

中央ヒンジを有するPC連続桁の沈下に関する検討と補修

神戸管理部 保全第一課 鴨川 忠嗣
同 部 神戸維持事務所 堂園 和馬
保全施設部 保全技術課 澤 登善誠

要 約

PCラーメン橋の代表的な架設工法として、ディビダーク工法による現場打ち張出し架設が挙げられる。この工法で架設された構造型式のうち、支間中央にヒンジを有する構造は、構造力学的に最も合理的な橋梁形式として昭和40年代前半には数多く採用されていた。しかし、その後中央ヒンジ部の沈下量が設計時に予測した数値を大きく上回ることが判明し、近年では敬遠される傾向にある。この現象はコンクリートのクリープに影響されたものと思われるが、明確に解明するには至っていない。

本論文は、この現象が著しく、たれ下がり生じている神戸西宮線の京橋ディビダーク橋を対象に、この現象を解明しようとしたものである。まず、最終沈下量に見合う施工時上げ越し量を簡易に算出する方法として、クリープ係数とヤング係数を道路橋示方書に示された数値とは異なった値を使用し、その妥当性を検証した。次には、乾燥収縮や鉄筋の拘束等の他の要因についても着目し、さまざまな検討ケースで解析を行い、最も実情に合ったケースとして、クリープ係数、ヤング係数、乾燥収縮および桁自重の4つの要因が組み合わされたケースを考え、その妥当性を検証した。なお、京橋ディビダーク橋については、たれ下がりの進行を抑制する目的でアウトケーブル工法による補強を行ったので、併せて紹介する。

まえがき

支間中央部に水平方向に移動可能なヒンジを設けた、多径間のPCラーメン橋は、カンチレバーエレクションの代表的工法であるディビダーク工法によって架橋されることが多く、我国では昭和34年架橋の嵐山橋以来100橋を越える橋梁が建設されている。本橋梁形式の特徴は、主要な荷重をほぼカンチレバーで支持する構造となっていることであり、施工中の応力状態と完成後の応力状態がほぼ相似となる。カンチレバーエレクションで施工される橋梁形式の中では、構造力学的に

最も合理的な形式であると言える。しかしながら、施工実績が増えるにつれて、この橋梁形式はコンクリートのクリープ特性のばらつきが大きいために、設計時の上げ越し量と実際の挙動とが必ずしも一致せず、その計画高を正確に保持することが非常に難しいということが明らかになってきた。

阪神高速道路公団においても、この形式の橋梁は昭和41年～54年にかけて4橋（大和川橋、京橋橋、末吉橋、喜連瓜破橋）建設されているが、前述の傾向が見られ、中央ヒンジ部のたれ下がりが

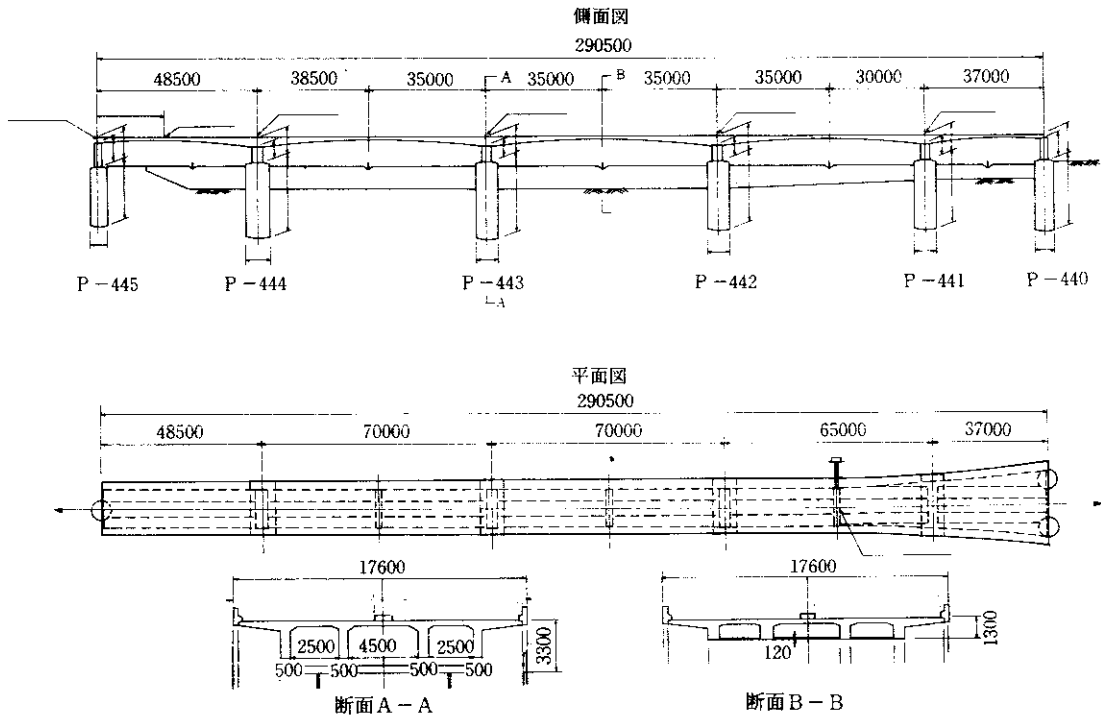


図-1 京橋ディビダーク橋構造一般図

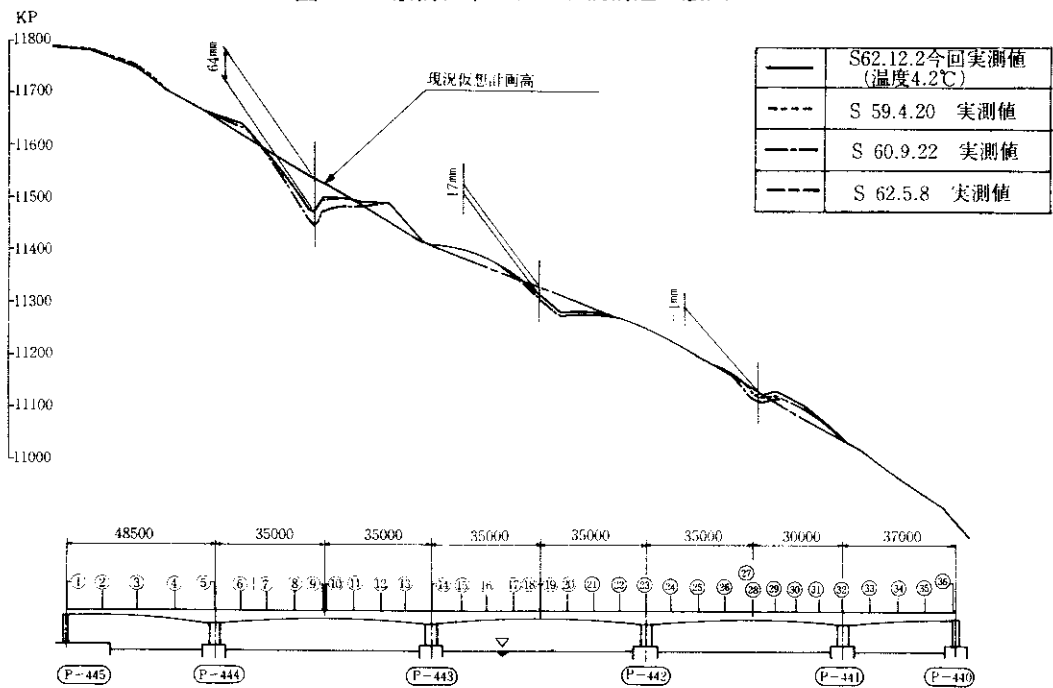


図-2 沈下量の経年変化 (上り線)

発生している。このたれ下がり、走行性の低下の原因となり、中央ヒンジ沓の磨耗によるがたつき音、振動の発生を引き起こし、維持・管理上の重大な問題となっている。そこで、特に中央ヒンジ部のたれ下がりが大きく、維持・管理上支障が生じている京橋ディビダーク橋を検討の対象とし、本形式の橋梁特有の問題である、ヒンジ部のたれ下がり発生原因の整理、解析、ならびにその原因がたれ下がりを引き起こす影響度について検討した。

ここにその検討内容を紹介する。なお、この検討結果を受けて、たれ下がり抑制および中央ヒンジ沓のがたつき解消を目的とした補修を行ったので、併せて紹介する。

1 京橋ディビダーク橋の概要

京橋ディビダーク橋の構造一般図を図-1に示す。本橋梁はディビダーク工法により架設され、径間中央部にそれぞれヒンジを有する5径間のPC連続橋である。本橋は神戸西宮線の京橋ランプ西側に位置し、神戸中突堤の海上部に架橋されている。海上部という架橋位置の制約条件から、その径間割りには若干のアンバランスがあり、またランプの影響で、大阪側の幅員にバチ部を有している。昭和41年3月竣工以来、大阪と神戸を結ぶ幹線道路の一部として、現在では大型車約10,000台/日、普通車110,000台/日にもものぼる車両が通行している。構造諸元は以下のとおりである。

- (1) 形式：5径間連続中央ヒンジ付T形ラーメンPC橋（3室箱桁）
- (2) 橋長：290.5m（48.5m+70m+70m+65m+37m）
- (3) 幅員：17.6m（全幅員）
- (4) 桁高：支点部3.3m、中央部1.3m
- (5) コンクリート： $\sigma_{ck}=400\text{kg}/\text{cm}^2$
- (6) 施工時期：昭和39年12月～昭和41年3月

2 事前調査の概要

たれ下がり原因の検討を行うにあたり、事前に各種の調査を行った。その調査概要を述べる。

2-1 橋面水準測量

京橋ディビダーク橋では、ヒンジ部のたれ下がり状況を把握するため、橋面の水準測量を過去7回実施した。

昭和62年度の調査では、各橋脚上の現況路面高さを正として直線で結んだ仮想計画高よりのたれ下がり量は、明石側のヒンジ部（P-443～P-444中央）が最も大きく、上り線、下り線でそれぞれ64mm、60mmにも達していた。上り線のたれ下がりの状況を図-2に示す。

図-2はここ3～4年の沈下量の経年変化を示したものであるが、測定時期の温度差による桁の伸縮量を考慮すると、ヒンジ部のたれ下がりは収束状態になっているものと思われる。

2-2 コンクリートの物理試験

中央ヒンジ部横桁からコアを3本採取し、各種物理試験を行った。採取したコア3本の平均値と設計値（ \quad ）内数値）とを下記に示す。

圧縮強度… 628kg/cm²（400kg/cm²）

静弾性係数… $4.04 \times 10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$ （ $3.50 \times 10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$ ）

超音波伝播速度…4660m/sec

これらの数値は、いずれも設計値を満足しており、コンクリートの品質は良好であった。

2-3 その他の点検

ヒンジ部の点検結果から、設計ヒンジ位置から最大37mmの抜け出し量があることが判明し、オスヒンジとメスヒンジのかみ合わせが浅くなっていた。

ヒンジが完全に抜け出すまで、さらに40～50mm程度の余裕があったが、接触不良により車両走行時に音が発生していたことと考え併せて、何らかの対策を講ずる必要があると思われる。ヒンジの概略図を図-3に示す。

桁内点検の結果、遊離石灰および鉄筋の露出等が数ヶ所に見られたが、大きな損傷は確認されな

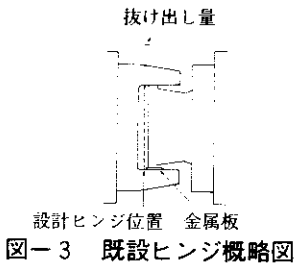


図-3 既設ヒンジ概略図

かった。

以上の調査・点検結果により、ヒンジ部の沈下を引き起こすと思われるような異常や損傷は見られなかった。このことから、ヒンジ部に過大な沈下が生じた原因として、クリープ係数の評価等も含め、当初の上げ越し量の設定手法に問題があったのではないかと推測された。

3 上げ越し量の検討

コンクリートは持続荷重を作用させると載荷した瞬間に弾性ひずみが生じるとともに、時間の経過に伴ってクリープひずみが生じる。このクリープひずみによって、コンクリートの構造物のたわみは時間とともに変化するため、あらかじめそのたわみ量を的確に推定し、施工時にその分上げ越す等の処置をとらなければならない。

しかしながら、支間中央にヒンジを有する形式のディビダーク橋梁において、実橋のクリープたわみは、昭和53年制定の道路橋示方書に（以下「道示」と示す。）に準じて計算された値より、はるかに大きくなっていると言われている。

すなわち、クリープたわみの算定に用いられるクリープ係数が、過去の実績より定められた道示の数値より、見かけ上大きくなっている。

実橋のクリープたわみと計算値に大きな隔たりが発生する原因と、この隔たりを解消するための計算上の処理方法について検討した。

3-1 過大なクリープたわみの発生原因

計算値以上のクリープたわみが生じた原因として以下の項目が挙げられる。

- (1) コンクリートのヤング係数

コンクリートのクリープひずみは弾性ひずみに比例する。

すなわち、ヤング係数が小さくなればクリープひずみが大きくなる。ところが道示のヤング係数の値は、昭和61年制定の「コンクリート標準示方書」（土木学会編）のヤング係数の値に比べて大きく設定されており、その結果クリープひずみが小さくなる。

- (2) コンクリートの乾燥収縮

カンチレバー部では、P C鋼材や鉄筋は引張側の桁上縁に密に配置され、圧縮側の桁下縁には疎に配置される。このため、コンクリートの乾燥収縮は桁上縁で抵抗を受け、下方に変形する傾向がある。

- (3) 死荷重の増大

一般に、コンクリート構造物は施工に際して型枠寸法の負の誤差が認められていない。また、コンクリート打設時に型枠のはらみが起きやすい。以上のことから、設計寸法に比べて大きめの出来型となり、桁自重が計算値より大きめとなる。

以上の原因が組み合わせられて、過大なクリープたわみが生じたと思われる。これらの原因を正確に評価し、計算に反映することは非常に難しく、実用的ではないので、以下に示す計算上の仮定を設定した。

3-2 クリープたわみ計算上の仮定

- (1) クリープ係数の適用

道示で設定されているクリープ係数（表-1）

表-1 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷したときのコンクリートの材齢(日)	4~7	14	28	90	365
早強セメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
普通セメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

のうち、従来用いられている早強セメントのクリープ係数 $\psi=2.0$ を最大値 $\psi=2.6$ に変更する。

- (2) 桁上下縁の温度差の考慮

クリープ係数そのもののばらつきをカバーする目的で、桁上下縁の温度差(5°C)によるたわみ差を考慮する。ここでは、簡易的に道示に示されているヤング係数の値を低減して用いる。

3-3 検討結果

仮定の妥当性を検証するため、条件を変えて数値計算を行った。

道示の設計条件との違いを調べるため、クリープ係数は $\psi=2.0$ と $\psi=2.6$ の2種類とした。

ヤング係数は道示の値 $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($=400 \text{ kg/cm}^2$)と低減した値 $E_c=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 採用し比較した。

京橋ディビダーク橋設計時の思想とも比較するため、これを復元した。当時の設計と現在の設計法との違いは、PC鋼棒の有効本数の算定法が異なることである。PC鋼棒の定着位置と有効断面の距離を設定する場合、プレストレス力の広がる角度を β とすると、現行の基準では、 $\tan \beta = 2/3$ となっているのに対し、当時は $\tan \beta = 1$ となっていたことである。

設定条件を例挙すると以下のとおりである。

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

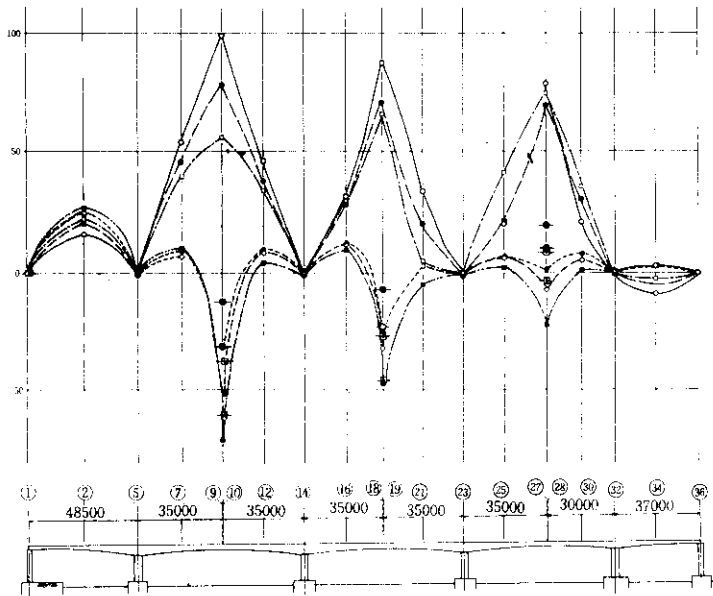


図-4 クリープたわみの測定値と計算値の比較

(2) コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$

(3) コンクリートの乾燥収縮度 $\epsilon_c = 15 \times 10^{-5}$

(4) PC鋼材のリラクセーション率 $\gamma = 3\%$

(5) クリープ係数 $\psi = 2.0, 2.6$

(6) コンクリートのヤング係数

$$E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

計算結果を図-4および表-2に示す。

図-4はこれまでの水準測量測定値とクリープ

表-2 ヒンジ部たわみの測定値と計算値

		(単位: mm)		
測点 No.		9.10	18.19	27.28
測定値	S 41. 3.28	+ 22	+ 17	+ 9
	S 41. 6.15	0	0	0
	41. 8.30	- 22	- 4	- 9
	59. 8.22	131	- 98	- 70
	60. 9.22	- 141	- 105	- 78
	62. 5. 7	- 151	- 120	- 92
	62.12. 2	- 131	- 118	- 73
今回計算値	$\psi = 2.0$ $E_c = 3.5$	- 101	- 87	- 53
	$\psi = 2.0$ $E_c = 3.0$	- 117	- 102	- 62
	$\psi = 2.6$ $E_c = 3.5$	- 126	- 108	- 65
	$\psi = 2.6$ $E_c = 3.0$	- 147	- 126	- 76
設計時計算値	$\psi = 2.0$ $E_c = 3.5$	- 100	- 82	- 50

○	S41.3.28測定
●	S41.6.15 ♯
□	S41.8.30 ♯
◆	S59.8.22 ♯
◇	S60.9.22 ♯
■	S62.5.7 ♯

舗装荷重以後のたわみ量計算値

◎ $\psi = 2.0$ $E_c = 3.5 \times 10^5$

⊙ $\psi = 2.0$ $E_c = 3.0 \times 10^5$

⊞ $\psi = 2.6$ $E_c = 3.5 \times 10^5$

⊠ $\psi = 2.6$ $E_c = 3.0 \times 10^5$

たわみの計算結果とを比較した図である。これのヒンジ位置での数値は、表-2に示すとおりである。なお、水準測量の測定値は、舗装舗設が完了し、全死荷重が載荷し終った昭和41年6月15日の時の高さを0と設定した。

計算の結果、実橋のたわみ性状はクリープ係数 $\psi=2.6$ 、ヤング係数 $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とよく合致することが確認された。

4 クリープたわみに影響を及ぼす要因分析

前章では、クリープたわみに影響を及ぼす要因として、大きくヤング係数とクリープ係数に代表させて着目し、検討を行った。しかし、実際にはコンクリートの乾燥収縮や鉄筋の拘束等の他の要因も影響を及ぼすと考えられる。ここでは、これらの要因も考慮して、クリープたわみに及ぼす影響度を解析、検討することにした。

4-1 検討対象要因

検討対象とした要因と解析に採用した数値は、以下のとおりである。

(1) コンクリートのクリープ・乾燥収縮

道示にしたがって、湿度70%RHに対する乾燥収縮の基本値 -250μ を基本とし、 -350μ ~ -450μ についても解析対象とした。これは、架橋地点付近の平年湿度および温度が68%RH、15.6℃(統計期間;1951~1980年)であること、DIN4227(1979)では相対湿度70%の乾燥収縮の基本値として -320μ を採用していることを参考にして決定した。

またクリープ係数のフロー成分の基本値については道示にしたがって、70%RHに対する2.0を基本とし、60%RHに対する補間値2.4(3)についても解析対象とした。

(2) コンクリートのヤング係数

コンクリートのヤング係数は材令とともに増加する傾向が知られている。その関係式は幾つかのものが知られているが、ここでは、文献(4)に示されている式を次のように変形して用いた。

$$E_c(t) = E_c(28) \frac{t}{2.332 + 0.917t} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (1)$$

ここで、 $E_c(t)$ 、 $E_c(28)$ ：それぞれ材令 t 日、28日でのコンクリートのヤング係数

ここでは、設計値 $E_c(28) = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を基本とし、その85%とした値 $2.98 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ についても解析対象とした。

(3) 断面内のPC鋼材・鉄筋による拘束

コンクリートにクリープおよび乾燥収縮が生じた場合、断面内に配置された鉄筋やPC鋼材等の非クリープ材料によってコンクリートが拘束されることにより内部応力が発生する。この内部応力はさらに新たなクリープを引き起こし、またそれが拘束応力をもたらす。

そこで、実橋の配筋量を考慮した場合と無視した場合の2ケースを検討した。

(4) PC鋼材のリラクセーション

PC鋼材の純リラクセーションとしてはPCI設計指針⁶⁾に示されている式(2)を用いることにした。

$$\sigma_{pr} = K \sigma_{ps0} \left(\sigma_{ps0} / \sigma_{psy} - 0.55 \right) \times \log \left\{ (24t + 1) / (24t_0 + 1) \right\} \quad (2)$$

ここで、 $\sigma_{ps0} / \sigma_{psy} - 0.55 \geq 0.05$

σ_{pr} ：時間 t において初期応力 σ_{ps0} で緊張した鋼材の時間 t における純リラクセーションによる応力損失量

K ：鋼材の種類によって定まる係数

$K=1/40$ ：低リラクセーション鋼材

$K=1/10$ ：一般の鋼材

σ_{psy} ：鋼材の降伏点強度

$\sigma_{ps0} = 0.90 \sigma_{psu}$ ：低リラクセーション鋼材

$\sigma_{ps0} = 0.85 \sigma_{psu}$ ：一般の鋼材

σ_{psu} ：鋼材の引張強度

なお、ここで降伏点強度 σ_{psy} は、道示Ⅲに採用されているJIS規格値(JIS G3109)とする。

京橋デビダーク橋の設計計算書に基づいて、式(2)による1000時間に対する純リラクセーションを求めると表-3のようになる。

表一3 10³時間に対するリラクゼーション率の計算値の比較

	PCI設計指針(式(2))		コンクリート標準示方書(土木学会)
	K=1/10	K=1/45	
10 ³ 時間に対するリラクゼーション率	0.059	0.013	0.015

注) 使用鋼材SBPR 80/105, Ψ26で緊張直後応力59.7kg/mm² (31.0t/本)として計算している。

ここでは、K=1/45(低リラクゼーション鋼材)を基本として、K=1/10(一般鋼材)、K=0(ノンリラクゼーション)についても検討した。

(5) 架設法・施工時間

カンチレバー工法による架設の場合、各施工ブロックごとにコンクリートの材令が異なるため、各ブロック間でクリープ・乾燥収縮の進行度に差が生じる。また、施工時の構造系が完成系と異なるため、クリープ変形によって断面力が変化する。このコンクリートの材令差および構造系の変化についても検討対象とし、段階施工(施工期間t=90日)を基本ケースとし、短期間段階施工(t=60日)一括施工のケースについて検討した。

(6) とコンクリートの単位体積重量

コンクリートの単位体積重量を変化させることによって、主桁自重の影響を把握することにした。ここでは、2.5t/m³を基本としてさらに5%増の2.63t/m³についても検討した。

4-2 検討結果

(1) 検討ケース

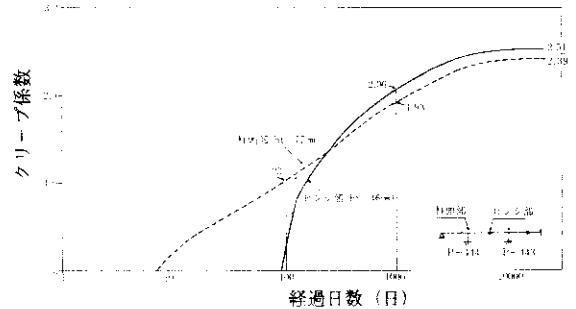
検討ケースは、表一4に示すように合計12ケース行った。ケース1を基本ケースとし、他のケースで8つの要因を変化させて行った。

解析は、マトリックス構造解析を用いた逐次法による。

(2) 検討結果

① 本橋の代表的な断面におけるそのクリープ・乾燥収縮の特徴についてみると次のようである。

図一5、6にケース1における柱頭部、ヒンジ部断面のクリープおよび乾燥収縮の進行曲線を示



図一5 クリープ係数の進行曲線

表一4 検討ケース一覧表

ケースNo.	乾燥収縮の基本値 ε sh.o (μ)			クリープ係数のフロー成分の基本値 φ fo		リラクゼーションの係数 K			構造系の変化		コンクリートの単位体積重量 (t/m ³)		系完成までの施工時間 (日)		鉄筋拘束		コンクリートのヤング係数 (kg/cm ²)		備考	
	250	350	450	2.0	2.4	k=1/45	k=1/10	k=0	段階施工	一括施工	2.5	2.63	t=90	t=60	考慮	無視	Ec 3.5 × 10 ³	Ec 2.98 × 10 ³		
1	○			○		○			○		○		○		○		○			基本ケース
2	○			○				○			○		○		○		○			リラクゼーション(K=0,無視)
3	○	○		○							○		○		○		○			乾燥収縮(ε sh.o=-350μ)
4	○			○						○			○		○		○			構造系(一括施工)
5	○			○									○		○		○			鉄筋拘束(無視)
6	○			○									○		○		○			リラクゼーション(k=1/10)
7	○		○	○									○		○		○			乾燥収縮(ε sh.o=-450μ)
8	○			○									○		○		○			自重(5%増)
9	○			○	○								○		○		○			クリープ(φ fo=2.4)
10	○			○									○	○	○		○			施工時間(t=60日)
11	○			○									○		○		○			コンクリートのヤング係数(15%減)
12		○			○								○		○		○			組合せケース 上記ケース3,8,9,11の 要因の組合せ

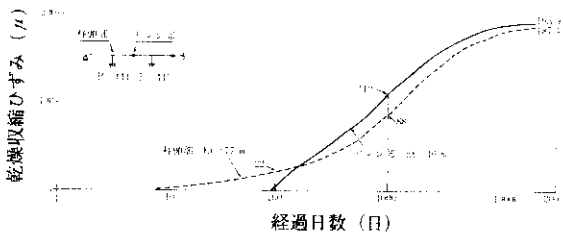


図-6 乾燥収縮の進行曲線

す。これより、以下のことが言える。

- a) 柱頭部とヒンジ部断面では仮想部材厚 (ht) はかなり異なるが、最終値にはそれ程差はない。
- b) 構造系完成 (t=90日) 直後のクリープ・乾燥収縮について比較すると、特にクリープにおいて両者の差は大きい。
- c) クリープと乾燥収縮の進行度を比較するとクリープのほうが速い。

②クリープたわみの検討結果の一覧表を、表-5に示す。基本ケースとしたケース1と測定値を比較すると、ケース1はかなり小さく測定値の60%程度となっている。また、ケース2~11はケース1を基本にしてそのうちの1つの要因のみを変化さ

表-5 クリープたわみ (最大) の検討結果一覧表

ケース No.	ヒンジ位置Aのクリープたわみ(mm)	備考
1	90.6	基本ケース
2	87.9 (0.97)	リラクセーション(K=0,無視)
3	99.5 (1.10)	乾燥収縮 ($\epsilon_{sh,0} = -350 \mu$)
4	78.7 (0.87)	構造系(一括施工)
5	99.2 (1.09)	鉄筋拘束(無視)
6	98.6 (1.09)	リラクセーション(K=1/10)
7	108.9 (1.20)	乾燥収縮 ($\epsilon_{sh,0} = -450 \mu$)
8	96.5 (1.07)	自重(5%増)
9	104.5 (1.15)	クリープ ($\psi_{f0} = 2.4$)
10	95.5 (1.05)	施工時間 (t=60日)
11	105.1 (1.16)	コンクリートのヤング係数(15%減)
12	136.9 (1.51)	組合せケース 上記ケース3,8,9,11の 要因の組合せ
測定値	151 (1.67)	S.62.5.7

注) ()内数値はケース1(基本ケース)との比を表す

せ、クリープたわみに与える影響度を検討したケースである。1要因の変化のみでは、それ程影響しないことがわかる。

③現実性のある幾つかの要因を組合せることにし、影響度の大きい4つのケース(3,8,9,11)を組み合わせで検討した(ケース12)。

ケース12の値は、測定値にほぼ近いものとなっている。なお、ケース1を基準としてケース3,8,9,11によるクリープたわみの増分の合計は43.2mmであるのみ対し、ケース12では4.63mmと幾分大きくなっている。

④図-7,8にヒンジ部に着目した場合と全橋で把握した場合のケース1、ケース12のクリープたわみの比較図を示す。ヒンジ部のケース1とケース12のクリープたわみの違いがよくわかるであろう。

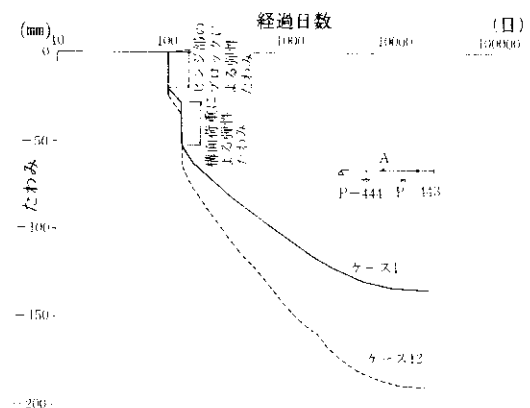


図-7 ヒンジAにおけるたわみの経時変化図

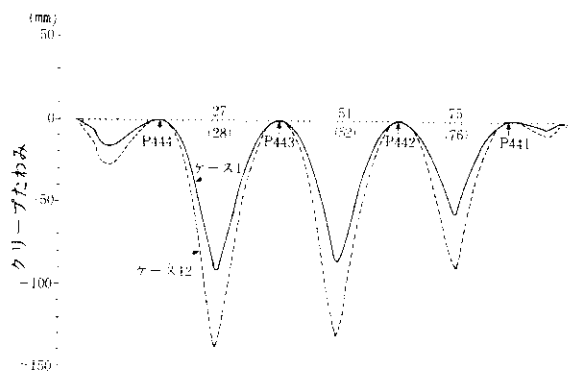


図-8 クリープたわみ図

表-6 応力度比較表

位置	検査ケースNo 応力度 の種類	ケース 1			ケース 12			設計計算値
		① 定応力	② 変化応力	①+② 合 計	① 定応力	② 変化応力	①+② 合 計	
上縁コンクリート		-652	258	-394	-667	350	-327	-228
鉄筋(1)(上縁側)		-8754	-7570	-16324	-10123	-8959	-19082	-
PC鋼材(1)(上縁側)		4834	-8502	-3668	5787	-9849	-4060	-7689
鉄筋(2)		-6311	-10187	-16478	-7485	-13493	-20978	-
PC鋼材(2)(下縁側)		0	0	0	0	0	0	0
鉄筋(3)(下縁側)		-4033	-12629	-16662	-5024	-17722	-22746	-
下縁コンクリート		-820	-29	-849	-863	-29	-892	-990

注) (-): 圧縮、(+): 引張

(単位: t/m²)

あろう。

⑤表-6に定応力(荷重、プレストレスによる応力)と変化応力(クリープ等による応力)に対する柱頭部でのコンクリート、鉄筋、PC鋼材等の各材料の応力度の最終値を示す。

この表より、両ケースの応力差はコンクリートで4~6kg/cm²、鉄筋で300~600kg/cm²、PC鋼材で0.4kg/cm²程度となっている。また特に、ケース12での鉄筋の圧縮応力度が大きくなっている。コンクリート応力度について設計計算値と比較すると、圧縮応力が上縁で10~17kg/cm²と大きく、下縁で10~14kg/cm²と小さくなっている。

4-3 影響度検討のまとめ

クリープたわみに影響を及ぼす各種要因について、検討した結果をまとめると以下のようである。

(1) 常用的な値を用いた場合(ケース1)には、クリープたわみは実橋の60~70%とかなり小さな値となる。

(2) クリープたわみに影響を及ぼす要因の影響度は次のとおりである。

- 鉄筋拘束は10%程度の影響を及ぼす。
- PC鋼材のリラクセーションの影響は大きく見積もっても10%程度である。
- 乾燥収縮の基本値を-100μ増すと10%程度増加する。
- クリープ係数のフロー成分を0.4増加させると15%増加する。
- 橋体重量を5%増加させると7%程度増加する。

f) コンクリートのヤング係数を15%減少させると16%増加する。

(3) 実橋のクリープたわみの測定結果より過大なたわみの生じた原因を推定すると、ただ1つの要因で説明することは困難であり、上記の要因のうち幾つかが組合わさって大きなクリープたわみを生じさせたものと考えられる。特に、コンクリートのクリープ係数、ヤング係数、乾燥収縮の影響が大きいと考えられる。

(4) 実橋のクリープたわみに近い値を示した場合(ケース12)のコンクリート応力度は、柱頭部で設計計算値と上下縁とも10kg/cm²程度の差が見られたが、かなり近い値を示していると思われる。

以上のことから、コンクリートのクリープたわみは、クリープ係数、ヤング係数、乾燥収縮といったコンクリート自身の諸特性と桁自重の影響を多いに受けることが解明できた。また、この諸特性の影響はコンクリートの応力度よりもクリープたわみに顕著に現われるものと思われる。

ここでは、いろいろなパラメーターを使って、より実橋に近い形で数値計算を行ったが、これらのコンクリートの諸特性は架橋地点の環境条件に左右され、設計段階で正確に見積ることはほとんど困難と思われる。したがって、今後本橋のような変形に敏感な構造形式を選定する場合には、たわみを極力抑えるように、PC鋼材の数量を増やし、できるだけ軸圧縮力を与えるような鋼材配置にする、といったような十分な設計上の配慮が必要であろう。

5 補修

これまでの検討の結果、京橋ディバイダーク橋はコンクリートの品質は良好であり、橋体本体に異常はないことがわかった。また、施工完了後22年を経過していることと考え併せると、クリープたわみはほぼ収束しており、今後の沈下量は荷重条件に変更がない限り10mm程度であると考えられる。

しかしながら、現況の状態では走行性に支障があること、これを補うために舗装のオーバーレイを施工すると弾性変形とさらに、クリープたわみが生じる可能性があること等を勘案して、補修を行うことにした。

5-1 補修設計

補修の対象範囲は、たわみが最も大きく中央ヒンジの損傷が著しいP-443～P-444間とした。

補修内容は

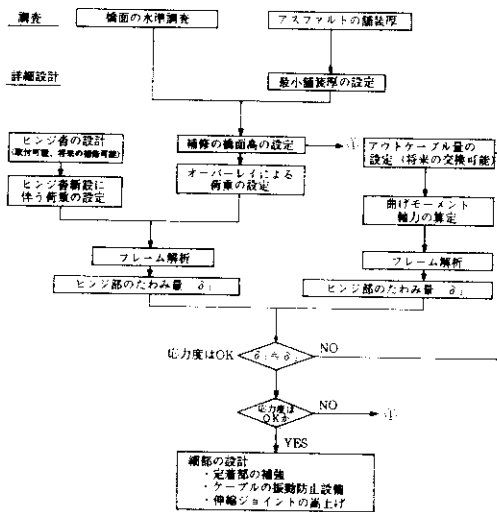


図-9 補修設計の手順

- (1) ヒンジ脊の磨耗対策…ヒンジ脊の構造変更と交換
 - (2) 舗装のオーバーレイによる死荷重対策…アウトケーブル設置による沈下抑制
 - (3) 走行性の改善…舗装のオーバーレイと伸縮継手の補修
- である。これらの補修設計手順を図-9に示す。

5-2 中央ヒンジ(新設置)

5-2-1 新設置の構造

既設のヒンジ脊は、図-3に示すとおり線支承タイプであり、オス脊とメス脊の接点部分が磨耗しやすく、音・振動の原因となっている。そこで、新たに図-10に示す面支承タイプに取換えた。

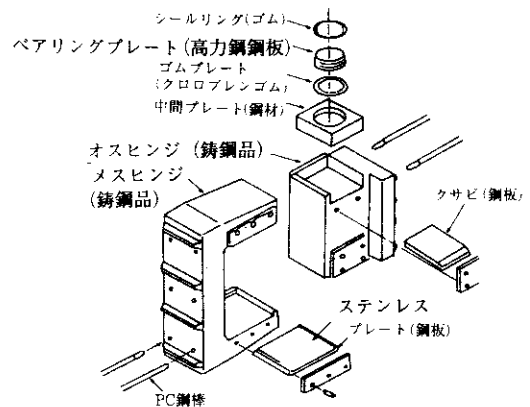


図-10 面支承タイプの構造

この新設置は接面部の磨耗が起りにくく、将来補修する必要が生じた場合のために、磨耗部の交換が可能ないようにクサビ型鋼板を使用している。

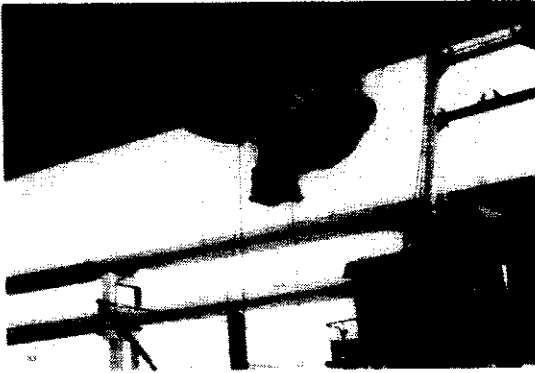
脊の設計に当たっては、アウトケーブルの緊張力を調整することにより、新たなせん断力を発生させないものとした。設計せん断力は、既設脊の設計荷重に補修工事の増分を加味して、約20%の余裕をみて45t/基と設定した。

5-2-2 新設置の据付

新設置4基(1.04t/基)は、海上部よりスバット台船を使用して現地に搬入した。桁内への取込みは、ヒンジ室中央に新たに設けた開口部(1000mm×700mm)から行い、脊据付用レール上を移動し

て、所定の位置にセットした。(写真-1)。

写真-1 新設沓の吊り込み状況



沓取付け部の両側の横桁は、沓取付け用 P C 鋼棒の緊張力に対処するよう増厚 (185mm~200mm) している。図-11に新設沓の設置図をまた、写真-2に配筋の状況を示す。

写真-2 沓定着部配筋状況



沓の緊張・固定のため、φ26の P C 鋼棒 (B種2号) を 6 本 / 基用いており、その仕様は以下のとおりである。

使用鋼棒	S B P R 95 / 120 φ 26
平均導入力	$P = 35.3 \text{ t}$ (設計量の15%増し)
公称弾面積	$A_p = 5.19 \text{ cm}^2$ 鋼棒長 $L = 813 \text{ mm}$
弾性係数	$E_p = 20 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
摩擦係数	$\lambda = 0.003$

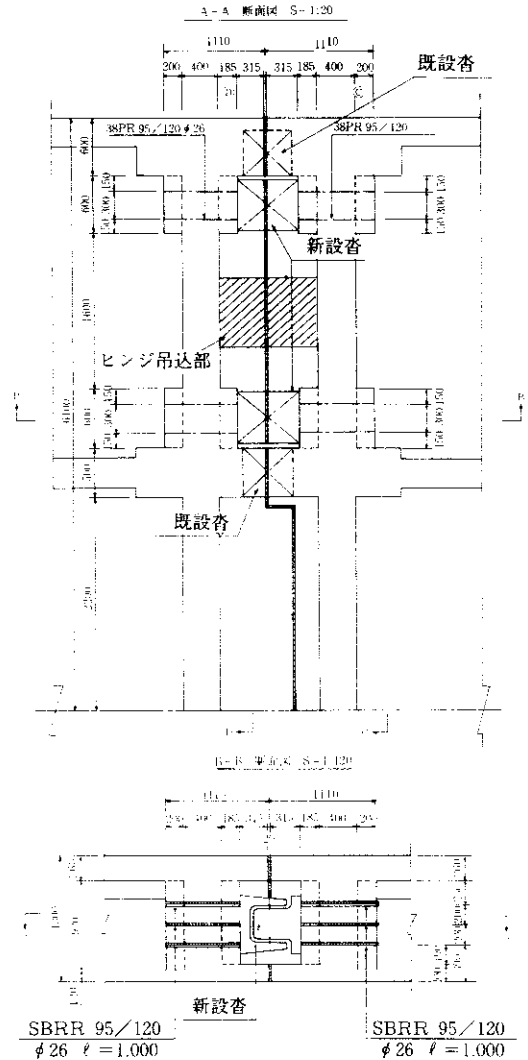


図-11 新設沓設置図

これにより、緊張端導入力 P_i に対して固定端導入力 $P_f = (1 - 0.003 \times 0.813) P_i = 0.998 P_i$

となり、1本当たりの導入力は、 $35.3 / (1 + 0.998) \times 0.5 = 35.34 \text{ t}$ となる。これを1回目 (20t) と2回目 (15.34t) に分けて導入した。緊張は、コンクリートの弾性変形による緊張力のロス分を考慮して行った。全ての鋼棒を緊張後、シース内にグラウトを充填し、既設沓のメスピンジ張出し部分を切断して、新設沓にせん断力を移行させた。

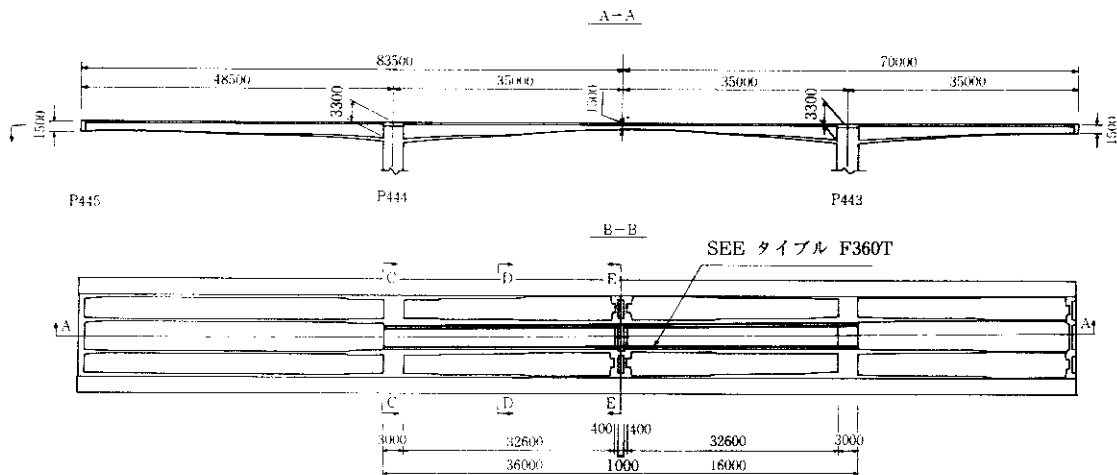


図-12 アウトケーブル配置図

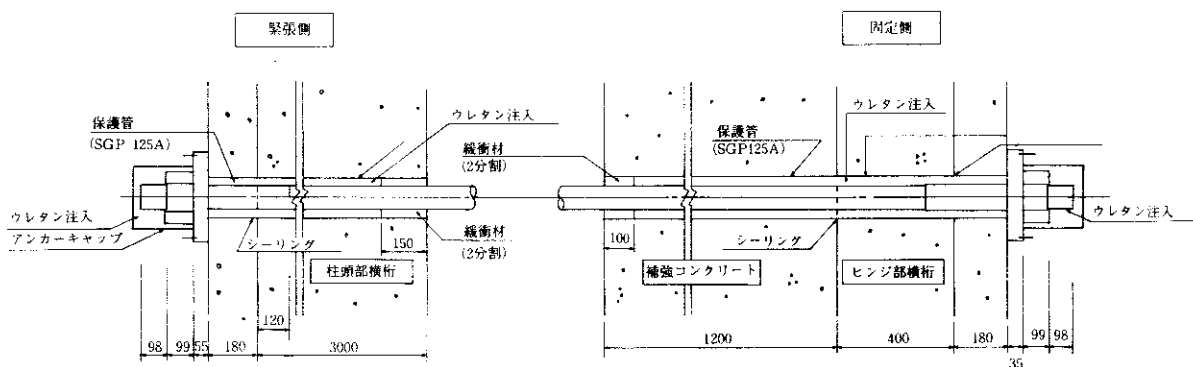


図-13 アウトケーブル定着部補強図

5-3 アウトケーブル

5-3-1 アウトケーブルの構造

補修・補強の荷重の増分（オーバーレイ、新設、中央分離帯のコンクリートタイプへの変更（将来予想）、横桁補強、アウトケーブル）により生じる弾性変形を打ち消すことを目的として、桁内上端にアウトケーブルを設置した。上記の荷重増分によって生じる弾性変形量は9.2mmであり、片側6本のアウトケーブルを柱頭部とヒンジ部とで定着し、緊張した。

使用するケーブルの仕様は次のとおりである。

使用鋼材 SEEE・F360T PCより線

断面積 1875.5mm²、弾性係数 1.9×1kg/cm²

摩擦係数 $\mu = \lambda = 0$ 、ジャッキ摩擦 $\gamma = 0.025$

設計導入力 $P = 0.6P_0 = 202.9 \text{ t}$

引張荷重 $P_0 = 338.2 \text{ t}$ 、設計長 $l = 36.95 \text{ m}$

アウトケーブルの配置を図-12に示す。

5-3-2 アウトケーブルの設置

アウトケーブルはリールの荷姿で現場に搬入し、高速道路上から中央分離帯マンホールを通して桁内に取り込んだ。アウトケーブルを定着する横桁は、ヒンジ部で40cmと薄く、FEM解析により、

厚さ120cmの補強コンクリートにて増厚した(図-13)。

横桁補強部(t=120cm)は、 $\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$ のジェットコンクリートを床版上面に設けた貫通孔を利用して、高速道路上から打設した。また定着部(t=18cm)は、 $\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$ の超速硬モルタルをホース配管して、連続ミキサーにて打設した。

5-3-3 アウトケーブルの緊張

緊張は、初期導入力 $P=202.9\text{t}$ ／本に対し、コンクリートの弾性変形による導入力減少およびジャッキの摩擦による減少を考慮し、緊張力を $209.0\text{t}\sim 207.97\text{t}$ に変化させて行った。

緊張管理は、「コンクリート道路橋施工便覧」に基づき実施し1本毎および1グループ毎の伸び量の許容誤差は $\delta < 10\%$ を目標とした

緊張データの整理結果を表-7に示す。また、

表-7 アウトケーブルの緊張データ

組立	ケーブルNo.	緊張順序	測定伸び、計算伸び、伸びの差			計算応力 (kg/cm^2)	$\delta =$	
			① (mm)	② (mm)	③=①-② (mm)		③/② (%)	δ (%)
C1	1	1	209	208.9	0.1	584.8	0	9.8
	2	3	216	208.5	7.5	583.6	3.6	
	3	5	233	208.1	24.9	582.5	11.9	
	4	6	232	207.9	25.1	581.9	12.1	
	5	4	220	208.5	20.7	583.0	9.9	
	6	2	239	208.7	30.3	584.23	14.5	
C3	1	1	223	208.9	14.1	584.8	6.7	6.1
	2	3	215	208.5	6.5	583.6	3.1	
	3	5	222	208.1	13.9	582.5	6.7	
	4	6	227	207.9	19.1	581.9	9.2	
	5	4	223	208.3	14.7	583.0	7.1	
	6	2	216	208.7	7.3	584.2	3.5	

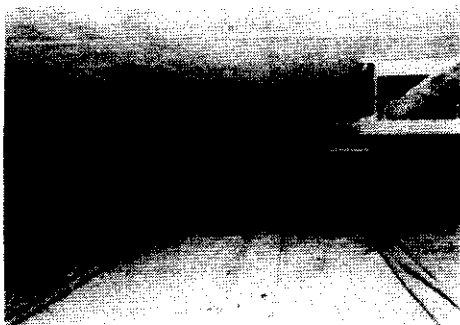


写真-3 アウトケーブル設置完了

設置完了したアウトケーブルの状況を写真-3に示す。

6 あとがき

中央部にヒンジを有する多径間のPC橋梁のクリープたわみを予測する目的で、基礎的研究を行ってきた。コンクリートのヤング係数とクリープ係数は、現状での施工条件、環境条件によって左右され、ばらつきが出るのは、本形式の橋梁にとって避けられない問題である。このばらつきを設計施工段階で正確に把握し、対策を講ずることは非常に難しいことである。したがって今日では、特に橋面高の正確な管理が要求される高速道路橋において、本橋梁形式は採用されなくなっている。しかしながら、本橋梁形式の構造特性の利点は力学的にも経済的にも捨て難いものがあり、今後の研究に期待したい。

また、今回採用した補修方法は今までのたわみは許容し、新たな沈下のみを抑制するという、ある意味では消極的な方法である。しかしながら、現状の状態での走行性を改善し、かつ今後、舗装のオーバーレイ、追跡点検を頻繁に行なわねばならないといった弊害を解消することができる方法として、経済的にも最適な方法であると考えている。

最後に、今回の研究に携わった故明石外世樹教授を始めとする「ディビダーク橋支点沈下に関する研究会」の委員の方々、ならびに現状の施工に携わった鹿児島建設(株)の関係者の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- (1) ディビダーク橋支点沈下に関する報告書、昭和63年3月、(財)阪神高速道路管理技術センター
- (2) 酒井：美陵高架橋の補修、橋梁と基礎、83-8
- (3) 百島、H.、リュッシュ他：コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮、鹿島出版会、昭和51年
- (4) コンクリート基礎性状に関する調査研究(そ

の2)、阪神高速道路公団、(社)日本材料科学会、昭和58年

(5)「Recommendations for Esting Losses: Prestressed Concrete Institute Committee on Pretress Loss, Jour. of Pci, vol 20 No.4, July—Aug., 1975

(6) 鴨川、堂園、澤登：京橋ディビダーク橋補修工事の設計・施工、阪神高速道路公団第21回技術研究発表会論文集