

八木山橋の設計施工について

駒 林 伝*
昌 子 治 郎**
根 本 文 夫**

1. ま え が き

八木山橋は、名跡青葉城蹟の裏手を通る深さ約 70 m の竜の口谿谷に架っていた吊橋に替り、新たに架設されたものである。仙台市では川内一西多賀線街路の整備工事の一環として、新旧化し、車両通交止めとなっていた旧吊橋の架替を計画した際に、この地が有名な観光風致地区である点を考慮し、美観、工法、工費などを検討の結果、すべての面でこのような地形に適しているディビダー式カンチレバー工法による PC 橋を採用した。

工 事 概 要

工 事 名：八木山橋架替工事
施工場所：仙台市
橋長径間：117.0m=16.0+84.0+16.0
有効幅員：8.5m
設計荷重：TL-20
構 造：中央径間にヒンジを有する 3 径間連続箱桁
形 式：ディビダー式 PC 橋
工 期：昭和 37 年 12 月～昭和 40 年 3 月
企 業 者：仙台市
施 工 者：鹿島建設 KK
主要材料：

上部構造

コンクリート 820 m³ ($\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$)
PC 鋼棒 62 t (SBPC 80/105 $\phi 27$)
鉄 筋 59 t

下部構造

コンクリート 1 950 m³
鉄 筋 113 t

なお、ディビダー式カンチレバー工法による橋梁の設計施工については、すでに多くの報告がなされているので、これまでにまだあまり述べられていない点について報告する。

2. 設計について

本橋の正確構造形式は、中央径間中央に鉛直方向のせん断力のみを伝えるヒンジを有し、橋脚材は上部構造お

よび地盤と剛結され、橋の両端部が橋台にピン支承された 3 径間連続ラーメンである（折込付図 参照）。上部構造主桁の計算には橋脚の上下両端をヒンジと仮定しているが、そうすることによって上部構造は一次の不静定となり、応力解析が非常に簡単になる。橋脚の橋軸方向に関する剛度と、上部構造径間の剛度との比は 1 % 以下であり、上部構造の計算に際しヒンジを仮定して十分安全である。もちろん橋脚自体の計算には剛結として解いている。

地形の関係上側径間は中央径間に比して非常に短いので、橋台に作用する負の反力が大きくなるために、カウンターウェイトとして橋台も大きくなった。左手（城側）橋台はコンクリートを少なくするために、背面に土砂を埋もどし重りとしている。右岸（公園側）橋台は高さが大きく、また土留壁の作用もしているのだからかなり大きなものとなったが、左岸橋台同様に背面に土砂を入れてコンクリートを減らしている。なお、橋の橋軸方向地震力はすべて橋台で受ける。

橋脚は橋軸直角方向に I 型をしている。設計荷重時の橋脚は前に述べたように曲げモーメントは非常に小さく、ほとんど軸圧縮力のみを受ける部材であるので橋軸方向の断面二次モーメントは小さい方がよい。一方地震時は、橋軸方向地震力は橋台で受けるので問題ないが、橋軸直角方向地震力は、橋脚でも受けるので断面二次モーメントを大きくするために I 型とした。

本橋のような、カンチレバー架設による橋の構造は、Rüsch 教授¹⁾も指摘しているとおり中央径間にヒンジを有する構造が最良であるが、連続桁などに比してたわみが大きくなるので、クリープ乾燥収縮による桁のたわみをできるだけ理論的に求めて、たわみ量を許容された範囲内に収めることが必要である。ディビダー工法では各ブロックのコンクリートの材令が異なり、作用する応力も変化するのでクリープ係数の値をどうとるか、クリープの進行度をどう考えるか、複雑な問題がある。施工中のクリープ乾燥収縮による桁のたわみは一般の場合最大で数 mm の単位であり、施工誤差の中に入る程度のものである。しかし本橋は比較的工期が長いので一台のフォルバウアーゲンを使用してまづ公園側から中央径間中央まで施工し、ついで城側にフォルバウアーゲンを

* 仙台市建設局道路部長

** 鹿島建設 KK

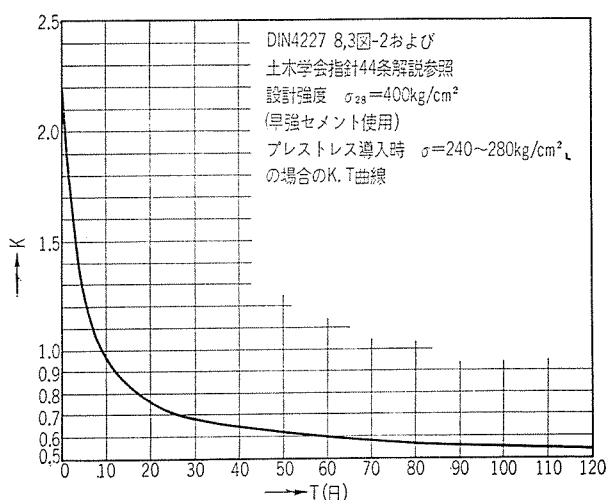
移して中央まで架設し完成した。したがって左右の桁の相対的時間差は約2ヵ月間あり、クリープ乾燥収縮による左右桁先端の相対的たわみ差は1.4 cm 生ずる計算となり中央ヒンジに $\pm 7t$ のせん断力が生ずるが、このせん断力はフォルパウーゲンを撤去することにより取のぞくことができる。

橋が完成してからのクリープ乾燥収縮による桁のたわみはつぎの二つの方で行ない比較検討した。

① 桁全体にわたって $\varphi_{\infty} = k\varphi$ が一定であるとした場合：計算の簡単のために一般には全橋について $k\varphi = \text{const.}$ とする場合が多い。各ブロックごとのクリープ係数を材令によって求め平均すると、橋完成時と $k\varphi \approx 1.2$ となるが、桁のたれさがりを避けるために $k\varphi \approx 1.8$ として計算すると表-3 のようになる。

② 各ブロックごとに $\varphi_{\infty} = k\varphi$ が異なるとした場合：各ブロックの荷重状態が日時とともに変化する場合、コンクリートの材令の変化にともなって k の値が図-1 のように変化する。この場合プレストレスを導入するときのコンクリートの圧縮強度は $\sigma = 240 \text{ kg/cm}^2$ とし、 $\sigma : \sigma_{\infty} = 240 : 460 = 0.52$ である。

図-1 クリープ係数乾燥収縮に関する K の値の時間的变化

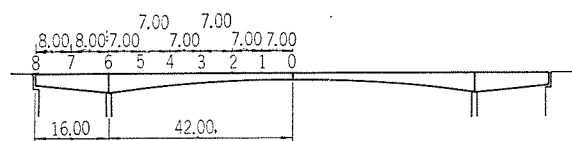


各ブロックの鋼棒図心位置のコンクリート応力度は、新しいブロックができるごとに $\Delta\sigma$ だけ変化し、その変化量 $\Delta\sigma$ にそのときのコンクリートのプレストレス導入後の材令によって決まる K が関係する。あるブロックの平均的な K はつぎの式²⁾で示される。

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \cdot K_i}{\sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i}$$

この式を用いて求めた本橋の場合の $k\varphi$ の値は $\varphi = 2.0$ としたとき表-1 に示すとおりであり、クリープ乾燥収

表-1
計 算 断 面



断 面	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$K\varphi$	4.68	3.39	3.24	2.67	2.65	2.31	$\frac{1.31}{1.95}$	1.34	1.26

縮による応力度の減少はこの $k\varphi$ の値を用いて計算する。鋼棒応力度の減少による桁の弾性たわみは以上の方法によって求められた鋼棒応力度の減少量とレラクゼーションによる鋼棒応力度の減少量の和によって求められる。

フライフォルパウが終了したときの各ブロックのコンクリートの $k\varphi$ は表-2 に示すとおりであり、フォルバ

表-2

断 面	0	1	2	3	4	5	6	7	8
$K\varphi$	4.68	1.90	1.52	1.34	1.26	1.20	1.12	1.12	1.12

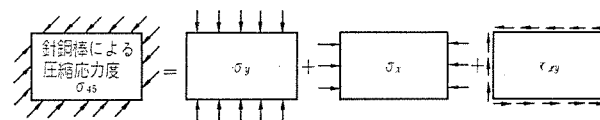
ウ終了後に生ずる桁の塑性たわみ量はこの $k\varphi$ によって求める。フォルパウ完了後に生ずるたわみの集計を表-4 に示す。

① および ② の場合のたわみ量の集計表を比較すれば両者における差は小さく、一般の場合は簡易計算で十分である。

本橋では完成後の桁のたわみに対し、橋脚位置の地盤の沈下によるものを考慮している。載荷試験などの結果より地盤沈下量は約 1.4 cm と推定されるので、その分による桁のたわみ量だけさらに上げ越す必要がある。この形式の橋では側径間と中央径間の比が小さい場合、橋脚位置の地盤の沈下量に対し中央径間中央点のたわみは数倍に達するので注意しなければならない。

ウェブの幅は、鋼棒を定着できる最小限にせよめ桁高を大きくする方が主桁の応力度に対して有利である。

図-2 斜鋼棒によるプレストレスの作用



しかしながらウェブに作用するせん断応力度は大きくなるので斜引張方向に斜鋼棒を配置しなければならない。斜鋼棒プレストレスの作用は図-2 に示すとおりである。 σ_y および τ_{xy} はウェブに作用し σ_x はコンクリート全断面に作用し断面応力度 σ_x' に加えられる。せん断応力度の検討はつぎのようにして行ない斜鋼棒を配置した。

a) 設計荷重時

表—3

(単位: cm)

		0	1	2	3	4	5	6	7	8
自重+プレストレスによる塑性たわみ	g_{1+v}^{pl}	1.84	1.35	0.86	0.45	0.18	0.04	0	-0.01	0
クリープ乾燥収縮などによる鋼棒応力度減少による弾性たわみ	φ_{el}	2.08	1.58	1.13	0.74	0.44	0.24	0	-0.03	0
" 塑性たわみ	φ_{pl}	1.04	0.79	0.57	0.37	0.22	0.12	0	-0.02	0
橋脚のクリープによる塑性たわみ	P_{pl}	0.91	0.80	0.69	0.58	0.47	0.36	0.25	0.13	0
小 計		5.87	4.56	3.25	2.14	1.31	0.76	0.25	0.07	0
高欄地覆舗装による弾性たわみ	g_{2el}	1.94	1.44	0.98	0.59	0.30	0.08	0	-0.03	0
" 塑性たわみ	g_{2pl}	2.91	2.15	1.46	0.88	0.45	0.12	0	-0.05	0
配管による 弾性たわみ	g_{3el}	0.38	0.28	0.19	0.12	0.06	0.02	0	-0.01	0
" 塑性たわみ	g_{3pl}	0.38	0.28	0.19	0.12	0.06	0.02	0	-0.01	0
合 計		11.48	8.71	6.07	3.85	2.18	1.00	0.25	-0.03	0

表—4

(単位: cm)

		0	1	2	3	4	5	6	7	8
自重+プレストレスによる塑性たわみ	g_{1+v}^{pl}	1.25	0.99	0.60	0.31	0.13	0.03	0	-0.01	0
クリープ乾燥収縮などによる鋼棒応力度減少による弾性たわみ	φ_{el}	1.82	1.33	0.88	0.51	0.24	0.07	0	-0.02	0
" 塑性たわみ	φ_{pl}	1.16	0.82	0.53	0.30	0.14	0.04	0	-0.01	0
橋脚のクリープによる塑性たわみ	P_{pl}	0.91	0.80	0.69	0.58	0.47	0.36	0.25	0.13	0
小 計		5.14	3.94	2.70	1.70	0.98	0.50	0.25	0.09	0
高欄地覆舗装による弾性たわみ	g_{2el}	1.94	1.44	0.98	0.59	0.30	0.08	0	-0.03	0
" 塑性たわみ	g_{2pl}	2.29	1.69	1.14	0.68	0.34	0.12	0	-0.04	0
配管による 弾性たわみ	g_{3el}	0.38	0.28	0.19	0.12	0.06	0.02	0	-0.01	0
" 塑性たわみ	g_{3pl}	0.38	0.28	0.19	0.12	0.06	0.02	0	-0.01	0
合 計		10.13	7.63	5.20	3.21	1.74	0.74	0.25	0	0

① セン断応力度は次式によって求める。

$$\tau_{xyQ} = \frac{Q' \cdot S}{bJ} - \tau_{xys}$$

$$Q' = Q - D \tan \alpha$$

Q': セン断力合計

Q: 設計荷重によるせん断力

D: 断面に作用する圧縮力

 α : 引張力と圧縮力のなす角

S: 考えている位置の断面重心に関する断面一次モーメント

J: 換算断面二次モーメント

 τ_{xys} : 斜鋼棒による τ

② 斜引張応力度

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

 τ_{xy} : τ_{xyQ} (破壊時の) σ_x : 断面に作用する圧縮応力度 σ_y : 斜鋼棒による圧縮応力度

b) 破壊荷重時

① 鋼棒応力度が降伏点を越える場合

所要斜鋼棒および鉄筋量は $f_{cs} = \frac{Q''}{z \cdot \sigma_s \sqrt{2}}$ によって

求める。

Q'': 破壊時のせん断力合計

z: 桁の抵抗曲げモーメントの腕長

 σ_s : 鋼棒の降伏点応力度

② 主鋼棒応力度だけが降伏点を越えた場合

斜鋼棒応力度がまだ降伏点以下であれば次式によって斜引張応力度を求める。

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \dots (1),$$

$$\tan 2\varphi = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

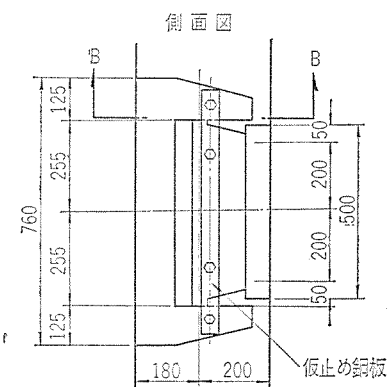
 σ_x : 斜鋼棒による橋軸方向圧縮応力度

(設計荷重時の)

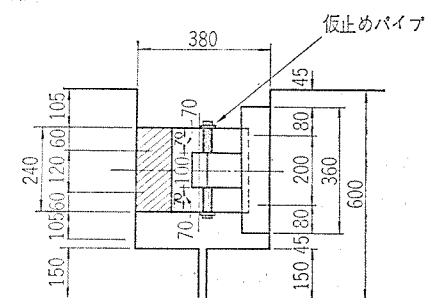
 σ_y : 斜鋼棒による鉛直方向圧縮応力度

(設計荷重時の)

図-3 中央ヒンジ組立図



断面 B~B



$$\tau_{xy} = \tau_{xys} + \tau_{xyQ}$$

τ_{xys} : 斜鋼棒によるせん断応力度 (設計荷重時の)

τ_{xyQ} : 破壊時のせん断応力度

この式によって求めた σ_I が土木学会指針が与える許容値を越えないように斜鋼棒を決めて配置する。実際には式(1)によって σ_I を求めるのは計算が多少複雑になるので、 σ_x , σ_y が小さい場合は次式によって σ_I を算出する。

$$\sigma_I = \tau_{xyQ} - \sigma_{45}$$

σ_{45} : 斜鋼棒による斜引張応力方向の圧縮応力度

PC鋼棒の配置については、巻末の折込付図を参照されたい。

中央ヒンジに作用する反力は±46 tであり、ヒンジの構造は図-3に示す。このヒンジは鉛直方向せん断力のみを受け、橋軸直角水平方向の地震力などにより桁が橋軸直角方向にずれるのを防ぐためには中央ヒンジ部の底スラブに凹凸部を設けている。

3. 施工について

(1) 施工概要

本橋梁は37年度より、右岸取付道路の一部が着手された。このために本工事の仮設備あるいは資材置場などは現場付近に設置することができた。骨材およびバッチャープラントは、盛土部分をさけたので構造物からかなりはなさざるを得なかった。コンクリートその他資材運搬には橋軸方向に簡易ケーブルクレーン(吊上能力 2.5 t)を張り、これによって行なった。コンクリートの打設能力はケーブルクレーンの運搬能力により決定されるが、50 m³/日程度と考え、バッチャープラントおよび骨材ピンを計画した。

機械設備の様子は表-5のとおりである。

(2) 下部構造の施工

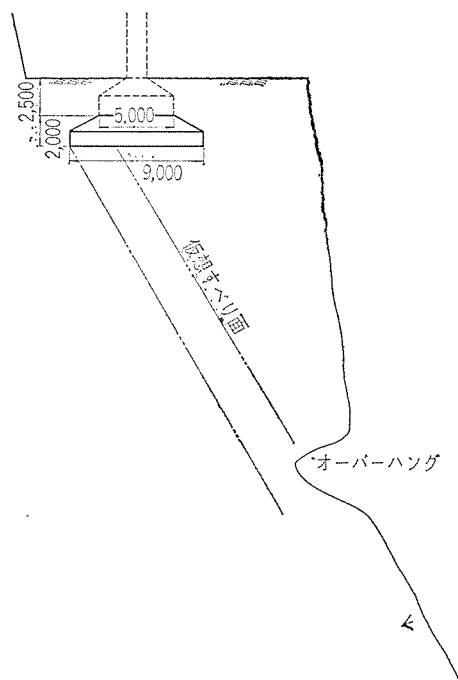
当橋梁架設地点は広瀬川凝灰岩中にあり、凝灰質砂岩、浮石質砂岩、頁岩あるいは亜炭などが互層をなしている。外観は一見堅固に見える岩盤であるが風化が非常に早く、また吸水性もかなり早いので慎重を期し、東北大学土木科 河上教授に依頼して基礎の地耐力試験その他の調査を実施した。その結果によると右岸橋台、橋脚付近は 50 t/m² を取れば妥当と考えられるので、橋台基礎の一部悪い所は取りのぞき捨てコンクリートにおき換えて、フーチングの大きさはそのままとした。左岸橋脚を支える基礎岩盤はほぼ垂直に切り立つ断崖であり、下部

表-5 主要機器一覧表

名 称	仕 様	メーカ	数 量	用 途
高速ウインチ	22 kW 高速 105 m/min 低速 35 m/min	京橋機械	1 台	簡易ケーブル クレーン
鋼製ポスト	H=20 m, H=25 m	鹿島製作所	各 1 基	"
キャリヤー, フック	3 号吊	"	一 式	"
コンクリートバケット	0.6 m ³	"	2 台	コンクリート運搬用
ミキサー	0.6 m ³ 傾胴	王 子	1 "	コンクリート用
バッチャー	セミバッチャー	日本度量衡	1 "	"
コンクリート簡易圧縮試験機	W 0.6 m ³	森	1 "	"
コンプレッサー	100 ㍑	長 谷 川	1 "	根掘コンクリート面清掃
水中ポンプ	電動 22 kW	ラ イ カ	1 "	根掘り
タービンポンプ	φ75 揚程 10 m	エ バ ラ	1 "	給水設備
ベルトコンベヤー	φ75×5 t	鹿島製作所	10 "	骨材ピン, 根掘り
ハンドスクレーパー	7 m	神内電気	1 "	骨材整理
トランス	6 600V, 30 kVA	日 立 他	3 "	受電設備
電気溶接器	7.5 kW	"	3 "	ステーキング他
ボッシュドリル	"	ボッシュ社	1 "	グラウト手直し用
DW ジャッキ	50 ㍑	平林製作所	4 "	PC鋼棒緊張用
同上電動ポンプ	連動	"	1 "	"
同上手動ポンプ	"	"	3 "	"
ダイナモメーター	100 ㍑	プロセック	1 "	同上キャリブレーション用
パーベンダー	"	"	1 "	PC鋼棒曲げ加工用
グラウトミキサー	高速 1500 低速 500	日 本 産 業	1 "	グラウト用
グラウトポンプ	ダイヤフラム 10 l/min	"	2 "	"
パイプレーター	BV-75	特殊電気	4 "	コンクリート締固め
"	MF-60	林	4 "	"
電気サンダー	"	"	1 "	"
製材機	丸鋸φ500, 3.7 kW	"	1 "	"
ガス溶接断器具	"	"	一 式	"
レバーブロック	3 t	"	2 台	"
ウインチ	11 kW S	東 海 重 工	1 "	一般仮設用

に侵食を受けやすい層があるためにオーバーハングした箇所もみられる。このために基礎の地耐力もさることながらすべり面に沿って滑動する恐れがある。すなわち岩盤のせん断力を試験する必要を生じた。橋脚の根据途中に採取した資料によれば内部摩擦角 $\phi=30\sim40^\circ$ 粘着力 $c=34.6\sim28.2\text{t/m}^2$ となり、すべり面に沿う滑動に対する安全率は $1.5\sim1.7$ となる。しかし橋脚底面付近に砂の層がかなり深くあり、現場でせん断試験を行なった結果によると、せん断力 $\tau=3.1\text{t}$ 、内部摩擦角 $=43^\circ$ 、粘着力 $=4\text{t/m}^2$ となりすべり面に沿う滑動に対する安全率

図-4 左岸橋脚基礎

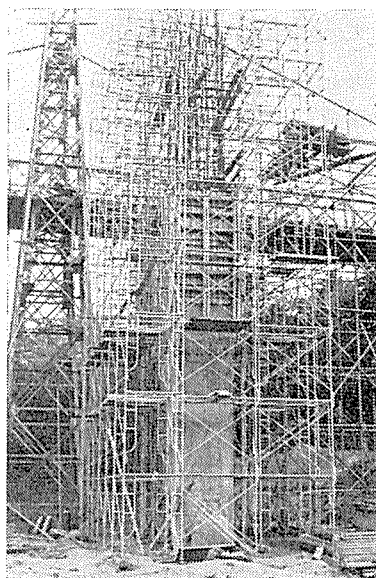


は 0.56 となり、橋脚はかなり危険な状態にある。したがってボーリングを行ない、さらに深部の地質を調査した。その結果フーチングより 10m 下からはかなりよい岩盤であることが判明したので、原設計のフーチングを図-4のごとく橋軸方向に前後 2m、深さ 2m の拡大された鉄筋コンクリートにすれば、すべり面に沿う滑動に対する安全率は 2 以上となり安全である。なお基礎地盤の塑性変型量は実験の結果全荷重に対し右岸橋脚で 14mm、左岸橋脚で 7mm と推定されるのでそれぞれ上げ越しをした。根掘り直後岩盤の風化をさけるため厚さ 5cm の捨コンクリートを打ち鉄筋の組立てを行なった。橋台のコンクリートはフーチングを二回打ちとし、躯体コンクリートは 1.5m ずつ立ち上り、橋脚はフーチングを一回、躯体コンクリートは 3.0m ずつ打ち上った。型わくはフラットメタルフォームを使用している(写真-1 参照)。

(3) 側径間の施工

側径間は支保工上で施工される。支保工は写真-2に

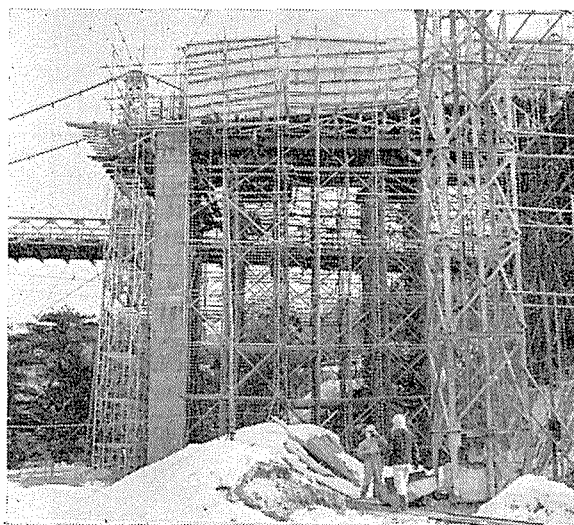
写真-1 右岸橋脚型わく建込み



示すように橋台および橋脚には $I200\times100\times7$ を埋め込み、スパン中間 2 ヲ所に中央仮設製三角サポートを、橋台側は 20 本橋脚側に 16 本を一組として支柱を組み立て支点とし三径間のシンプルビームとした。スパン割は、支点荷重および曲げモーメントがそれぞれほぼ均等されるようにした。橋台側の支点は桁の縦絡

め鋼棒の関係で埋め込み長が短くなり、コンクリートの支圧力が 132kg/cm^2 となり、かなり大きな値であるからビームを 2 段に埋め込んで束柱を立てて下の段でも

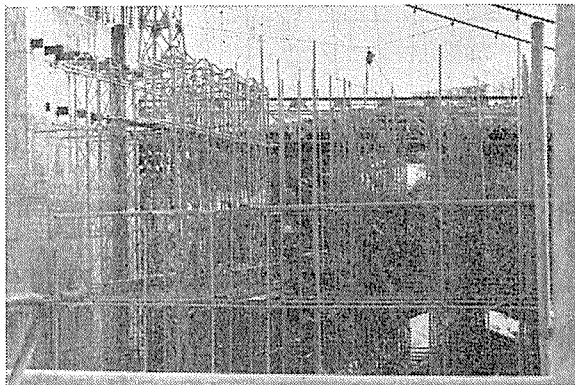
写真-2 右岸側径間支保工全景



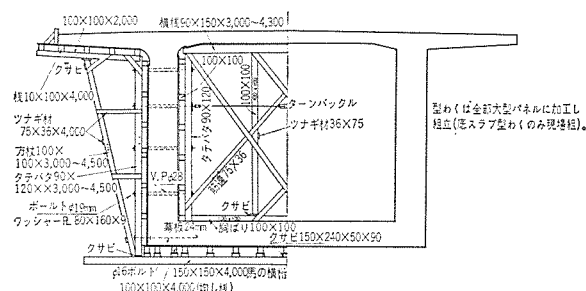
支圧をもたせるようにした。束柱の受ける部分はドライパッキングによりコーキングしている。橋脚の埋込みは躯体コンクリート打設中に厚 3.2m/m 鉄板で箱抜きをしステーシング組立中に I ビームを差し込んだ。橋脚の断面が I 型のため、主桁 I ビームを受ける位置ははね出しとなるので方杖によって支持している。箱抜きと差し込み I ビームのがたは鉄クサビを使用した。中間の支点の三角サポートは 1 本の許容軸力は 15T となっているが、相当高いので安全を見て 10T 内外になるよう配置した。三角サポートは、足場パイプとクランプにより 20 本(18本)が一組となるよう緊結した。三角サポートはユニットの接合点に若干の誤差があるためライニングをかませ垂球にて心出しを行ないながら入念に組立てた。

主桁となるIビームはコンクリート打設中0.1gの水平力に耐えられるように各支点で溶接し接合した。またスパンの中間でバックリングを起さないよう圧縮側フランジにはブレースを入れている（写真—3）。

写真—3 右岸側径間支保工三角サポート建込み



図—5 側径間型わく断面図



型わくはせき板厚さ 24 m/m の本ざね加工とし、塩化ビニールのパイプとセパレーターに $\phi 19$ m/m ボールトで締め付けた（図—5）。

側径間のコンクリート打設は約 200 m³ あり、仮設備の能力から見てコールドジョイントなしに施工することは困難なので底版、主桁、平送版の3回打ちとした（写真—4）。コンクリートはスランプ 4 $\pm$ 1 の固練りコンクリートであるので 1.2 kW の振動体 $\phi 75$ m/m 電動フレキシブル バイブレーター 4 台と補助に 0.6 kW 振動体 $\phi 50$ m/m 電動フレキシブル バイブレーター 3 台にて締め固めを行なった。主桁の橋脚付近は 4 m 以上に

写真—4 底スラブ コンクリート打設中



なるので内型わくに数箇所観測窓をあけコンクリートの締め固め状態を観測しながら作業をした。

なおコンクリートは3回にわけて打つために後から打設する重量によって先に打設したコンクリートに生ずる応力度を検討した。

側径間のステージングは中央径間の張り出しが4ブロックまで打設したときに、側径間の自重とつり合うプレストレスが導入され、解体するのである。

（4）中央径間

中央径間はフォルパウアーゲンにより、2.7 m 3 ブロック、3 m 10 ブロック、2.1 m 1 ブロックの 14 ブロックにわけて片持ばり式に張り出された。右岸の中央径間施工中は左岸の側径間に主力を注いだので3ヵ月半を要しているが、左岸の中央径間は1サイクルの工程は図—6 に示すとおりで、最初の2ブロック後は型わくが大きく、また P C 鋼棒の接続するものも相当数となるので6日を要し、つぎの3ブロックは5日間で行ない、あと8ブロックは、桁高も低くなり接続する鋼棒の数も半分以下となるので4日工程とした。最終ブロックは横桁、中央ヒンジの据付けなどで7日計 66 日となっている。

図—6

工種	日	1	2	3	4	5	6
コンクリート打		■	■	■	■	■	■
養生		■	■	■	■	■	■
型わく解体		■	■	■	■	■	■
緊張		■	■	■	■	■	■
ワーゲン移動		■	■	■	■	■	■
型わく組立		■	■	■	■	■	■
鉄筋・P C 鋼棒配置		■	■	■	■	■	■

■ 1～2 ブロック
 ■ 3～5 ブロック
 ■ 6～13 ブロック

底版のコンクリート打設は車道版型わくの中央に投入孔をあけこれより投入した。桁高の高い箇所では丸シュートを用いてコンクリートの分離を防いだ。また桁もこのシュートを利用し、内型わくに設けた投入孔より投入し、コンクリートの分離を少なくするように努めた。コンクリートの締め固めは側径間のときと同様である。コンクリート打設後スラブは麻袋で巻いて 24 時間散水養生を行なった。なお使用したフォルパウアーゲンは型わくその他の全装備をして重量 47.8 t である。

（5）緊張

プレストレスの導入時期は、現場養生の供試体の圧縮強度が 240 kg/cm² 以上となったときに定めた。ディビィダークの定着装置では、供試体の圧縮強度が 200 kg/cm² に達すればその支圧には十分耐えうるが、設計で仮定しているクリープ係数を満足させるために、コンクリート

表-6 コンクリート示方配合

種 別	粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ	単 セメント 位置	単位水量	w/c	S/a	細 骨 材	粗 骨 材	セメント混和剤
桁	25	4±1	390	148	38	34	606	1 200	{ プラスチメント 0.2%
橋 脚	40	6±1	340	160	47	36	650	1 180	
橋 台	40	6±1	300	165	55	35	640	1 210	{ ポゾリス No.5 0.5%

の圧縮強度が現場養生で 240 kg/cm^2 以上を厳守する必要がある。主桁に配置された斜鋼棒のうち長さ 4 m 以下のものは、シーすを使用しないで、アスファルトを塗布することによって所定のプレストレスを導入することができた。斜鋼棒はグラウトを注入するさい水平に配置されたものに比し施工しにくい。これをさけるために P C 鋼棒にアスファルトを塗布し鋼棒の防錆とコンクリートとのボンドをなくすようにした。使用したアスファルトはカチオゾール CME 2 で pH 6.5 のもので三回塗りとし被膜は $0.1 \sim 0.2 \text{ m/m}$ 程度の厚さである。

(6) コンクリート

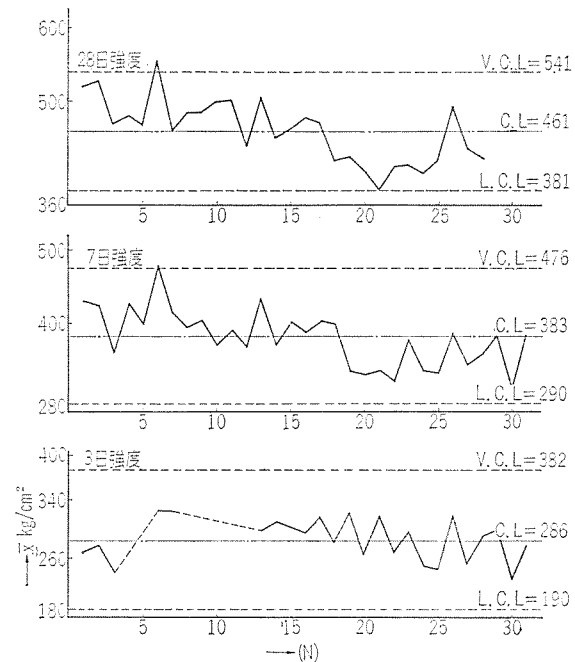
コンクリートの配合は、桁では単位セメント量を最少限に止めるようにしたが、カンチレバーエレクションではコンクリートの養生時間が工程に左右されるので、早強セメントを使用し $\sigma_t = 400 \text{ kg/cm}^2$ を目標として試験練りをした結果、単位セメント量は 390 kg/m^3 となった。試験練りの結果、決定した各示方配合は表-6のとおりである。

コンクリートの $\bar{\alpha}$ および変動係数の管理図は 図-7 のとおりである。管理図でわかるように、当現場に据え付けた程度の簡易バッチプラントとティルティングミキサーによって変動係数 10% 程度のコンクリートの品質管理は十分可能と思われる。

4. む す び

以上簡単に報告したが、上げ越しの結果については現在フォルバワーゲンを撤去した段階で予定どおりとなっている。将来地覆、高欄、舗装の持続荷重およびクリープのためのたわみ測定を長期にわたって測定する予定である。これによって設計について述べたたわみについての比較検討の裏づけとしたい。

本橋梁における桁の温度変化、乾燥収縮、クリープの

図-7 桁コンクリート $\bar{\alpha}$ 管理図

測定について、東北大学工学部土木工学科コンクリート教室（後藤教授）においてなされている。これはもちろん長期間の測定となるので後日報告があることと思う。

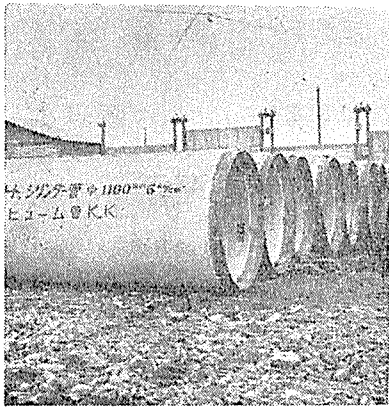
スパン中央にヒンジを有する本橋の形式は、ディビィダーク工法によるカンチレバー架設には最良の形式で、現在日本道路公団天草連絡道路で施工中の天草 4 号橋はスパン 146 m に達し、また西ドイツで完成したベンドルフ橋は最大スパン 208 m、最大桁高約 10 m でいずれもディビィダーク工法の特長を発揮した長大 P C 橋として注目していることを付記したい。

参 考 文 献

- 1) PASCE, 1961, Octber.
- 2) Beton und Stahlbetonbau, 4 月号. (1961)

1964.10.29・受付

最高の技術を誇る 鋼弦コンクリート用



PC ワイヤ インデントワイヤ ストランド

“プレストレストコンクリート水道管”

2本ヨリ，7本ヨリ

日本工業規格表示工場 B.B.R.V. 工法用鋼線認定工場 P.C.I. (アメリカP.C協会) 会員

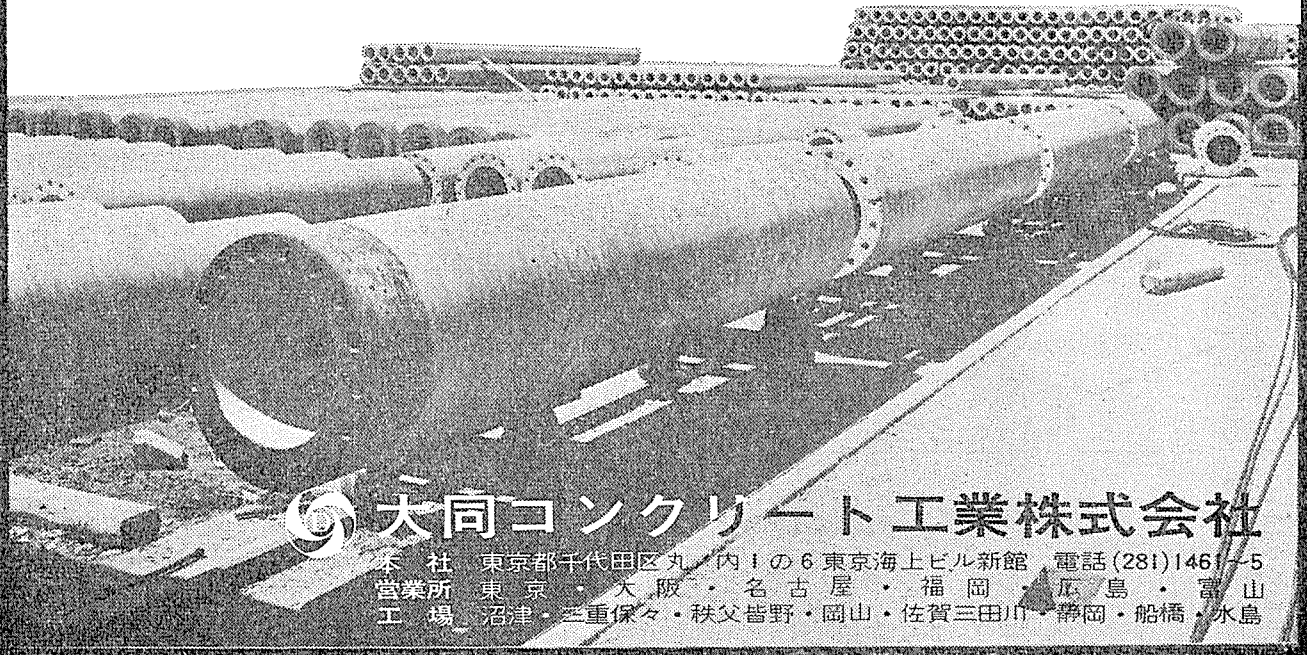
興國鋼線索株式会社

本社 東京都中央区宝町2丁目3番地 電話 東京(561) 代表2171
工場 東京・大阪・新潟

大同PCパイルの特長

1. 弾性体ですので復元力が優ぐれ、たわみ量が少なく、ひびわれが出ないので棧橋・ドルフィン・橋脚等クイと柱を併用したものに最適です。
2. 特に大同PCパイルは径 2.3m迄の大口徑で長さも自由に設計でき井筒工法に代った経済的な新工法です。
3. 長さの調節が簡単で現場で連結でき、またモーメントに対して断面を変えて製作できますので一層経済的になり且つ重量を軽減出来、運搬費が有利です。

大同
PCパイル



大同コンクリート工業株式会社

本社 東京都千代田区丸の内1の6 東京海上ビル新館 電話(281)1461-5
営業所 東京・大阪・名古屋・福岡・広島・富山
工場 沼津・三重保々・秩父皆野・岡山・佐賀三田川・静岡・船橋・水島