

1 000kgf/cm²の超高強度コンクリートを用いた 桁高支間比1/40のPC橋の設計と施工

米澤 敏男*¹・鶴巻 均*²・安藤 慎一郎*³・中島 豊茂*⁴・木之下 光男*⁵

1. はじめに

プレストレストコンクリート橋に用いるコンクリートは、高性能減水剤の実用化により1970年代の半ば以降高強度化が進んだ。単純T桁橋¹⁾では1974年に設計基準強度600kgf/cm²の高強度コンクリートが、PCトラス橋²⁾では1973年に設計基準強度800kgf/cm²の高強度コンクリートが施工されている。これらの先駆的橋梁の実施工の成果により、今日では設計基準強度300~500kgf/cm²の高強度コンクリートがプレストレストコンクリート橋で定着している。

1970年代に実用化した高強度コンクリートは、水セメント比30~40%の範囲で、何とか現場打設可能な流動性を確保したものであるが、水セメント比30%程度以下ではきわめて粘性が高く、現場打設困難であることや流動性の経時変化が著しく大きく生コンクリートの利

用が制約されるといった施工上の課題を有していた。そのため設計基準強度1000kgf/cm²クラスの超高強度コンクリートを現場打設することは、従来の技術では困難であった。

筆者らは、シリカフェームを用いた生コンクリートを製造するためのプラント設備を開発するとともに、水結合材比20%でもきわめて高い流動性を確保し流動性の経時変化の小さい新しい高性能減水剤を開発することにより、現場打設可能な設計基準強度1000kgf/cm²クラスの超高強度コンクリートを実用化した。

千葉ニュータウン(CNT)に建設された竹中新技術研究所の研究棟と実験棟を連絡する写真-1に示す歩道橋(CNTスーパーブリッジ)は支間40.356m、桁高1.02mのPC単純箱桁橋であり、設計基準強度1000kgf/cm²の超高強度コンクリートを適用することにより、桁高支間比1/40という単純桁橋としては例のないきわ

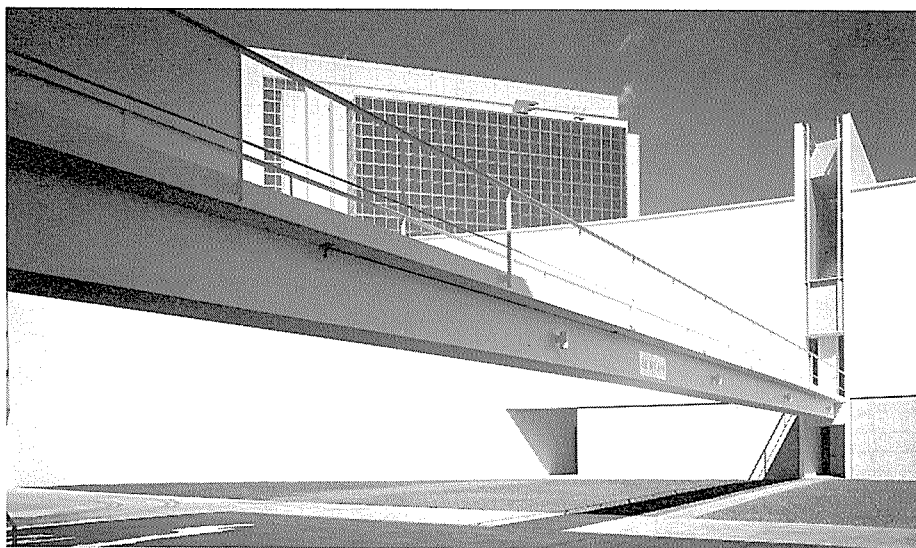


写真-1 CNTスーパーブリッジの外観

*¹ Toshio YONEZAWA : (株)竹中工務店 技術研究所 主任研究員

*² Hitoshi TSURUMAKI : (株)竹中工務店 技術研究所

*³ Shinichiro ANDO : (株)竹中土木 技術開発本部

*⁴ Toyoshige NAKASHIMA : オリエンタル建設(株) 東京支店

*⁵ Mitsuo KINOSHITA : 竹本油脂(株) 第三事業部 主任研究員

◇工事報告◇

めてスレンダーなプロポーションを実現したものである。このようなスレンダーな外観は周囲の建物のシャープなデザインに調和するよう設計されたものである。

本橋のプロポーションでは、コンクリート橋といえども荷重作用時の振動が大きくなることが予測された。そのため、TBD (Tuned Bar Damper) という特殊な制振装置を開発し、振動を抑制している。さらに、本橋では、1.02 m という低い桁高で支承部をかけ違いとしており、この部分のひび割れ防止のために中空 PC 鋼棒でプレストレスを導入している。

本橋は、設計基準強度 $1\,000\text{ kgf/cm}^2$ の超高強度コンクリート、制振装置 TBD および中空 PC 鋼棒という三つの技術開発により実現したものである。

本橋の設計基準強度 $1\,000\text{ kgf/cm}^2$ は、わが国のコンクリート構造物としては、今のところ最高である。

この報告は、本橋の設計と施工の概要および本橋を実現した三つの技術の概要を述べたものである。

2. 橋梁概要

本橋の側面図と断面図を図-1 に示す。本橋の支間は 40.356 m 、桁高は 1.02 m である。断面は張出し床版を

有する箱形であり、支承側約 10 m は中実である。中央部 30 m の張出し床版の下部には $179 \times 109\text{ mm}$ の切欠きを設け、制振装置 TBD を設置した。本橋の概要を以下に示す。

橋 梁 名 : CNT スーパーブリッジ

場 所 : 千葉県印旛郡印西町

構造形式 : ポストテンション方式単純箱桁橋

橋 長 : 41.216 m

桁 長 : 41.126 m

支 間 : 40.356 m

幅 員 : 1.700 m

桁 高 : 1.020 m

施工方法 : 固定支保工による場所打ち工法

3. 超高強度コンクリート

3.1 技術の構成

ここでいう設計基準強度 $1\,000\text{ kgf/cm}^2$ の超高強度コンクリートは、所要の強度とともに現場打設がきわめて容易な高い流動性を備えている。

このコンクリートは、1) 強度と流動性を向上させる作用をもつ粉末シリカフュームの利用、2) 粉末シリカ

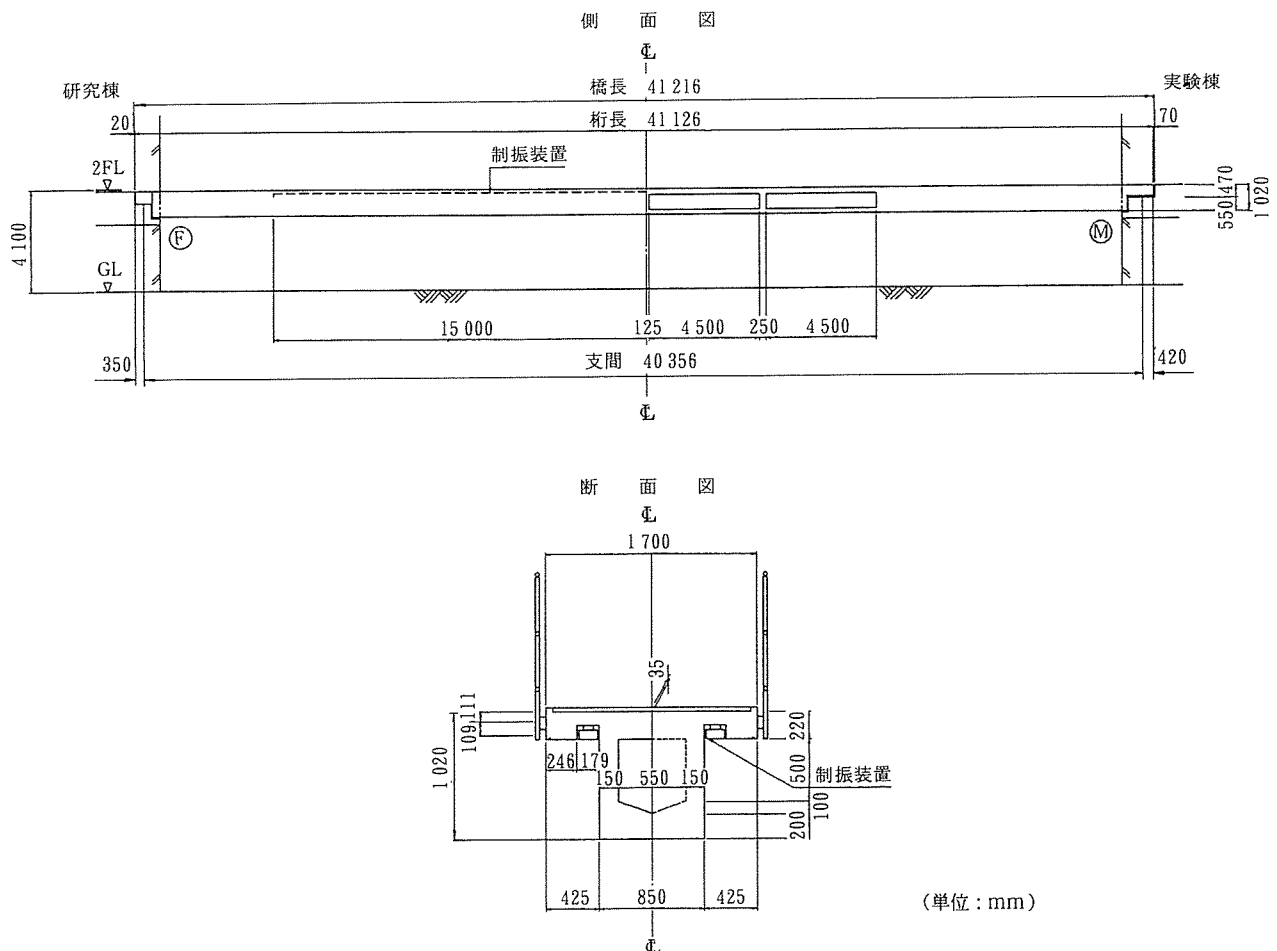


図-1 一般図

フュームを生コンプラントで利用するためのプラントシステムの開発、および、3) 20%程度のきわめて小さい水結合材比の領域で従来の高性能減水剤よりもはるかに優れた流動性を発現する新しい高性能減水剤 (SSP-104) の開発、という三つの技術により実現したものである。

3.2 シリカフュームの作用とシリカフュームコンクリートプラント

(1) シリカフュームの作用

シリカフュームは、フェロシリコンやシリコンメタルを製造する際に生じる副産物であり、ガラス質の SiO_2 を主成分とする直径 $0.1\sim 0.5\ \mu\text{m}$ の球形の超微粉末である。シリカフュームは、ポゾラン反応により、セメントの水和生成物である水酸化カルシウムと反応し緻密なカルシウムシリケート水和物を生成する。この水和物の作用とシリカフュームそのものがセメント粒子間を物理的に充填する作用によりコンクリートの強度の向上に寄与する。

図-2 は、水結合材比 20% の超高強度コンクリートの圧縮強度とシリカフューム置換率との関係の測定例で

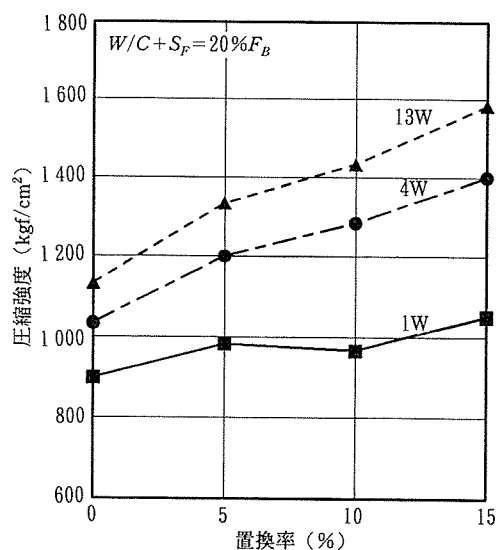


図-2 圧縮強度とシリカフューム置換率の関係の測定例

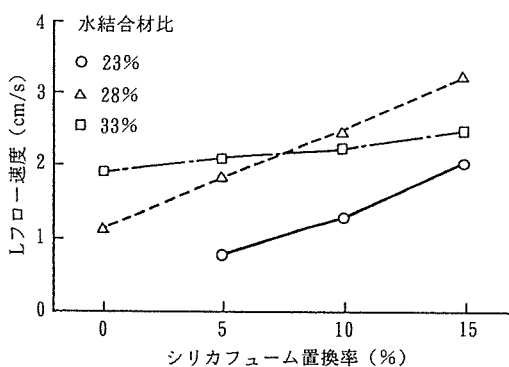


図-3 Lフロー速度とシリカフューム置換率の関係の測定例

ある。置換率 15% までの範囲では、置換率の増加とともに圧縮強度が増大している。

図-3にはシリカフュームの置換率とLフロー初速度の関係を示す。シリカフュームの置換率の増加により超高強度コンクリートのLフロー初速度^{3),4)}は増加する。これはコンクリートの粘性が低下することを意味しており、シリカフュームにより流動性、ポンプ圧送性、充填性といった施工性の優れた超高強度コンクリートを製造することが可能になる。

シリカフュームの製品形態は一般に粉末、顆粒およびスラリーの3種類に大別される。シリコンメタル製造工場のバグフィルターで回収されたままのシリカフュームが粉末である。顆粒シリカフュームは粉末シリカフュームを空気攪拌して粒子を凝集させ顆粒状にしたものである。スラリーシリカフュームは粉末を分散剤や安定剤とともに水と混ぜスラリー状にしたものである。粉末シリカフュームは超微粉末のため、かさ容積が大きく運搬にコストがかかることや、通常プラント設備では貯蔵、運搬、計量等が困難なことから、欧米の生コンプラントでは、取扱いの容易な顆粒やスラリーに加工した製品が使用されている。

スラリーシリカフュームは、スラリー中のシリカフュームを直接計量できないことやスラリーを均質な状態に保つための管理が難しいことに加えて、欧米でのスラリーの流量計量は、バッチごとの重量計量を原則とするわが国のコンクリート技術にはなじまない。

一方、顆粒シリカフュームは、貯蔵、運搬、払い出し、計量等がセメントと同様に行えるため生コンクリートプラントでの使用において特別の設備を必要としない。しかし、超高強度コンクリートの強度と流動性向上作用は粉末シリカフュームに比べ劣っている。図-4, 5は14種類のシリカフューム製品を用いたコンクリートの高性能AE減水剤の使用量とLフロー初速度を比較

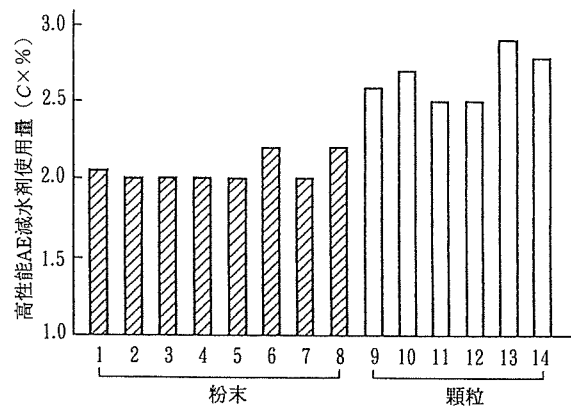


図-4 粉末と顆粒シリカフュームの種類による高性能AE減水剤使用量の違い ($s_L=23\ \text{cm}$, $W/(C+S_F)=28\%$, $S_F/(C+S_F)=10\%$)

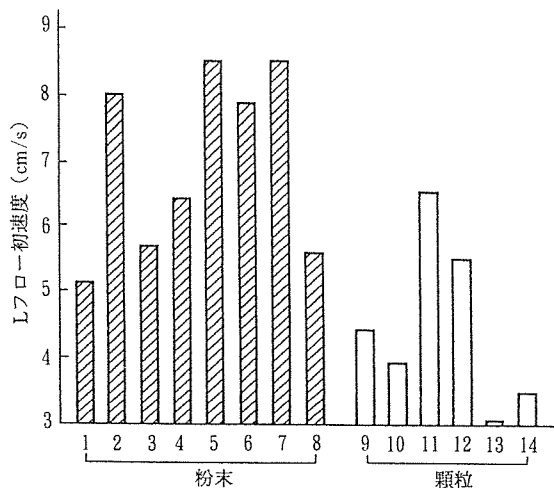


図-5 粉末と顆粒シリカフュームの種類による L フロー初速度の違い
 $(s_f=23\text{ cm}, W/(C+S_F)=28\%, S_F/(C+S_F)=10\%)$

したものである。粉末に比べ顆粒シリカフュームは、高性能 AE 減水剤を多く必要とし、コンクリートの粘性が高く流動性改善効果が小さい。

(2) シリカフュームコンクリートプラント

先に述べたように超高強度コンクリートの強度と流動性を向上させるには粉末シリカフュームが最も優れているが、既存の生コンクリートプラントでの貯蔵、運搬、計量が困難である。したがって、筆者らは粉末シリカフュームの生コンクリートプラントでは貯蔵、運搬、計量を可能とするシリカフュームコンクリートプラント⁵⁾(SFCプラント)を開発し、粉末シリカフュームを用いた超高強度コンクリートを生コンクリートプラントで製造することを可能とした。SFCプラントの外観を写真-2、システムの概略を図-6に示す。



写真-2 SFCプラントの外観

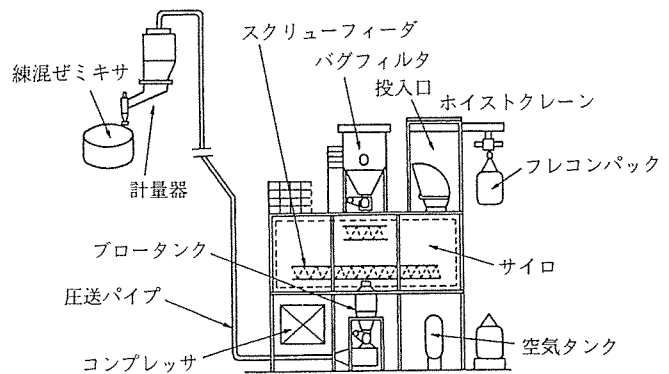


図-6 SFCプラントのシステム構成

SFCプラントでは受け入れたシリカフュームを横置き貯蔵サイロ(貯蔵容量 15 m³, 重量換算で約 4 トン)に貯蔵する。サイロの下部にシリカフュームを排出するためのスクリーフィーダを設けている。これは通常のセメントサイロのような縦型で重力により排出する方式では、シリカフュームは全く落下しないためである。サイロから排出されたシリカフュームはプロータンク中で空気と混合され、空気圧により計量器まで送られる。計量器はコンクリートミキサの上部に設置され、ロードセルにより所定の量が計量された後、空気スライドによりミキサに投入される。計量器には過不足計量防止装置が設置されている。計量器の最大計量値は 120 kg であり、計量精度は±2%である。SFCプラントの制御は生コンクリートプラントの制御室内でコンクリートのバッチャープラントと連動して自動的に行われる。

3.3 新高性能減水剤 (SSP-104)

粉末シリカフュームは超高強度コンクリートの流動性を向上させる作用を有するが、従来の高性能減水剤や高性能 AE 減水剤を用いる限り、シリカフュームのみでは水結合材比 20% 程度の超高強度コンクリートに高い流動性を付与することは困難である。筆者らの開発した新しい高性能減水剤⁶⁾は水結合材比が 20% 程度の領域において優れたセメント分散性能を示し、現場施工可能な流動性を長時間確保できる性能を有している。

この高性能減水剤は、分子内にアニオン基としてのカルボキシル基とスルホン基を適切な比で有し、ポリエチレングリコール鎖を導入した多成分系のグラフトコポリマーから成る構造をもつ。

図-7にはこの高性能減水剤 SSP-104 (以下 SSP と略す) と従来のナフタレン系高性能減水剤 (NSF) およびポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤 (SP) を用いたコンクリートのスランプフロー値を 55 cm としたときの混合剤添加量を、図-8には L フロー初速度を示す。水結合材比が 30% では混和剤による差は小さいが、水結

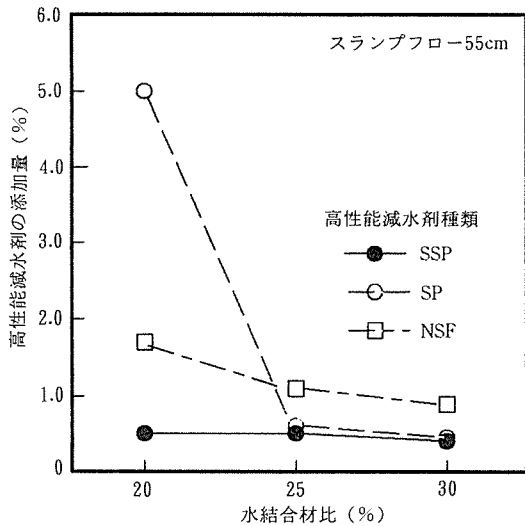


図-7 高性能減水剤の使用量と水結合材比の関係
(フロー値 55 cm, $W/(C+S_F)=20\%$, $S_F/(C+S_F)=10\%$)

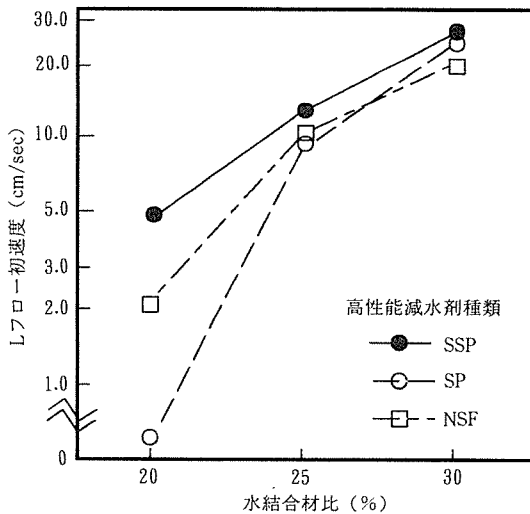


図-8 L フロー初速度と水結合材比の関係
(フロー値 55 cm, $W/(C+S_F)=20\%$, $S_F/(C+S_F)=10\%$)

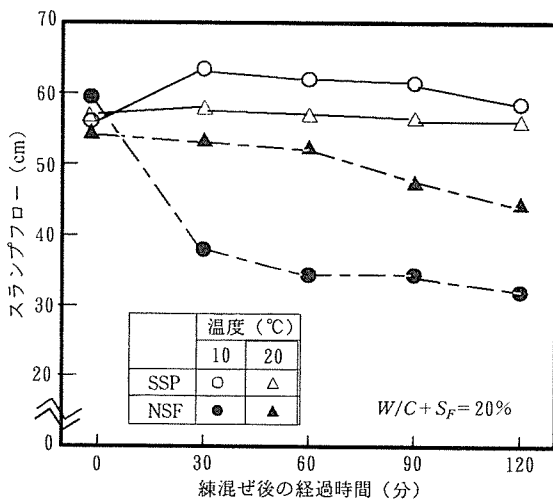


図-9 スランプフローの経時変化
($W/(C+S_F)=20\%$, $S_F/(C+S_F)=10\%$)

合材比が低下するにつれてその差は大きくなり、水結合材比 20 % では SSP は他の混和剤よりも添加量、コンクリートの粘性とも小さく、超高強度コンクリートに適した性能をもつことがわかる。また、図-9 に示すように、SSP は練混ぜ後のスランプフローの経時変化がきわめて小さく、2 時間後でもスランプフローはほとんど低下しない。

3.4 配合の考え方

コンクリートの配合は、よく知られているように、所要の強度、耐久性、水密性および施工性を確保できるものとするのが原則である。ここでいう強度とは施工された構造体の強度を意味するが、土木学会コンクリート標準示方書や超高強度コンクリート設計施工指針(案)等では、標準養生を行った材齢 28 日の供試体強度で構造体の強度を代表するのが基本的な考え方である。

設計基準強度 1 000 kgf/cm² クラスの超高強度コンクリートはこれまで使用実績もなく、標準養生供試体の強度で構造体の強度を代表できることを示すデータも十分ではない。逆に超高強度コンクリートでは標準養生供試体の強度よりも構造体のコア強度の方が低いことを示すデータ⁷⁾等も多く知られている。

したがって、本橋では、構造体の強度と標準養生供試体の強度とは必ずしも一致しないという立場をとり、両者の差を実験によってあらかじめ求め、配合を定めることとした。ただし、打設されたコンクリートの管理は、構造体の強度との差を見込んで標準養生供試体で行っている。この考え方は、建設省総プロ「New RC⁸⁾」の施工指針(案)を参考としている。

上記の考え方を式で示せば次のようになる。

$$f_{cr} \geq f_{ck}' + f_s + K \cdot \sigma \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

f_{cr} : 配合強度

f_{ck}' : 設計基準強度

f_s : 構造体コンクリート強度と標準養生供試体の管理材令における強度差

K : 正規偏差

σ : 強度の標準偏差

4. 設 計

本橋の設計は、「道路橋示方書」(日本道路協会)に基づき許容応力度法により実施した。ただし、必要に応じて「超高強度コンクリート設計施工指針(案)」(土木学会)や「小規模吊橋指針」(日本道路協会)を参考にした。

4.1 荷 重

荷重条件を以下に示す。

舗 装 : 30 mm

◇工事報告◇

高欄：50 kgf/m (片側当たり)
 群集荷重：300 kgf/m²
 制振装置：1.70 tf(支間中央), 0.85 tf (支間 1/4 点)
 水平振度：0.24

群集荷重は歩道橋であることを考慮し「小規模吊橋指針」に基づいて定めた。

4.2 材料定数

使用したコンクリートの材料定数を以下に示す。

設計基準強度：1 000 kgf/cm²
 緊張時強度：650 kgf/cm²
 弾性係数：4.5×10⁵ kgf/cm² (設計時)
 3.5×10⁵ kgf/cm² (緊張時)

クリープ係数：2.6

乾燥収縮度：200×10⁻⁶

4.3 許容応力度

設計基準強度 1 000 kgf/cm² のコンクリートに対する許容応力度を定めた規定は、わが国には存在しない。そのため、「道路橋示方書」に定める設計基準強度 400 kgf/cm² の値および「高強度コンクリート設計施工指針(案)」に定める設計基準強度 600~800 kgf/cm² の値を参考にし、表-1 のように許容応力度を定めた。

表-1 各種規準と本橋の許容応力度

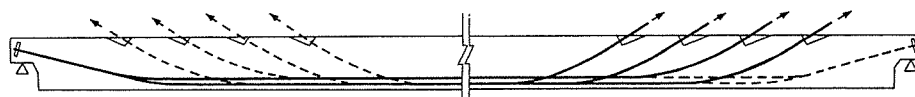
| 許容圧縮応力度 (kgf/cm ²) | | | | |
|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| 設計基準強度 | 400 ^{*1} | 600 ^{*2} | 800 ^{*2} | 1 000 ^{*3} |
| プレストレス導入直後 | 180 | 220 | 250 | 270 |
| 静荷重時 | 140 | 180 | 210 | 230 |
| 設計荷重時 | 140 | 180 | 210 | 230 |
| 許容引張応力度 (kgf/cm ²) | | | | |
| 設計基準強度 | 400 ^{*1} | 600 ^{*2} | 800 ^{*2} | 1 000 ^{*3} |
| プレストレス導入直後 | -15 | -21 | -24 | -26 |
| 静荷重時 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 設計荷重時 | -15 | -21 | -24 | -26 |

*1：道路橋示方書
 *2：高強度コンクリート設計施工指針(案)
 *3：本橋

4.4 桁の設計

桁自重を低減し、プレストレスが効率よく導入されるように構造寸法を決定した。さらにコンクリート打設時の締固めスペースを考慮し断面寸法を定めた。断面力は棒理論により算定した。

支承端部での PC 鋼材緊張が空間的に不可能であったため、桁端部を固定端とした交互片引き緊張とし、緊張端を上縁定着とした。図-10 に PC 鋼材の配置を示す。



主ケーブル (8-12T 12.7mm)

図-10 PC 鋼材の配置

PC 鋼材は桁の中実部で鉛直上方に曲げ上げるとともに平面的にもわん曲しており三次元的に配置されている。

4.5 TBD による制振

(1) 原理

本橋に適用した制振装置 TBD (Tuned Bar Damper) は、付加質量型の制振装置 (Tuned Mass Damper) の一種であり、床版下部に設置した平棒鋼とシリコンゲルによって構成されている。TBD は、システムとして、きわめて単純なことからスペース的にもコンパクトなことが特徴であり、桁やスラブの信頼性の高い制振を行うことができる。付加質量型の制振装置は、本体構造物の固有振動数に調整したバネと付加する質量および最適値に調整した減衰機構により構成される。

TBD の制振原理を図-11 に示す。桁下の平棒鋼が付加質量とバネを兼ねており、桁の振動を打ち消す作用を有している。桁と平棒鋼の間に挟み込んだシリコンゲルが減衰機構であり、この材料の粘性 (流動) により振動エネルギーを吸収し桁振動の減衰を早めている。

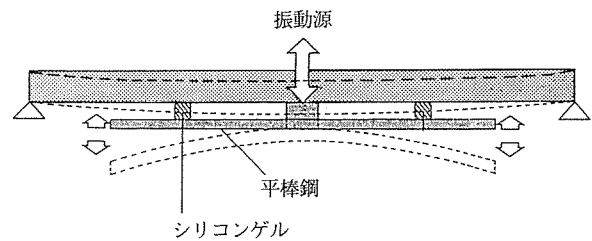


図-11 TBD の制振原理

(2) 設計

1 次および 2 次の固有振動数を制振のターゲットとし 10 Hz 以下の固有振動数成分を抑える方針とした。下式により算定した本橋の固有振動数は次のとおりである。

$$f = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{n\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{M}} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、

- f：固有振動数 (Hz)
- L：支間長 (m)
- n：振動モードの次数
- EI：桁の剛度 (tf・m²)
- M：桁の質量 (t/m)
- 1 次固有振動数=1.60 Hz
- 2 次固有振動数=6.00 Hz

TBD では、平棒鋼の 1 次固有振動数を、ターゲット

とする桁の固有振動数に合致させ、質量を桁重量の約1/40としている。この質量は、歩行荷重作用後の後振れを2 gal程度に抑えることを目標に定めたものである。粘性体ダンパーのシリコンゲルの減衰定数は最適減衰を若干下回る12~15%に設定している。

上記の考え方で設計した1次、2次固有振動数用の平棒鋼の形状寸法は次のとおりである。

1次固有振動数用

長さ=11.6 m

幅 =138 mm, 高さ=65 mm

2次固有振動数用

長さ=5.8 m

幅 =138 mm, 高さ=65 mm

1次固有振動数用には、上記平棒鋼を図-1の一般図に示したように桁中央の両脇に1本ずつ計2本設置している。2次固有振動数用には、上記平棒鋼を桁の1/4点2か所に各2本、計4本設置している。平棒鋼取付け部の断面を図-12に示す。

粘性体ダンパーは、平棒鋼の材端から1/6 (l は棒長)の位置に設置している。

桁下に取り付けられた平棒鋼には、設置状態で床版下面と平棒鋼下面とがほぼ同一レベルとなるように、むくりを付けてあり、振動時の応力を長期許容応力以下に設定している。

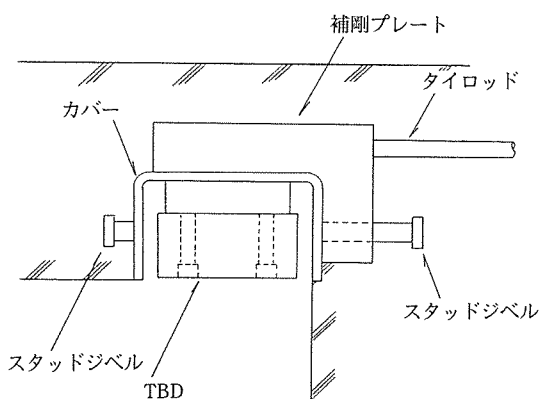


図-12 TBD取付け部の断面

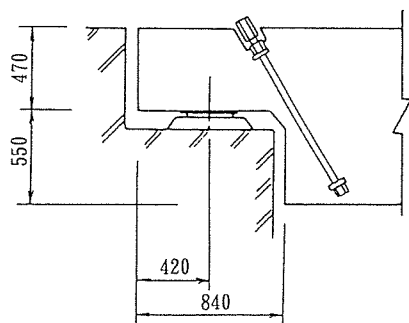


図-13 中空PC鋼棒の配置

4.6 中空PC鋼棒によるかけ違い支承部の補強

本橋の支承部は、かけ違いを有する構造であり、この部分で断面力が急変し増大するためコンクリートにひび割れが生ずることが予想された。そのため鉄筋による十分な補強を行うとともに中空PC鋼棒によりプレストレスを導入し、ひび割れを防止した。中空PC鋼棒の配置を図-13に示す。中空PC鋼棒を使用したのは、通常のPC鋼棒では定着部の切欠きが大きくなり桁高の小さいかけ違い支承部の補強が困難なためである。

(1) 中空PC鋼棒の原理

中空PC鋼棒によるプレストレス導入システムは、図-14に示すように外側の中空PC鋼棒と内側の反力用PC鋼棒とからなる。内側のPC鋼棒に反力をとって外側の中空PC鋼棒を引っ張りナットにより固定する。この状態の鋼棒を型枠内に配置しコンクリートを打設す

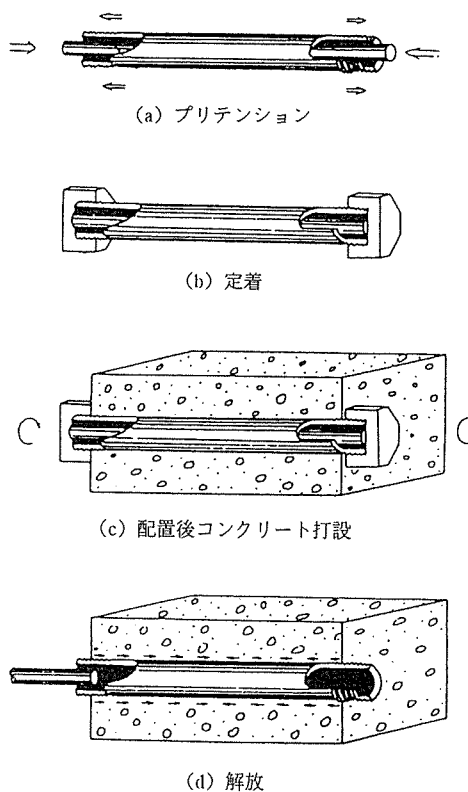


図-14 中空PC鋼棒の原理図

◇工事報告◇

る。コンクリートの硬化後ナットを解放し、外側の中空 PC 鋼棒の引張り力によってコンクリートにプレストレスを導入する。中空 PC 鋼棒の引張り力は、鋼棒とコンクリートの付着力および鋼棒端部ネジ山の異形効果によりコンクリートに伝達される。

(2) 緊張力の設定

ひび割れ防止上必要な中空 PC 鋼棒の緊張力は、かけ違い支承部の有限要素法による解析を行い、自重と荷重による隅角部近傍の引張り応力が、ほぼ 0 となるように定めた。

このようにして定めた中空 PC 鋼棒の緊張力は 60 tf であり、これを 3 本の中空 PC 鋼棒により導入した。使用した中空 PC 鋼棒の外形は 32 mm, 肉厚は 4.7 mm である。

5. 施工および施工結果

5.1 施工概要

本橋の施工は、固定支保工による現場打ち工法である。施工のフロー図を図-15 に示す。

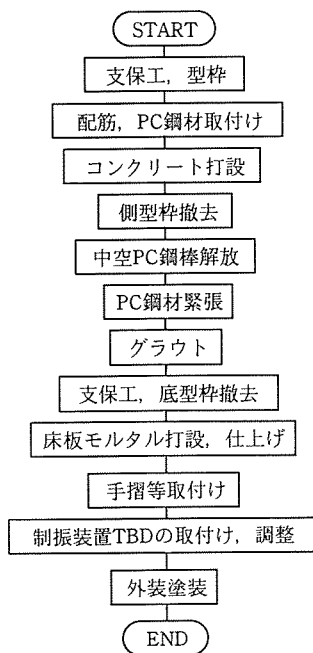


図-15 施工のフロー

プレストレスは材齢 5 日で導入した。このときの標準養生供試体強度は 670 kgf/cm² であった。超高強度コンクリート、制振装置 TBD および中空 PC 鋼棒の施工と施工結果を以下に述べる。

5.2 超高強度コンクリートの施工および施工結果

(1) 材料および配合

本橋に使用した材料は下記のとおりである。

セメント：M社製フライアッシュB種セメント
シリカフェーム：ノルウェーE社製粉末シリカフェーム

△ (SiO₂ 含有量=93.7 %, 比表面積=15.5 m²/g, 比重=2.39)

粗骨材：段戸産石英片岩碎石 (比重=2.63, 吸水率=0.70 %, 粗粒率=6.63)

細骨材：木更津産山砂 (比重=2.61, 吸水率=1.53 %, 粗粒率=2.99)

高性能減水剤：SSP-104

配合は 3.4 に記述した考え方に基づいて定めた。標準養生供試体強度と構造体強度の差 f_s を推定するために、水結合材比 20 % のコンクリートを用いて実橋と同一断面で長さ 4 m の実大試験体を製作しコア強度を測定した。測定結果を図-16 に示す。材令 28 日の標準養生供試体強度は 1 112 kgf/cm², コア強度の平均値は 1 100 kgf/cm² であり、両者の差は 12 kgf/cm² と比較的小さかった。この結果および他のいくつかの実験結果に基づき f_s を 100 kgf/cm² と設定した。

式 (1) の変動係数は、本橋の超高強度コンクリートを製造したプラントにおける配合強度 865 kgf/cm² のシリカフェーム超高強度コンクリートの製造実績⁹⁾に基づき、 $f_{ck} + f_s$ の 5 % と設定した。したがって、 $\sigma=55$ kgf/cm² とした。正規偏差は不良率を 2.3 % とし、 $K=2$ とした。これらの条件と試験練りの結果から配合強度 F_{28} を 1 220 kgf/cm² とし、水結合材比を 20 % とした。

コンクリートの流動性は、現場打設がきわめて容易なものとしており、スランプフロー=60 cm, 粘性の指標である L フロー初速度を 3 cm/秒以上 (平均速度 0.5 cm/秒程度以上) とした。空気量は 2.0±1 % とした。

これらの条件で定めたコンクリートの配合を表-2 に示す。

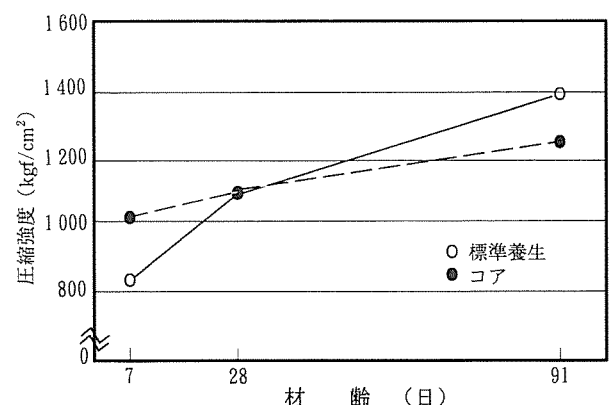


図-16 標準養生供試体とコアの圧縮強度 (施工実験)

表-2 コンクリートの配合

| 水結合材比 (%) | 細骨材率 (%) | 単位重量 (kg/m ³) | | | | | |
|-----------|----------|---------------------------|------|---------|-----|-----|--------|
| | | 水 | セメント | シリカフェーム | 細骨材 | 粗骨材 | 高性能減水剤 |
| 20 | 47.3 | 135 | 574 | 101 | 748 | 836 | 14.24 |

(2) 製 造

コンクリートの製造サイクルを図-17に示す。材料の投入方法は全材料同時投入とし、高性能減水剤のみを半分ずつ分割添加した。コンクリートの練混ぜ時間は、練混ぜ時間と練り上がったコンクリートの性質との関係およびそのときのミキサの負荷電流を試験により求め、決定した。図-18に負荷電流の測定結果を示す。これらの結果から練混ぜ時間を70秒とした。当該工場のスランプ18 cmの普通コンクリートの場合、練混ぜ時間は45秒であり、超高強度コンクリートでは約1.5倍の練混ぜ時間を要した。

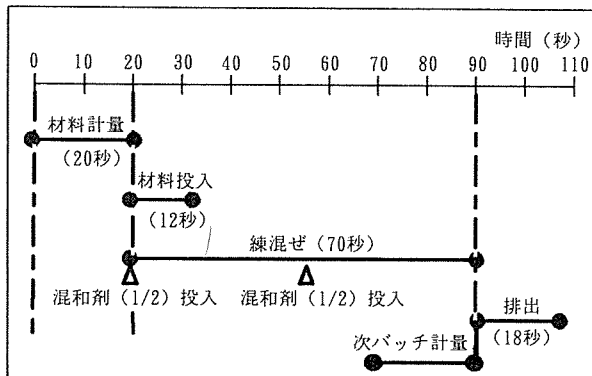


図-17 コンクリート製造のタイムサイクル

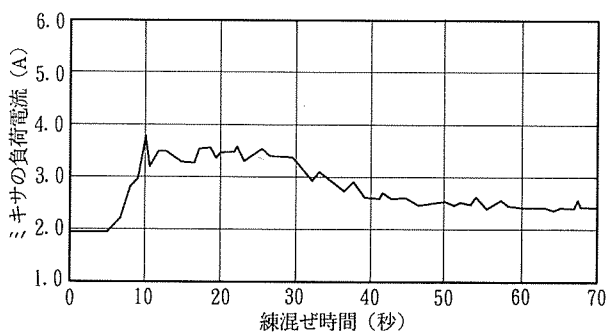


図-18 負荷電流の測定結果

(3) コンクリート打設と養生

容量1 m³のバケツ2台を用いて、橋梁の両端から中央に向かってコンクリートを打設した。コンクリートの打設状況を写真-3に示す。コンクリートの充てん性は、実橋と同一断面を有する長さ4 mの実大模型の施工実験によりあらかじめ確認した。

実大施工実験および実施工いずれもコンクリートは締固め不要コンクリートに近いきわめて高い流動性を示した。写真-4に示すように、支承部近傍は、PC鋼材の定着部、かけ違い部の補強筋、中空PC鋼棒などが同時に存在し、補強材の密度が高いことや、大きな横流しによる分離を避けるために、棒状バイブレーターによる締固めを行った。

コンクリート打設後、床版上面を木ごてで仕上げた。

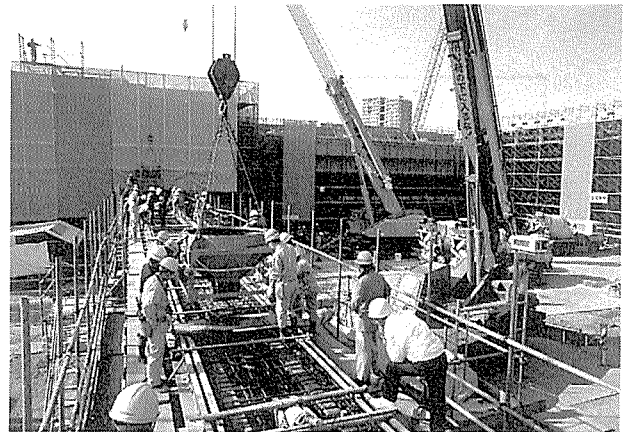


写真-3 コンクリートの打設状況



写真-4 支承部の配筋状況

施工実験の結果、超高強度コンクリートの上面は、打設後入念に養生することの必要性が確認された。養生が不十分な場合には、プラスチック収縮ひびわれが発生しやすい。したがって、本橋の施工では、打設終了直後から水を噴霧しコンクリートの表面を湿潤状態に保持した。水の噴霧はコンクリートの凝結が終了する約15時間まで行い、それ以降は材齢14日まで水を含ませた養生マットにより湿潤状態で養生した。

このように入念な湿潤養生を行った結果、プラスチック収縮や初期乾燥によるひび割れは全く発生しなかった。

(4) フレッシュコンクリートの性質

生コンクリート出荷時および荷卸時のフレッシュコンクリートの試験結果を図-19に示す。スランプ試験の状況を写真-5に示す。

生コンクリート工場から本橋までの運搬時間は、2~2.5時間ときわめて長い時間を要したが、スランプは出荷時と荷卸時でほとんど差が見られなかった。スランプフローは約5 cm低下したが、目標とした60±5

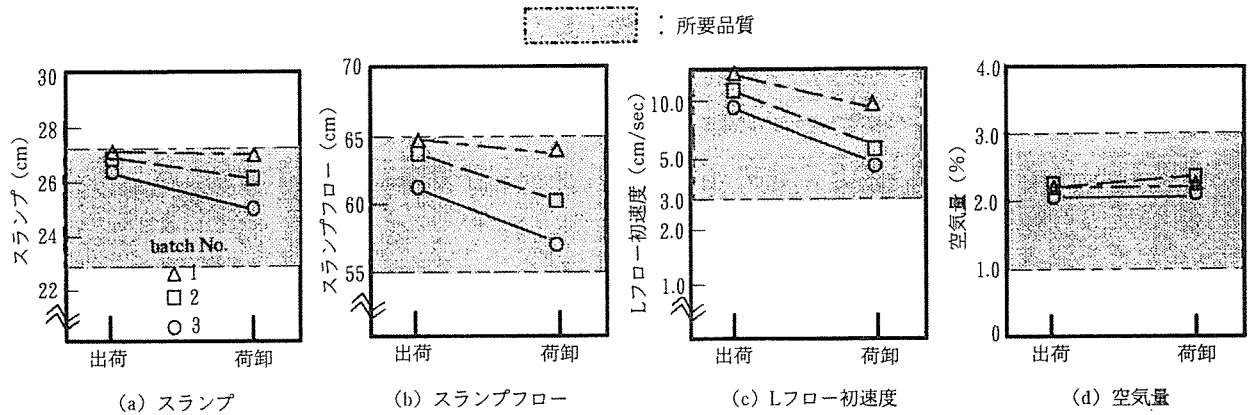


図-19 フレッシュコンクリートの試験結果

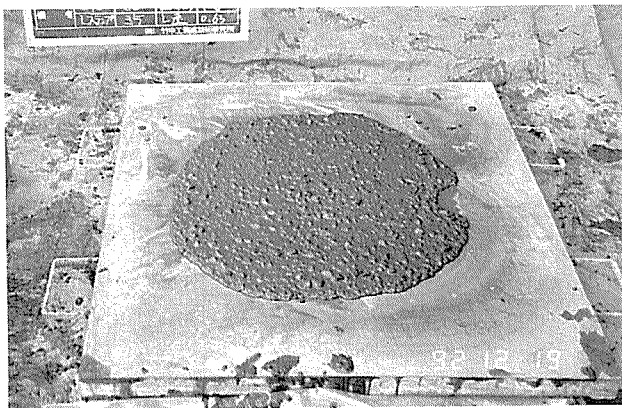


写真-5 スランプ試験

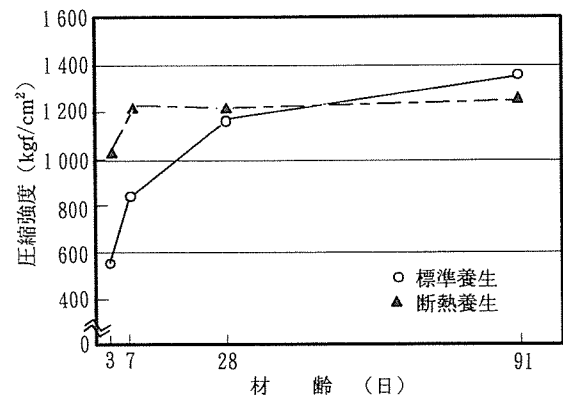


図-20 圧縮強度の試験結果

cm を満足していた。粘性の指標である L フロー初速度は 5 cm/秒程度の低下を示したが、目標である 3 cm/秒以上を確保していた。空気量は、出荷時と荷卸し時で変化はなく、 $2 \pm 1\%$ を満足していた。これらの結果は、水結合材比 20 % の超高強度コンクリートが、2~2.5 時間という長時間の運搬条件下で目標どおりに施工されたことを示している。

(5) 硬化コンクリートの品質

圧縮強度および弾性係数の試験結果を図-20, 21 に示す。図中には標準養生供試体の強度とともに構造体とほぼ同一の温度履歴を与えた断熱養生供試体の試験結果も示している。材齢 28 日の標準養生供試体の強度は 1 169 kgf/cm² であり、配合強度より約 50 kgf/cm² 低い値であった。材齢 91 日では 1 343 kgf/cm² であり、配合強度を 100 kgf/cm² 上回る値が得られた。構造体強度の推定に使用した断熱養生供試体の強度は、28 日で 1 074 kgf/cm²、91 日で 1 122 kgf/cm² で、設計基準強度 1 000 kgf/cm² を十分満足していた。

弾性係数は、材齢 28 日で $35 \sim 40 \times 10^5$ kgf/cm²、91 日で $41 \sim 42 \times 10^5$ kgf/cm² で、設計値よりやや低い値であった。

図-22 には、本橋に使用したコンクリートの ASTM C

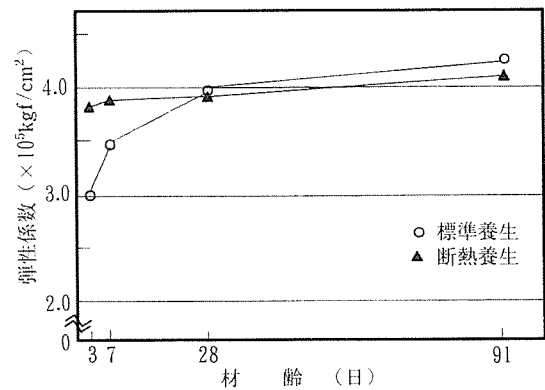


図-21 弾性係数の試験結果

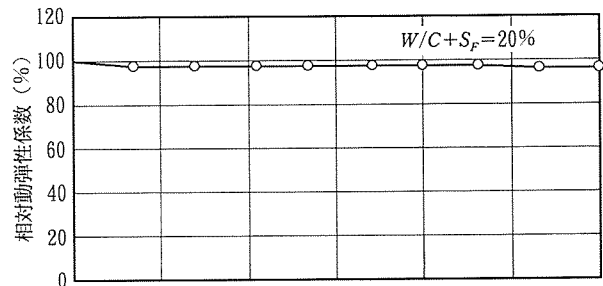


図-22 凍結融解試験結果

-666に基づく凍結融解試験結果を示す。300 サイクルまで相対動弾性係数の低下はまったく認められなかった。本橋に使用した超高強度コンクリートが十分な凍結融解抵抗性を有することを示している。

5.3 制振装置の調整と効果

本橋に適用した制振装置 TBD は固有振動数を桁の固有振動数に調整することが必要であり、コンクリートの材齢 90 日で桁の固有振動数を測定するとともに TBD の固有振動数の調整を行った。

桁の固有振動数は、TBD を取り外した状態で TBD 取付け位置での桁応答量の伝達関数から測定した。

TBD の固有振動数は、取付け部応答量に対する平棒鋼端部応答量の伝達関数から測定した。TBD の振動数が桁の振動数よりも高い場合には、材端近傍にカウンターウェイトを取り付け、このウェイトの大きさと取付け位置によって振動数が低くなるように調整した。TBD の振動数が桁の振動数より低い場合には、TBD の端部を切断し、振動数が高くなるように調整した。

粘性体ダンパーとして使用したシリコンゲルの減衰量は、シリコンゲルの断面積により調整した。

図-23 は、TBD を取り付けた状態と取り付ける前の状態の桁の振動特性を桁中央部で測定した結果であり、TBD 取付け前の共振時加速度振幅 (a_0) に対する取付け後の加速度振幅 (a) の比を示している。TBD 取付け前の桁の 1 次固有振動数は 1.60 Hz であり、設計値と小数点 2 桁の範囲で一致していた。TBD 取付け後は、取付け前の 1 次固有振動数近傍に 2 つの共振点を有する付加質量型の制振装置を取り付けた桁特有の振動特性を示すが、加速度振幅の最大値は、TBD 取付け前の 20 % 弱に低減している。これは TBD が本橋の振動を大きく抑制していることを示している。

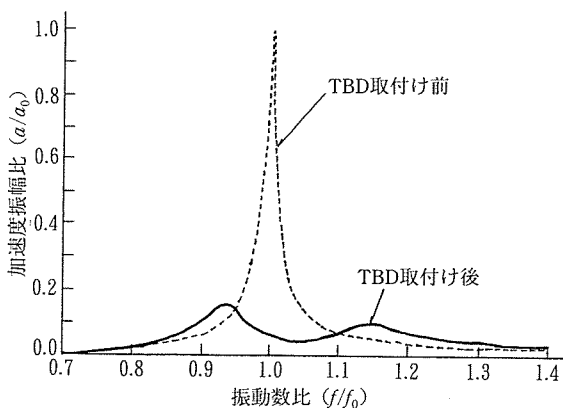


図-23 振動特性の試験結果
(a_0 = TBD 取付け前共振時振幅,
 f_0 = TBD 取付け前 1 次固有振動数)

5.4 中空 PC 鋼棒によるプレストレスの導入

材齢 5 日で桁本体にプレストレスを導入する直前に中空 PC 鋼棒定着用ナットを電動トルクレンチで解放し、桁のかけ違い支承部にプレストレスを導入した。このとき、埋設したひずみ計により導入されたプレストレス量を測定した。ひずみ計は図-13 に示すように中空 PC 鋼棒と同一方向に 2 ヶ所埋設されている。

1 支承部当たり 2 ヶ所、合計 4 ヶ所のひずみ計で測定した中空 PC 鋼棒によるひずみの測定値および弾性係数を $30 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ として算定した応力を表-3 に示す。図-24 に示す有限要素法で解析した中空 PC 鋼棒によるプレストレスは、ひずみ計位置で 24.2 kgf/cm^2 で、測定値とほぼ一致している。

したがって、中空 PC 鋼棒により、コンクリートとの付着すべりなどもなく、所定のプレストレスが導入されたことが推定される。

本橋は、コンクリート打設後 1 年以上経過しているが、かけ違い支承部を含めまったくひびわれは発生していない。桁高の低い本橋のかけ違い支承部で中空 PC 鋼棒によるプレストレスが、ひびわれ防止に有効に作用していることが結論される。

表-3 中空 PC 鋼棒によって導入されたひずみと応力

| ひずみ計 No. | ひずみ ($\times 10^{-6}$) | 応力 (kgf/cm^2) |
|----------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 79 | 23.7 |
| 2 | 73 | 22.0 |
| 3 | 77 | 23.0 |
| 4 | 80 | 24.1 |
| 平均 | 78 | 23.3 |

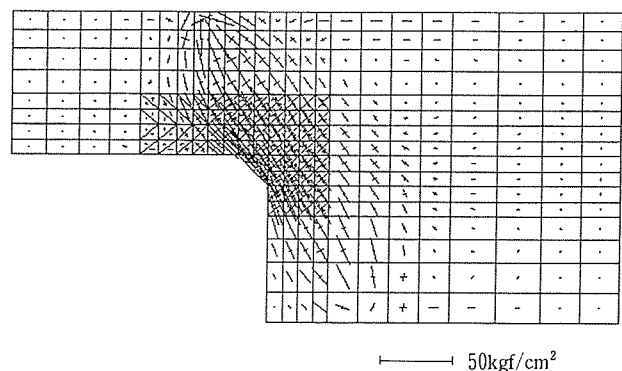


図-24 中空 PC 鋼棒により導入される応力の解析結果

5.5 長期変形挙動

(1) 計測概要

PC 橋において、今回のような超高強度コンクリートを使用するケースは初めてであり、安全性の確認と今後の技術資料を得るために本橋の長期挙動を測定してい

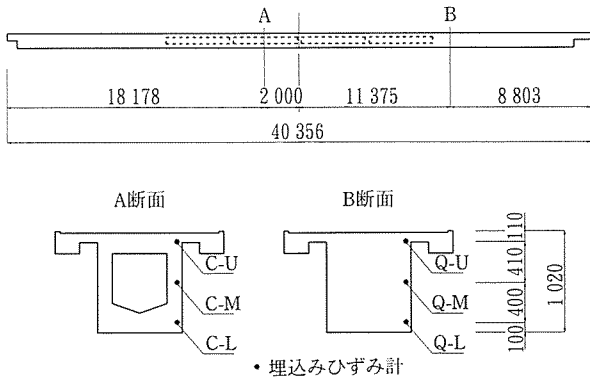


図-25 ひずみ計配置

る。測定項目は埋込み型ひずみ計による桁のひずみと主桁と同時に製作した矩形ブロックのクリープひずみ、および乾燥収縮ひずみである。

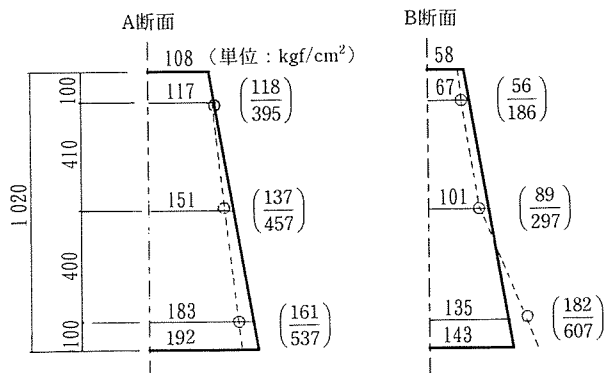
主桁のひずみ計測位置を図-25に示す。矩形ブロックは165×165×500 mmの角柱である。

矩形ブロックには、主桁のプレストレス導入と同時に、プレストレスによって主桁スパン中央下縁に作用する応力と同等な応力をPC鋼棒により作用させている。クリープと乾燥収縮によるPC鋼棒の緊張力の低下は随時再緊張して初期の値を保つようにしている。矩形ブロックは本橋サイトに設置し、環境条件を本橋と同じにしている。

(2) 測定結果

プレストレス導入時に、主桁のひずみ計から求めた断面の応力分布を設計値と合わせて図-26に示す。この図ではコンクリートの弾性係数を $30 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ としている。ほぼ設計どおりのプレストレスが導入されたことが確認できる。

供試体の乾燥収縮とクリープひずみを図-27に示す。乾燥収縮量は材齢380日で 220×10^{-6} であり、380日のクリープ係数は、図-28のクリープひずみを弾性ひずみ 640×10^{-6} で除した場合、約1.2である。図-28, 29に主桁で測定した全ひずみを示す。このひずみにはクリー



()内は測定値：(上段：応力(kgf/cm²)/下段：ひずみ(×10⁻⁶)

図-26 プレストレスの分布

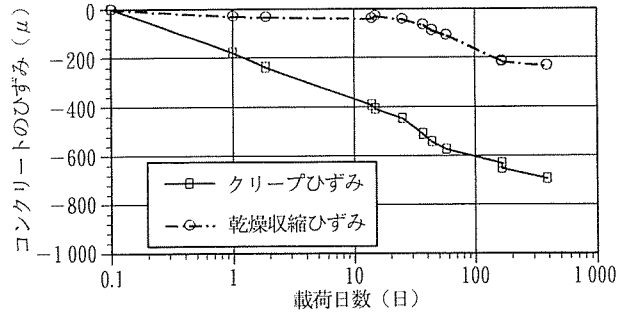


図-27 乾燥収縮とクリープひずみ(供試体)

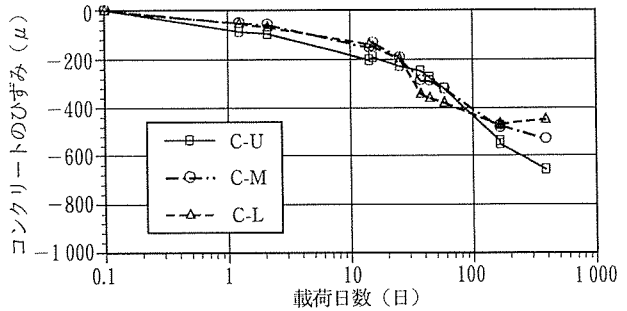


図-28 主桁のプレストレス導入後の全ひずみ(中央近傍)

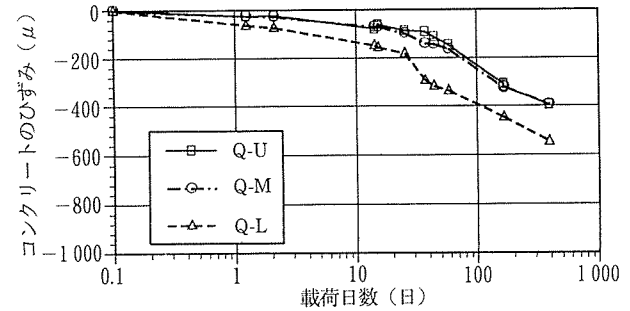


図-29 主桁のプレストレス導入後の全ひずみ(1/4点近傍)

プと乾燥収縮の両方のひずみが含まれている。この値からクリープ係数を分離することは難しいが、全ひずみを弾性ひずみで除した値は1~2であり、長期的な変形として比較的小きな値を示している。

本橋の長期変形挙動を現時点で結論するのは難しいが、現在も測定を継続しており、さらに検討を進めたい。

6. おわりに

シリカフェーム用のプラント設備と新しい高性能減水剤の開発により、設計基準強度1000 kgf/cm²のきわめて流動性の高い超高強度コンクリートが実現した。このコンクリートと制振装置TBDおよび中空PC鋼棒を使用することにより、桁高支間比1/40というきわめてスレンダーな橋梁を現場打設により施工することができた。

本橋は橋梁としては必ずしも大規模なものではない

が、わが国で1 000 kgf/cm²の超高強度コンクリートを初めて実構造物に適用した点やコンクリート橋の振動制御に制振装置TBDを導入した点等、橋梁のコンセプトとしていくつかの新しい提案を行ったものである。

本橋がこれからのわが国のコンクリート構造物の超高強度化に貢献するとともにプレストレストコンクリート橋の、大スパン化や軽量化に寄与できるのではないかと考えている。

本橋の設計と施工および本橋を実現した各種技術の開発は、筆者らのほかに三菱マテリアル(株)、(株)京浜菱光コンクリート等多くの関係者の共同の成果であることを付記する。

本橋の施工とシリカフェームの利用技術に関し、東京工業大学長瀧重義教授から貴重な御助言をいただいた。

本橋の設計と施工に関し、横浜国立大学池田尚治教授から貴重な御意見をいただいた。紙面を借りて厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 小須田紀元, 鈴木素彦: (高性能減水剤の) 高強度コンクリートへの応用例 (橋梁), コンクリート工学, Vol. 18, No. 7, 1980

- 2) 小須田紀元, 小林栄次郎: PCトラス鉄道橋 (岩鼻架道橋) の設計と施工, コンクリート工学, Vol. 14, No. 3, 1976
- 3) 米澤敏男, 和泉意登志, 三井健郎, 奥野享: 高強度コンクリートのワーカビリティに関するL型フロー試験法による研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 1, 1989
- 4) 谷川恭雄, 森博嗣, 渡部健治, 三輪正保: 高強度・超高強度コンクリートのコンシステンシー評価試験方法に関する基礎的研究, 建築学会大会学術講演概要集, 1990
- 5) 佐藤光男, 大浦鉄男, 奥野享, 米澤敏男: シリカフェーム高強度コンクリート用生コンクリートプラントの開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 1, 1993
- 6) 木之下光男, 米澤敏男, 結城康夫: 超高強度用高性能減水剤の構造と特性, 第47回セメント技術大会講演集, 1993
- 7) 建設省総合技術開発プロジェクト「New RC」高強度コンクリート分科会報告書, 1993
- 8) 建設省総合技術開発プロジェクト「New RC」工法分科会報告書, 1993
- 9) 米澤敏男, 奥野享, 三井健郎, 沼倉紀章, 大浦鉄男, 佐藤光男: シリカフェームを用いた超高強度コンクリートの鋼管圧入施工, コンクリート工学, Vol. 31, No. 12, 1993

【1994年3月9日受付】