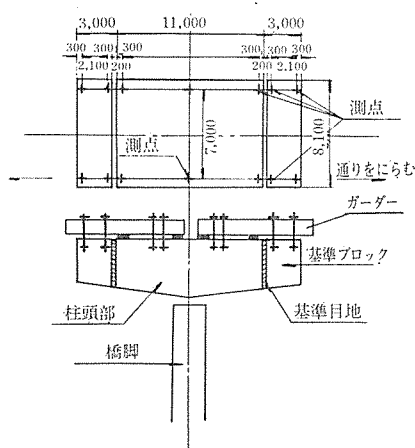
(4) 基準ブロック工

本橋において基準ブロックの据付としては柱頭部 11.0 m の上にガーダーを設置し、20 cm の目地をあけてブロックをガーダーに仮吊りし、縦断の方向および通りを決定してから目地コンクリートを打設する方法を用いている(図-7)。

ブロック製作時に中央径間側と側径間側とを上げ越し量を含めて別々に製作したので、基準ブロックはブロック製作時の形をそのままの状態を設置することを原則とした。

なお、柱頭部の製作にあたっては、所定の上げ越し量として 1.3 mm を含めている。

図-7 基準ブロック据付図



この他柱頭部に使用している架設車によるたわみを補正する必要があったが、これは微小なので、無視して行なった。

測量方法としては、ブロック製作後、ブロックの上床版に測点を設け(ボルトを埋込んだ)、また通り方向には全ブロックおよび柱頭部にあらかじめ測量用の線を引いておき、これを利用した。

また、第①ブロック(基準ブロック)の長さが 2.8 m、柱頭部が 11.0 m と長かったので、レベルにより高さを決め、柱頭部の測量線上にトランシットを据え、第①ブロックとアバット上の測点とで通りの方向を決定した。ブロックの固定方法としては、チャンネル、鉄筋等の溶接によりまたレバー等を利用して固定した。その後目地コンクリートを打設した。

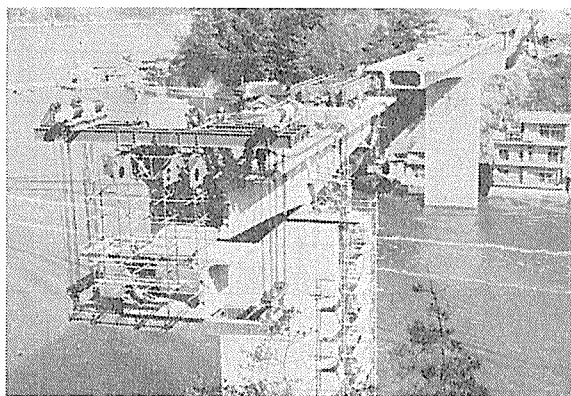
目地コンクリートには超早強セメント(スーパーベロ)を使用し、1日間養生し、強度 150 kg/cm² がでてプレストレスを導入した。このときのプレストレスは 12 kg/cm² 程度である。

この基準ブロック据付方法は、柱頭部および基準ブロックの長さが長いため、縦断、通りの精度はよくなる。

(5) 架 設

ブロックの架設は特殊架設機により行なった。現場は

写真-7



潮の干満の差が大きく、架設は満潮時のみにしか施工できなかつた。また、海峡なので潮の流れが急で、台船の接岸が非常に困難であつた（口絵写真）。

なお、架設は2日に2ブロック（3m/日）で行なつた。

架設車はガーダー吊桁、台車、パレットよりなる。まず大きい台船が4~6個のブロックを運んできて、橋脚付近で架設車を利用して小さい台船のパレットの上に乗せかえ、パレットとともに吊桁のウィンチにより吊り上げ、台車により架設位置まで運搬しブロックとブロックの間隔を約20cmあけておき、ガーダーの仮吊り装置に仮吊りする（図-8）。

大きい台船は残ったブロックを積んだまま近くの笠岡港に帰り、待機して次の架設を待つ。

PC鋼線のそう入は人力（3~4人）とスーパーウィンチ（ポータブルウィンチ2馬力）との併用により行なつたが、シースの径が60mmと大きかつたのでほとんど人力により施工できた（最長ケーブル80m）。

接着剤はトーホーダイト（AC-406）で冬期

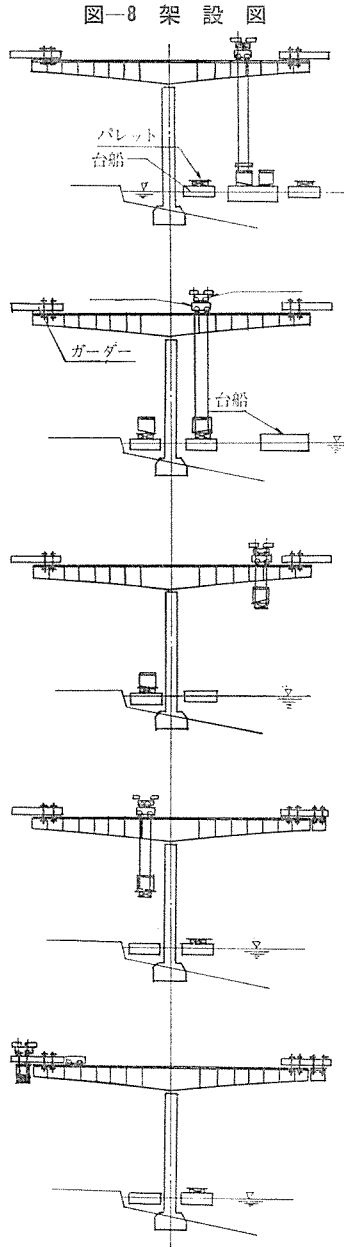
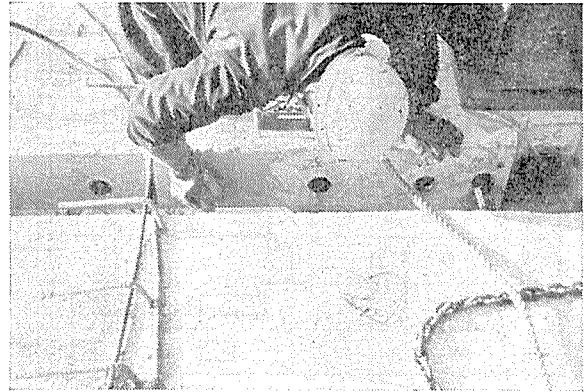


表-3 1 サイクルの架設工程表

架設工種	日数	1	2
台船よりパレットへブロック盛替		■	
ブロック吊り上げおよびガーダーへの仮受け		■	
PC鋼線 そう入			■
接着剤塗布およびブロック引きよせ			■
緊張			■
ガーダー移動			■

写真-8



用のものを試験を行なつてから使用した。接着剤は主剤と硬化剤よりなり、練り混ぜは機械練りとし約5分間行なつた。塗布にはゴム手袋を使用し、ブロックの一方の面に約1~2mm厚で塗つた。接着剤の可使時間は約3時間なので塗布が終わるとすぐにレバーによりブロックを引きよせ緊張を行なつた。

緊張用ジャッキはフレシネージャッキ・S-7型2台を使用し、FKK式電動ポンプにより緊張を行なつた。

緊張後シース内に接着剤もれが生じるので、塩化ビニルパイプによりシース内を掃除した。

その後仮吊装置を解放し、ガーダーの移動を行なつた。

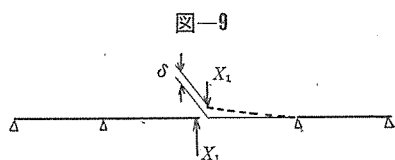
(6) 連続工

a) スパン中央の閉合前における調整 架設時のクリープ係数、施工誤差その他いろいろな要素により架設終了時、スパン中央および端部において高さ、通りにずれが生じることが予想される。この調整区間としてスパン中央および端部にそれぞれ現場打部3.0m、3.5m区間を設けている。しかし、わずかのずれ（例えば1~2cm程度）の場合ならばこの区間ですりつけることができるが、大きなずれが生じた場合、例えば5~15cmぐらになると美観的にもすりつけることができない。

そこで本橋では、施工に際し、このずれが生じた場合の調整方法として強制荷重を加えてずれを直す場合の応力のチェックを行なつた。強制荷重の作用させ方としては片側のみに重量物を載せる方法、ビーム等により桁と桁をはさみつけ締めつける方法などがあるが、いま高さのずれ δ が生じていて、これを強制荷重により直し連続したとする。どんな強制荷重を作用させようとしても連結後においては応力は次のようになる。すなわち、連結直後においては、不静定せん断力 X_1 が作用しており X_1 は

$$\delta + \delta_{11} X_1 = 0$$

ここに、 δ_{11} : その点に相対単位荷重 $X_1 = 1.0$ を作用させた場合の相対たわみ



により求まる。本橋において $\delta = 10 \text{ cm}$ として

$$X_1 \approx 30 \text{ t}$$

となり、中央径間の 1/4 点付近で曲げ応力度 $\sigma = -15$ $+20$ kg/cm^2 で、合成応力度として上縁で -5 kg/cm^2 となるが、この応力はクリープにより次のように減少する。

連結直後 X_1 のみが生じているが、 X_1 によるクリープたわみにより連結後不静定せん断力 X_t が発生してることが予想される。いまクリープ係数を φ として時刻 t における連結条件は

$$\delta_{11} X_1 d\varphi + \delta_{11} X_t d\varphi + \delta_{11} dX_t = 0$$

上式をまとめて整理すると

$$\frac{dX_t}{d\varphi} + X_t + X_1 = 0$$

線形微分方程式の一般解としては

$$X_t = C \cdot e^{-\varphi} - X_1$$

となり、境界条件として $\varphi = 0$ のとき $X_t = 0$ を上式に代入すれば

$$C = X_1$$

となり、解は

$$X_t = X_1 \cdot e^{-\varphi} - X_1$$

故にスパン中央における断面力は

$$X_1 + X_t = X_1 \cdot e^{-\varphi}$$

となる。すなわち、 X_1 はクリープにより減少して $X_1 \cdot e^{-\varphi}$ となる。例えば $\varphi = 1.5$ の場合、 $e^{-\varphi} = 0.223$ で

$$X = X_1 \cdot e^{-\varphi} = 0.223 \times 30 \text{ t} = 6.7 \text{ t}$$

となり、前記点において -3 $+4$ kg/cm^2 となり、上縁の合成応力度は $+7 \text{ kg/cm}^2$ となる。

以上応力検討を行なったが、架設終了後 図-11 のようにスパン中央で高さのずれ $\delta \approx 38 \text{ mm}$ 、通りのずれ

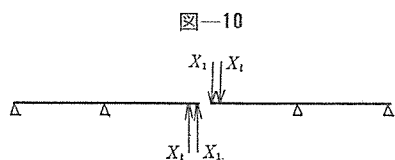


図-11 閉合前の高さのずれ

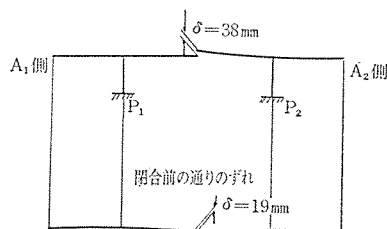
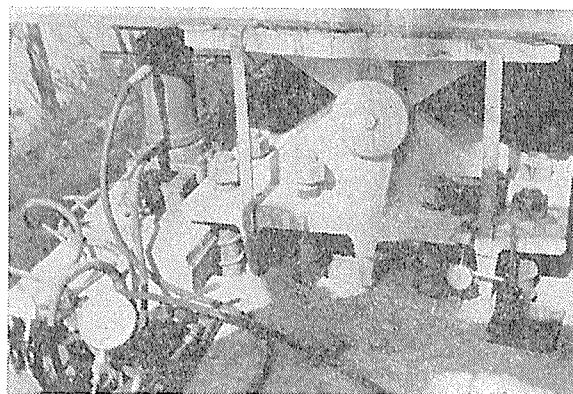


写真-9



$\delta = 19 \text{ mm}$ となったので、強制荷重による調整は行なわず、高さは A_1 の高さも考慮して A_1 を下げることにより中央ずれを 18 mm とし、通りのずれは小さかったのでそのまま現場打ち部 3.0 m 区間ですりつけた。

b) 連続工 この現場打部は吊支保工上で施工した。

(7) 反力調整

反力調整用ジャッキとしては手動式センターホールジャッキ (100 t 用) を A_1 側、 A_2 側にそれぞれ 2 台据えて行なった。扛上量の測定にはダイヤルゲージ (1/10 mm) を使用した。調整量は反力調整を行なう前に、55.0 t (桁自重反力 8.8 t + 連続ケーブルによる 2 次反力 46.2 t) が生じるはずであったが、シューの受けまくらがきいていたので小さくなっていた。また、その他の拘束力をなくすためまくらを取り、ジャッキを 40 t にさげ 4 t おきに荷重をかけ扛上量を測定した。

t 数と扛上量をグラフに示すと 図-12, 13 のようになる。

扛上量は計算値 $\delta = 76 \text{ mm}$ で、実測値はそれぞれ 52 mm, 56 mm と小さかったが、ジャッキ押し上げ初期においては桁の遅れ変形、シューのまさつ、その他の拘束力により弾性的な変形が生じていない。そこでひずみ線を延長して INITIAL・POINT を比較する計算値とほぼ一致している。故に所定の反力が与えられ、ヤング係数も仮定した $350\,000 \text{ kg/cm}^2$ とよく一致していることがわかる。

表-4 神島大橋実施工程表

工種	44												45		
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3			
A ₁ 橋台	[Bar]														
A ₂ 橋台	[Bar]														
P ₁ 橋脚	[Bar]														
P ₂ 橋脚	[Bar]														
ブロック製作	[Bar]														
柱頭部	[Bar]														
架設	[Bar]														
連続工	[Bar]														
反力調整	[Bar]														
橋面工	[Bar]														

(8) その他の検討事項

施工中の構造系と完成後の構造系が異なることによりクリープにより不静定力が発生し、この計算方法としては前記のように Dischinger による近似解法があるが、本橋の施工において P₁ 側、P₂ 側との架設の時間差があり、連結後のクリープ係数に差が生じている。このクリープ差により不静定力がどの程度生じるか検討した。

この不静定力の計算は次式によった^{2),4)}。

$$\delta_{ig}^* d\bar{\varphi} + \sum_{k=1}^n (X_k \delta_{ik}^* \cdot d\bar{\varphi} + \delta_{ik} dX_k) = 0$$

ここに、X_k : クリープにより発生する不静定力

$\bar{\varphi}$: 連続後におけるクリープ係数

δ_{ik} : 弾性方程式における性状係数

δ_{ik}^* : クリープ差による補正を考慮した性状係数

δ_{ig}^* : クリープ差による補正を考慮した荷重項

上式において、連続後のクリープ係数を $\varphi_{\infty} = 1.0$ とし、P₁ 側、P₂ 側の時間差を $t_1 = 30$ 日とし、補正係数として $e^{-\alpha t_1} = 0.78$ とし計算すると次のようになった。

○反力調整を行わない場合の桁自重による不静定力は

不静定せん断力 $X_1 = -8.83 \text{ t}$

不静定曲げモーメント $X_2 = +1424 \text{ t}\cdot\text{m}$

ここで Dischinger の公式によると不静定曲げモーメントのみでこれは

$$X = +1534 \text{ t}\cdot\text{m}$$

となり、両者の比較をするとスパン中央では2次モーメントの差は少ないが、支点①と②ではかなりの差が生じている。

○反力調整を行ない同時施工したと同じ状態にしておくと、すなわち X_L なるモーメントを与えておくと式(2)において

$$\delta_{1g}^* \rightarrow \delta_{1g}^* + \delta_{11}^* X_L$$

$$\delta_{2g}^* \rightarrow \delta_{2g}^* + \delta_{21}^* X_L$$

として計算すると、解は次のようになる。

不静定せん断力 $X_1 = -4.92 \text{ t}$

不静定曲げモーメント $X_2 = 0$

となり、反力調整した場合は不静定せん断力のみとなり値も小さくなる。

故に本橋においては反力調整しているので、クリープ差によって生ずる不静定力の影響は小さい。

4. 振動試験

橋梁完成後、振動試験を行なった。橋梁の動的解析を行なう場合の尺度となる固有振動周期および減衰率を求

図-12 反力調整実測値 (A₁ 側)

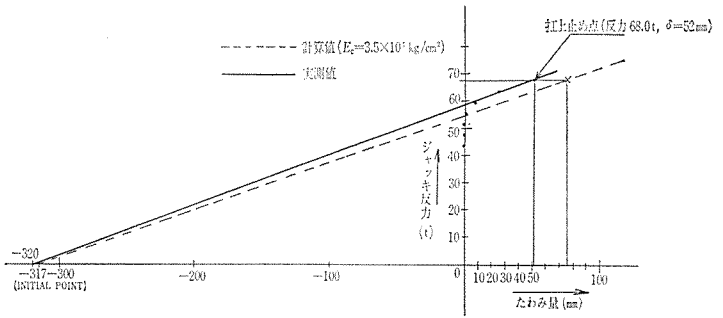


図-13 反力調整実測値 (A₂ 側)

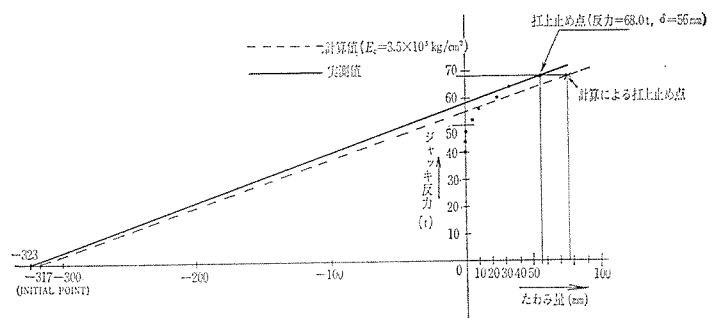


図-14 桁自重においてクリープ差により発生する2次モーメント (反力調整を行わないとき)

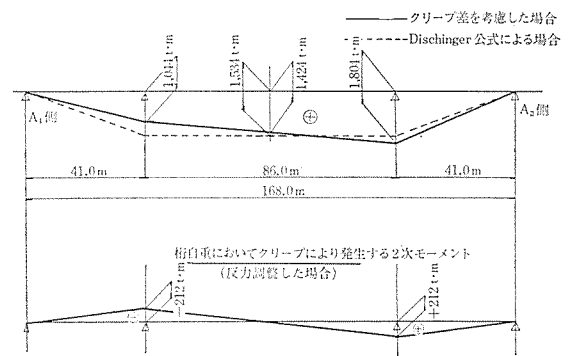
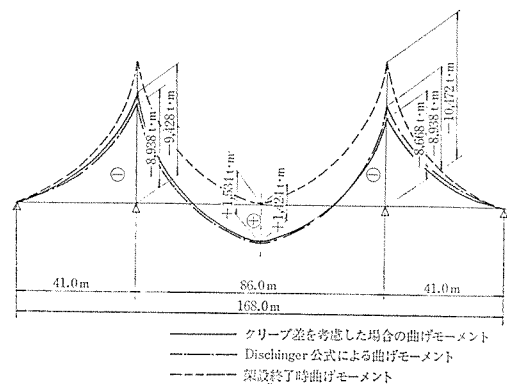


図-15 各場合における桁自重の曲げモーメント



めた。

測定器としては測定用変換器、増幅および記録器を使用した。

測定の結果、基本振動周期 $T_1 = 0.70 \text{ sec}$

2次振動周期 $T_2=0.33$ sec

また、減衰定数 $\beta=0.73\%$
 となった。

5. あとがき

本橋は昭和44年3月より実施し、昭和45年3月に無事完成した。

ブロックの運搬には海路のみしか利用できず、また、航路・県道等の通行を妨げてはならなかった。本工法はこの条件にも適した工法であり、加えて急速施工できる利点を有している。

なお、本橋の設計、施工にあたっては日本構造橋梁研究所の猪股俊司博士、プレキャスト研究会、建設省土木

研究所の吉田室長、国広室長、また京都大学山田教授の方々には多大な御指導をいただきまして感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 池田哲夫監修：プレキャスト ブロック工法
- 2) 猪股俊司著：不静定コンクリート構造においてクリープによって発生する不静定力の計算法
- 3) 猪股俊司著：プレストレストコンクリートの設計および施工
- 4) “Zeitliche Änderungen der Schnittkräfte infolge Kriecherscheinungen bei Herstellung eines Bauwerkes in Abschnitten”, Der Bauingenieur 41, Heft 4 (1966)

1970.6.30・受付

会員名簿についてお願い

先に会員各位にご送付致しました当協会会員名簿の件ですが、記載事項に誤りがございましたならば、お手数でございますが、当協会までご一報頂きたく、今後の名簿作成等の資料に致したく、よろしくお願い申し上げます。

土木および建築構造物一般(主としてプレストレストコンクリート)の計画、調査、設計、施工管理

フランスS.E.E.E.社(G.T.M.)との技術提携による
 プレストレストコンクリートS.E.E.E.工法
 のアジアおよび太洋州総代理店



新構造技術株式会社

NEW STRUCTURAL ENGINEERING, LTD.

主な幹部技術者

取締役会長 加藤三重次
 取締役社長 巽 千代造

上野 博
 永田憲男
 森元峯夫

本 社 東京都新宿区内藤町1番地(渋谷ビル) 電話(354)3851番(代表)
 厚木工場 神奈川県厚木市戸田長淵2514番地 電話(0462)(22)2199番