

PC 橋 拡 幅 工 事 の 設 計 と 施 工

鈴 木 守*
 長 江 進**
 深 山 清 †
 畑 孝 市 郎 ‡

1. はじめに

最近、橋梁を拡幅する工事が多くなっている。予想を越える交通量の増大に対応する必要が諸所で生じているからである。

高速道路の場合、東名・名神といった渋滞の激しい道路の交通容量増大のための拡幅や段階施工で暫定的に少ない車線数で建設した道路の拡幅工事のほか、追加インター等の工事でも橋梁の拡幅を伴うことが多い。

しかし、この種の工事の報告例は少なく、実際の工事に当たっては種々の調査を行い検討を加えるべき事項が多い。

本報告は東関東自動車道の拡幅工事（写真-1、図-1

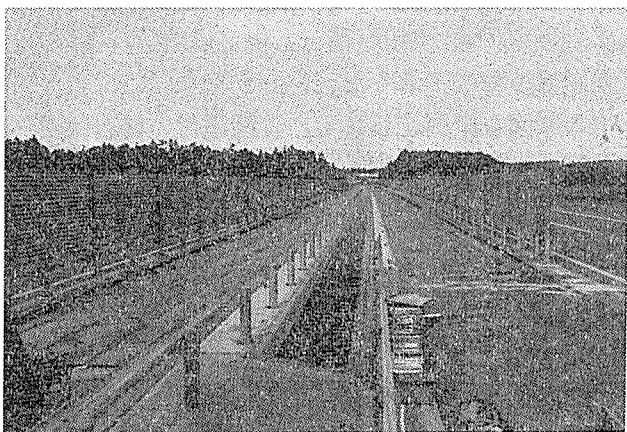


写真-1 飯積高架橋拡幅部全景

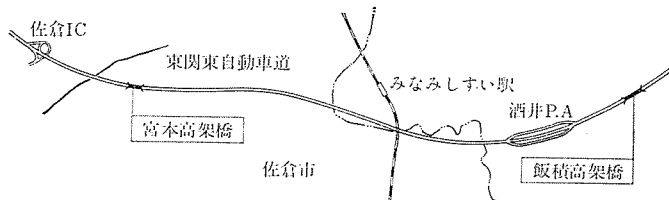


図-1 橋 梁 位 置 図

参照)に当たって行った各種の調査、検討事項について報告するものである。

今回拡幅工事を行った東関東自動車道は、京葉道路と接続し首都圏と新東京国際空港とを結ぶ重要路線として、昭和46年10月27日～昭和47年8月19日に、外側暫定4車線道路(約26km)で供用開始した。

現在、約35,000台/日の断面交通量であり、今後、湾岸道路、京葉道路の完成、東関東自動車道の延伸に伴い交通量の大幅な増加が予想され、昭和53年11月21日完成6車線とする旨の整備計画の変更があり、昭和54年度から拡幅工事を行ってきた。

今回の拡幅工事に伴い、下部構造のみ完成の暫定施工となっていた本線の橋梁、PC橋2橋の上部工を拡幅する必要が生じた。

これらのPC橋の諸元は表-1のとおりである。

表-1 拡幅橋梁一覧表

橋 梁 名	橋 長 (m)	施工幅員 (m)	形 式 (桁 本 数)
宮本高架橋	(上) 100.02 (下) 125.00	3.50 9連	PC 単純合成桁 (9本)
飯積高架橋	(上) 333.50 (下) 341.50	3.50 26連	PC 単純合成桁 (29本)

本工事は、4車線として供用を行いながらの中央分離帯側上・下1車線の拡幅工事であり、工事に対していくつかの問題点があげられた。

- ① 設計載荷荷重などの設計条件に関する問題。
- ② 既設部橋梁は完成後約10年を経過しており材令差の著しい新旧コンクリートの接続に際しては、クリープ、乾燥収縮といった付加応力が生じる。これらにどう対応するかの問題。
- ③ 横桁および床版コンクリートの施工に対しては、一般交通車両による橋梁過通振動のため、新旧コンクリートの打継目部分の欠陥やコンク

* 日本道路公団東京第二管理局千葉管理事務所副所長（現在、仙台管理局古川管理事務所所長）

** 日本道路公団東京第二管理局千葉管理事務所補修課（現在、東京第二管理局補修第一課）

† ピーシー橋梁（株）東京支店技術部長

‡ ピーシー橋梁（株）当工事現場代理人

リートの品質低下が懸念される。特に横桁設置前は
 拡幅部の新設桁と既設桁の相対たわみが大きく、工
 事の困難が予想される。

これらの問題に対して、

- 1) 設計荷重の載荷方法を種々変更 (TT-43 1 台お
 よび TL-20) し検討を行った。
- 2) 主桁コンクリート打設後の放置期間を 6 か月間取
 り、この間たわみ管理を行ってクリープの進行度合
 を把握した (クリープ影響については拡幅工事実施
 後も観測を行っている)。
- 3) 通過車両による振動調査を実施し、横桁、床版と
 いった既設部、新設部との打設コンクリートの施工
 方法の決定を行った。

などのように、通常の建設工事とは違った工事上の配慮
 を行いながら工事を行った。

その結果、工事は順調に進み品質上も良好であったと
 考えている。

本報告では工事の特色とともに、主に 2) と 3) の点
 について行った調査結果について述べている。

2. 工事概要

工 事 名：東関東自動車道飯積高架橋他 1 橋 (PC 上
 部工) 工事

発注者名：日本道路公団東京第二管理局

工事場所：千葉県佐倉市天辺～印旛郡酒々井町堀の内
 施工延長：飯積高架橋 (上・下線合計) $L=675.0\text{ m}$
 宮本高架橋 (上・下線合計) $L=225.0\text{ m}$

拡 幅： $W=3.500\text{ m}$

構造型式：PC 単純合成桁

定着方式：縦方向 フレシネー工法、横方向 PC 鋼
 棒

主要材料：表-2 に示す。

表-2 主要材料表

材 料 名	仕 様	単 位	数 量	
コンクリート	$\sigma_{ck}=240,350,400\text{ kg/cm}^2$	m^3	2 100	
型 枠		m^2	5 450	
鉄 筋	SD 30	t	350	
PC 鋼材	縦方向	12- $\phi 7$	kg	36 100
	横方向	$\phi 26$, SBPR 80/95	kg	4 900
架 設		t	1 960	
支 承	BP	kg	23 400	

3. 設計概要

3.1 設計荷重

既設部は TL-20 にて設計・施工されているため、本

拡幅部については諸検討を実施した結果、拡幅部は TT-
 43 に対応させることとし、TT-43 および TL-20 を図
 -2 のごとく載荷させた。

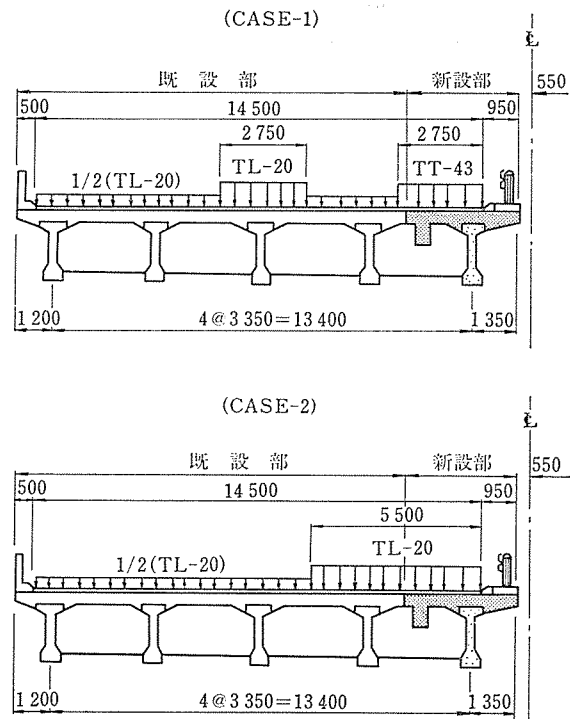


図-2 活荷重載荷方法

CASE-1 では TT-43 荷重を新設部の車線に限定、1
 台載荷させ、かつ、TL-20 の主載荷重を載荷幅 2.750
 m の範囲で、応力が最も不利となるよう随時移動させ
 た。また、残り載荷幅 9.000 cm には 1/2 (TL-20) を
 載荷させた。

CASE-2 では、TL-20 を一般的載荷方法にて載荷さ
 せた。

3.2 拡幅部断面決定

拡幅部新設桁を設置することによる既設桁の応力状
 態、並びに新設桁自体の応力状態を試行錯誤による計算
 のすえ把握し、図-3 の拡幅断面の決定を行った。

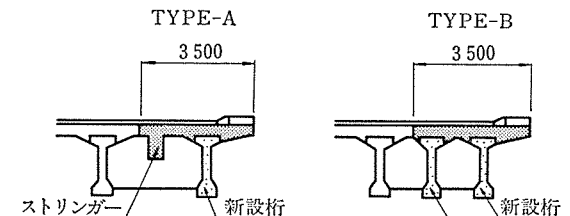


図-3 拡幅部断面

TYPE-A はストリンガーを増設し、新設桁は 1 本と
 した。この TYPE の適用支間は 18.400 m~26.100 m
 と比較的短スパンである。この支間では TT-43 の曲げ

報 告

モーメントの影響が比較的少ないため、主桁は1本増設で十分であったが、継目の床版の補強を考慮してストリンガーを入れることとした。

TYPE-B は新設桁を2本とした。このTYPEの適用支間は28.500m~30.600mと比較的長スパンである。この支間ではTT-43の影響が大きく、応力上の観点より主桁を増設せざるを得なかった。

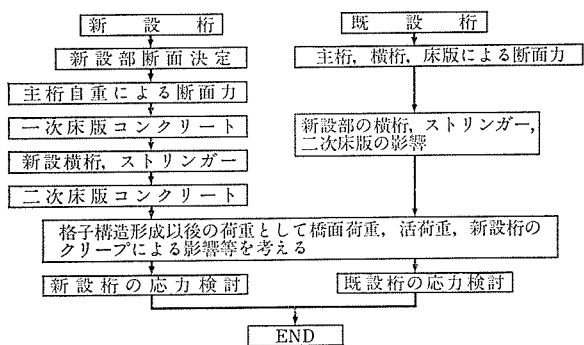


図-4 設計のフローチャート

3.3 設計の概要フローチャート

図-4 にフローチャートを示す。

3.4 計算結果

新設桁の曲げ応力度状態を表-3 に示す。

3.5 既設部と拡幅部との連結

床版部の連結は既設床版鉄筋と新設床版鉄筋とのラッ



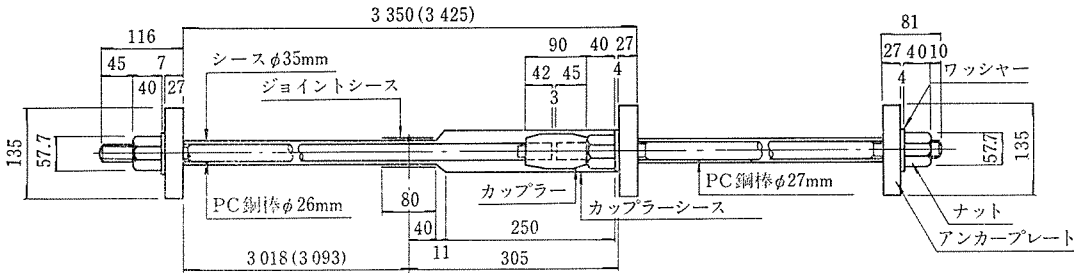
写真-2 横桁部連結

表-3 新設桁の曲げ応力度

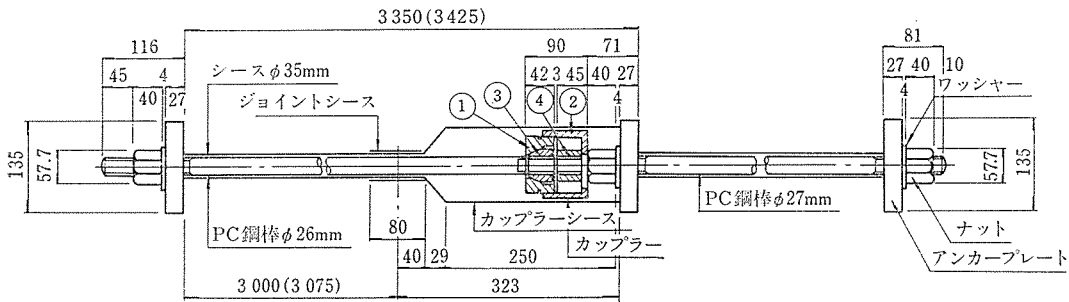
支 間 24.500 m		(単位: kg/cm ²)		
		床版上縁	桁上縁	桁下縁
①	主桁自重	—	46.0	-48.7
②	1次床版	—	35.6	-35.6
③	2次床版およびストリンガー	5.7	4.2	-10.1
④	横桁	1.4	1.0	-2.5
⑤	地覆・高欄	2.3	1.7	-4.2
⑥	舗装	4.4	3.3	-8.2
⑦	活荷重	最 大 25.4 最 小 -2.5	18.8 -1.9	-46.9 4.6
⑧	有効プレストレス	—	-34.7	144.9
⑨	直後のプレストレス	—	-43.0	179.5
⑩	乾燥収縮差	-1.4	4.0	-1.5
⑪	クリープ差	12.4	-28.9	10.9
⑫	温度差	3.7	-11.0	4.0
⑬	(⑩+⑪)×0.7	7.7	-17.4	6.6
⑭	クリープによる不静定力	—	1.0	-2.4
⑮	①+⑨プレ導入直後	—	3.0	130.8
⑯	①~⑧+⑭	最 大 39.2 最 小 11.3	76.9 56.2	-13.7 37.8
⑰	⑯+⑩+⑪	最 大 50.2 最 小 22.3	52.0 31.3	-4.3 47.2
⑱	⑰+⑫	最 大 53.9 最 小 26.0	41.0 20.3	-0.3 51.2
⑲	⑱+⑬	最 大 46.9 最 小 19.0	59.5 38.8	-7.1 44.4
⑳	⑲+⑫	最 大 50.6 最 小 22.7	48.5 27.8	-3.1 48.4
許 容 値	導入直後設計荷重時	— $\sigma < 80.0$	$\sigma > -15.0$ $\sigma < 140.0$	$\sigma < 180.0$ $\sigma > -15.0$

支 間 28.500 m		(単位: kg/cm ²)		
		床版上縁	桁上縁	桁下縁
①	主桁自重	—	61.1	-69.3
②	1次床版	—	48.1	-50.5
③	2次床版およびストリンガー	1.2	0.9	-2.3
④	横桁	1.4	1.0	-2.6
⑤	地覆・高欄	2.5	1.8	-4.6
⑥	舗装	5.2	3.9	-9.7
⑦	活荷重	最 大 28.5 最 小 -3.4	21.1 -2.5	-52.6 6.3
⑧	有効プレストレス	—	-44.7	184.5
⑨	直後のプレストレス	—	-57.4	237.2
⑩	乾燥収縮差	-1.3	3.4	-1.3
⑪	クリープ差	14.1	-29.3	11.6
⑫	温度差	4.1	-10.6	4.1
⑬	(⑩+⑪)×0.7	9.0	-18.1	7.2
⑭	クリープによる不静定力	—	1.7	-4.1
⑮	①+⑨プレ導入直後	—	11.4	115.2
⑯	①~⑧+⑭	最 大 38.8 最 小 6.9	94.9 71.3	-11.2 47.7
⑰	⑯+⑩+⑪	最 大 51.6 最 小 19.7	69.0 45.4	-0.9 58.0
⑱	⑰+⑫	最 大 55.7 最 小 23.8	58.4 34.8	3.2 62.1
⑲	⑱+⑬	最 大 47.8 最 小 15.9	76.8 53.2	-4.0 54.9
⑳	⑲+⑫	最 大 51.9 最 小 20.2	66.2 42.6	0.1 59.0
許 容 値	導入直後設計荷重時	— $\sigma < 80.0$	$\sigma > -15.0$ $\sigma < 140.0$	$\sigma < 180.0$ $\sigma > -15.0$

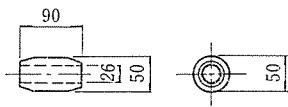
普通カップラー



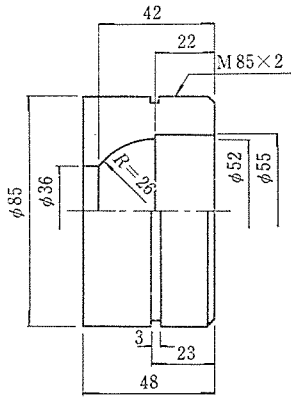
ユニバーサルカップラー



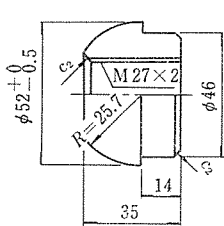
カップラー (標準)



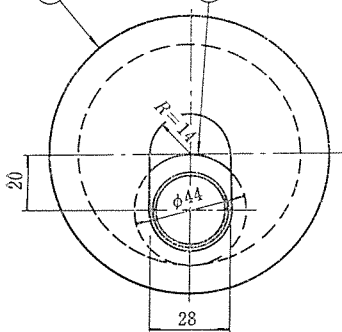
① 継手ケース



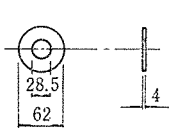
③ 球座ナット



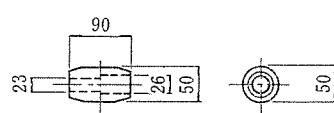
② 継手カバー ④ 丸ナット



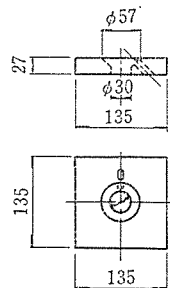
ワッシャー



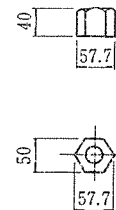
カップラー (異形)



アンカープレート



ナット



	上り線	下り線
普通カップラー ($\sigma_w = 68 \text{ kg/mm}^2$)	82か所	99か所
焼入カップラー ($\sigma_w = 84 \text{ kg/mm}^2$)	23か所	8か所
ユニバーサルカップラー	16か所	23か所
異形カップラー $\phi 26 \text{ mm}$, $\phi 23 \text{ mm}$	6か所	0か所
計	127か所	130か所

図-5 PC 鋼棒 接続 図

報 告

プにて行い、横桁部の連結は写真-2のごとく、既設部の PC 鋼棒の定着部にカップリングし、新設部と一体化させた。

本来、新設桁と既設桁とは各々の材料特性、施工精度等の諸問題があり、PC 鋼材同志を完全に連結することは非常に難しい。

本工事の場合は、主桁製作前後に、既設部の横締め PC 鋼棒の設置状況の調査を綿密に行い、各々に妥当なる接続具を選定し、施工時にそれを反映させた。

その接続具の概要図を図-5 に示す。

図-5 での各接続具の使い分けは以下のとおりである。

(1) 異径カップラー

既設 PC 鋼棒接続部分が腐食していたものに対して、既設部 $\phi 26$ 鋼棒を $\phi 23$ まで削り取りネジ切りを行い $\phi 23-\phi 26$ の異径カップラーを採用した。

(2) 高周波焼入カップラー

PC 鋼棒接続長が不足していたものに対して、緊張強度は普通カップラーの 1.5 倍ある高周波焼入カップラーを採用した。

(3) ユニバーサルジョイント

既設部と新設部との PC 鋼棒位置整合が悪い箇所に対して、ユニバーサルジョイントを採用した。

(4) 普通カップラー

接続作業上あるいは応力上特に問題のないものに対しては一般的な普通カップラーを採用した。

4. 施工概要

4.1 施工順序

施工順序のフローチャートを図-6 に示す。

4.2 主桁製作

新設桁製作ヤードは、図-7 のとおりであるが、本工

事の特徴は、成田インターチェンジ付近にある東関東自動車道本線敷地予定地を活用し、新設桁の集中製作、新設桁を接続する時までにクリープをできるだけ完了させるための 6 か月間の放置養生等で、比較的広いヤードを利用したことにある。

4.3 主桁運搬、架設

供用高速道路を使用しての運搬、架設であるため、特に安全面に十分注意をした運搬、架設計画を立てた。

主桁製作ヤードにてクリープ進行待ちの 6 か月間たわみ管理された新設桁は、70~127 t、吊りトラッククレーン 2 台による相吊り工法にてポルトトレーラーに積み込まれ、トレーラーの前方に先導車、後方に後続者の誘導車を配置し、東関東自動車道上り線を利用し 25~30 km/h の速度で架設現場まで運搬、搬入された。

写真-3 はその状況である。

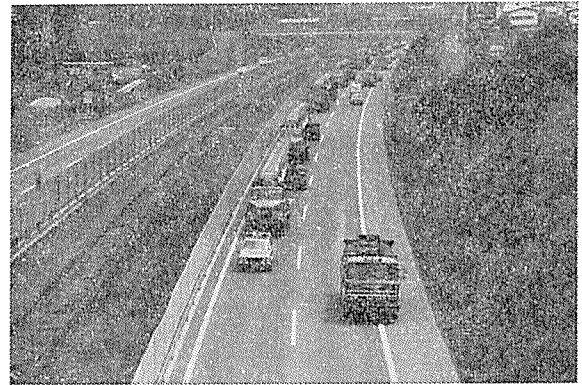


写真-3 主桁運搬

現場に到着したポルトトレーラーを待機中の門型クレーンレールの間に誘導し、2基の門型クレーンの相吊り工法にて新設桁を搬送架設した(写真-4)。

その際、架設される新設桁、門型クレーン自重による既設桁への影響の検討を実施した。

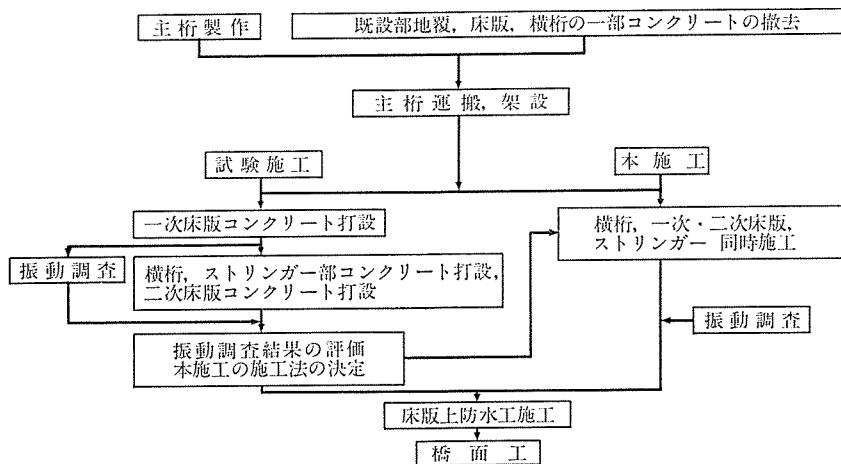


図-6 施工順序

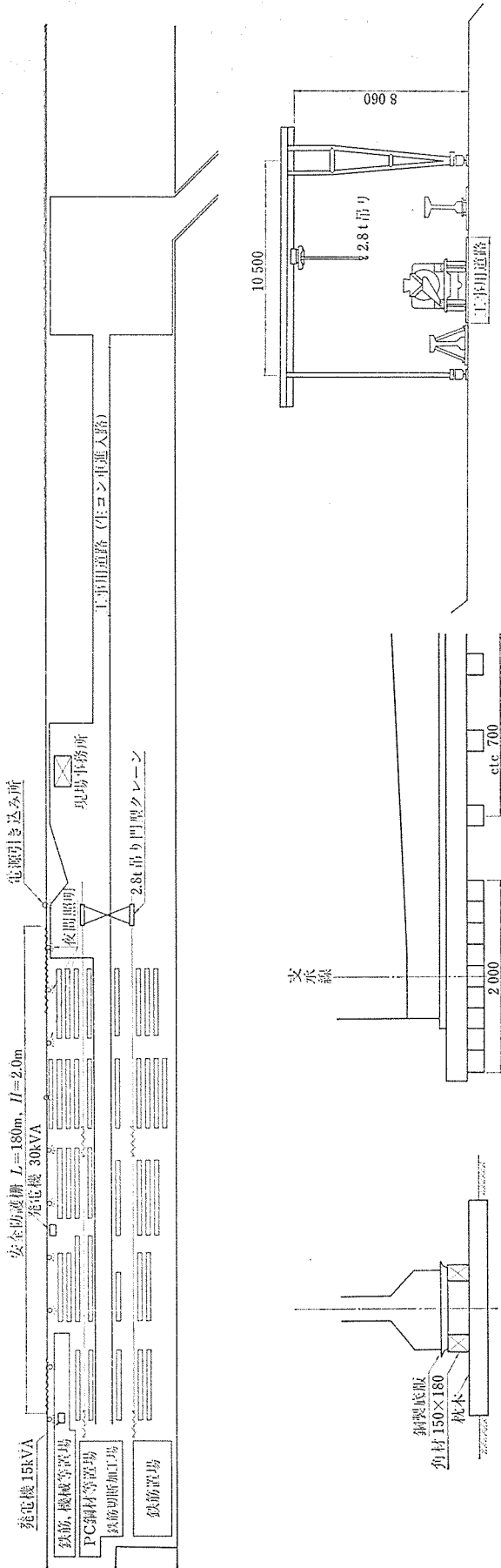


図 7 主桁製作ヤ

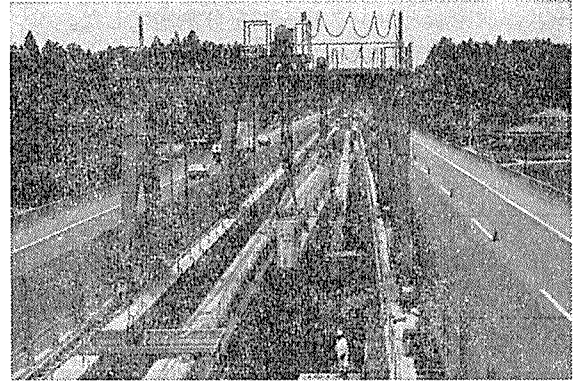


写真-4 主桁架設

その結果、一般車両通過中に既設主桁の応力超過が予測されたため、主桁架設中は中央分離帯側一車線規制を行った。

4.4 床版コンクリート打設

床版、横桁、ストリンガーの場所打ち、コンクリート打設順序、方法等は、試験施工として1径間のみを優先施工し、交通車両振動による新設桁と既設桁との相対変位量等を測定し、既存資料を参考にして決定した。

写真-5 は拡幅部床版配筋状態、写真-6 は試験施工時の二次床版コンクリート打設時の状況を示す。

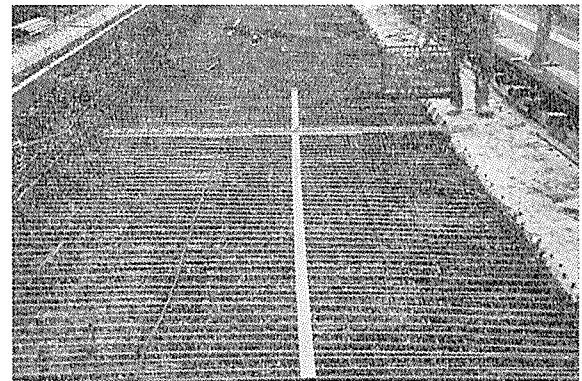


写真-5 拡幅部床版配筋状態



写真-6 二次床版コンクリート打設

報 告

この試験施工においては、一次床版、横桁、ストリンガー、二次床版とコンクリートを分割施工した。

しかし、この時測定した通過車両による振動は比較的小さく、一次床版の打設における相対変位、ならびに一次床版打設によるたわみ量も問題ないと推定された（詳細は後述）。

したがって、本施工に当たっては品質管理上からコンクリートの打継目を最少にすべく、各コンクリートを一体施工した。

ただし、本施工時のコンクリートの種類は、施工状況や実験結果から、膨張材添加による早強コンクリート $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ の一種類とし、打設時には有害な通過車両振動の低減として、接続付近の中央分離帯側一車線の交通規制を 34 時間実施した。

それらの対処の結果については、施工中、施工後、コンクリートの打継目状態を目視にて調査したが、特に問題はなく比較的良好な結果であった。

5. 調査概要

本工事と並行して、新設主桁の長期クリープたわみ挙動調査、橋梁拡幅工事の各段階における計測を、特にコンクリート打継ぎに関して実施した。

その調査結果は本工事の施工法を決定する際に考慮されたが、今後同種形式の拡幅橋にも技術的に役立つものと考えられる。

なお、本報告では紙面の都合上、調査概要と一、二の代表的結果に止める。

5.1 クリープたわみ挙動調査

(1) 調査概要

PC 橋を拡幅する際、既設部と新設部とを一体化また

は分離構造とするにせよ、新設桁のクリープによるたわみ挙動の把握は重要な事項である。

したがって、本工事においては製作主桁全 38 本について6か月間、図-8 の比較的簡易ではあるが、測定精度にある程度信頼の得られる調査方法を採用した。

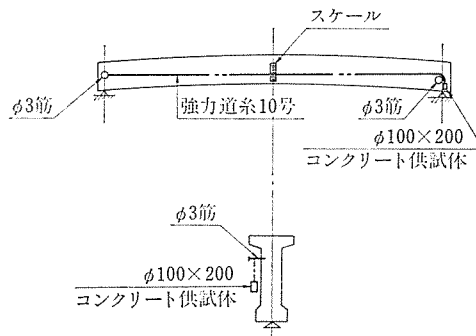


図-8 たわみ測定概略図

〔測定方法〕

- ① 桁緊張前に道糸を張り、支間中央にマーキングをする。
- ② 緊張後に測定を行い、以後1週間は毎日、その後は1週間毎に6か月間測定する（計 52 回）。
- ③ おもり $\phi 100 \times 200$ は、最初から最後まで吊しておく。
- ④ 測定は温度の影響の少ない午前中に行う。
- ⑤ 測定用の道糸は、強力パイレンを芯にし、表面をナイロンにて被覆した強力道糸 10 号を使用する。
- ⑥ 測定は、毎回緊張前のマーク点と道糸とをノギスにて計測する。

(2) 調査結果

図-9 のたわみ推移表は支間 24.500 m についての一

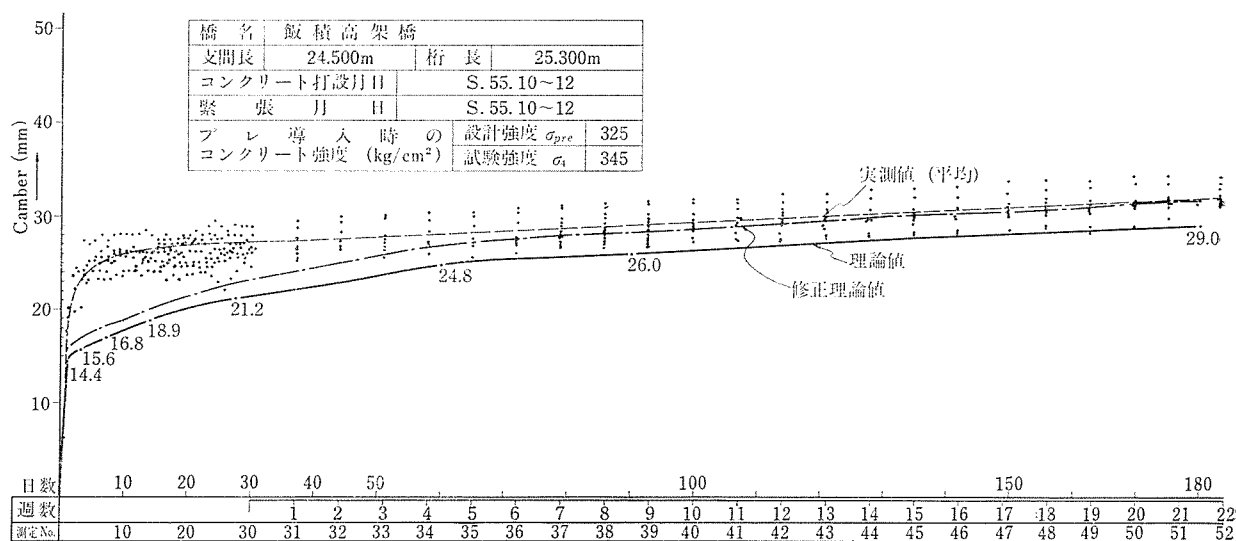


図-9 新設桁のたわみ推移

例であり、実測値、理論値、修正理論値（材令 180 日の実測値を基に理論値修正を行ったもの）、各々の推移を表わしたものである。

各桁の測定結果の一般的傾向としては、材令 60 日以後のクリープによる進行が理論値と類似していることがあげられる。また、緊張直後から 5 日頃までは、実測値の方が理論値より明らかに卓越していることから、初期にクリープ変形が促進されていることが評価し得る。

支間 24.500 m の全桁 18 本について、各材令ごとの、各桁の実測値を算術平均したものと理論値との比を求めた結果、材令 30 日で $\eta = \text{実測値} / \text{理論値} = 1.270$ 、材令 60 日で $\eta = 1.149$ 、材令 90 日で $\eta = 1.135$ 、材令 180 日で $\eta = 1.114$ となり、材令が進行するごとに理論値に近づいていくことが判明した。

拡幅後は、クリープ、乾燥収縮による残留たわみの影響が問題となるが、本調査によると、材令 30 日前後で材令 180 日におけるクリープ進行の約 70% が終了しており、施工期間の関係などにより放置養生期間を十分とれない場合などは、今回採用した 6 か月以下に短縮し得ると考えられる。

一方、支間別のデータを比較すると、支間 25 m 前後が実測値と理論値とが類似しており、短スパン (18.400 m)、長スパン (30.600 m) では、実測値と理論値との差が大きくなっていく傾向にあった。

5.2 コンクリート打継ぎに関する各種調査

(1) 調査概要

i) 調査目的

橋梁拡幅工事に伴う新設床版と既設床版とのコンクリート打継ぎに、通過車両の振動およびたわみ等がコンクリート打設中、養生期間中、どのような影響を与えるのかを調査し、合わせて床版コンクリートの品質

管理の基礎資料とすることを目的とした。

ii) 調査項目

a) 既設主桁および床版の振動とたわみ

b) 新設桁と既設桁との開きとたわみ

大別すると上記 2 事項となるが、各施工段階ごとに調査したため、調査 case は表-4 のごとくになった。

表-4 コンクリート打継ぎ調査項目

橋梁名	CASE	調査時期	調査項目	載荷状態
飯積高架橋	—	拡幅施工前	既設の主桁と床版の振動とたわみ	試験車と一般開放
宮本高架橋	I-a)	二次床版打設前	開きとたわみ	一般開放
	I-b)	二次床版打設後	開き、水平ずれ、鉛直ずれ	一般開放
	I-c)	横締め緊張後	開きとたわみ	一般開放
	I-d)	二次床版打設後28日	開きとたわみ	一般開放
	II-a)	横桁、縦桁、床版同時打設前	開きとたわみ	一般開放
	II-b)	打設後	開きとたわみ	一般開放
	II-c)	横締め緊張後	開きとたわみ	一般開放
	II-d)	床版打設後28日	開きとたわみ	一般開放

(注) I-a)~I-d); 試験施工時
II-a)~II-d); 本施工時

(2) 調査方法

a) 既設主桁および床版の振動とたわみ

図-10 のごとく、調査箇所における各ポイントに、振動計、片持式ひずみ計を設置し、試験車および一般車による振動加速度、たわみ、たわみの卓越周波数を測定し、また主桁の鉛直たわみをも測定した (図-11)。

一方、図-12 のような、抵抗線式ひずみ計での測定方法も併用した。

(3) 調査結果

試験車 (自重 $W \approx 20$ t) による追越車線と走行車線 (70 km/h、定速走行、一般車は規制) の並列走行および走行車線の単独走行について調査した各断面、各ポイン

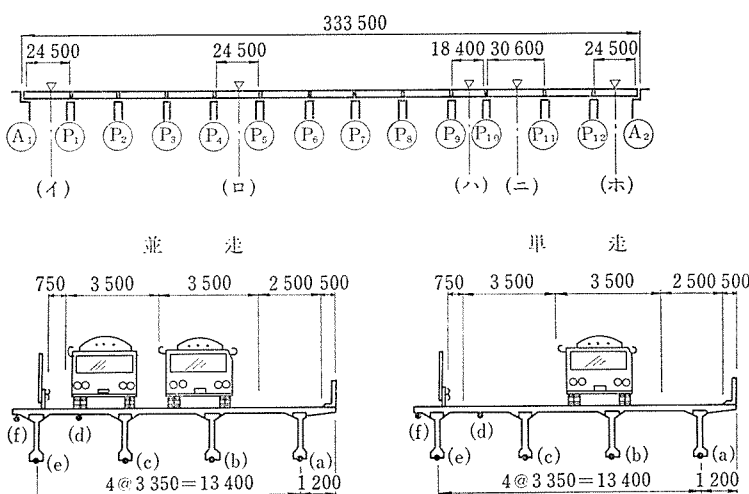


図-10 測定位置と載荷状態

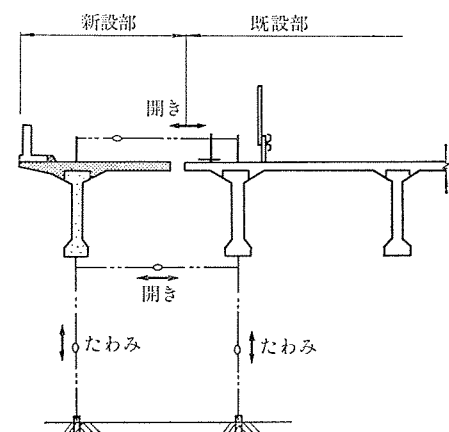


図-11 開きとたわみ測定姿図

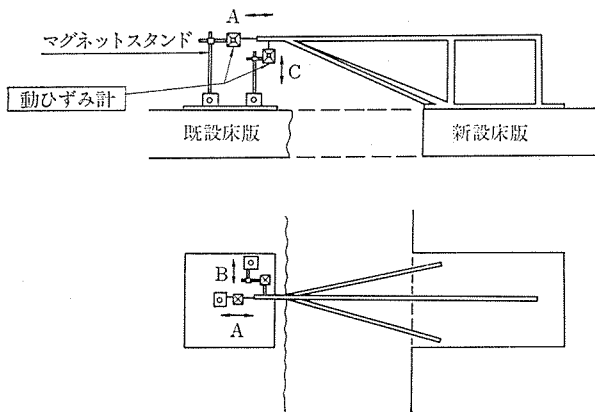


図-12 抵抗線ひずみ式測定姿図

ト毎の振動加速度，たわみ，たわみの卓越周波数の解析結果を 図-13～図-15 に示す。

次に，宮本高架橋の試験施工時に実施した各施工段階

ごとにおける相対変位頻度分布の調査結果を図-16～図-18 に示す。

(4) 考 察

飯積高架橋で既設主桁および床版の振動とたわみを測定した結果，たわみの卓越周波数は，4 Hz 程度であった。

この振動状態におけるコンクリートの振動実験においては，継目にひびわれが入りやすい傾向があるものの，コンクリートの品質の点では大きな問題は少ないと推察されたため，ひびわれ発生抑制については別途考慮することとし，交通解放中でのコンクリート打設を実施することとした。

また測定結果は，並列走行時より単独走行時の方が低い値を示していたので，交通振動下施工であり，コンクリートの品質向上を考慮して一車線規制を実施することに決定した。

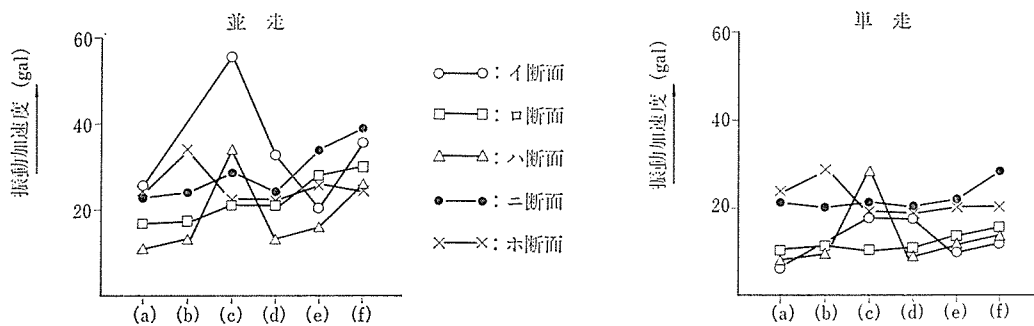


図-13 振 動 加 速 度

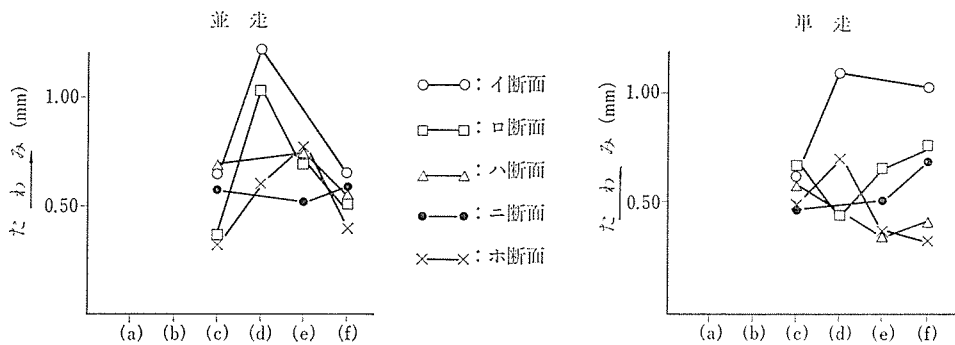


図-14 た わ み

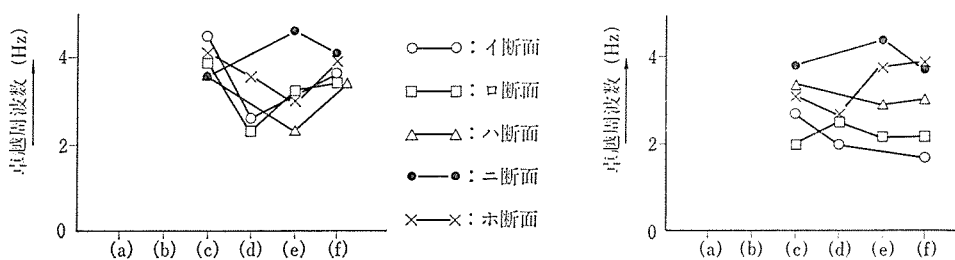


図-15 卓 越 周 波 数

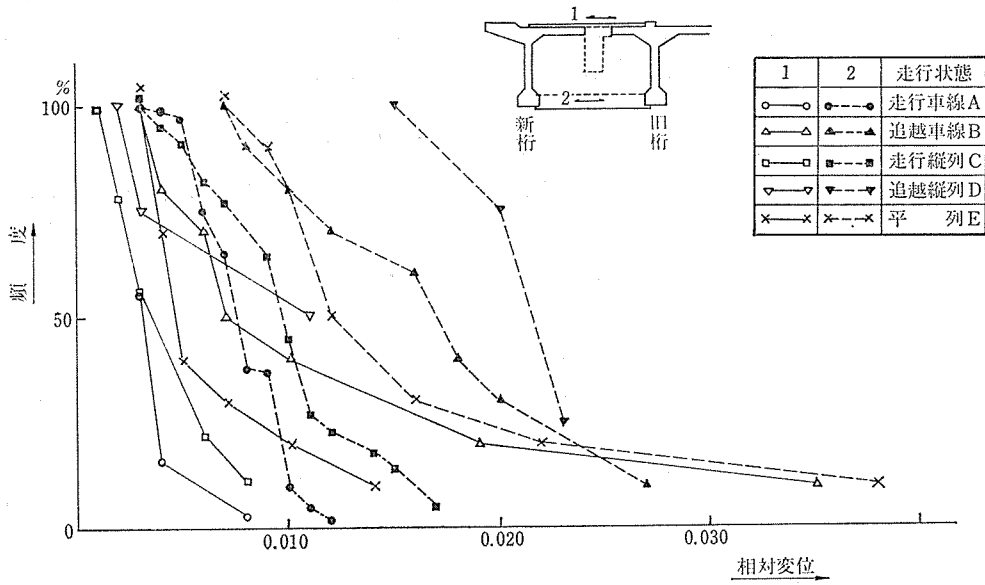


図-16 一次床版打設後相対変位頻度分布

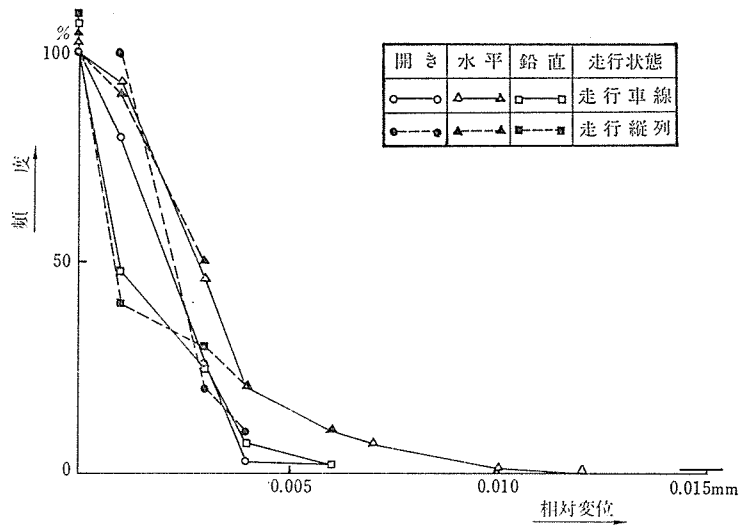


図-17 二次床版打設後の相対変位頻度分布

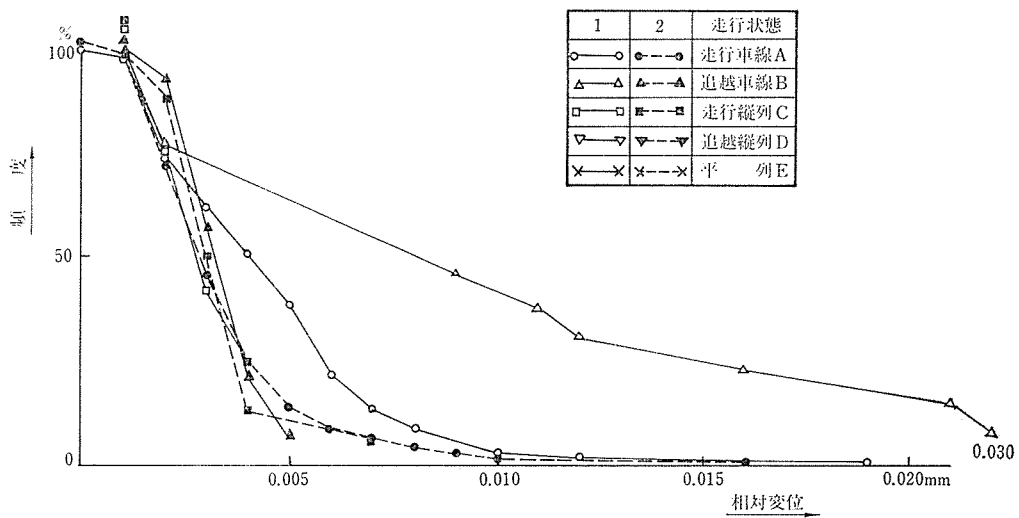


図-18 横締め完了後および σ_{28} の相対変位頻度分布

報 告

次に宮本高架橋において、有害クラック等の発生の抑制を考慮した施工計画を立てるため、試験施工として各施工段階ごとに既設床版と新設床版との橋軸直角方向の相対変位量を測定した。

発生するひび割れ幅の総和は 0.2mm 以下と考えられたため、この開きを 0.2mm 以下とすることとした。

測定の結果、並列通過車両状態で $d\delta_{\max}=0.038$ mm であり、上限値と考えていた $d\delta=0.2$ mm より極めて小さい値であった。

したがって、横桁打設前でも新設桁と既設桁の相対変位は十分小さく、本施工においては、横桁、一次、二次床版同時打設とした。

また、本工法によって、有害なひび割れの発生する恐れは少ないと考えられたが、施工時はさらに安全を期す

る意図で、34 時間一車線規制、膨張材添加コンクリートの使用、さらに床版上の防水工の設置等の条件下で施工することに決定した。

6. あとがき

本工事は冒頭に記述した特徴を有していたが、関係各機関の方々の御指導を受けつつ、無事、竣功することができた。

また、新設桁のクリープたわみの進行調査、拡幅工事におけるコンクリート打継ぎに関する各種測定等により、有意義な資料を得ることができた。

本報告が交通量増大に伴う橋梁拡幅工事の計画の際に少しでも参考になれば幸いである。

【昭和 57 年 5 月 11 日受付】

◀刊行物案内▶

PC による構造物の補強と PC 構造物の設計・施工

本書は第 9 回 PC 技術講習会のためのテキストとして編纂したもので、その内容はプレストレスによるコンクリート構造物の補強または補剛、さらに補修について土木、建築構造物双方の実例を挙げて説明されている。その他、最近、長大化スパンに伴い最も多く採用されているカンチレバー工法による PC 橋の設計・施工について、国内はもちろん、諸外国の実例を示し、片持架設される橋梁形式の PC 桁橋、PC 斜張橋、コンクリートアーチ橋、PC トラス橋について、幅広く詳細な施工要領が示されている。また巻頭には 1980 年 9 月ルーマニア国ブカレストにおいて行われた FIP シンポジウムの報告として、世界におけるプレストレストコンクリート概念について詳述されている。

内容は大きく 3 項目に分かれているが、非常に中味の濃い、PC 技術者にとっては必携の図書としてお勧めいたします。ご希望の方は代金を添えてプレストレストコンクリート技術協会宛お申し込みください。

体 裁：A4 判 131 頁

定 価：3,500 円 送 料：450 円

内 容：(A) プレストレストコンクリート概念の世界の現況、FIP パーシャルプレストレッシングに関するシンポジウム（ブカレスト）総括報告、パーシャルプレストレッシングの利点と定義、設計法および設計諸規準、実験的研究、適用例。(B)-1 建築構造物の補修と補強、まえがき、床スラブのひびわれ、たわみ障害と補修、プレストレスによる曲げ耐荷能力の増大、せん断ひびわれの補修、地震被害を受けた建築構造物の補修、結言。(B)-2 PC による構造物の補強の実例（道路橋編）、概論、コンクリート構造物に発生する欠陥、ひびわれに関する調査、補修工法、プレストレスによる補修、プレストレスによる補強例。(B)-3 PC 鉄道橋の補修・補強、補修・補強の概念、構造物の検査、PC 鉄道橋の補修・補強の研究の概要、補修事例。(C) カンチレバー工法による PC 橋の設計・施工について、概要、現場打ち工法、プレキャストブロック工法、斜張橋、アーチ橋、PC トラス橋、設計、安全性、断面力、上げ越し計算、施工。