

新山清路橋の設計施工について (Dywidag 工法アーチ橋)

石 井 一 郎*
許 斐 弘 三**

1. ま え が き

新山清路橋は、国道 19 号線沿いの長野市と松本市を結ぶほぼ中間に位置し、信濃十大名勝の一つに数えられている眺望ゆたかな溪谷にかかる道路橋である。昭和 40 年 4 月に着工し、昭和 41 年 3 月にそのしゅん工をみた。工事概要はつぎのとおりである。

工事場所：長野県東筑摩郡生坂村東広津山清路地先

河 川 名：犀川

路 線 名：一般国道 19 号線

形 式：アーチ式プレストレスト コンクリート橋

方 式：Dywidag 工法

橋 長：100 m (1 スパン)

有効幅員：6.0 m

荷 重：TL-20

プレストレス：パーシャル プレストレッシング

縦断勾配：1.19% 直線+0.595% 放物線+1.19%直線

横断勾配：1.5% 放物線

舗 装：アスファルト コンクリート (厚 5 cm)

震 度： $K_H=0.2$, $K_V=0.1$

請負工費：85 600 000 円

発 注 者：建設省関東地方建設局

設 計 者：株式会社千代田コンサルタント

施 工 者：住友建設株式会社

新山清路橋下流 300 m の地点に鉄筋コンクリートの旧山清路橋があるが、道路に直角に近く架設されており、近年、重交通にともない、車両は大型化し、トレーラー車の交通に至っては通行不能に近い状態にまで追い込まれて新山清路橋の計画がなされた。形式については、架橋地点の条件や風景に合致したものをと、種々検討した結果、旧山清路橋の姿に似た大型のアーチ式プレストレスト コンクリート橋を架設することに決定した。

近年犀川の電源開発にともない、この架橋地点の下流 2 km に平発電所が設けられ、ダムバックウォーター

はその上流 3 km に達してたん水時に新山清路橋架橋地点は水深約 9 m となっている。また架橋地点は川幅約 60 m で犀川でももっとも狭く、兩岸は急しゅんな断崖で、洪水時におけるダムのゲートの開放により流速 10 m/sec、水位変動が 2 m 前後となる。したがって全支保工組の旧来のアーチ橋の施工方法では施工困難のため、Dywidag 工法で施工することに決定した (図-1)。

2. 設 計 概 要

(1) 構造概要

本橋の基本構造は、両端固定の無ヒンジプレストレスト コンクリート アーチ橋である。橋梁の計画高に対する制限のため、スパン 100 m に対しライズがわずかに 7.067 m というきわめてフラットなアーチ橋となっていることが構造上の大きな特徴である。

架設方法は、橋台から 22 m の区間を支保工施工し、その後フォルバウワーゲン (架設作業車) を用いて Dywidag 方式片持ばり架設方法により 3 m ブロックずつ施工する。支間中央部 8 m の区間はつり支保工によりコンクリートを打設する。主構造は PC 鋼棒を用いたプレストレスト コンクリートであるが、橋端部の 20 m の 3 径間連続床版は RC 構造ですでに完成しているアーチ本体の上に支保工を組み施工する。

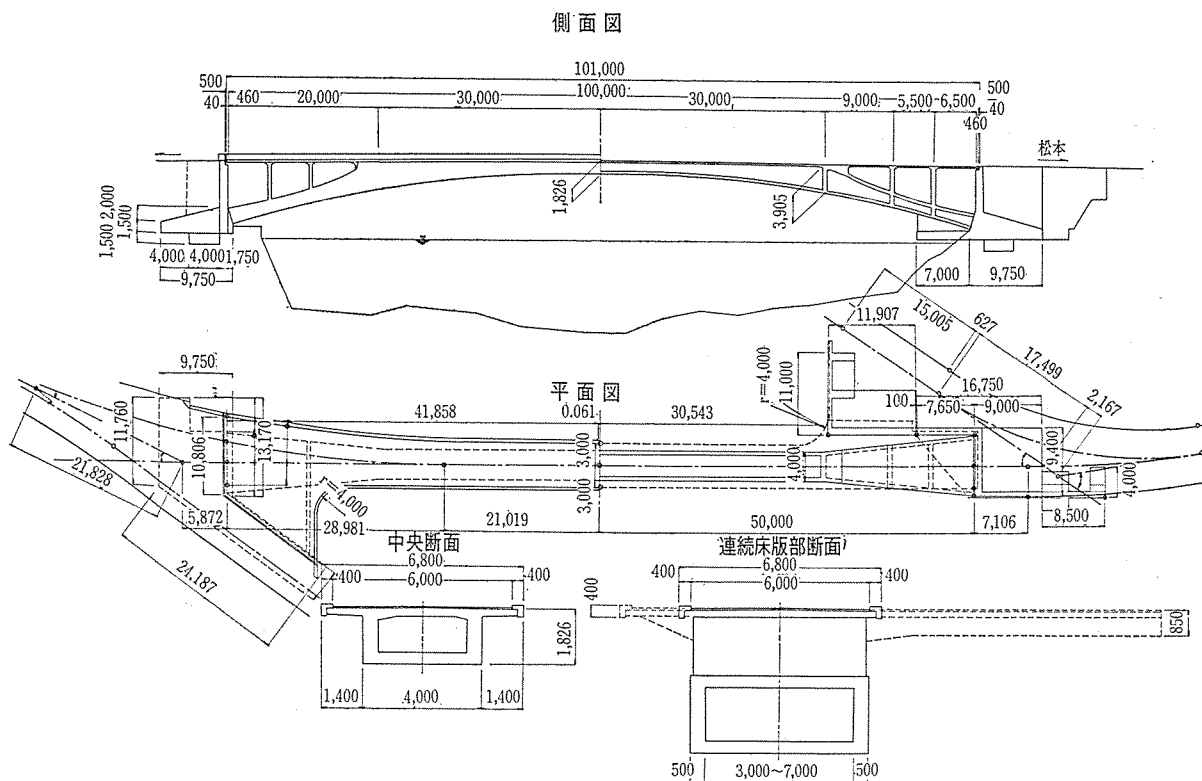
本橋の平面線形は、左岸側 29 m の区間が半径 150 m の曲線であるが、主構造は直線で対称構造である。きわめてフラットなアーチ橋のため、脚端部の水平反力は大きく、温度変化、乾燥収縮、プレストレスによる 2 次反力をふくめた最大水平反力は 1766.3 t で、その他、最大垂直反力は 1089.8 t、端部最大曲げモーメントは 9492.0 t・m である。これらの反力に抵抗する橋台が、わずかの変位を起しても主構造は 3 次不静定構であるから、橋梁本体にきわめて大きな影響を与える。したがって橋台の施工には細心の注意を払った。

上記のような構造上、架設時の応力度状態と設計時のそれとかなり違っている。とくに脚部下端にその影響が顕著に現われる。すなわちワーゲンによる片持施工の際

* 建設省関東地方建設局技術管理官

** 住友建設株式会社 PC 部設計課

図-1



初めは脚部下端上側に引張りが生じるような曲げモーメントで、ブロックが進むにつれてその引張値は次第に小さくなり、ワーゲンが伸びきったときには逆に下側に引張りが生じるような曲げモーメントと変わる。この引張りに対し橋台から 20 m のところにセットされた連動の 300 t ジャッキ 5 台の上下作用により脚部下端の応力が調整される。

(2) 主桁の設計

本設計計算は二とおりの設計を行なった。その1)は、全支保工組施工した場合の応力計算で、その2)は、片持ばり施工を行なって最後にジャッキダウンした場合の応力計算の二とおりである。その理由は、片持ばり施工による応力状態は、コンクリートのクリープにより不静定量に変化して全体の構造物を一度に全支保工組して施工した応力度状態に近づくものである。したがって、両極端の応力度状態について計算しその安全性を検討した。両端固定のアーチ構造であるから 3 次不静定構で不静定量を 図-2, 3 のようにとった。

図-2

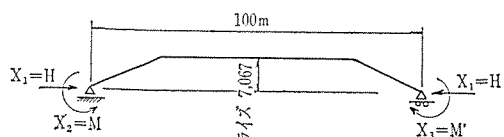
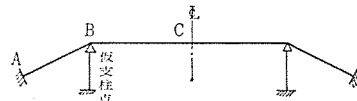


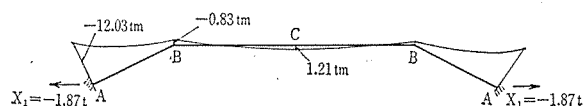
図-3



桁自重、静荷重、温度変化、乾燥収縮および活荷重の各荷重による断面力は弾性方程式により算出する。プレストレスによる 2 次応力は、各点の単位曲げモーメントと単位軸方向力の影響線を描くことにより算出する。とくに A, B, C 各断面に単位曲げモーメントと単位軸方向力を加えた場合の 2 次モーメント図を描く (単位曲げモーメント符号は荷重に抵抗するプレストレスの偏心曲げモーメントの符号と同じ)。

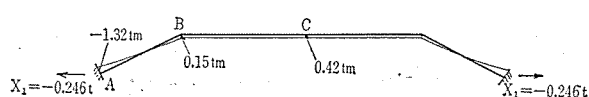
① A 断面に $M=1 \text{ tm}$ を載荷したとき (図-4)

図-4

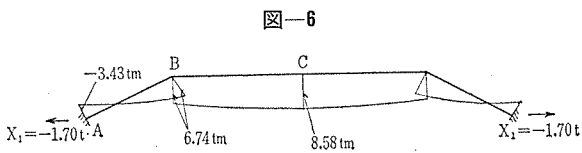


A 断面に $N=1 \text{ t}$ を載荷したとき (図-5)

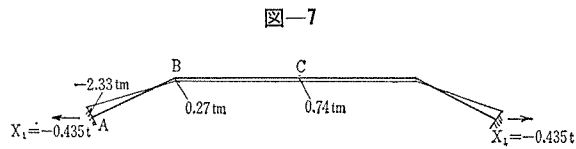
図-5



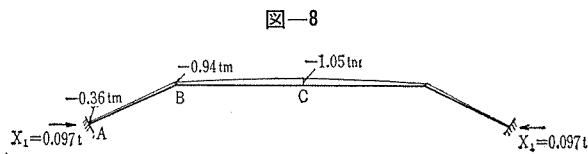
② C断面に $M = -1 \text{ tm}$ を載荷したとき (図-6)



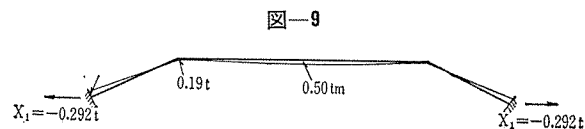
C断面に $N = 1 \text{ t}$ を載荷したとき (図-7)



③ B断面に $M = 1 \text{ tm}$ を載荷したとき (図-8)



B断面に $N = 1 \text{ t}$ を載荷したとき (図-9)



以上の図のようにA断面に上部工荷重に抵抗するプレストレス (符号は⊕) を導入すれば、AおよびB断面とも荷重と同符号の2次モーメントが生じる。またC断面にも同様のことがいえ、荷重に抵抗するプレストレス (符号⊖) を導入すればAおよびB断面とも、荷重と同符号の2次モーメントが生じる。したがって荷重に抵抗するプレストレスにさらに2次モーメントに抵抗するプレストレスを導入してやらなければならない。このように部材の許容応力度を満足するまで試算によりプレストレス量を決定する。両端固定のアーチ構造の場合にはABC各断面に導入するプレストレスとも、各断面に荷重と同符号の2次モーメント、2次軸方向力が生じるので、プレストレスによる2次応力を0にすることはきわめて困難である。

表-1 のように、A断面において荷重による引張応力度が上縁に 74.3 kg/cm^2 生じ、不静定構造系で2次応力

表-1 A.B.C断面の応力度表 (ステージング状態) (kg/cm²)

	A断面		B断面		C断面	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
荷重による応力度	-74.3	137.0	-6.6	89.0	148.4	-54.3
プレストレスによる応力度	143.8	-30.6	17.6	-5.2	-26.4	112.9
プレストレスによる2次応力	-92.7	71.4	-5.5	-17.4	38.5	-78.9
合計	-23.2	177.8	5.5	66.4	160.5	-20.3

が生じなければ、この引張応力に抵抗するPC鋼材を配置するだけでよいが、実際には2次応力が生じるためプレストレスを 143.8 kg/cm^2 導入させ、その結果2次引張応力度が 92.7 kg/cm^2 生じている。したがってプレストレスの効果は

$$\eta_A = \frac{143.8 - 92.7}{143.8} = 0.355 = 35.5\%$$

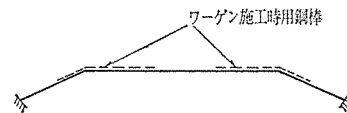
となる。またC断面については

$$\eta_C = \frac{112.9 - 78.9}{112.9} = 0.300 = 30.0\%$$

このように2次応力が生じる結果、プレストレス効果は30~36%に減少する。この傾向はアーチのスパンに対するライズが小さければ小さいほど、有効値は減少する。

以上のことを考慮して完全なアーチ構となり、ジャッキダウン後にワーゲン施工時鋼棒54本のうち、設計荷重時に不要の40本の応力開放を行なう (図-10)。

図-10



(3) 温度変化による応力度および変形について

一般に温度変化をいかに考えて設計に見込むかを、すでに完成したアーチについて調査した結果つぎのようであった。

$$\text{コンクリート温度の変化} \approx (0.55 \sim 0.70) \times (\text{最高気温} - \text{最低気温の差})$$

現地の最高最低気温差は 50°C であったので、コンクリートの温度変化は $27.5^\circ\text{C} \sim 35.0^\circ\text{C}$ となり、設計には 30°C と考えた。片持ばり施工を終り、つり支保工コンクリートを打設した時点のアーチ構のコンクリート温度が、その後の応力度および変形にどのように影響をおよぼすかを日本構造橋梁研究所の猪股設計部長に御指導頂いたのでその趣旨を述べる。

コンクリートのクリープを考慮に入れるとアーチの不静定力の変化は、温度差の平均値のまわりに正負両側で変動するようになるものである。この正負の絶対値の大きさは、コンクリートのクリープ係数によって異なるものであるが、 $\varphi_\infty = 2.0$ と仮定すれば、ほとんど同じ値となる。したがって、温度変化量が 30°C であるとき、アーチの不静定力計算にあたって $\pm 15^\circ\text{C}$ の温度変化を設計計算に考えればよい。すなわち、応力度計算に当っては構造物完成時点のコンクリート温度に関係なく、 $\pm 15^\circ\text{C}$ の温度変化を考慮すればよい。

変形については、基本静定構造物の温度変化による変

形と弾性理論による不静定反力による変形の和となる。したがって、構造物完成時点のコンクリート温度によって変形は異なってくるので、構造物完成時の平均気温が重要な要素となる。要約すると不静定構造物の不静定反力および変形に対する温度変化の影響は、まったく異なった性質のものである。

(4) 上げ越しについて

前記のように構造物の温度変化による上げ越し量の計算では、完成時の平均気温からの変化量（平均最高気温および平均最低気温への変化量）を考えて弾性計算をした。

クリープによるたわみは

$$\delta_{\varphi} = (\delta_d + \delta_p)\varphi + \delta_{dp}\left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

δ_d : 死荷重によるたわみ

δ_p : プレストレスおよびプレストレスの2次モーメントによるたわみ

δ_{dp} : プレストレス減少によるたわみ

φ : クリープ係数

たわみについてはクリープという不確定要素や、施工開始時点より構造物完成時のコンクリート温度の推定等があり、美観上の上げ越し量としてスパン中央点で 100 mm を加えた。

(5) 外力表 (図-11, 表-2)

図-11

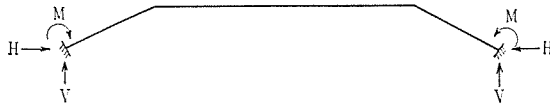


表-2

荷重状態	H (t)	V (t)	M (t·m)
① 桁自重	1960.0	870.4	-2313.7
② 静荷重	116.4	81.5	-163.7
③ 活荷重 A	199.5	137.9	-787.7
③' " B	259.3	112.3	439.8
④ 温度変化+15°C	290.6	0	1555.4
④' " -15°C	-290.6	0	-1555.4
⑤ 乾燥収縮	-125.5	0	-671.5
⑥ 2次モーメント	-734.5	0	-4000.0
⑦ 地震力 A	-187.6	-11.2	-403.3
⑦' " B	+187.6	11.2	403.3
常時A ①+②+③ +④'+⑤+⑥	1125.3	1089.8	-9492.0
常時B ①+②+③' +④+⑤+⑥	1766.3	1064.2	-5153.7
地震時A ①+②+④ +⑤+⑥+⑦'	1319.4	963.1	-5190.2
地震時B ①+②+④' +⑤+⑥+⑦	738.2	940.7	-9107.6

3. 施工概要

(1) 施工方法の概要 (図-12)

図-12

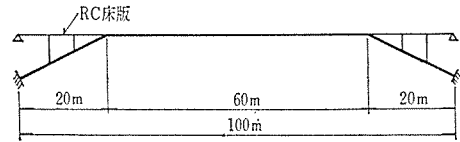


写真-1 は橋台のすべり止め部で、本体の構造上橋台の水平、垂直、回転などの微小変位を起しても橋梁本体にきわめて大きな影響をおよぼす。したがって、橋台の底面、背面、側面ともならしコンクリートにより橋台を硬岩に密着させた。

写真-1 左岸側橋台すべり止め部

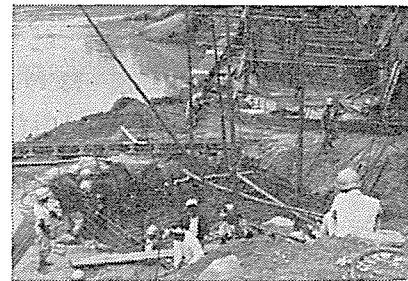
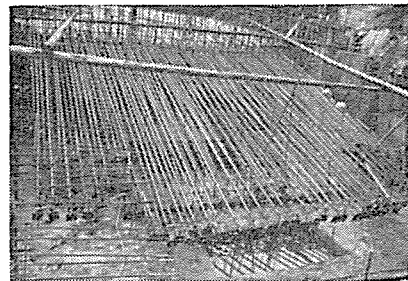


写真-2 橋台定着鋼棒



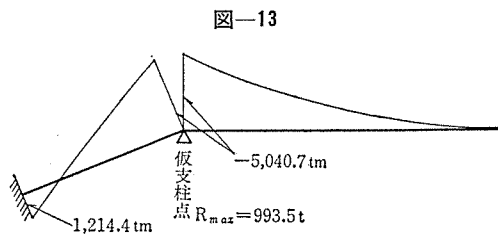
橋台には写真-2のように本体鋼棒 152 本が定着されており、そのグラウトは定着アンカー プレートの 2 個を 1 組とし、その端をつなぎ U ターン式とした。

右岸側橋台は一般国道 19 号線があり、現交通を維持し工事を進めていった。写真-3 は右岸側コンクリート仮支柱ができたところである。支保工部は橋台から 22 m 区間で、大きい仮支柱は橋台から 20 m のところで小さい仮支柱は 8.1 m のところに設けた。

大きい方の仮支柱は $\phi 1.7$ m で高さ 12.0 m、小さい方の仮支柱は $\phi 1.0$ m で、高さ 10 m のコンクリートラーメン柱である。基礎施工は潜水夫により、約 50 cm の表土をとり岩盤を露出させ、岩をせん孔し柱の水平抵抗筋として $\phi 22$ のアンカー筋を差し込み水中ならしコンクリートを打設した。仮支柱の施工は、まず $\phi 1.7$ m のコ

ンクリート管を型わくがわりに建込み、つぎにベノト杭に使用する $\phi 22$ mm-26 本のカゴ筋をそう入し、トレミー管を用いて水中コンクリートを打設した。このラーメンコンクリート柱は、橋軸直角方向に大の仮支柱が 30 t 小の仮支柱が 20 t の水平抵抗力をもつように設計した。橋軸方向には支保工部コンクリート打設中、なんらかの水平力が作用した場合に抵抗できるように $400 \times 400 \times 12.0$ m の H 鋼 2 本により橋台に定着した。

大きい仮支柱にセットされたジャッキには、中央つりブロック コンクリート打設時に最大の反力が生じ、その値は 993.5 t でこれに抵抗させるジャッキとして 300 t ジャッキ 5 台（連動）を設置してある。支保工部コンクリート打設時は 50 t ジャッキにより支持し、ワーゲン施工の 8 ブロックのうち、5 ブロック進んだとき反力は 50 t ジャッキから 300 t ジャッキに全部移行される。また 6 ブロックまで進んだとき取付け RC 連続床版のコンクリートを打設した。中央のつり支保工コンクリート打設時の桁の曲げモーメント状態は 図-13 のようになり仮支柱上で -5040.7 tm で脚柱下端で 1214.4 tm 生じる。



脚柱下端の設計荷重時にはどんな荷重の組合わせの場合にも \ominus モーメントしか生じない。したがって、施工時の $\oplus 1214$ tm の抵抗は $\phi 22$ の鉄筋を使用した。脚柱下端上側にセットされている 152 本の鋼棒の緊張は、ジャッキ圧を下げたのちに行なった。橋台にアンカーされた鋼棒とワーゲン施工時鋼棒は一本につなぐことができないために 折込付図 のように支保工部の中間の曲げモーメント変曲点でおのおの定着している。

ワーゲン工の工程は、右岸側で 1 ブロックが 5 日サイクル、左岸側は寒中養生を行なったので、4 日サイクルであった。寒中養生はワーゲンを完全に开好い、桁の中と

写真-3 右岸側仮支柱

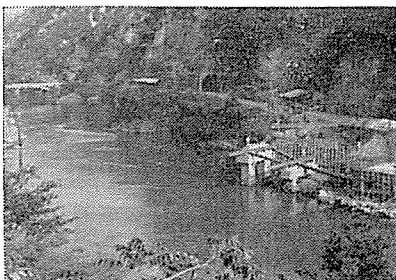
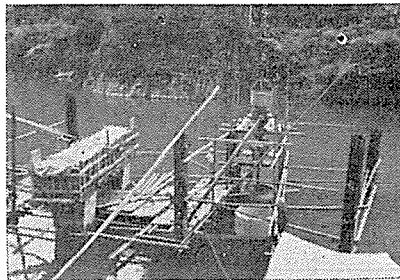


写真-4 左岸側仮支柱コンクリート打ち



外には 7 寸煉炭および電熱温床線を張りめぐらせた。ワーゲン工に入ったときの気象条件は 12 月が平均気温 1.9°C 、日最高気温の月平均値 6.9°C 、日最低気温の月平均値 -2.9°C で最悪にもかかわらず施工速度の遅延は全然なく、寒中養生の効果が十分にあらわれた。

コンクリート現場配合表 ($\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$)

セメント	: 400 kg (早強ポルトランドセメント)
水	: 128 l
水セメント比	: 32%
絶対細骨材率	: 33%
細骨材	: 614 kg 梓川産 FM 2.72
粗骨材	: 1261 kg 最大粒径 25 mm FM 6.91
ポゾリス	: 2.0 kg No. 5
スランプ	: 5 cm

(2) 中央部つり支保工施工

中央部つり支保工は 図-14 に示すように施工した。41 年 1 月 26 日に下スラブとウェブを、1 月 28 日に上スラブを、1 月 30 日に継ぎ部 25 cm のコンクリート打設を完了し、新山清路橋の本体ができた。継ぎ部 25 cm についてはコンクリートの乾燥収縮を進ませてからの配慮によるものである。ジャッキダウンする時期については最終コンクリートを打設して 24 時間後、コンクリート強度が、ジャッキダウンにより生じる断面力に抵抗する所定の強度に十分達することから、第 1 回目のジャッキダウンを翌日の 31 日に行なった。

(3) ジャッキダウン

ジャッキダウン操作とは、図-15 のごとく片持ばり工法を終え、完全にアーチ構造になったとき仮支柱部にセットされている 300 t ジャッキ 5 台のジャッキ圧力開放をいう。

ジャッキダウンのたわみ測定については、ダイヤルゲージをジャッキに取付けて所定のたわみとゲージ圧とを相呼応するように下げた。ジャッキダウンにより脚柱下

写真-5 仮支柱および支保工

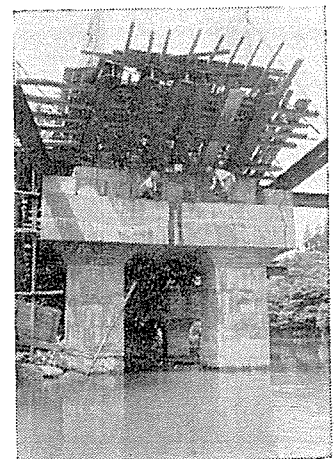


写真-6 支保工下スラブおよびウェブ配筋

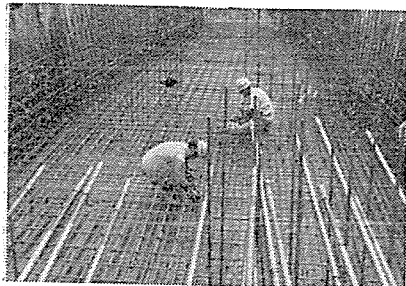


写真-7 斜 鋼 棒

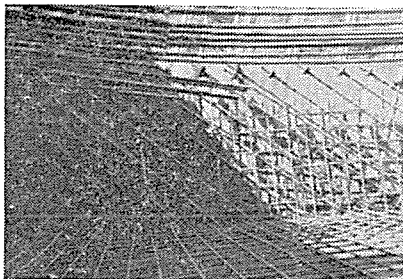


写真-8 支保工上鋼棒配置

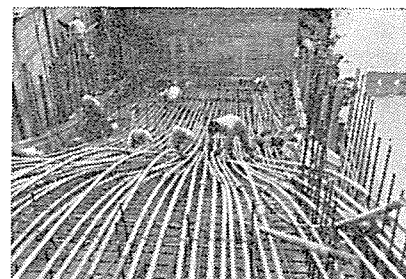


図-14 中央部支保工施工

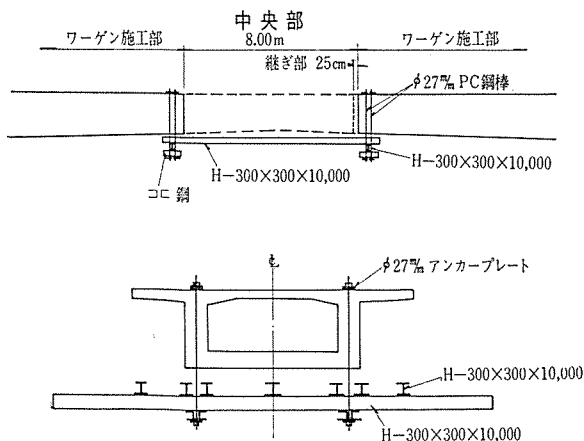
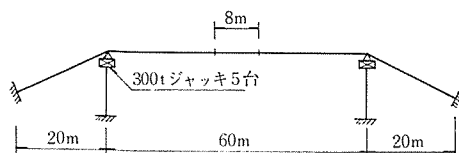
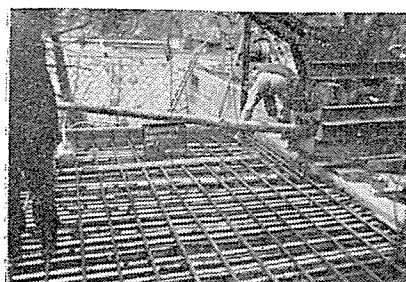


図-15



端に生じる断面力は、上側に引張力が生じるような断面力と変わり、ワーゲン施工時における圧縮応力が引張応力に変わる。したがって、桁自重による全圧力を開放すれば脚柱下端上側に引張応力が 18.7 kg/cm^2 生じ、コンクリートにひびわれを生じる可能性が出てくる。この引張応力度は脚柱下端上側にのみ生じ、桁中央部においては不静定軸方向力の影響が曲げモーメントに比して大きいから引張応力度は生じない。すなわちジャッキダウン前にプレストレスを導入しなければならぬ箇所は脚柱下端上側に

写真-9



セットされている 152 本の鋼棒のうち、 18.7 kg/cm^2 の引張応力に抵抗する 40 本のみを緊張した。ジャッキダウン前に緊張するプレストレスは、その 2 次応力により中央つり桁ブロック部に悪影響をおよぼすため、その量は最小限に押えた。残りの鋼棒 112 本と中央部下側の 60 本およびワーゲン施工時鋼棒の 40 本の応力開放はジャッキダウン後に行なった。脚柱下端にセットされている斜鋼棒についても同様のことがいえる。すなわち仮支柱点と橋台との区間の施工時におけるせん断力と設計荷重時のそれとは正反対であるから、設計荷重時にセットされた斜鋼棒の緊張は、ジャッキダウン後に行なった。

(4) グラウト

表-3

種 別	普通ボルト ランドセメント (kg)	水セメント比 (%)	ポズリス No. 8 (C×%)	アルミ粉末 (C×%)	流下時間の範囲 (sec)
数 量	1 400	46	0.1	0.008	10~11

練り混ぜは、水、ポズリス No. 8、セメントの順序であるが、アルミ粉末はポズリスに混入して投入した。ミキサーより取り出す時、取出口に 1 mm 角のふるいをとおした。

4. あとがき

新山清路橋は Dywidag 工法によるアーチ式 PC 橋と

写真-11 300 t ジャッキ

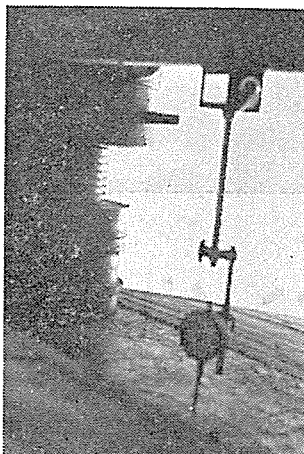
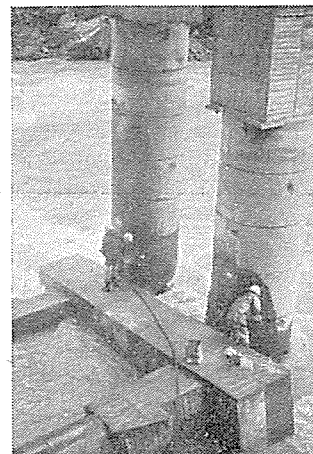
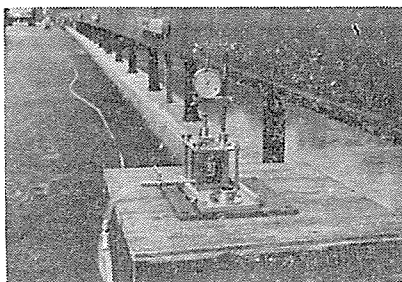
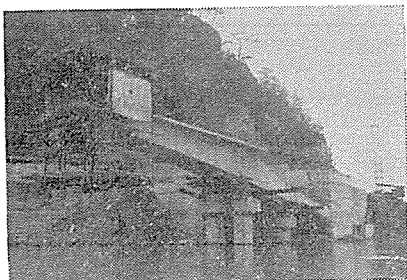


写真-13 仮支柱撤去作業



してわが国では初の試みであり、世界的にも他に類を見ないきわめて特色のある橋梁である。したがって本橋の
写真-10 右岸側ワーゲン施工 写真-12 橋面載荷試験



施工に当っては、いままでの Dywidag 橋にはない幾多の問題点があったが、日本構造橋梁研究所の猪股設計部長には工事の着手から完了まで数々の技術指導と御援助を頂き心から感謝の意を表します。

1966.11.22・受付

追伸：なお、本工事の全容については「道路建設」No. 227号, 228号に掲載されているので、参照されたい。

転勤（または転居）御通知の御願い

勤務箇所（会誌発送、その他の通信宛先）の変更のご通知を御願いたします。

会誌発送その他の場合、勤務箇所の連絡先が変更になっていて、御知らせがないため郵便物の差しもどしをうけることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく、当協会としても二重の手数と郵送料とを要することになりますので、変更の場合はハガキで結構ですからただちにご一報下さるよう御願いたします。

御転勤前後勤務先に送ったものがそのまま転送されないで御入手になれない場合等、当方として責任を負いかねますから御諒承願います。



プレストレスト コンクリート

(東名高速道路薩埵高架橋)



オリエンタルコンクリート株式会社

東京都千代田区五番町五番地 TEL 東京(261)1171(代)

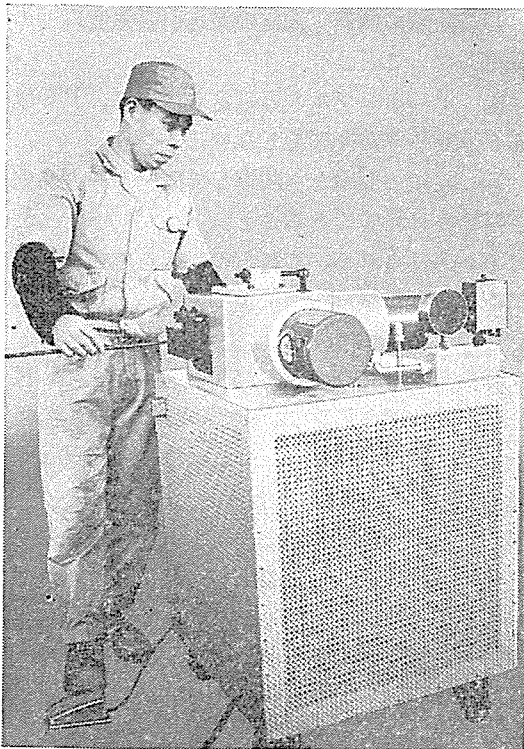


理研油圧パワー

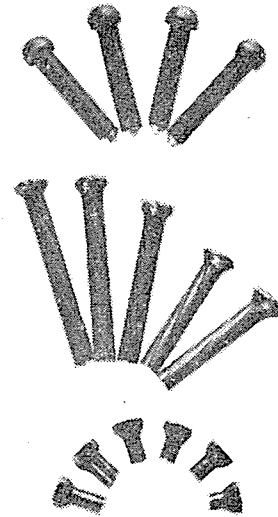
超高圧 700kg/cm²

理研 P C 鋼線用 油圧・冷間ヘッドイングマシン

50トン用 7^m/m迄 抗張力 140kg/mm²において
70トン用 12^m/m迄



- 操作はワンタッチ
- 作業時間は数秒
- 超高圧により極めて軽量小型
- 価格定廉



理研機器株式会社

東京都港区芝浜松町4丁目21番地
電話 芝 (431) 1176~1179・1170
国電浜松町駅下車 300m 田町寄り線路際
大阪営業所 大阪市北区樋之上町65番地
電話 (361) 9796・3509番