

東海道本線 野洲川橋梁 (PC 下路桁) の設計・施工について

鳥	居	興	彦*
安	村	徹**	夫**
大	石	辰***	雄***
長	澤	弘	巳†

1. はじめに

本橋梁は、国鉄・東海道本線・野洲～守山間（滋賀県）に流路をもつ、野洲川に架設された鉄道橋である。

野洲川は、その源を滋賀・三重の県境にある御在所岳に発し、鈴鹿山脈の西側の水を集めて、琵琶湖にそそぐ流路延長 61 km におよぶ一級河川である。その流域面積は、約 387 km² で、急流河川に加え、最近の工場団地、住宅団地などの開発により、保水能力も年々小さくなっている。

このため、建設省では、昭和 46 年より河川改修も着手し、計画高水流量を 4500 t/秒に改善すべく、現在施工中である。

一方、国鉄においても、この計画にあわせ野洲川橋梁改築に着手したものである。

現橋梁は、明治 35 年に建設されており、その後、上部工については、大正 2 年および大正 14 年に架け替えられている。構造としては、下部工をレンガ造井筒、および石造橋脚 18 基より成っており、上部工については、デッキガーダー（10 連）、ポニートラス（7 連）により構成されている。

この橋梁も、近年の河川砂利採取による河床低下や経年による老朽化により、安全度の著しい低下を示している。このため、今回の河川改修計画にあわせ新橋梁の建設に着手したものである。

新橋梁の計画にあたっては、基礎根入長の増大、河積阻害率の減少、周辺地域の環境条件の改良などを考慮した。以上により決定した構造は、全スパンを 9 スパンとし、中央部 3 スパンを 3 径間連続トラス、両サイドの側径間を PC 下路単純桁で 3 連ずつとした。下部工については、ニューマチックケーソンを採用し、支持地盤は根入長（－）9 m の洪積砂礫層の $N=50$ 以上である。

本報告は、このうちの PC 下路単純桁の設計・施工に

* 日本国有鉄道大阪工務局土木第一課長（当時）

** 日本国有鉄道大阪工務局草津工事区助役（当時）

*** 日本国有鉄道構造物設計事務所コンクリート構造

† オリエンタルコンクリート（株）大阪支店工務部技術課長

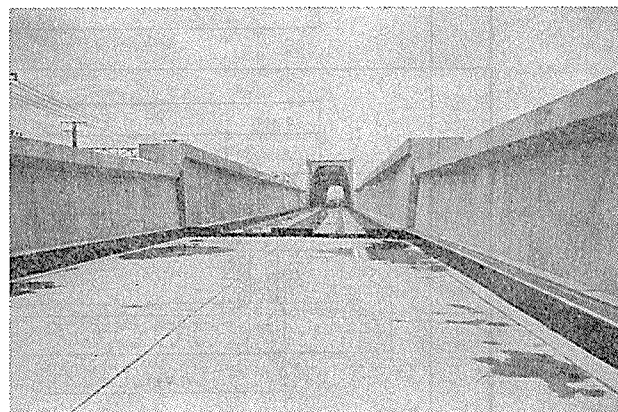
関するものである。本橋は、

- 1) PC 下路単純桁として長大スパンである。
- 2) PC 定着工法として従来より大緊張力のケーブルを採用した。
- 3) PC 鋼材の挿入にプッシングマシンを使用した。
- 4) 支保工として、1 径間を盛土式支保工で施工した。
- 5) スラブの横締め材として、一部に新開発したアンボンド PC 鋼より線を試行的に採用した。
- 6) 今後の施工技術資料として、各種測定工を実施した。

などの特色があるので、これを報告するものである。



写真—1 全 景



写真—2 PC 下路桁

2. 工 事 概 要

工事名称：東海道本線・野洲川橋梁改築工事
 発注者名：日本国有鉄道大阪工事局
 工事場所：滋賀県野洲郡野洲町～守山市立入町
 工事区間：東京起点 485.347 50 km～485.822 50 km
 設計荷重：KS-18
 橋 長：475.0m (内 195 m は鋼トラス橋)
 橋 幅：13.2m
 桁 高：55m 径間=4.6m, 30m 径間=3.5m
 径 間 割：30m+2×55m+3×65m (鋼トラス桁)+
 2×55m+30m
 構造形式：PC 複線単純下路桁橋
 定着工法：フレンチー工法

主要材料は 表-1 に示すとおりである。

表-1 主要材料表

(1連当り)

種 別	仕 様	単 位	数 量	
			L=55m	L=30m
コンクリート	主 桁 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m ³	894.0	360.5
PC 鋼 材	縦 締 め	19T15.2	kg	46 763
		12T15.2	kg	—
	横 締 め	1T21.8	kg	11 945
		鉛直締め	kg	2 064
鉄 筋	主 桁	$\phi 26$	kg	210
		$\phi 32$	kg	340
鉄 筋	主 桁	SD 35	kg	38 660
				23 100

3. 設 計 概 要

3.1 断面形状の決定

表-2 断面形状の比較表

	断 面 基 本 形 状	断 面 の 特 徴	施 工 注
A 案		- 主方向の曲げ剛性は、直立ウェブの方が傾斜ウェブより有利である。 - 保守用通路幅を確保しやすい。 - 主方向設計では、下突縁の働きをするスラブ面積が多少大きいので、断面図心軸が下がり、主ケーブルの増要因とする。	- 断面が単純形状のため、PC 鋼材配置、鉄筋配置作業など、他案に比較して有利である。 - 直立ウェブは、この部分の支保工、型枠の組立てが容易で、コンクリート打込み、内部振動機の使用上好ましい。
B 案		- 主桁のねじり剛性が大きく、スラブのスパン中央モーメントが多少減少する。 - 中空ウェブのため、スラブスパンが長くなり、スラブモーメントの増要因となる。 - 中空ウェブ用の内型枠が埋殺しとなり、転用不可能のため、型枠費が増加する。	- 主ケーブル配置、内型枠固定に労力を要する。 - ウェブのコンクリート打込み、締固めに多少難点がある。
C 案		- スラブ中空率を大きくしても、スラブ厚さが厚くなれば、スラブの曲げ剛性が増大し、横締めPC 鋼材量を大幅に節減できる。 - 中空率を大きくすることにより、主方向の断面図心軸が上がり、主ケーブルの減要因となる。 - 中空用型枠が大量に必要となり、かつ転用できないので型枠費が増大をきたす。	- スラブ鋼材配置に多少難点がある。 - スラブコンクリート打込み、締固めに多少難点がある。

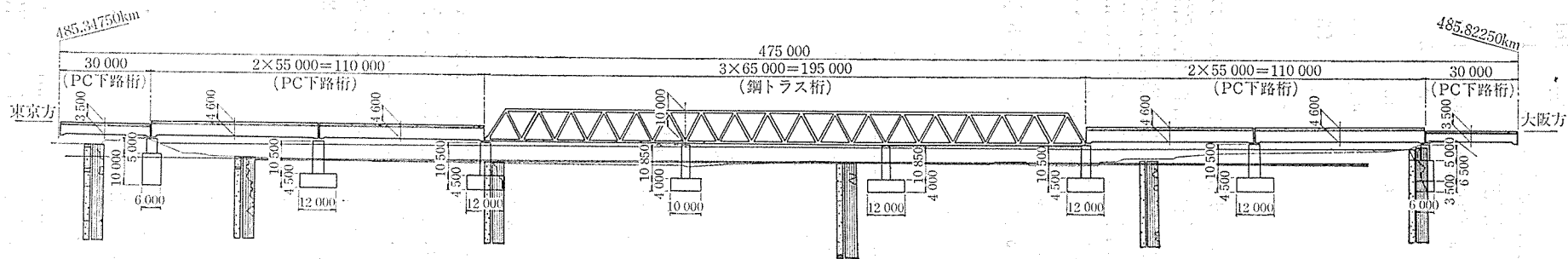
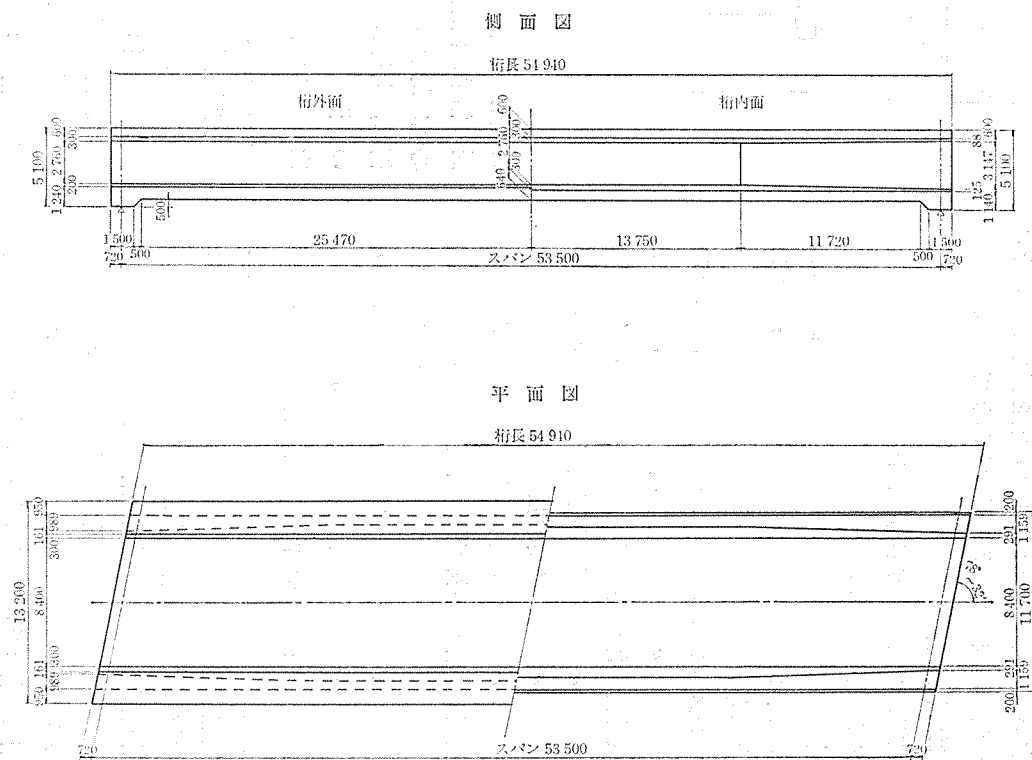


図-1 全 般 図



桁断面の計画においては、スパン・桁高・構造材料と施工方法等を考慮した。橋梁部の桁高は、現在線レベル高さの変更が困難であり、計画高水位から桁下面までの高さを 2.1 m 以上確保すること、などの条件より軌道直下における PC 部材厚さは 0.7 m 以下となった。

施工方法は、現河床地質が良好であること、河床～桁下面高さが低いこと、および渇水期の施工中の阻害率も問題にならないこと、などにより支柱式ステージング ($H \approx 6$ m)、および盛土式ステージングによる場所打ち工法が考えられ、これを断面計画に配慮した。

以上の条件をふまえて、橋梁とその前後の取付け工事を含めた全体工事費を経済的にするため、下路形式断面を採用することとした。一方、PC 下路桁は、主桁が防音壁の役割を果たすことができるため列車走行時の騒音を軽減する効果も期待される。

PC 下路桁の断面形状は、建築限界、保守用道路、経済性、および施工性より決定されるため、幾つかの断面案を作成し、これについて検討を行い、総合的に評価して断面形状を決定した。表-2 に A, B, C 各案の比較表を示すが、経済性・施工性より A 案を採用することにした。一般構造図は 図-2 に示すとおりである。

3.2 設計条件

材料強度、および許容応力度は次のとおりである。

○コンクリート (kg/cm^2)

設計基準強度	$\sigma_{ck} = 400$
プレストレス導入時	$\sigma_{ci} = 350$
許容応力度	
プレストレス導入直後 (圧縮)	$\sigma_{ca} = 170$
〃 (引張)	$\sigma_{ta} = -15$
設計荷重作用時 (圧縮)	$\sigma_{ca}' = 130$
〃 (最小圧縮)	$\sigma_{ta} = 0$
〃 (斜引張)	$\sigma_{Ia} = -9$
〃 (ねじれ考慮)	$\sigma_{Ia}' = -12$
破壊荷重作用時斜引張 (許容値)	$\sigma_{Iaa} = -20$
〃 (ねじれ考慮)	$\sigma_{Iaa}' = -25$
〃 (最大値)	$\sigma_{I\max} = -40$
〃 (ねじれ考慮)	$\sigma_{I\max}' = -50$

○PC 鋼より線: SWPR-7 A, 19 T 15.2 mm (kg/mm^2)

引張強度	$\sigma_{pu} = 167$
降伏点応力度	$\sigma_{py} = 142$
定着位置における作業時許容応力度	$\sigma_{pa} = 128$
設計断面における設計荷重作用時	
許容応力度	$\sigma_{pa} = 100$
リラクセーション	$r_0 = 5\%$

○PC 鋼より線: SWPR-19, 1 T 21.8 mm (kg/mm^2)

引張強度	$\sigma_{pu} = 187$
------	---------------------

降伏点応力度	$\sigma_{py} = 161$
定着位置における作業時許容応力度	$\sigma_{pa} = 145$
設計断面における設計荷重作用時	

許容応力度	$\sigma_{pa} = 112$
-------	---------------------

リラクセーション	$r_0 = 5\%$
----------	-------------

○PC 鋼棒: SBPR-95/110, $\phi 26$ mm (kg/mm^2)

引張強度	$\sigma_{pu} = 110$
降伏点応力度	$\sigma_{py} = 95$
設計荷重作用時許容応力度	$\sigma_{pa} = 66$

3.3 解析法の決定

PC 下路桁の解法としては、一般にヤコブセン氏のスラブを多数の独立した横梁に置換する梯子枠法と平面格子桁とし、スラブは連続しているものとした格子枠法がある。通常、短スパンでは梯子枠法、長大スパンでは格子枠法が用いられており、本橋は複線桁の長大スパンのため、平面格子桁として解析した。

平面格子桁の骨組は、図-3 に示すように、主桁 5 本

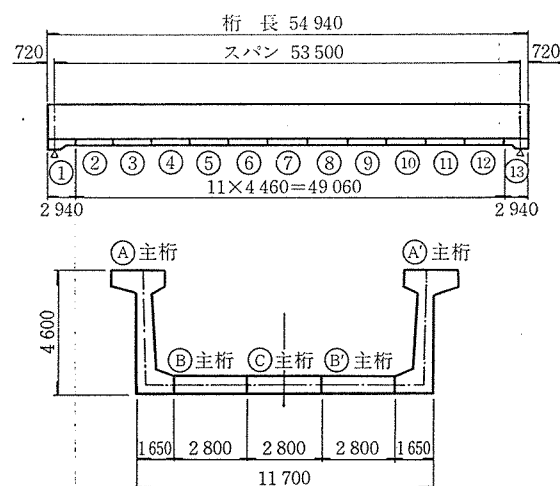


図-3 格子形状図

と横桁 13 本とからなる構造とし、曲げ剛性の評価は検討の結果、両端の主桁を除き、各々の部材についての図心軸に対する断面 2 次モーメントを使用した。両端の主桁は、全断面一体で荷重を負担することを考慮し、各々の主桁全部を合計した値が全断面図心軸に関する断面 2 次モーメントに等しくなるように補正した。

3.4 中央断面の構造詳細

中央断面の形状、および構造詳細の決定にあたって、次のような項目を考慮して検討した。

- 1) 全幅: 建築限界外に保守用道路を設定すること、および圧縮突縁幅が 2.1 m となったことにより、全幅は 13.2 m となった。
- 2) 桁高: 桁高決定に際しては、幾つかの桁高について、コンクリート体積、PC 鋼材量、鉄筋量、型枠

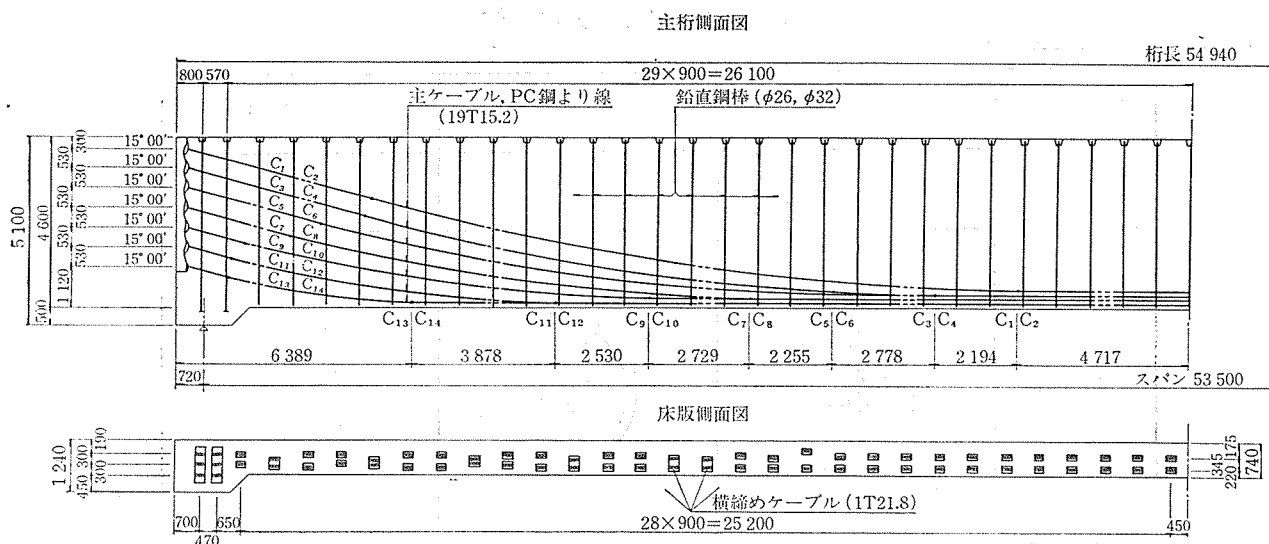


図-4(a) PC 鋼材配置図 (主桁側面図)

面積、および施工性、などについて検討の結果、 $H = 4.6\text{ m}$ と決定した ($H/L=1/11.6$)。

- 3) ウェブ厚：ウェブ内に直径 10 cm のシースを 4 列水平に並べることで、内部振動機を使用すること、桁端のウェブ面にケーブルを 2 列並べて定着すること、などを考慮して 0.6~0.75 m とした。この厚さは、ウェブのせん断に対する設計においても適切な値である。
- 4) 主ケーブル：ケーブル本数の減少をはかり、施工性、および経済性上好ましい大型ケーブルを採用した。
- 5) 横締めケーブル：PC 複線下路桁の横締めケーブルは、一般に 12 T 12.4 などを使用しているが、アンボンド PC ケーブルを一部に試行的に採用する方針により、ボンドならびにアンボンドのいずれにも使用可能なシングルストランド (1 T 21.8) を使用した。

図-4 に PC 鋼材配置図を示す。

3.5 支承構造

沓は反力 ($R=920\text{ t}$) が大きいこと、桁の橋軸方向、および直角方向の寸法が大きく、沓に全方向回転が要求されること、などの理由により、標準的な構造のベアリングプレートシュを採用した。耐震装置として、ダンパー式ストッパーを設置する構造とした。

3.6 アンボンド PC 鋼材の採用について

PC 下路桁のスラブの横締めの鋼材の一部にアンボンド PC 鋼より線を試行的に採用した。この桁は河川管理用道路の上に架けられた、桁長 $L=30\text{ m}$ 1 連である。ここで使用されたアンボンド PC 鋼より線の防せい被覆材料、および被覆構造は新たに開発されたものであり、従

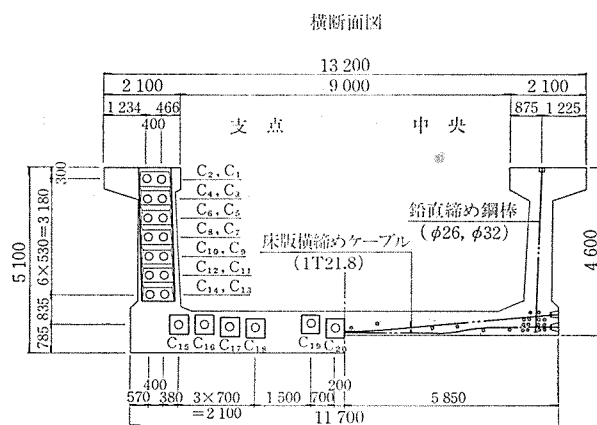


図-4(b) PC 鋼材配置図 (横断面図)

来の防せい機能を大幅に改善したものである。

アンボンド PC 鋼材が防せい上問題を生じてはならないのは当然であるが、現場施工性が損なわれてはならない。新製品の荷姿、現場での取扱い、などは従来のアン

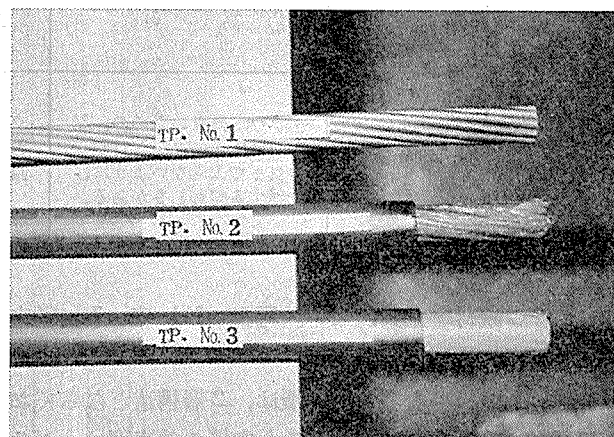


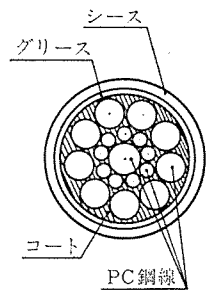
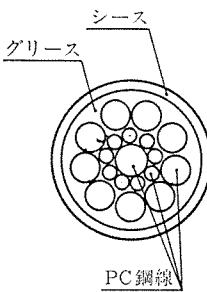
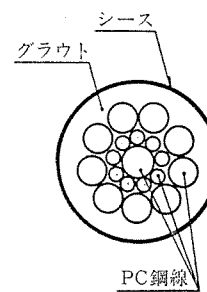
写真-3 アンボンド PC 鋼より線

No. 1: PC 鋼より線

No. 2: 従来のアンボンド鋼材

No. 3: 新開発のアンボンド鋼材

表—3 横締め PC 鋼より線の比較表

	ア ン ボ ン ド 鋼 材		普通ボンド鋼材
	A 社 (本橋に採用)	B 社	C 社
形 状			
構 造 お よ び 材 質	二重シース シース：ポリエチレン コート：ポリエチレン 特殊添加剤入り pH=13, 強アルカリ性	一重シース シース：ポリエチレン	一重シース シース：鋼板スパイラル
グラウト の 有 無	無	無	有
緊張方法	従来どおり	従来どおり	従来どおり
緊 張 力 の 負 担	定 着 具	定 着 具	定着具および付着
摩擦係数	B 社～C 社の中間	0.0031～0.0036/mで A社より小さい	0.004/mで従来どおり
耐 久 性	強アルカリ性のコートが鋼線を腐食から守るが、定着具付近は従来どおりである。	経年によるグリースの変化が考えられる。	グラウトが完全に注入されていれば鋼線の腐食はない。
材 料 費	高 い	A社～C社の中間程度	安 い
施 工 性	グラウトはないものの、緊張時に内側のコート材が定着具まで入らないように、管理する煩わしさがある。	グラウト工がなく、従来どおりの緊張方法で施工性は良い。	シースの配置工およびグラウト工が必要である。

ボンド PC 鋼材と差異はない。写真—3 と 表—3 に従来との比較を示す。

新製品の PC 鋼より線の被覆は、2層構造となっており、内層は素線に密着している。内層の外表面は、グリース膜で覆われており、外層がこれを取り囲んでいる。グリース膜の介在により、緊張力の増加に伴う PC 鋼より線のスムーズな移動が保障されているのである。

設計計算では、スラブの曲げ破壊耐力をボンド鋼材使用の場合に対して、30% 小さくして破壊安全度の検討を行った。

今回のアンボンド鋼材の現場施工について、特記するような問題はなかったが、量産態勢ができていないため、これが単価増となり、横締め工に関する全体工事費は、ボンド工法とほとんど変わらなかった。この試験的

実用の結果、アンボンド工法はアンボンド加工の合理化、大緊張力アンボンド鋼材の開発、などにより経済性および施工上優位となり得る見通しができた。

4. 施工概要

4.1 支保工および型枠工

桁架設地点は起点側2連、および終点側1連については低水敷にあり、残り1連は高水敷に位置している。このため、河川管理者との協議により、3連については支柱式支保工、1連は盛土式支保工として施工した。

支柱式支保工の構造は、図-5に示すように、桁全長を7スパンに分け、基礎コンクリートを打設し、その上に四角支柱を建て、枕材としてH-300、梁材としてH-400を使用して、支保工を構成した。また水平抵抗を増すために、鋼管パイプにより橋軸方向、および直角方向を結んで一体とした。なお、この水平力としては、鉛直荷重の5%を考えた。

支保工の基礎については、厚さ50cmのコンクリートを打設した。これは、この地点での支持地盤が、全面砂礫層で、 N 値も15以上は期待でき、また河川の異常出

水に対する仮締め切工が地形の関係上、上流方にしか構築できないため、まわり込んでくる水による洗掘を防止する目的をも含んでいる。

上げ越し量については、支保工なじみ量として、木材と木材の突合せ部1か所につき1.5mm、木材と鋼材の突合せ部1か所につき1.0mm、鋼材と鋼材の突合せ部1か所につき0.5mmとし、支点部で10mm、中央部で15mmとしてセットした。

盛土式支保工を採用した理由は、桁架設位置が高水敷で、施工時期も洪水期であり、過去の異常出水時でも冠水の記録がないこと、桁下空頭が3.5mと小さく、この地域が過去において、河川砂利の洗浄残土の土捨て場であったこと、などの条件により決定した。

支保工の決定に際しては、支柱式支保工・杭式支保工・盛土式支保工の各案について比較検討した。支柱式支保工では、地耐力の不足を生じ、軟弱層を撤去した後に、支保工を組み立てるためには、約4500 m^3 の掘削、土捨てを行う必要がある。杭式支保工では桁完成後、河川法により、杭の撤去を行わねばならず、本橋のような桁下空頭の小さい場所での撤去費は大きくなり、非常に不経

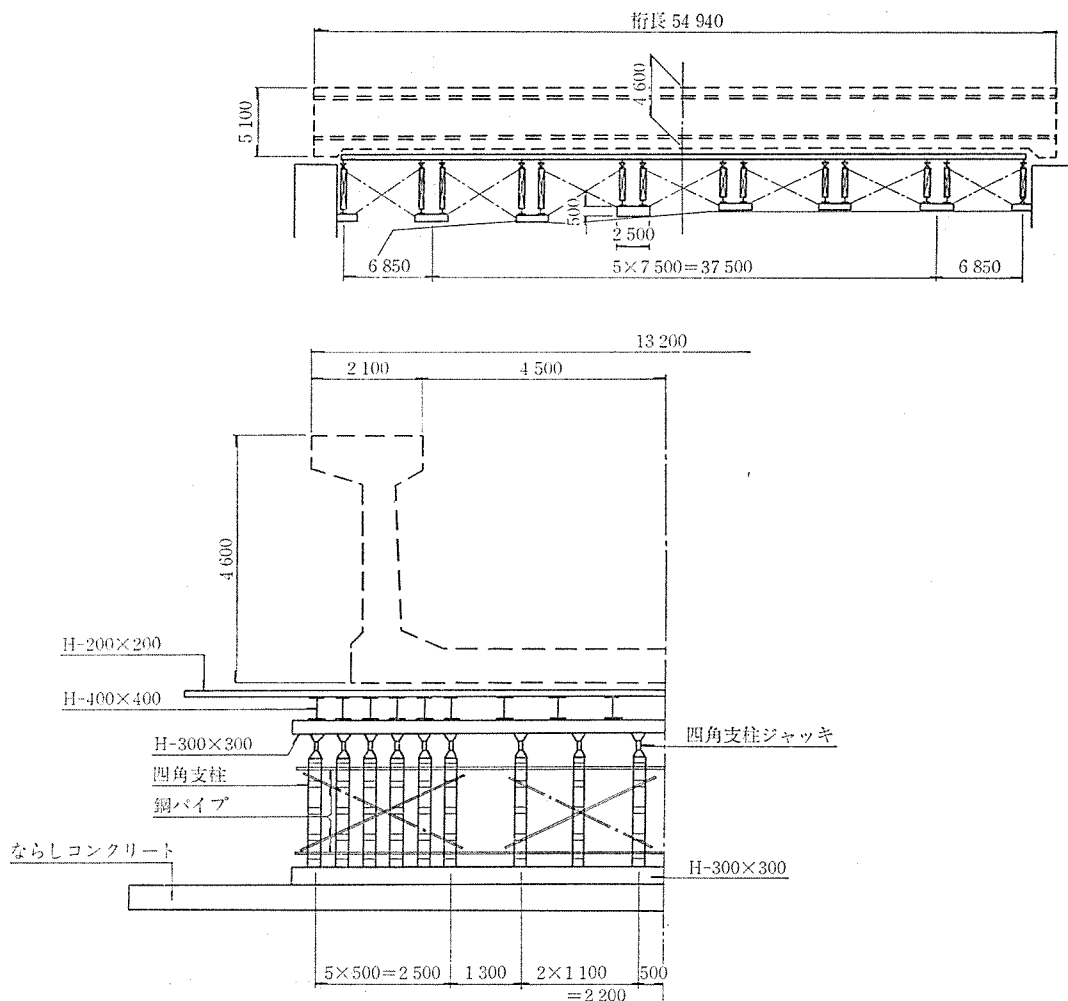


図-5 支柱式支保工図

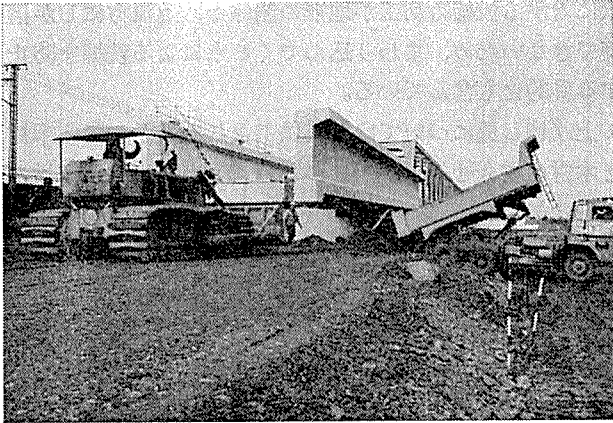


写真-4 盛土式支保工施工状況

済となる、などの理由により、盛土式支保工の採用に踏み切った。写真-4 に盛土施工状況を示す。

盛土式支保工の施工にあたっては、下部の軟弱層の諸性質、上部に使用する土砂の選定に神経を集中した。これは盛土上に約 2300t にのぼる PC 桁コンクリートを打設するが、緊張を完了するまでは、この重量により盛土は不等沈下はもとより、絶対量の沈下もゆるされず、施工上非常な制約を受けるためである。

軟弱層の状況、性状を把握するため、下記の内容の地質調査を行った。

- 1) テストピット観察 (目視)
- 2) 土質試験 (粒度、比重、含水比、液性および塑性限界、圧密の各試験)

テストピット観察によれば、地盤中には腐植物やその他のゴミなどが見られ、全体的に極めて不均質である。これは先にも述べたように残土捨て場であったためと思われる。このような地層は GL-3.6m 程度まであり、これより下は天然地盤の砂礫層であった。地下水位はこの天然地盤より下であり、今回の調査では確認されなかった。

土質試験の結果は、次のとおりである。

粒度組成：礫 ; 0%
 砂 ; 19%
 シルト ; 56%
 粘土 ; 25%
 比重 : 2.73 t/m³
 含水比 : 30.9%
 液性限界 : 39.4%
 塑性限界 : 21.1%
 圧密試験 : 圧密降伏応力 ; 2.0 kg/cm²
 圧縮指数 ; 0.25
 体積圧縮係数 ; 2×10^{-2}
 圧密係数 ; 6.23×10^3

この結果より、軟弱層 (捨土層) の圧密沈下量を推定

した。

$$S = M \times M_v \times 4P \dots\dots\dots (1)$$

S : 沈下量

H : 圧密層厚

M_v : 体積圧縮係数

$4P$: 増加応力

なお、今回の資料によると、圧密降伏応力 ($P_y = 2.0$ kg/cm²; 土質試験による) と盛土施工後の荷重 ($\bar{P} = 1.1$ kg/cm²; 軟弱層中央深さにおける盛土前の内部応力 + 盛土による増加応力) を比較すると $P_y > \bar{P}$ となり、過圧密の傾向となっている。これは、捨土の脱水作用によるものと思われる。このような地盤において、(1) 式をそのまま使用すると、圧密量が過大な値となってしまうことが、過去の経験により知られている。よって今回は (1) 式により算出した数値の 1/5 を採用することとした。また構造物の沈下量の推定には、軟弱層に加えて、盛土層自体の圧縮沈下量も問題となる。よって盛土完成時に平板載荷試験を行い、推定の資料とした。

以上により決定した (総沈下量) = (盛土による圧密沈下) + (PC 桁による圧密沈下) + (盛土自体の圧縮沈下) = 14 + 6 + 3 = 23 mm となった。

また沈下量の推定とともに重要な要素である、圧縮沈下速度の推定も行った。

$$t = T \times D^2 \div C_v \dots\dots\dots (2)$$

t : 圧密所要時間

T : 時間係数

D : 圧密最大排水距離

C_v : 圧密係数

(2) 式により、圧密度を 90% として計算すると、

$$t = 0.848 \times 145^2 \div 700 = 26 \text{ 日}$$

となる。これは、盛土完了よりコンクリート打設までの所要期間が工程表より約 60 日となるので、コンクリート打設時には、圧密は完了しているものと考えられ、打設時に型枠高さを若干修正することにより、構造物には影響はないものと考えた。盛土式支保工の構成は 図-6 に示す。

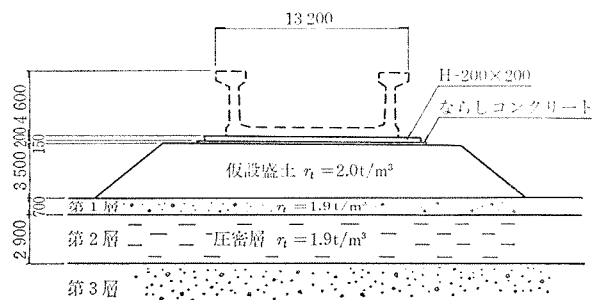


図-6 盛土式支保工図

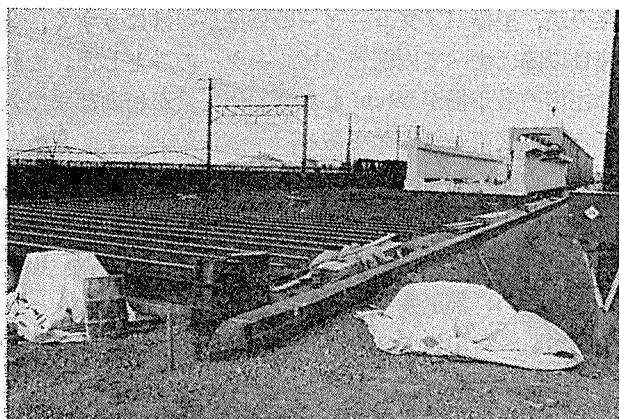


写真-5 底枠用H鋼設置状況

型枠工については、支柱式・盛土式ともに、写真-5に示すように、支保工上に H-200 を敷き並べ、その上にバタ角を並べ、合板を設置した。コンクリート打設時期が寒冷期となるため（湯水期施工のため）バタ角と合板の間に断熱材（ユーマット #800）を全面にはさんだ。これは可撓性の発泡スチロールにアルミ箔を張り付けたものである。

4.2 鉄筋工および PC 工

鉄筋、およびシースの配置にあたっては、組立て順序を十分に検討し、作業能率の向上をはかった。定着具は主ケーブル用として、フレシネーモノグループシステム (19 K15) を使用した。この定着具の構成は 図-7 に示すようにウエッジ・定着ブロック・ガイドブロックより成っている。この定着具は鋼製で重量は 53 kg あり、型枠には 写真-6 のようにガイドブロックのみを取り付け、ウエッジ・定着ブロックは緊張時に取り付ける。横締めケーブルにはシングルストランドシステム (1 T 22) を使用し、支圧板のみを形状変更し、写真-7 のように

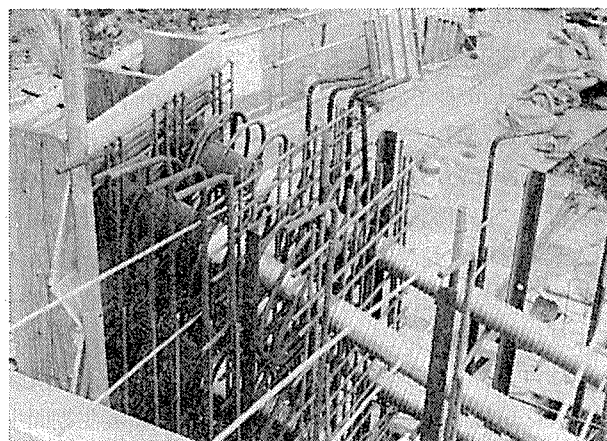


写真-6 主ケーブルの定着具取付け状況

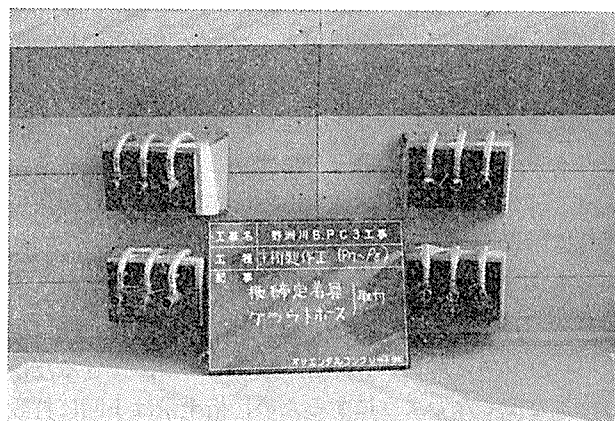


写真-7 横締めケーブルの定着具取付け状況

ケーブル3本を1枚の支圧板に固定する構造とした。

主ケーブルシースの配置には、ケーブル支持台を作成し、これにより所定の位置に固定した。これはケーブル1本当りの重量が約 1.2t と重く、主桁高さも 4.6m もあるため、従来のような鉄筋に支持させる方法では、不安定となるため L-50 により支持台を製作したものである。この配置は、鉛直鋼棒の固定装置をも兼ねさせ、90 cm ピッチとした。

PC 鋼材の挿入にあたっては、写真-8 のようにプッシングマシンを使用した。当現場では主ケーブルの総延

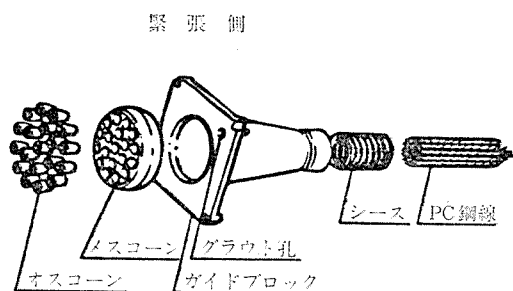


図-7 定着具姿図

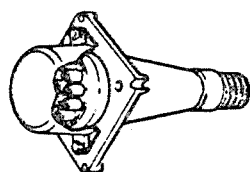


図-7 定着具姿図

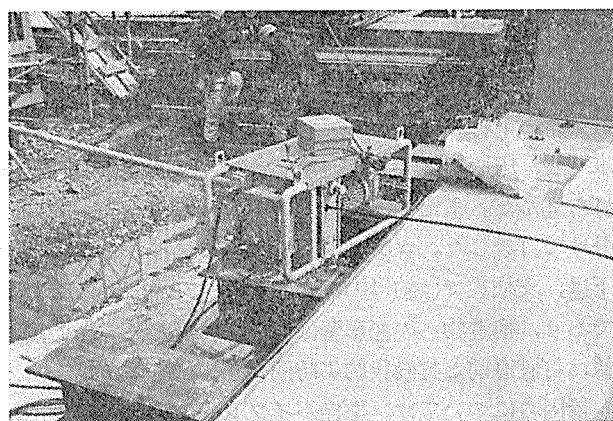


写真-8 プッシングマシン

長が約 42 km/連あり、この機械の使用によって PC 鋼材挿入の施工速度をあげることができた。この機械の挿入速度は 1 m/秒であり、本橋では 8 000 m/日 程度の実績であった。挿入時にシース、および挿入済みの鋼材にきずをつけないために挿入鋼材の先端に保護キャップを取り付け、出口側で取り外して繰り返し使用した。また挿入鋼材を所定長さにするために前進・後退の微動スイッチで操作し、鋼材がセットされた時点で高速カッターにより切断した。今回の施工にあたっては、4 連のうち 3 連はコンクリート打設前に挿入したが、1 連だけ試験的に PC 鋼材の挿入をコンクリート打設後、養生期間中に行ったが、障害なく施工可能であった。これを行うために、シースの鋼板厚は通常 0.3 mm であるが、本工事では 0.5 mm 厚のものを使用し、コンクリートの打設時の浮力に抵抗させるために、シースと支持台を鋼板のバンドにより固定をはかった。この結果、コンクリート打設によるシースの移動は十分に阻止し得た。この方法によって工程をある程度短縮することができ、鋼材挿入後直ちに緊張作業に入ることにより、鋼材のさびなどの防止にも役立ったと思われる。

4.3 コンクリート工および養生工

PC 桁のコンクリート打設にあたっては、できるだけ打継目を生じないようにするため、桁全量は 1 回に打設するのがよいが、生コン生産能力、交通事情など諸々の条件が関係してくるため、今回の計画にあたっては、2 ブロックにわけることになった。まず第 1 日目に主桁部（約 600 m³）の打設を行い、翌日床版部（約 300 m³）の打設を行った。打継目については、当初 D 16 鉄筋により 20 cm 角の押え格子をつくり、それに金網（5 メッシュ）を張ってコンクリート止めとする予定であったが 1 連目の施工の結果、これではコンクリート圧力に抵抗できないことがわかり、2 連目以降は D 13 鉄筋を 5～6 cm ピッチにたて、これをすのこ状にしたものを用いた結果、コンクリートを十分に押え得た。また主桁と床版の打継目の位置はハンチ下端より床版側に 50 cm 程度はなれた場所にとすると、ハンチ部の締固めやコンクリート打設時の盛上りの防止にはよいように思われた。コンクリート打設にあたっては、主桁部においてはポンプ車 4 台、床版部は 2 台を使用し、桁端部より中央部へと打ち進んだ。また主桁部においては、高さ方向も 3 段に分けて打設した。コンクリートの打設に伴う支保工の沈下は、支柱式では約 10 mm、盛土式では約 3 mm 程度であり、構造物への悪影響はなかった。なお、この測定値は打設直前と打設後約 1 時間の差である。

締固めについては、型枠バイブレーター、および内部バイブレーターを使用して施工したが、桁が大きすぎる

ためか、型枠バイブレーターの効果が非常にうすく、2 連目以降はすべて内部バイブレーターのみとした。これは主桁の最小幅が 60 cm もあり、作業員が桁内部まで入れるため変更したものである。

養生方法の検討にあたっては、コンクリート打設前に気温の測定を行い、この結果によって計画した。このデータによると夜間の気温が氷点下となる日が 30% 程度あったため、熱風養生を採用した。まず桁全体をシートで覆い、この中にジェットヒーター（35 000 kcal/h）20 台を 図-8 のように配置し、養生温度が 10℃ 以下にならぬように注意した。また湿潤状態を保つために、コンクリート表面は養生マットで覆い、十分散水するととも

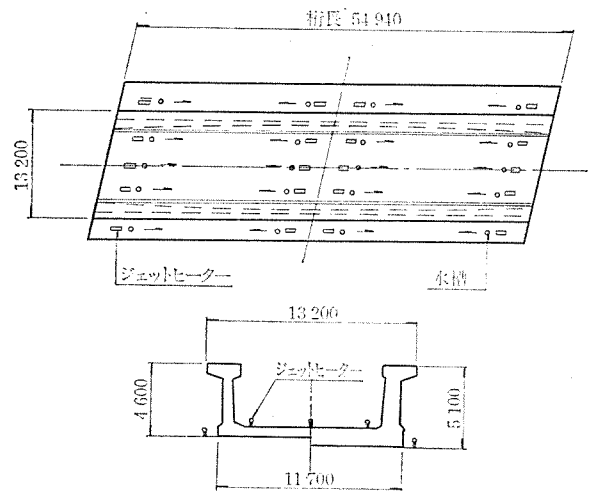


図-8 ジェットヒーター配置図

に、各ジェットヒーターの前にはドラム缶を半切にしたものを並べ、この中は水をはって蒸気を発生させた。この養生を 5 日間行った結果、乾燥収縮によるひびわれの発生も非常に少なく、出来栄も良好であった。

4.4 緊張工およびグラウト工

今回の主ケーブル（19 T 15.2）は本邦で最初の使用である。1 ケーブルあたりの緊張力は約 340 t あり、ジャッキも 1 個 740 kg と非常に大きいものである。主ケー

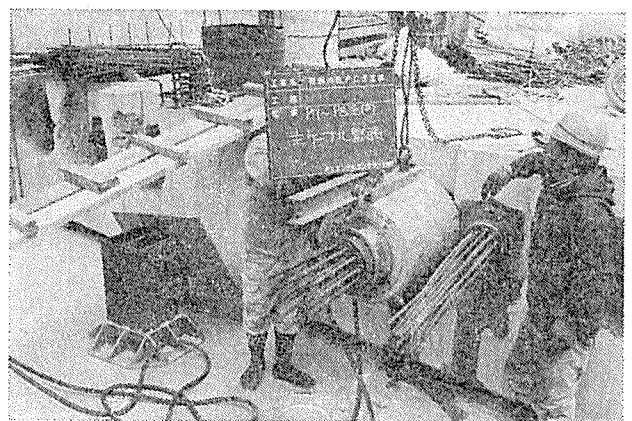


写真-9 主ケーブル緊張状況

ブルは 40 本配置されており、桁間の余裕幅の関係で片引施工とした。当初は不慣れもあり、ジャッキのセットに手間取ったが、ジャッキを PC ケーブルの定着角度と一致するように傾けることを工夫した結果、緊張セットが容易になり、1 日当り 8~10 ケーブル緊張できた。緊張状況は 写真-9 に示す。

緊張管理は、40 ケーブル中配置形状の異なる 7 ケーブルを選んで摩擦測定を行い、 μ 法による管理限界を設定した。緊張順序は次のとおりである。

- ① 鉛直締めめの 1 次緊張 (44 本)
- ② 横締めめの 1 次緊張 (78 本)
- ③ 主鋼材の 1 次緊張 (14 本)
- ④ 横締めめの 2 次緊張 (126 本)
- ⑤ 主鋼材の 2 次緊張 (8 本)

- ⑥ 鉛直締めめの 2 次緊張 (78 本)
- ⑦ 横締めめの 3 次緊張 (180 本)
- ⑧ 主鋼材の 3 次緊張 (18 本)

グラウト工については、PC 標準示方書にそって行った。本橋はグラウト数量が多量であったため、グラウトミキサー、およびグラウトポンプを 2 セット用意し、すみやかに完了するように配慮した。

コーン座の跡埋め工には、横締め跡のみ無収縮モルタルを使用し、その他は本体と同等のコンクリートを使用した。

5. 測定工について

5.1 測定工の概要

本橋は長大スパンの PC 複線下路桁であり、部材最小

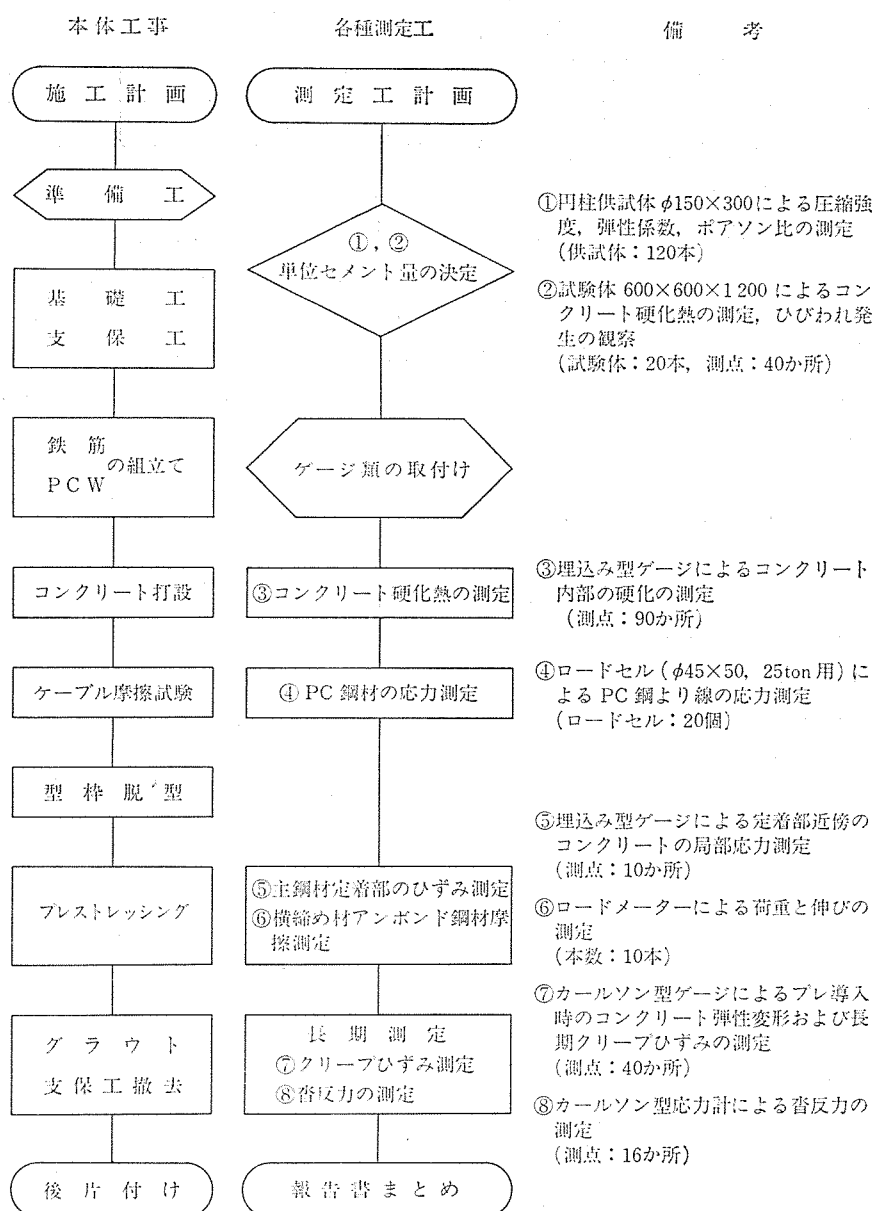


図-9 各種測定工フローシート

報 告

厚が 60 cm, コンクリート量が 900 m³/連あり, PC 構造物としてはマッシブな構造物に属するものである。このため, 品質管理, 施工管理上のため, また本邦において初めて使用される定着工法の今後の参考資料とするために, 図-9 のように各種測定工を実施した。そのうち本報告書においては, コンクリートの配合試験, PC 桁本体のコンクリート硬化熱測定, PC 鋼より線の応力測定について概要を報告する。

なお, 測定工対象径間は主桁を 3 分割し, 両端部, 中央部の 2 回, 下床版 1 回の 3 日間に分けて打設した。

5.2 コンクリートの配合試験

5.2.1 概 要

コンクリート構造物として, 施工時初期のひびわれ発生の防止対策が必要である。このため, コンクリートの硬化熱の低下, 養生期間中の乾燥収縮の防止, 分割打設により新旧コンクリート打継目部の温度勾配の低減, などが考えられる。よって標準養生の供試体 (φ15×30 cm) 以外に, 架設予定地に主桁部材の断面と同じような試験体 (60×60×120 cm) を製作し, 工場出荷より現場到着までの時間での, スランプ・空気量・ワーカビリティの変化状態の観察, ならびにコンクリート硬化時の温度変化, および硬化後の乾燥収縮などによるひびわれ発生の有無の観察を行った。またコンクリートの表面より水分蒸発を防止する対策としての被膜養生と自然養生との養生効果の比較を行った。

5.2.2 単位セメント量の決定

(1) コンクリートの使用材料

セメント: 大阪セメント, 普通ポルトランドセメント

細骨材: 野州川産; 川砂, 田上産; 山砂の混合
FM=2.80, 比重=2.57

粗骨材: 野州川産; 川砂利, 石部産; 碎石の混合
FM=6.90, 比重=2.66

混和剤: ポゾリス No. 8 IMP

水: 地下水

(2) コンクリートの配合条件

設計基準強度: $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$

スランプ: $S=8\pm 2 \text{ cm}$

空気量: $A=3\pm 1\%$

粗骨材の最大寸法: 25 mm

(3) 設計配合

設計配合は表-4 に示すように, A~E 配合の 5 種類について行った。A 配合の単位セメント量は, 本橋で使用する生コン工場の過去の実績, および諸条件を考慮して決めた。B 配合以下は, A 配合より単位セメント量を 10 kg/m³ ずつ減じたものである。

表-4 設計示方配合

配合	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	W/C (%)	S/A (%)
A	506	162	630	1.072	1.265	32.0	37.8
B	496	164	632	1.072	1.240	33.0	37.9
C	486	166	635	1.072	1.215	34.1	38.0
D	476	166	643	1.072	1.190	34.8	38.3
E	466	166	653	1.072	1.165	35.6	38.6
C'	480	164	622	1.096	1.200	34.1	37.0

(4) 試し練り結果

試し練り結果は表-5 に示すとおりである。

表-5 試し練りの試験結果

配 合	工 場 (出荷時)			現 場 (到着時)			圧縮強度 (kg/cm ²)		
	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度 (°C)	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度 (°C)	σ_7	σ_{14}	σ_{28}
A	6.0	3.4	24.0	—	—	—	232	419	469
B	7.5	4.0	25.5	6.5	3.5	25.5	300	399	416
C	8.8	3.3	25.0	8.7	3.4	25.0	281	390	405
D	8.0	3.3	25.0	6.9	2.9	25.0	282	377	429
E	9.2	3.3	25.0	8.5	3.0	25.0	253	390	422
C'	9.9	3.7	20.0	—	—	—	341	420	471

5.2.3 試験体による測定結果

(1) コンクリート内部の硬化熱測定

試験体の硬化熱, および乾燥収縮ひずみの測定は, 図-10 に示すように, 埋込み型ゲージ (KM-100 T) を試験体の中心部と表面部の 2 か所に埋め込んだ。試験体コンクリートの最高温度結果を 図-11 に示す。

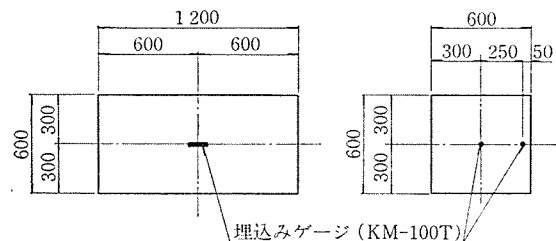


図-10 試験体のゲージ埋込み位置図

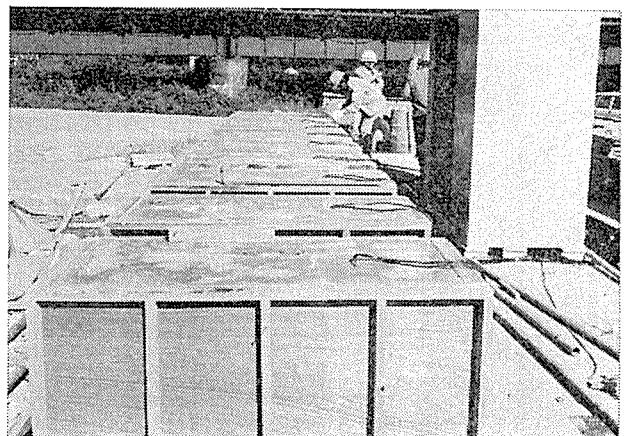


写真-10 試験体打設直後の状況

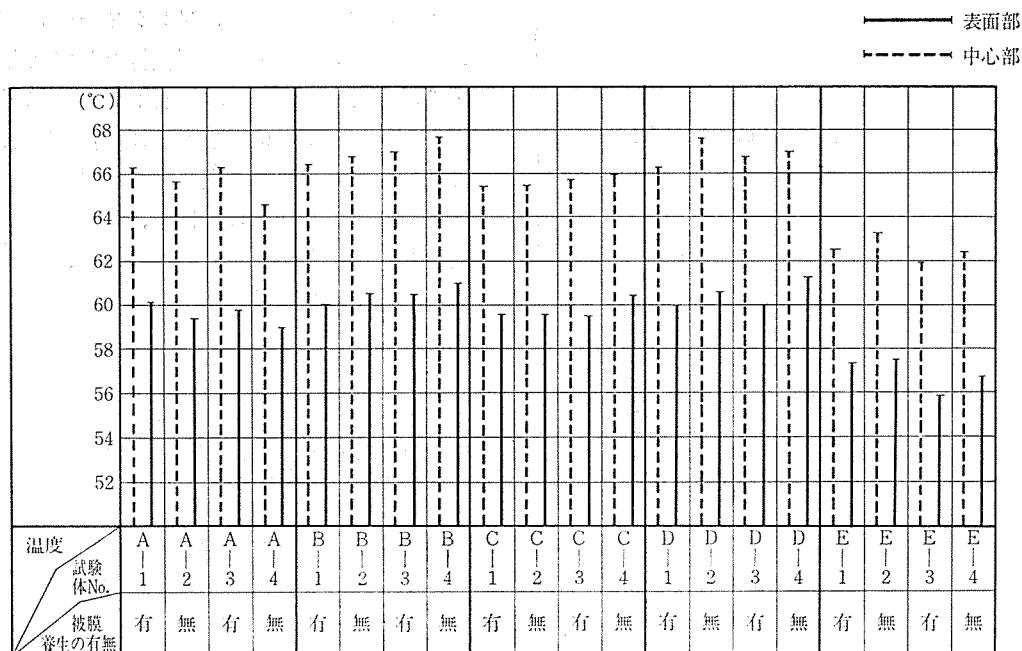


図-11 試験体コンクリートの最高温度図

(2) ひびわれ発生状況の観察

ひびわれ発生状況は目視により観察し、ひびわれ幅は目盛付きルーペ (1/100 mm) にて行った。

5.2.4 最適コンクリート配合の決定

コンクリートの試し練り、硬化熱の測定結果より次のことが言える。

- 1) スランプ、空気量は各配合とも配合条件を満足する。
- 2) 圧縮強度はA配合以外は単位セメント量による差は認められない。
- 3) コンクリート硬化熱による最高温度はA～D配合までは 66°C 前後であるが、単位セメント量の一番少ないE配合は多少低めである。
- 4) コンクリート硬化熱は中心部と表面部の差は 6°C 前後である。
- 5) ひびわれ発生は表面収縮による 0.06 mm 程度のものが 20 体中 5 体に発生したのみで、単位セメント量は無関係であった。
- 6) 表面養生剤 (クレハロンテックス) の有無によるひびわれ発生状況の相違は認められない。

以上の結果を考慮して、再度最適配合の検討を行い、表-4 の最下段の C' 配合で試し練りを行った結果、表-5 に示すような成績を得たため、この C' 配合で本体の橋梁を打設することに決定した。

5.3 PC 桁本体のコンクリート硬化熱の測定工

5.3.1 概 要

PC 桁本体において、養生管理を兼ねて、コンクリー

ト硬化熱の発生状況、新旧コンクリートの打継目における温度勾配の状態、などを測定した。コンクリート内部の温度測定は埋込み型ゲージ (KM-100 T) と全自動デジタルひずみ測定器を用いた。

5.3.2 測定結果

コンクリートの練上り温度は、3日間とも約 15°C で一定である。養生は桁本体を養生シートで覆った後、コンクリート表面に湿潤マットを敷設して常に水分が確保された状態で行った。養生温度はシート内でジェットヒーターを燃焼させて、約 15～25°C の間で保った。埋込み型ゲージは全部で 80 点設置したが、本報告書では、そのうちの主要点の比較を図-12, 13, 14 に示す。この結果から次のことが言える。

- 1) 部材厚が薄い場合 (桁中央断面の床版、主桁のウ

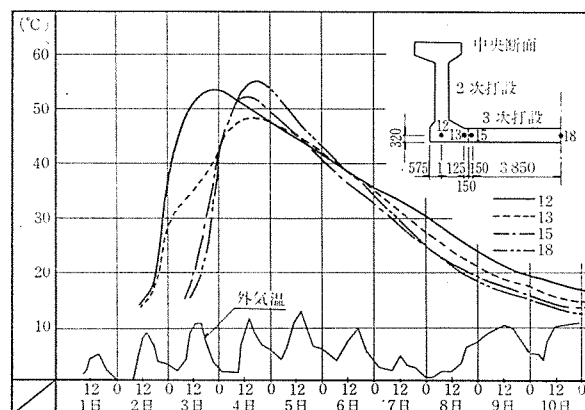
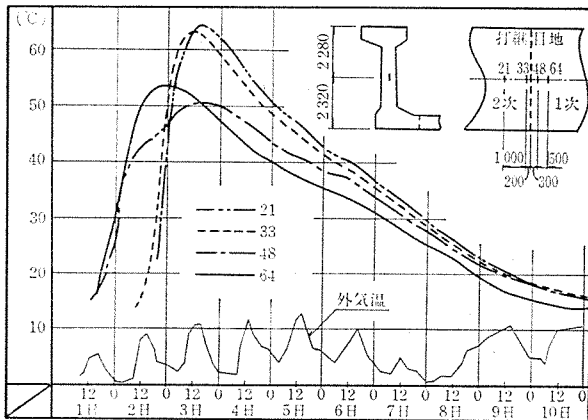
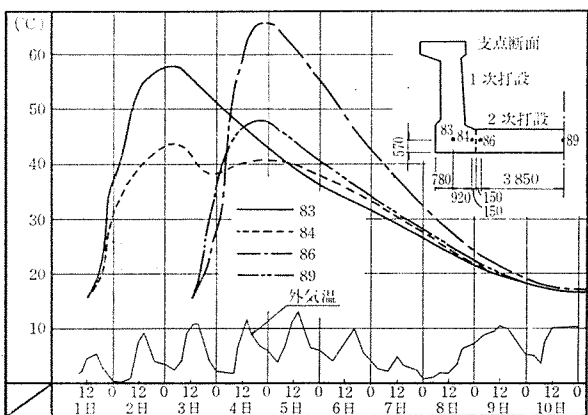


図-12 桁本体の温度変化図 (その 1)



図—13 桁本体の温度変化図 (その 2)



図—14 桁本体の温度変化図 (その 3)

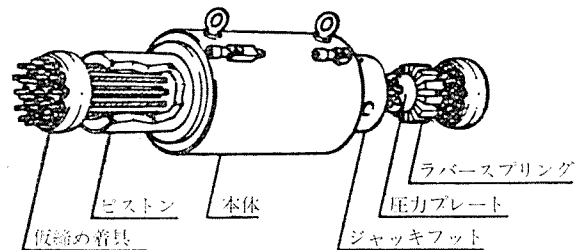
ェブ)では、打設後 20~30 時間後、また厚い場合 (桁端部、主桁フランジ)では、30~40 時間後に最高温度となる。

- 2) 1 次打設のコンクリート温度より、2 次・3 次打設コンクリート温度の方が高い。
- 3) 1 次・2 次・3 次打設とも、打設直後の温度上昇率は同程度であるが、初期硬化後、1 次打設は温度勾配がゆるくなるのに対し、2 次・3 次打設のコンクリートは最高温度まで、最初の温度上昇率のままである。
- 4) 1 次打設のコンクリートは、外気温の変動に影響を受けている個所がある。
- 5) 打継目部においては、材令の異なるコンクリート同志で、硬化熱の相互作用が見受けられる。
- 6) 材令の新しいものは、古いものより初期温度の発現が早く、最高温度も高いが、降下の勾配が急のため、1 次打設後、約 10 日でほぼ一致する。その後 4~5 日で外気温とほぼ一致する。

5.4 PC 鋼より線の応力測定

5.4.1 概 要

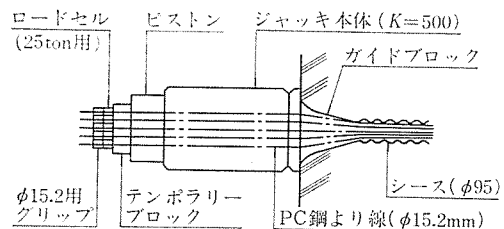
本橋の主ケーブルは、フレシネーモノグループシステム (19 T 15.2) であり、緊張材としては大型ケーブルである。ここに 19 T 15.2 とは SWPR-7 A 規格の PC 鋼より線 $\phi 15.2\text{mm}$ を 19 本 1 束として、1 シース内に納めたものである。緊張方法はフレシネーモノグループ用ジャッキ (図—15) にて、19 本の PC 鋼より線を同時緊張するものである。このため、1 ケーブル中の各 PC 鋼より線の引張力のバラツキがどんな程度であるか測定した。



図—15 緊張用ジャッキ

5.4.2 測定方法

測定方法としては、図—16 に示すように PC 鋼より線 (15.2mm) 19 本のうち 10 本の両端に 25 t 用ロードセルを装着し、主ケーブルの摩擦試験引きの際に、同時に



図—16 PC 鋼より線の応力測定装置図

PC 鋼より線の引張力を測定した。25 t 用ロードセルはジャッキのピストン後方で、テンポラリーブロックと仮定着グリップの間に装着されている。リード線付きの $\phi 45 \times 50\text{mm}$ のものである。PC 鋼より線はプッシングマシンで挿入したため、挿入時に 1 本ずつ番号を記入して、出入口での各より線の位置関係を明確にした。

5.4.3 測定結果

PC 鋼材の応力測定結果は、表—6 に示すとおりである。ロードセルの取付けは、No. 1~10 は大阪方、No. 11~20 は東京方である。ここに、No. 1~No. 11、No. 2~No. 12……は、同じ PC 鋼より線である。この結果から次のことが言える。

- 1) PC 鋼より線の挿入順序による出入口での位置関係は全くランダムである。
- 2) 各 PC 鋼より線の摩擦による損失量は、曲げ角度

表-6 PC 鋼より線の応力測定結果

主ケーブル No.	5-2		9-2		12-2		1-1		4-1		8-1		20-1	
緊張側・固定側	緊張	固定	緊張	固定	緊張	固定	緊張	固定	緊張	固定	緊張	固定	緊張	固定
ロードセル No.	σ_m													
	480	390	480	400	480	410	500	400	500	405	500	400	500	445
1, 11	19.30	15.64	18.80	16.01	19.51	17.27	19.23	17.69	19.01	18.25	20.70	17.48	19.86	18.32
2, 12	18.59	15.42	19.86	17.04	19.06	16.41	19.37	17.04	18.87	17.46	19.79	17.04	19.93	19.37
3, 13	18.43	16.22	19.16	16.57	20.28	18.04	19.09	17.48	19.44	17.62	19.09	17.62	19.16	17.90
4, 14	18.18	16.76	20.07	17.39	18.88	17.32	20.63	16.06	19.30	18.03	19.44	15.99	19.93	18.45
5, 15	18.52	15.44	19.65	17.20	19.65	16.43	20.42	16.36	20.77	18.04	20.42	16.85	19.30	18.32
6, 16	19.19	16.49	19.58	18.18	19.01	17.27	19.44	17.76	19.72	17.69	19.51	18.25	20.00	18.30
7, 17	19.86	16.13	19.23	17.11	19.23	16.62	19.79	16.48	18.94	16.62	20.00	16.76	18.31	17.82
8, 18	21.20	17.46	19.37	16.48	19.51	16.62	20.99	16.41	22.04	17.11	19.65	16.76	20.21	18.45
9, 19	19.86	16.13	21.61	15.77	21.47	15.77	18.74	16.69	21.19	17.39	19.16	15.99	19.93	18.80
10, 20	19.47	16.41	22.32	16.06	20.21	16.06	20.42	16.13	21.55	16.83	20.85	15.77	19.72	18.52
平均値： $\bar{\sigma}$	19.26	16.21	19.97	16.78	19.68	16.78	19.81	16.81	20.08	17.50	19.86	16.85	19.64	18.43
$F\bar{\sigma} : M\bar{\sigma}$	1.0	0.842	1.0	0.840	1.0	0.853	1.0	0.849	1.0	0.872	1.0	0.848	1.0	0.938
$P_t = 19 \times \bar{\sigma}$	366	308	379	319	374	319	376	319	382	333	377	320	373	350
$P_t' = A_m \times \sigma_m$	368	299	368	306	368	314	383	306	383	310	383	306	383	341
$**P_x : P_t$	1.0	0.659	1.0	0.656	1.0	0.660	1.0	0.659	1.0	0.659	1.0	0.660	1.0	0.773

* σ_m : マノメーターの最終の読み (kg/cm²)** $P_x = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda l)} \cdot (1+r)$ P_x : 固定端の引張り力 P_t : 緊張端の引張り力 $\mu = 0.3/\text{rad}$, $\lambda = 0.004/\text{m}$

のあるケーブルでは約 15%, 直線ケーブルでは約 6% である。

3) ロードセルの荷重 ($P_t = 19 \times \bar{\sigma}$) とジャッキのマノメーターによる荷重 ($P_t' = A_m \times \sigma_m$) は良く一致している。

4) PC 標準示方書の第 3・4 条を適用した計算値 (P_t/P_x) と測定値 ($M\bar{\sigma}/F\bar{\sigma}$) を比較するとかなりの差がある。

5) 測定値より摩擦係数 μ と λ を次式により推定してみると次のようになる。

$$P_x = P_t / \{e^{\mu\alpha + \lambda l} \times (1+r)\} \quad \cdots \cdots \cdots (イ)$$

(イ) 式中に、ケーブル No. 5-2~No. 8-1 より

$$e^{\mu\alpha + \lambda l} (1+r) = 1.175 \text{ (平均値)} \quad \cdots \cdots \cdots (ロ)$$

また、ケーブル No. 20-1 より

$$e^{\lambda l} (1+r) = 1.066 \quad \cdots \cdots \cdots (ハ)$$

ここに、

$$\alpha = 0.5236 \text{ rad}$$

$$l = 54.9 \text{ m (平均値)}$$

$$r = 4\% \text{ (ジャッキ内摩擦)}$$

とすると、(ロ), (ハ) 式より $\mu = 0.19/\text{rad}$, $\lambda = 0.0004/\text{m}$ となり、摩擦係数は一般的設計計算値 ($\mu = 0.3/\text{rad}$, $\lambda = 0.004/\text{m}$) よりかなり小さい値である。

6. おわりに

本工事も、いよいよ終りに近づき、現在 (昭和 56 年 2 月) は河川内の工事はすべて完成し、アプローチ部分

においても大阪方は完成、東京方についても鋭意施工中である。また PC 下路桁としては、長大スパンであり、主ケーブルの定着工法は本邦で初めてのものではあったが、施工と並行して、品質管理、および測定工を行いつつ、無事完了した。そのうえ盛土式支保工や新開発されたアンボンドケーブルも問題なく施工できた。

なお、カールソンひずみ計など各種のゲージを埋め込み追跡調査が実施できるようにしてあるので、今回報告できなかった測定結果、ならびに解析についての詳細は別の機会に報告したいと思う。

今後、PC 下路桁は数多く施工されると思われるが、本橋のような長大スパンの PC 下路橋の施工に参考になれば幸いである。

最後に、本橋梁の施工にあたり、ご指導いただいた、構造物設計事務所、大阪工務局、および関係諸氏に深く感謝の意を表わします。

参 考 文 献

- 1) 小林, 村上, 高藤: 長大 PC 下路けたの設計と施工, 東北新幹線第二丘里架道橋, 構造物設計資料 No. 47
- 2) 尾坂, 橋田: PC 下路橋の施工上の問題点 (1), (2), (3), 構造物設計資料 No. 11, 12, 13
- 3) 村上, 橋田, 高藤: VSL 工法による PC けたの施工 <東北新幹線・第 2 丘里橋りょう>, 鉄道土木, 1976-8
- 4) 鳥居, 安村: 東海道本線・野洲川橋りょうの設計と施工, 土木施工, 1980-2
- 5) 鳥居, 前山, 岩井, 安村: 東海道本線・野洲川橋りょうの設計・施工, 鉄道土木, 1980-11
- 6) 松岡: 野洲川橋りょう上部工 (PC 下路けた) の施工に伴う各種測定工について, 国鉄・大阪工務局機関誌, Vol. 25, 1979

【昭和 56 年 3 月 17 日受付】