

# 新旧コンクリートの打継目近辺における温度とひずみの測定

飯 村 耕 作\*

奥 田 由 法\*\*

## 1. ま え が き

近年高架橋,特に道格橋の場合その経済性,走行性と美観上の問題から連続形式とすることが多いが,本橋も3径間連続有鉸PCホースラブリット構造であり,その構造上片押し施工法を採用している。この報告は片押し施工法上問題となる次の点について実験を行ったものである。

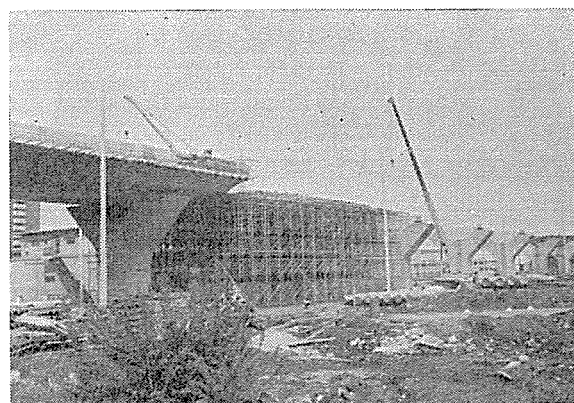
1) 新旧コンクリート打継目近辺のひずみと温度の測定

2) 供試体によるクリープ進行度の測定

本橋は首都高速5号Ⅱ期線575工区(その1)高架橋上部構造新設工事で,本誌 Vol. 14, No. 6<sup>1)</sup>でのゲリュストワーゲンの試験工区と近接しており,上部構造の

詳細は同報告を参照されたい。

本実験を行った実橋の概略を図-1に示す。支保工は写真-1に示すようにビティわくを使用した総足場方式で,  $P_{25}$  側より  $P_{19}$  側に向って1径間ずつ張出し施工をして連続構造としている。PC工法はフレシネー工法を採用し, PC鋼材はSWPR7A12T 12.4mm, 41~49 ケーブル使用した。横方向応力に対してはPC鋼材を使用せず,すべて鉄筋で抵抗するようになっている。



( $P_{25}$  より  $P_{19}$  をみる)

写真-1 施 工 状 況

また,上部構造はY型橋脚上2点で支持されており,その支承形式は表-1に示すように施工中と竣工時とで異なり,クリープ乾燥収縮が40%進行後,可動→固定構造となるよう設計されている。すなわち,連続後に生ずる上部構造の移動量による水平力のうちクリープ乾燥収縮によるものは60%だけラーメン構造(橋軸方向)として抵抗するよう設計されている。

実験1)は打継目近辺の硬化熱の影響を調べようとす

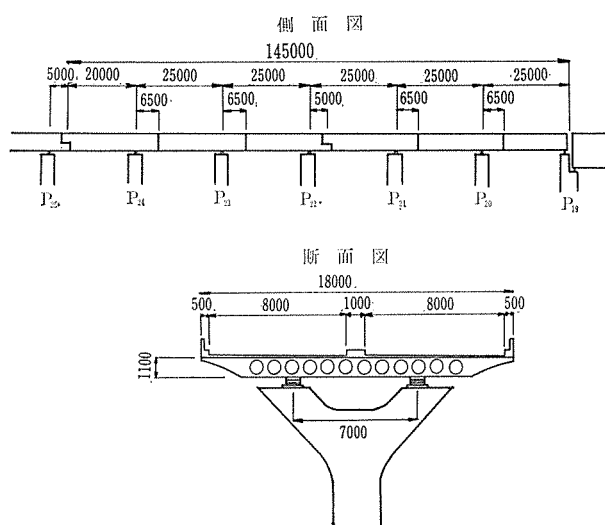


図-1 概 略 図

表-1 支 承 の 種 類

| 位置   | ビアー<br>シュー | $P_{19}$ | $P_{20}$ | $P_{21}$ | $P_{22}$ | $P_{23}$ | $P_{24}$ | ゲルバー鉸部 |
|------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|--------|
|      |            | 295 t    | 665 t    | 665 t    | 665 t    | 665 t    | 665 t    | 26 t   |
| 上り線側 |            | 可        | 動        | 可        | 動        | 可        | 動        | 可      |
| 下り線側 |            | 可        | 動        | 可動→固定    | 可        | 動        | 可動→固定    | 可      |

\* 首都高速道路公団第2建設部 志村工事事務所

\*\* ビー・エス・コンクリート株式会社 東京支店土木部

るものであり、2)についてはシュール固定時期を確認する目的で行った。両実験とも過去に多くの報告がなされており、いまさらの感もするが、今後同じ構造のPCホロースラブを施工する予定なので設計施工上の資料とするために行ったものである。

## 2. 実橋における温度とひずみの測定実験

### (1) 測定位置

測定は図-1のP<sub>22</sub>~P<sub>19</sub>区間で行った。図-2に実験番号を示す。実験I, IIIは新コンクリートのみの自由端単独測定であり、II, およびIVは旧コンクリートで拘束された状態での新旧両コンクリートの測定である。ひずみはカーソンひずみ計、温度は熱電対温度計を用いて測定することにし、図-3, 4に示す位置に埋設した。計器は打継目で対称に配置されており、実験IIではひず

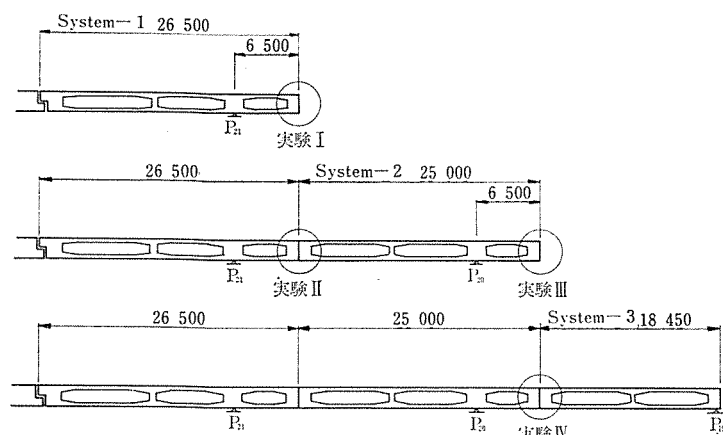


図-2 温度、ひずみの測定箇所

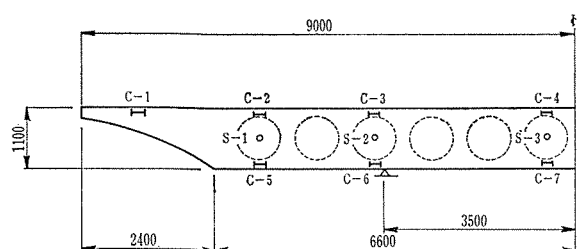


図-3 測定計器埋設位置(断面図)

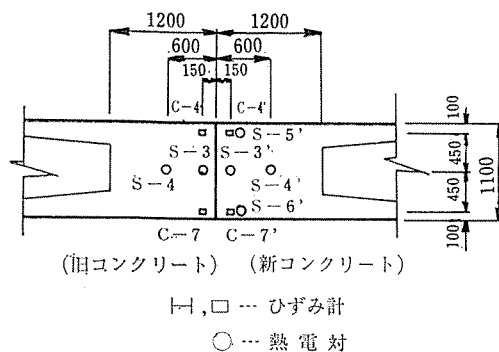


図-4 測定計器埋設位置(側面図)

み計 14 個 (2 × 7), 熱電対 8 個 (2 × 4), 実験IVではひずみ計 14 個 (同), 熱電対 10 個 (旧コン4個, 新コン6個) 使用した。実験IVでは熱電対のみ新コンクリートで中央断面上下に2個追加した (S-5' S-6')。

なお、外気温測定用に別に熱電対を1個設けた。本文中、および図表中で使用する記号で「C」はカーソンひずみ計, 「S」は熱電対温度計を表わし、また「'」は同じ位置での新コンクリート側に埋設したものを示す。

例 IV-C-3': 実験IVの新コンクリートでC-3の位置のひずみ測定を示す。

### (2) 測定条件および施工条件

測定はコンクリート打設直後より開始し、ひずみについては打設後24時間は3時間ごとに行い、以後1週間は1日1回、その後は3日ごとに一定時刻(17時)を定めて行い、材令が約1か月頃まで継続した。また、打設したコンクリートの配合および打設状況を表-2~4に示す。

なお、本工区の支保工基礎は舗装基層上であり、地盤の不等沈下はみられなかった。

### (3) 測定結果および考察

#### a) 材令初期の温度上昇とひずみ曲線

プレストレスを与える前までの材令100時間頃までのひずみ曲線を図-5~15に示す。いずれも打設直後を基準材令として変化量εをプロットしたもので、破線は実験I(または実験III)のひずみ曲線を示し、実線と一点鎖線はそれぞれ実験II(または実験IV)の新コンクリートと旧コンクリートのひずみ曲線を示す。

端部の拘束をうけない場合、ひずみは温度勾配に従って温度上昇時に膨張し(引張), 下降時には収縮する(圧縮)通常の傾向がみられる。一方旧コンクリートによって拘束をうける場合のひずみ曲線は温度勾配に従わず不規則な軌跡を示す。14測点中9測点は自由端変形とは

表-2 配合の設計条件

| 区 分         | 設 計 条 件                    | 実 施 結 果                    |
|-------------|----------------------------|----------------------------|
| 設 計 基 準 強 度 | 7 d 350 kg/cm <sup>2</sup> | 7 d 389 kg/cm <sup>2</sup> |
| 指 定 強 度     | 7 d 350 "                  |                            |
| 配 合 強 度     | 7 d 414 "                  |                            |
| ス ラ ン プ     | 8 ± 2.5 cm                 | 10 cm                      |
| 粗骨材の最大寸法    | 25 mm                      | 最強ポルトランドセメント<br>川砂, 川砂利    |
| セメントの種類     | 最強ポルトランドセメント               |                            |
| 骨材の種類       | 川砂, 川砂利                    |                            |
| 空 気 量       | 3 ± 1.0 %                  | 3.7 %                      |

表-3 配 合 表

|   |   |   |   |                         |
|---|---|---|---|-------------------------|
| セ | メ | ン | ト | 377 kg/m <sup>3</sup>   |
|   |   | 水 |   | 154 kg/cm <sup>3</sup>  |
| 水 | セ | メ | ン | ト 比                     |
| 細 |   | 骨 | 材 | 40.8 %                  |
| 粗 |   | 骨 | 材 | 647 kg/m <sup>3</sup>   |
| 細 |   | 骨 | 材 | 1187 kg/cm <sup>3</sup> |
|   |   | 骨 | 材 | 率                       |
|   |   |   |   | 35.7 %                  |
| 混 | 和 | 剤 |   | 1320 g/m <sup>3</sup>   |
|   |   |   |   | ボゾリス No. 8 C×0.35 %     |

逆に温度上昇時に圧縮され、下降時には引張られるような軌跡を示した。したがって、打継目近辺では新コンクリートの自由変形が打設直後よりかなり大きな力で妨げられていることが明らかである。

また、断面中央での打継目近辺の温度分布曲線を 図-16, 17 に示す。同図によれば同一断面内で表面付近と中心部では 9~12°C の温度差があり、また新旧コンクリートの中心部で 14.5°C の温度差がみられ、新コンク

表-4 コ ン ク リ ー ト 打 設 状 況

|             | System-1                 | System-2                 | System-3                 |
|-------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 打 設 量       | 340 m <sup>3</sup>       | 320 m <sup>3</sup>       | 230 m <sup>3</sup>       |
| 打 設 月 日     | S. 48. 6.28              | S. 48. 7.13              | S. 48. 7.28              |
| 打 設 時 刻     | 8:00~16:00               | 13:30~20:00              | 7:30~12:30               |
| 打 設 順 序     | P <sub>21~22</sub> 方向    | P <sub>20~21</sub> 方向    | P <sub>19~20</sub> 方向    |
| 打 設 方 法     | コンクリートポンプ車 2台            |                          |                          |
| 打 設 速 度     | 48~50 m <sup>3</sup> /hr | 48~50 m <sup>3</sup> /hr | 46~48 m <sup>3</sup> /hr |
| 打設時コンクリート温度 | 25°C                     | 30°C                     | 30°C                     |
| 外 気 温       | 22°C                     | —                        | 29°C                     |

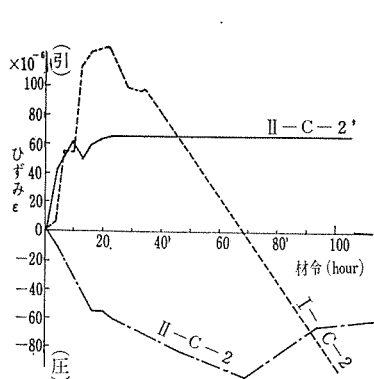


図-5 材令初期のひずみ曲線 (その 1)

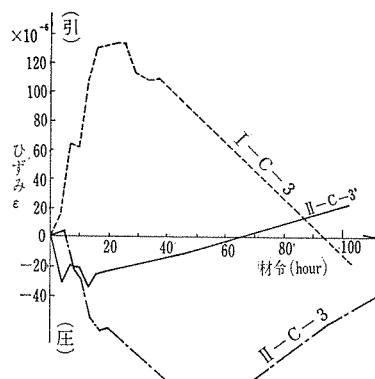


図-6 材令初期のひずみ曲線 (その 2)

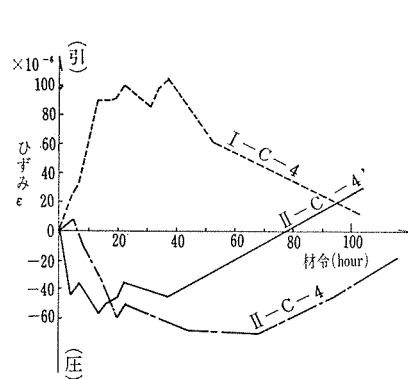


図-7 材令初期のひずみ曲線 (その 3)

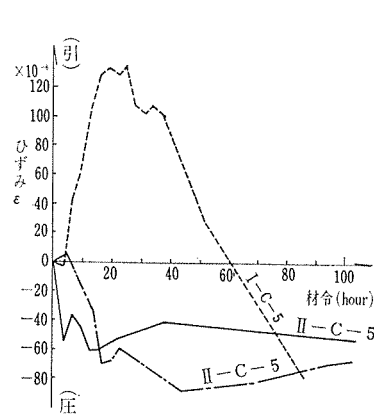


図-8 材令初期のひずみ曲線 (その 4)

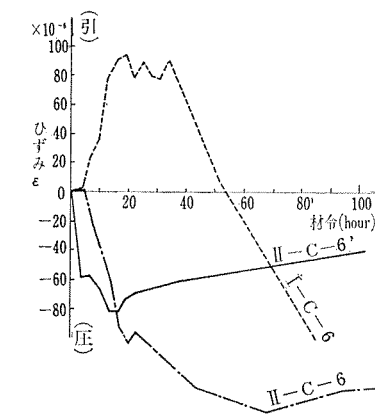


図-9 材令初期のひずみ曲線 (その 5)

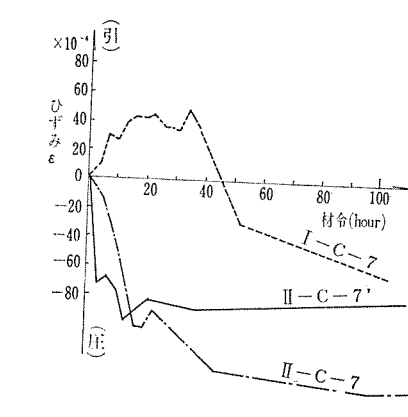


図-10 材令初期のひずみ曲線 (その 6)

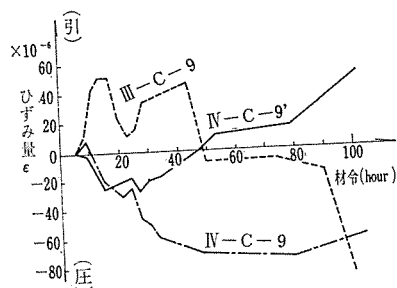


図-11 材令初期のひずみ曲線 (その7)

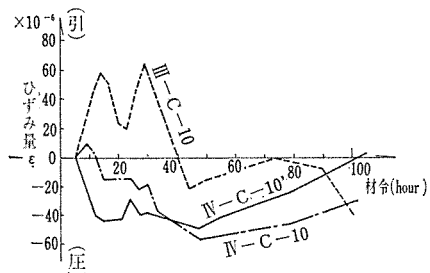


図-12 材令初期のひずみ曲線 (その8)

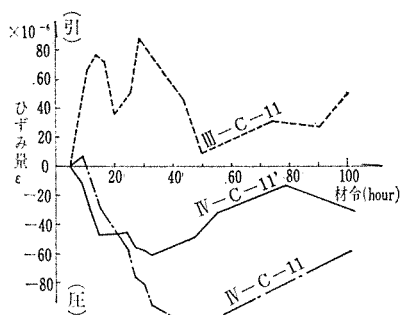


図-13 材令初期のひずみ曲線 (その9)

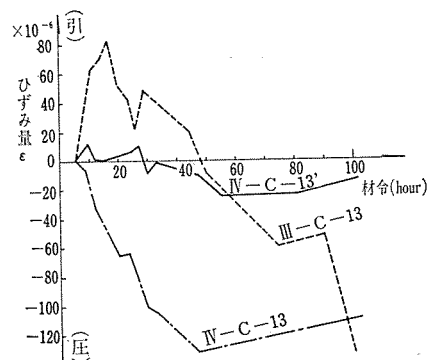


図-14 材令初期のひずみ曲線 (その10)

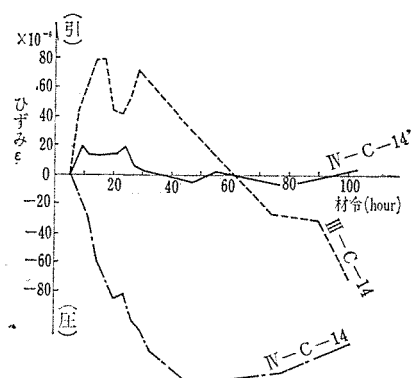


図-15 材令初期のひずみ曲線 (その11)

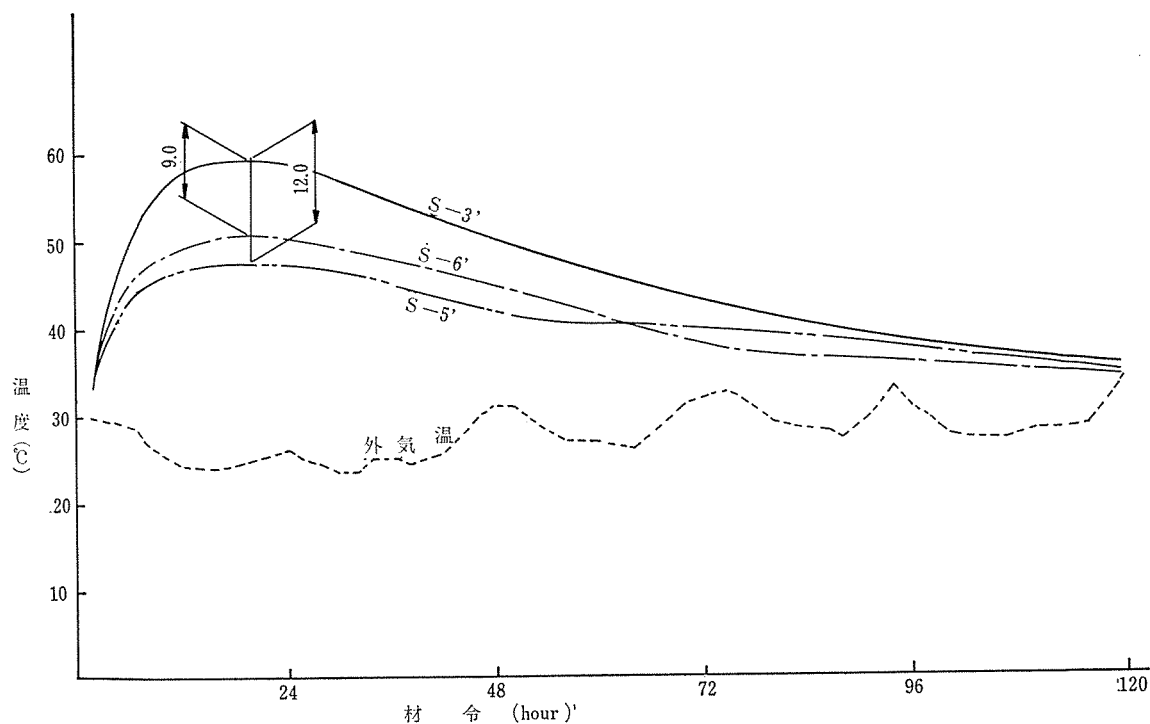


図-16 新コンクリートの打継目の断面鉛直方向の温度分布曲線 (実験 IV)

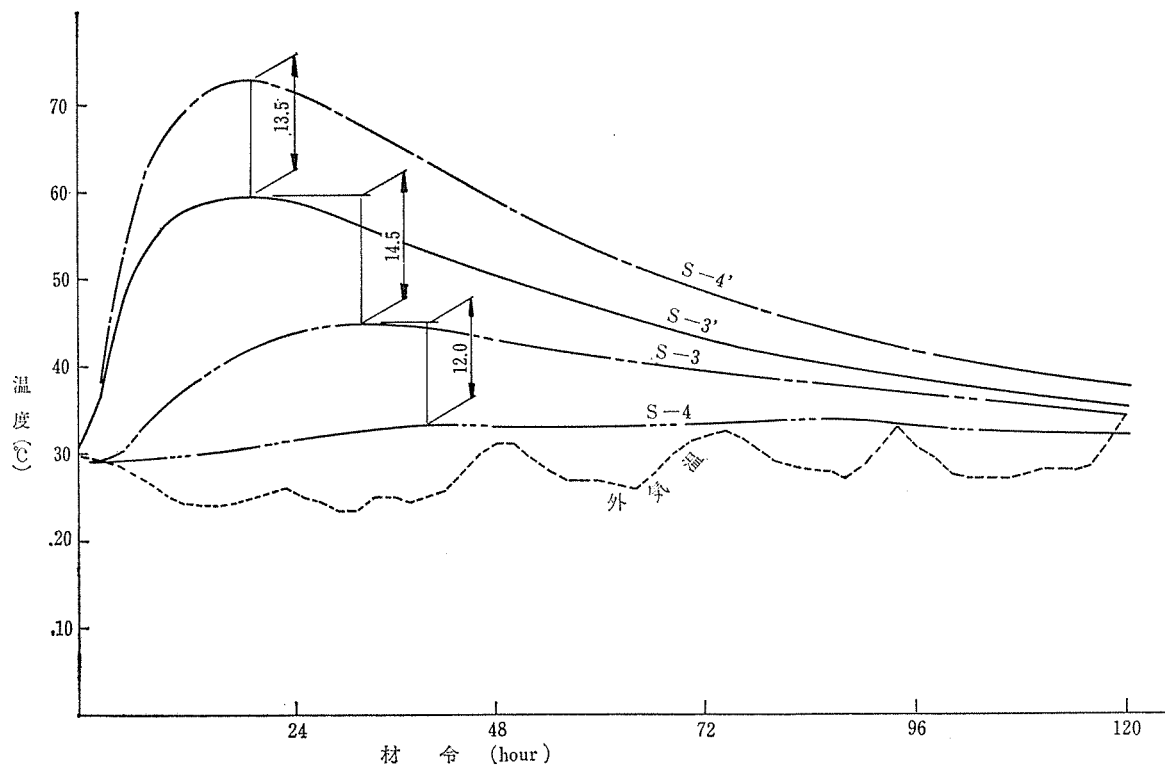


図-17 新旧コンクリートの打継目近辺の温度分布曲線 (実験 IV)

リートの最高温度は打設後 20~24 時間で中心部では 70°C にも達し、打設時より 40°C の温度上昇であった。

**b) 打継目近辺に生ずる温度応力** 打継目近辺においてコンクリートの温度は前項 a) に述べたように変化し、分布しているが、これに伴う体積変化が自由にできないことはひずみ曲線より明らかであり、内部応力が生じているものと考えられる。この内部応力は新コンクリートの硬化中に温度上昇し、旧コンクリートとの間に生

じた温度差 (40 とする) がその後冷却して 40 → 0 となるために生じるものであるといわれており<sup>2)</sup>、新旧コンクリートが打継目で接し、互いに拘束をうけて伸縮が妨げられるために相当量の内部応力が生ずるものと考えられる。内部応力としての温度応力は、コンクリートの温度変化、弾性係数の増加、強度の増大、そしてクリープの発生等によって正確に求めることは困難であるが、二、三の仮定のもとで塚山氏の式<sup>3)</sup>を用いて試算した結

表-5 各測点の温度応力 (引張)

| 断面計 | 実験種類<br>器No. | 実 験 II |       |       | 実 験 IV |       |       |
|-----|--------------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|
|     |              | (イ)    | (ロ)   | 合 計   | (イ)    | (ロ)   | 合 計   |
| 上側  | C-2          | -12.8  | - 7.3 | -20.1 | —      | - 7.7 | —     |
|     | C-3          | —      | - 6.7 | —     | -21.7  | - 2.3 | -24.0 |
|     | C-4          | -13.1  | - 6.1 | -19.2 | -14.4  | - 6.8 | -21.2 |
| 下側  | C-5          | -12.1  | - 7.4 | -19.5 | -16.2  | —     | —     |
|     | C-6          | —      | - 9.5 | —     | - 9.5  | - 7.4 | -16.9 |
|     | C-7          | -11.0  | - 5.9 | -16.9 | - 9.6  | - 5.9 | -15.5 |
| 中心  | S-1          | —      | -10.8 | -10.8 | —      | -12.4 | -12.4 |
|     | S-2          | —      | —     | —     | —      | -13.5 | -13.5 |
|     | S-3          | —      | -11.2 | -11.2 | —      | -11.2 | -11.2 |
| 平均  | 上            | —      | - 6.7 | -19.7 | —      | - 5.6 | -22.6 |
|     | 中            | —      | -11.0 | -11.0 | —      | -12.4 | -12.4 |
|     | 下            | —      | - 7.6 | -18.2 | —      | - 6.7 | -16.2 |

注：(イ) 断面内での温度差によるもの (ロ) 端部の拘束によるもの

果が表—5 である。

同氏によれば温度応力は

①断面内での温度差によるもの（表面付近→中心部）

②端部の拘束によるもの

①②両者の合成によって生ずるものである。

①によるものは温度分布を中心軸（橋軸方向）に関して式（1）のような2次曲線と仮定すると、式（2）で表わされ、式（1）、（2）より表面付近での応力は式（3）より求められる。

$$T = Py^2 + T_1 \dots\dots\dots (1)$$

$$\sigma_x = -\alpha \cdot T \cdot E / (1-\nu) + 1/2$$

$$\cdot C(1-\nu) \cdot \int_{-C}^C \alpha \cdot T \cdot E \cdot dy \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma_x = -\alpha \cdot T \cdot E / (1-\nu) \cdot 2 \cdot P \cdot C^2 / 3 \dots\dots\dots (3)$$

ここに

$\sigma_x$  : 温度応力

$\alpha$  : 熱膨張係数  $= 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

$\nu$  : ポアソン比  $= 0.167$  ( $m=6$ )

$E$  : 弾性係数  $= 3 \times 10^5 / 2 \text{ kg/cm}^2$

$C$  : 中心部より表面までの距離  $= 45 \text{ cm}$

$P$  : 定数; 測定値より計算する。

$T$  : 中心より表面へ  $y$  の距離における温度

$T_1$  : 中心部の温度

式（3）によるものは拘束の要素は含まず新コンクリートが冷却され、断面内で温度差がなくなった場合には消滅するものと考えられる。したがって、式（3）の  $\sigma_x$

に相当するひずみは実験 I（あるいは実験 III）で示されるひずみ曲線であろうと思われる。

また、②によるものは式（4）で求められる。

$$\sigma_x = -R \cdot \alpha \cdot E \cdot (T - T_0) \dots\dots\dots (4)$$

ここに

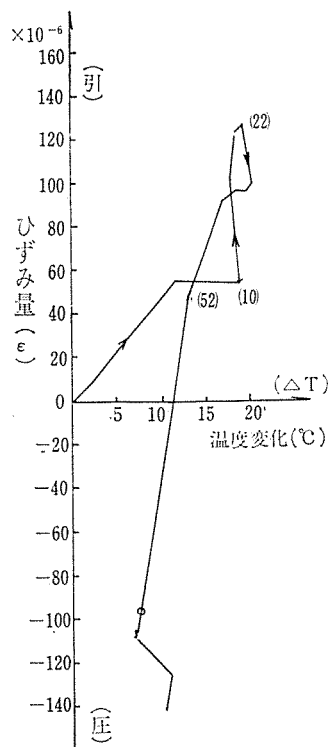
$(T - T_0)$  : 新旧コンクリートの温度差

$R$  : 拘束度  $= 0.5^4$

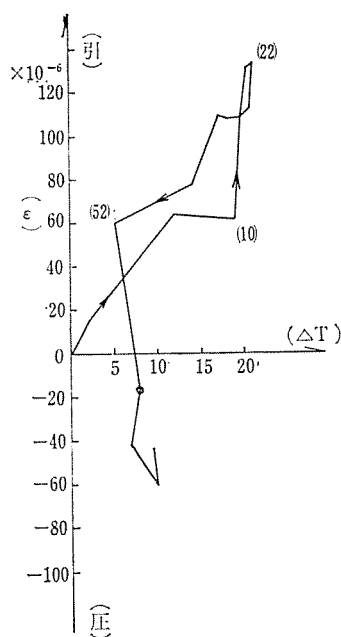
式（4）によるものが新コンクリート冷却後内部応力として残留すると考えられる。

表面付近では断面内での温度差によるものと材令差によって生ずる温度差によるものが合成して作用すると考えると、実際は拘束開始の材令と硬化温度のピーク時の材令とはずれがあるので、いちがいいはいえないが、その値は  $16 \sim 23 \text{ kg/cm}^2$  の値を示している。

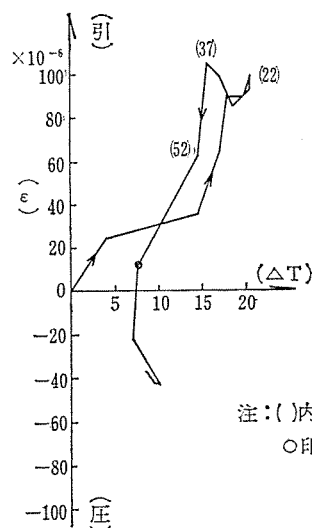
c) ひずみ ( $\epsilon$ ) と温度変化 ( $\Delta T$ ) さらに定性的にひずみと温度変化の関係をみるために  $\epsilon - \Delta T$  曲線を図—18~29 に示した。図中 ( ) は材令 (時間) を示す。実験 I では温度上昇時約  $5 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  の勾配でひずみは増大し、温度下降時は材令 36 時間位まではほぼ同じ勾配で減少してくるがそれ以降は約  $15 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  の勾配で急激に減少しており、温度による影響から解放されたことを示すものといえる<sup>5)</sup>。一方、実験 II では図—24~29 に示すように温度下降時が不規則であり勾配は横に平らな軌跡である。すなわち、前項 (3), b) で述べた硬化温度によって生じた新旧コンクリートの温度差による内部ひずみ (= 内部応力) が冷却後もそのまま残留してい



図—18 温度変化とひずみ量 (I-C-2)



図—19 温度変化とひずみ量 (I-C-3)



注: ( ) 内数値は材令 (hour)  
○印は緊張直後

図—20 温度変化とひずみ量 (I-C-4)

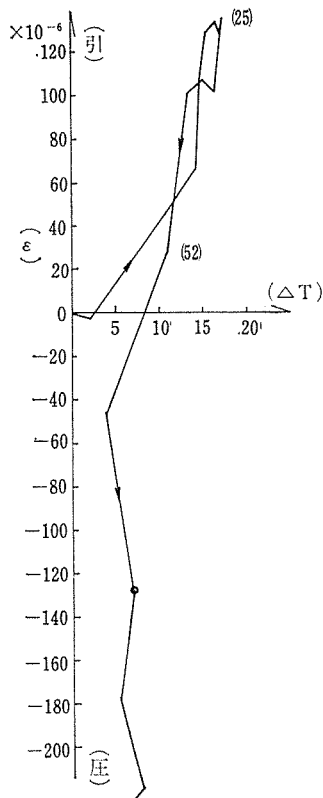


図-21 温度変化とひずみ量 (I-C-5)

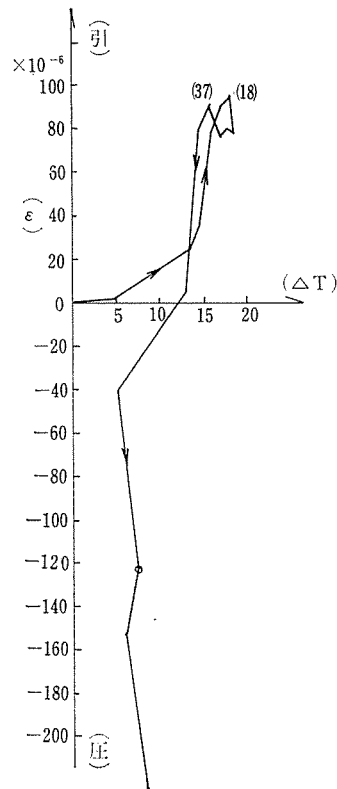


図-22 温度変化とひずみ量 (I-C-6)

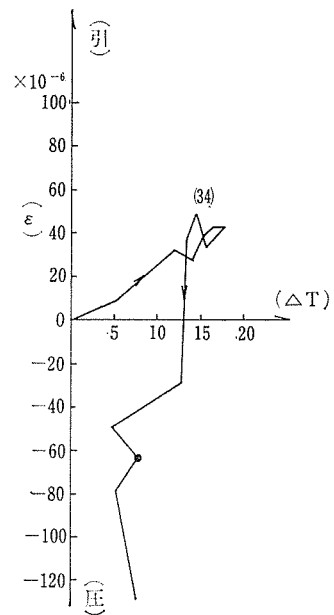


図-23 温度変化とひずみ量 (I-C-7)

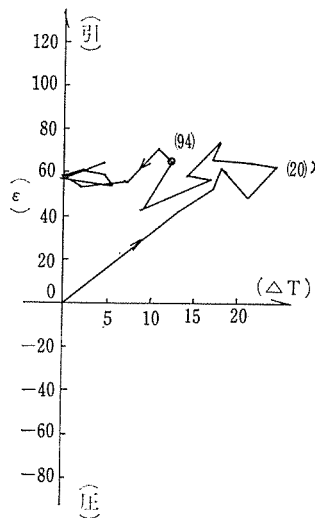


図-24 温度変化とひずみ量 (II-C-2')

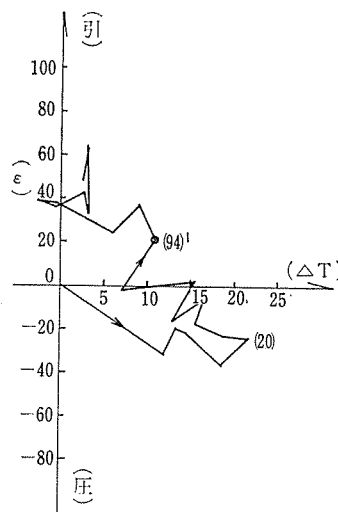


図-25 温度変化とひずみ量 (II-C-3')

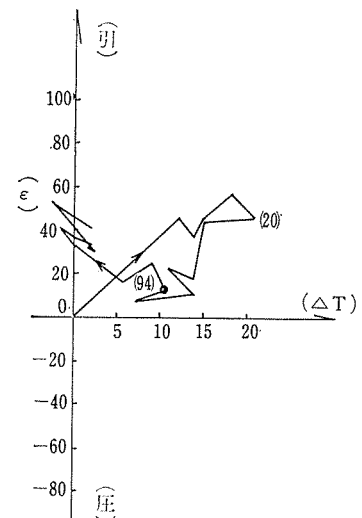


図-26 温度変化とひずみ量 (II-C-4')

るのではないかと考えられる。

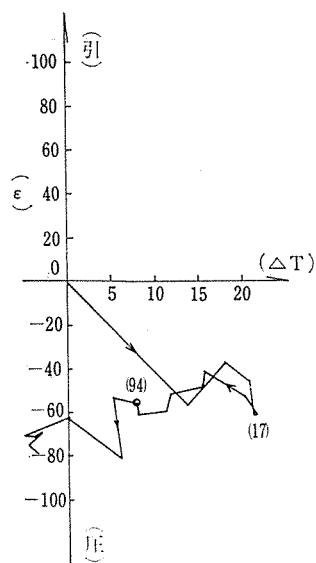
#### (4) 温度応力に対する対策

一時的ではあるが温度応力として  $\sigma_x = 16 \sim 23 \text{ kg/cm}^2$  の引張力が表面に働き、温度降下後も  $\sigma_x$  の 40~50% が残留し内部応力として存在しているものといえることから何らかの対策が必要と考えられる。

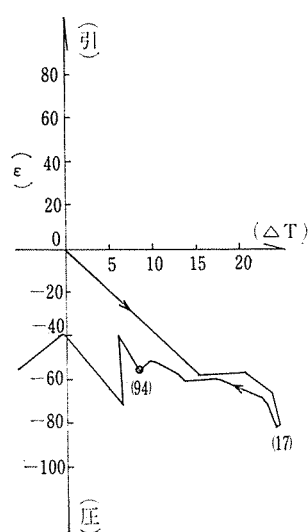
**a) 設計面での検討** 引張応力を鉄筋で受けさせるとして P C 設計施工指針 52 条により引張鉄筋の算定を行うと、新コンクリート打継目近辺に D 16 ctc 100 で 4 段配置すれば十分である。P C 鋼材での補強も考えら

れるが、温度応力に対してはその発生時期が材令初期であること、橋軸方向の構造打継目で P C 鋼材の接続具が入り組んでいることなどからして鉄筋の、しかも細径 (D 13~D 16) での補強が効果的であると考えられる。

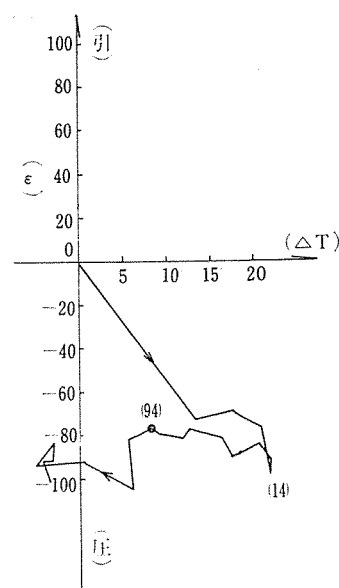
**b) 施工面よりの検討** コンクリート打設後の発熱量を抑える方法としては従来よりのパイプクーリングが有効な方法ではあるが、本橋は断面が薄いこと ( $H = 1.1 \text{ m}$ )、打継目近辺の構造の複雑さなどにより問題が残る。故に鉄筋で補強を十分に施し、養生を入念に行うのが最善である。



図一27 温度変化とひずみ量 (II-C-5')



図一28 温度変化とひずみ量 (II-C-6')



図一29 温度変化とひずみ量 (II-C-7')

### (5) ひびわれの観察について

実験ⅡおよびⅣでひびわれの観察を同時に行った。実験Ⅱでは打継目を打設したのは午後8時頃で風は弱く外気温 27°C であった。打設時より約1時間経過後、表面の水分が消えかかる頃、ビニール被膜養生剤を散布し表面乾燥を防いだ。さらに1~2時間経った頃から床版表面にひびわれが発生したが、これらはプラスチックひびわれ<sup>6)</sup>と判断し温度応力によるものと区別するために再度表面仕上げを施し消去した後、養生マットを敷き散水養生を行った。その後新コンクリートが冷却されるまで観察を続けたが、ひびわれの発生はみられなかった。実験Ⅳの打継目は前項(4), a)で算出した鉄筋量で補強したのであるが、ここでもプラスチックひびわれ以外温度応力によるものと思われるものはみられなかった。

したがって、温度応力が発生してもひびわれを起すほ

ど大きな値ではなかったといえる。

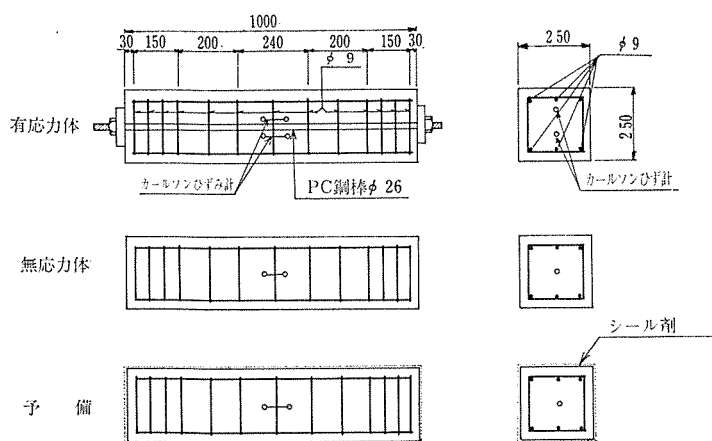
## 3. クリープ進行度測定の小実験

### (1) 供試体の作製

図一30に示す供試体を作製して測定を行った。ひずみは写真一2に示すようにカールソンひずみ計にて測定することにし、有応力体には2個、無応力体と予備体(シーリング剤を塗布して表面よりの水分蒸発を防いだもの)には1個ずつセットした。コンクリートの配合は前出の表一2, 3と同じである。供試体の鉄筋比は実橋に合せて  $A_s/A_c \approx 0.006$ ,  $\phi 9$  を6本配置した。載荷は、供試体をベタにならべコンクリート打設後4日目でPC鋼棒(SBPR 95/110,  $\phi 26$ )に  $P_i = 30$  t のプレストレスを与え、コンクリートに約 60 kg/cm<sup>2</sup> の軸圧縮力が働くようにした。なお、実験は昭和 48 年 3 月 6 日にコンクリートを打設し、竣工時までの約9か月測定を続けた(写真一3参照)。

### (2) 測定結果と考察

a) クリープ進行度曲線 載荷を開始した材令の測定値を基準として、有応力体での測定値を  $\delta_p$ 、無応力体でのそれを  $\delta_s$  とすれば全ひずみ量  $\delta$  は  $\delta = \delta_p - \delta_s$  により求められ図一31, 32 のようになる。また、 $\delta$  のうち載荷直後( $t=0$ )のものを弾性ひずみ  $f$  とすると、厳密には弾性ひずみと若干の塑性ひずみの和であるが、クリープひずみ  $\delta_c$  は  $\delta_c = \delta - f$  により計算され、クリープ係数  $\varphi_t$  は  $\varphi_t = \delta_c / f$  (クリープひずみ度/弾性ひずみ度)により求められ、



図一30 供試体寸法図



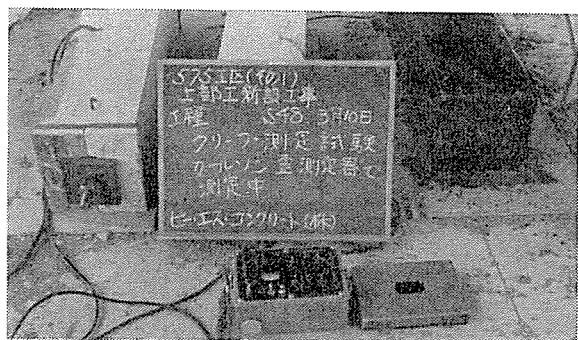


写真-2 クリープ進行度測定状況



写真-3 供試体にプレストレス導入

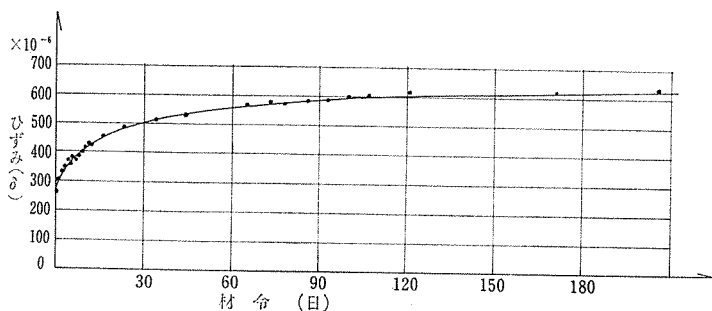


図-31 ひずみ曲線(上)

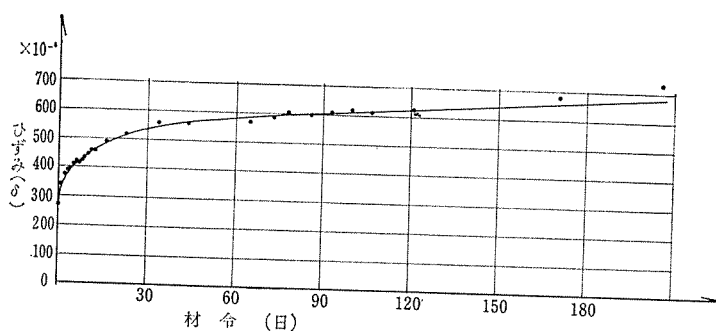


図-32 ひずみ曲線(下)

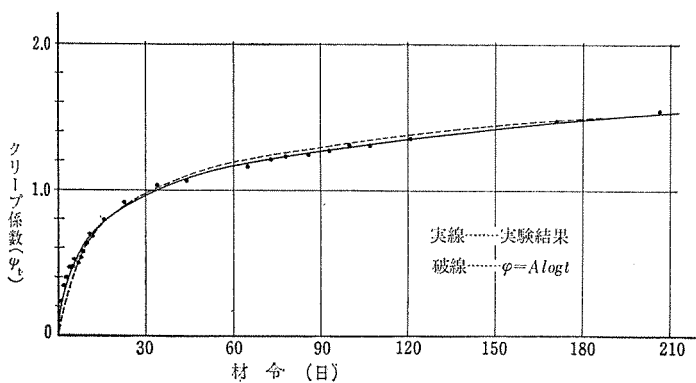


図-33 クリープ進行度曲線(平均値)

図-33 に示されるようなクリープ曲線が得られる。

従来よりクリープの進行曲線として実験的に図-34に示されるものが提案され、分割施工される連続桁の設計には同図の①あるいは②の指数関数で表わしたものを仮定すると設計計算上有用であるといわれている<sup>7), 8)</sup>。図-33と図-34を照合すると、実験結果は図-

34の①, すなわち  $\varphi = A \cdot \log t$  の曲線に非常に近似していることが判明した。ここに定数  $A$  は  $t=1000$  日で  $\varphi_{\infty}=2.0$  (最終値) になるとしたものである ( $A=2/3$ )。また、材令  $t$  を対数とし、片対数表示すれば図-35のようになり、より明確にクリープ進行が確認できる。

b) 設計計算上の問題 分割施工される連続桁の設計においてはクリープ係数、クリープ進行度、施工時間などの各要素はクリープによる2次モーメントや本橋の場合のシュー固定後の水平力の算出に影響を与える。いま、クリープ係数、施工速度を一定とし、クリープの進行度の影響のみについて考えてみる。本橋の設計においてはクリープ曲線として図-34の①を用いているが、図-33と比較すると  $t=30$  日(1径間施工時間)で  $4\varphi=0.2$ , 進行度にして10%の差があるが、この程度ならば2次モーメントへの影響も僅少であろうと思われる<sup>2)</sup>。また、シューを可動→固定にする材令は安全をみて  $t=60$  日として施工した。実験曲線では  $t=60$  で  $\varphi_t=1.2$  (60%) に達しており、特に問題はない。

なお、クリープ進行度として  $\varphi_t = A \cdot \log t$  を設計計算で使用した場合は材令差によるクリープ2次モーメントの計算で施工時間  $t$  を考慮した遞減係数をなんらかの方法で決定しなければ不静定力算出はできないので、この場合は猪股俊司博士の近似計算<sup>8)</sup>を用いるのがよいと思われる。

#### 4. あとがき

分割施工方式によるPCホロースラブ形式の連続桁はわが国においては例が少なく、設計施工上改善される点も残されている。今回特に新旧コンクリートの打継目に着目し、硬化熱による温度応力について考察してみた。温度応力の算定にあたっては弾性係数、ポアソン比、拘束度など種々の仮定に基づいたのでその点了承願いたい。また、温度応力とひずみ測定値の関係については定性的考察にとどまざるを得なかったが、同形

式の上部工は今後首都高速第 562 工区～第 565 工区で引続き施工予定であり、今回の実験をも含め問題点の追求をしてゆきたいと思っている。

# 参 考 文 献

- 1) 前田邦夫, 外 4 名: ゲリュストワーゲンを用いた施工法について, プレストレスト コンクリート, Vol. 14, No. 6, Dec. 1972
- 2) 内田聡吉: コンクリートの硬化温度と打継により生ずる温度応力, プレストレスト コンクリート, Vol. 6, No. 2, April, 1964
- 3) 塚山隆一: 大断面鉄筋コンクリートの温度変化とひびわれの関係, 土木学会第 19 回学術講演会講演集, 1964
- 4) 森 忠次: 一辺が拘束された三角形ならびに 四角形板の熱応力と拘束度について, 土木学会論文集, 昭 38.1
- 5) 塚山隆一, 木挽勝次: 水和熱による コンクリートの 温度上昇とその影響, セメント技術年報 1965
- 6) 近藤泰夫, 坂 静夫: コンクリート工学ハンドブック第 10 版 Page-222, 朝倉書店
- 7) 猪股俊司: 不静定構造物においてクリープにより発生する不静定力の計算方法, セメント コンクリート No. 197, 1963.7
- 8) 荒川敏雄, 外 2 名: 分割施工される連続桁の断面力, プレストレスト コンクリート Vol. 14, No. 3, June 1972

1974.3.15・受付

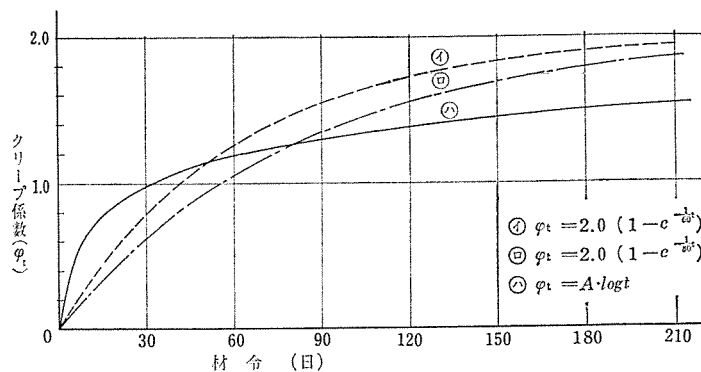


図-34 各種クリープ進行度曲線

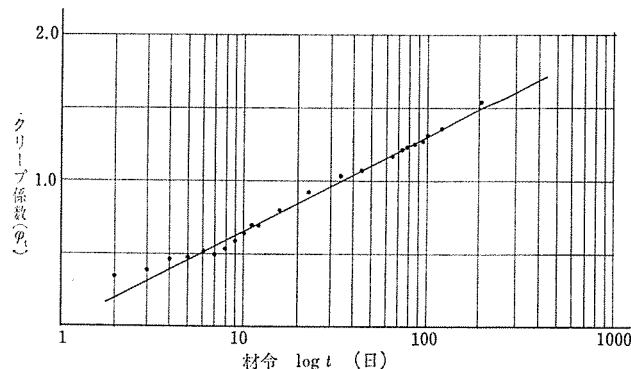
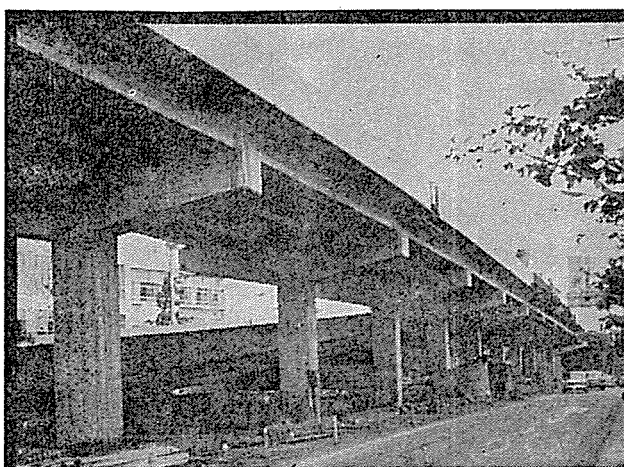


図-35 クリープ進行度曲線 (片対数)



首都高速度道路高架橋

プレストレスト  
コンクリート  
建設工事 フレシネー工法  
MDC工法  
設計・施工  
部 材  
製造・販売

## 豊田コンクリート株式会社

取締役社長 西 田 赫

|         |                                    |                    |
|---------|------------------------------------|--------------------|
| 本 社     | 愛知県豊田市亀首町向イ田 65                    | 電話 0565(45)1888(代) |
| 名古屋販売本部 | 名古屋市中村区笹島町1-221-2                  | 電話 052(581)7501(代) |
| 東京販売本部  | 東京都港区西新橋 2-16-1<br>全国タバコセンタービル 2 階 | 電話 03 (436)5461~3  |
| 工 場     | 豊田工場, 海老名工場                        |                    |