

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

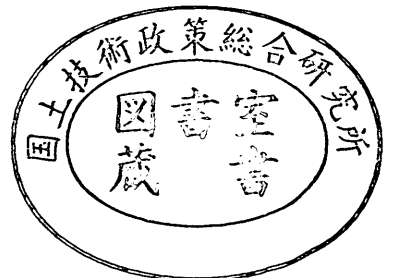
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 27      NO. 2      JUNE 1988

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第27巻 第2号 (Vol. 27, No. 2), 1988年6月 (June 1988)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Stability Analysis of Geotechnical Structures by Adaptive Finite Element Procedure  
..... Masaki KOBAYASHI ..... 3  
(適応有限要素法による地盤の安定解析.....小林正樹)
2. 改良型波力発電ケーソン防波堤の特性  
——波エネルギーに関する研究, 第7報—— ...高橋重雄・安達 崇・田中 智..... 23  
(Stability and Function of Improved-type Wave Power Extracting Caisson Breakwater  
——A Study on Development of Wave Power, 7th Rept.——  
.....Shigeo TAKAHASHI, Takashi ADACHI and Satoru TANAKA)
3. 現地観測データを用いた方向スペクトル推定法に関する検討  
..... 橋本典明・小舟浩治・亀山 豊..... 59  
(Examination of the Various Directional Spectral Estimation Methods for  
Field Wave Data.....Noriaki HASHIMOTO, Koji KOBUNE and Yutaka KAMEYAMA)
4. 海象観測用船型ブイの運動特性に関する模型実験と現地観測  
..... 高山智司・平石哲也・高山 優・甲斐源太郎・中埜岩男・古賀道明..... 95  
(Model Tests and Field Observation on Motions of a Ship-shaped Buoy for  
Marine Observation .....Tomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI, Masaru  
TAKAYAMA, Gentaro KAI, Iwao NAKANO and Michiaki KOGA)
5. 深層混合処理工法による改良体に作用する外力  
..... 寺師昌明・北誥昌樹・中村 健.....147  
(External Forces Acting on a Stiff Soil Mass Impoved by DMM  
.....Masaaki TERASHI, Masaki KITAZUME and Takeshi NAKAMURA)
6. アスファルトコンクリートの老化性状..... 佐藤勝久・八谷好高・阿部洋.....185  
(Changes in Properties of Asphalt Concretes due to Aging  
..... Katsuhisa SATO, Yoshitaka HACHIYA and Yoichi ABE)
7. 剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動量推定手法の実験的研究  
..... 上部達生・守屋正平・工藤勝己.....211  
(An Experimental Study on Estimation Procedures of Seismic Sliding Displacements  
for the Gravity Type Quaywall on the Rigid Base  
..... Tatsuo UWABE, Masahira MORIYA and Katsumi KUDO)
8. CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状  
..... 大即信明・山本邦夫・浜田秀則.....241  
(Bending Behavior of Unbonded Prestressed Concrete Beams Prestressed with  
CFRP Rods ..... Nobuaki OTSUKI, Kunio YAMAMOTO and Hidenori HAMADA)

## 8. CFRP ロッドを緊張材とした アンボンド PC 梁の曲げ性状

大即信明\*・山本邦夫\*\*・浜田秀則\*\*

### 要 旨

CFRP ロッドは、海洋環境下においてもまったく腐食せず、また従来の PC 鋼材と比較して、同等程度の引張強度を有し、かつリラクセーションもそれほど大きくないことから、PC 港湾構造物の新しい緊張材として有望な材料である。この CFRP ロッドを緊張材とした PC 部材は、緊張材の腐食に対する配慮がいらぬため、アンボンド工法とすることが可能である。

本研究では、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁およびブロック梁の曲げ性状を把握すること、長期の有効プレストレスの安定性を検討することを目的としている。

また、アンボンド PC 一体梁の解析に際して、既存の断面耐力算定手法を改良した解析手法を提案し、その妥当性を検討した。

研究の結論は、以下のとおりである。

(1) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁は、PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁と同様の曲げ性状を示した。

(2) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC ブロック梁は CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁と比較して、断面耐力は 5% 減となり、最大荷重時でのたわみ量は 2 倍程度となることがわかった。

(3) CFRP ロッドを緊張材とした PC 梁の有効プレストレスは材令 1 年の範囲で安定していることが確認された。

(4) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁、および PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁の断面耐力は、本研究で改良した手法により、精度良く算出することが出来た。

(5) (1)~(4)の結論より、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁は、曲げ部材として設計することが可能であると考えられる。

キーワード：CFRP ロッド，アンボンド，曲げ性状

\* 構造部 材料施工研究室長

\*\* 構造部 材料施工研究室

## 8. Bending Behavior of Unbonded Prestressed Concrete Beams Prestressed with CFRP Rods

Nobuaki OTSUKI\*  
Kunio YAMAMOTO\*\*  
Hidenori HAMADA\*\*

### Synopsis

CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastics) rods have almost equal tensile strength and slightly higher relaxation compared with prestressing steel bars. Adding to the above, CFRP rods are corrosion free even in marine environment, therefore, they are very attractive to use as prestressing tendons of prestressed concrete members at ports and harbours. Also, post-tensioning beams prestressed with CFRP rods by unbonded system are considered to be advantageous as members for superstructures of wharves.

The purposes of this study are as follows:

- (1) To evaluate the bending behavior of the unbonded prestressed concrete beams prestressed with CFRP rods. There are two kinds of unbonded beams, namely, one of them has joint, and the other has four joints (composed of 5 units).
- (2) To assure the stability of effective prestress of these beams.

In addition to the above, the authors proposed an improved method for the cross sectional analysis after cracking, including the calculation of the ultimate moments of the beams.

The results are shown below:

- (1) The bending behavior of the beams prestressed with CFRP rods are very similar to that of the beams prestressed with prestressing steel bars.
- (2) The average of the ultimate moments of the precast block beams prestressed with CFRP rods is nearly 5 percent smaller than that of the beams prestressed with steel bars. In addition to this, the deflections of the precast block beams are nearly twice as much as the deflections of the beams at the state of maximum loading.
- (3) The effective prestress of the precast block beams and the beams prestressed with CFRP rods are stable at least until 1 year old.
- (4) By using the improved method, the ultimate moments of the unbonded prestressed concrete beams can be calculated and the values are close enough to the experimental data.
- (5) It is concluded that the beams prestressed with CFRP rods can be designed for bending.

**Key Words:** CFRP Rod, Unbond, Bending Behavior

---

\* Chief of the Materials Laboratory, Structures Division.

\*\* Member of the Materials Laboratory, Structures Division.

## 目 次

要 旨	241
1. 研究の概要	245
1.1 研究の背景	245
1.2 研究の目的	245
1.3 研究のフロー	246
2. アンボンド PC 梁の断面耐力算定手法およびひびわれ発生後の解析手法の改良	246
2.1 既存の断面耐力算定手法の概要	246
2.2 改良した断面耐力算定手法およびひびわれ発生後の解析手法の概要	248
3. 曲げ試験	252
3.1 供試体の概要	252
3.2 載荷試験の概要	256
3.3 曲げ性状に関する実験結果および考察	259
3.4 有効プレストレスに関する実験結果および考察	273
3.5 改良した断面耐力算定手法およびひびわれ発生後の解析手法の評価	276
4. 研究の結論	276
5. おわりに	277
参考文献	277
付 録	278

## 1. 研究の概要

### 1.1 研究の背景

近年、海洋のコンクリート構造物は、その建設海域が沖合、大水深となるにともない、大型で複雑な形状のものが必要となっている。この場合、構造物の建設は、プレキャスト部材を現地で接合して構造物とするという工法が主流となると考えられ、耐海水性に優れた連結材、接合工法の開発が望まれる。また、近年一部の RC、PC 構造物において、コンクリート中の鋼材の腐食による構造物の劣化が問題となっており、鋼材に代わる腐食しない材料の適用が望まれている。

一方、近年の合成化学技術の進歩により、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維等の高強度の繊維とエポキシ系樹脂等を複合させた炭素繊維強化プラスチック (CFRP)、アラミド繊維強化プラスチック (AFRP)、ガラス繊維強化プラスチック (GFRP) 等が開発され、宇宙航空、スポーツ、レジャー等の分野で多く使われている。これらの FRP の中で、特に CFRP、AFRP は、海水中、あるいはコンクリート中でも化学的に非常に安定している。さらに、CFRP をロッド状に加工した CFRP ロッドは、PC 鋼材と比較して、同等の引張強度を有し、

かつリラクセーションもそれほど大きくないことから、海洋環境下での PC 鋼材に代わる新しい緊張材としても有望な材料である。

この CFRP ロッドを適用する有望な対象として、PC 栈橋上部工がある。その使用方法として、現在、以下に示すような 2 種類の方法が考えられている。すなわち、図-1 に示す様に、①プレキャスト PC 梁の緊張材として使用する方法、②プレキャスト PC 梁の横締め材として使用する方法、である。②の場合、緊張材の腐食に対する配慮がいらぬため、アンボンド方式 (緊張後もグラウト作業をしない方式) とすることができる。したがって、面倒なグラウト注入作業が除かれ、工期の短縮が図られる他、一部のプレキャスト梁が塩害を受けた場合、その梁のみを取り替えられるという利点がある。

以上のような背景をもとに、本研究は計画、実施された。

### 1.2 研究の目的

本研究は、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 部材が曲げ部材として使用でき、かつ設計可能かどうかを検討するための基礎研究である。したがって、最も単純なアンボンド PC 部材であるアンボンド PC 一体梁、および PC 栈橋床版の横締め方向の梁部材にモデル

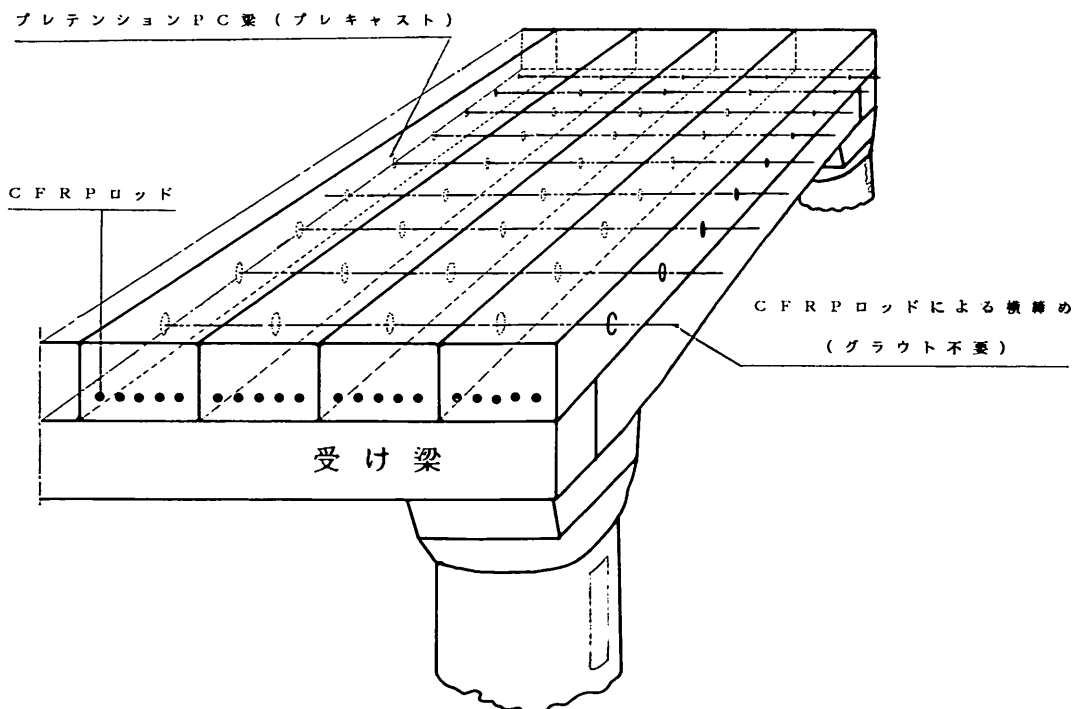


図-1 CFRP ロッドを緊張材とした PC 栈橋上部工

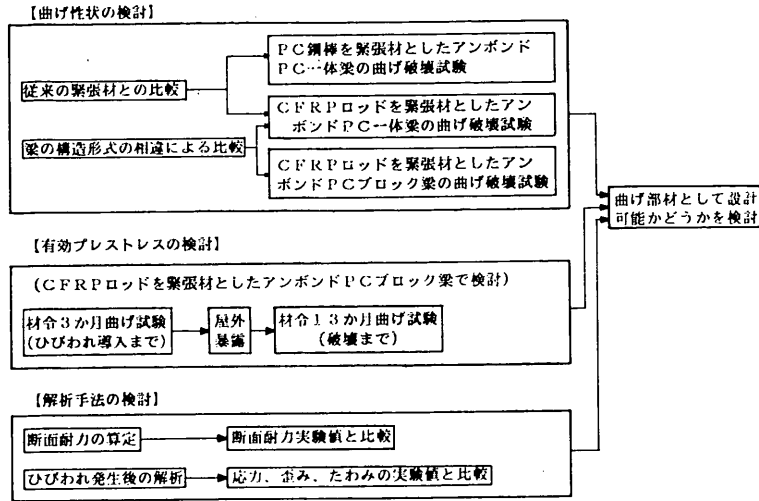


図-2 研究のフロー

化したアンボンド PC ブロック梁（現状の PC 栈橋床版の設計では、床版を二方向の梁部材にモデル化し、その各々の梁部材の曲げおよびせん断に対する検討を行っている）を研究の対象とした。研究の目的は、以下の2つである。

- (1) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁およびブロック梁の曲げ性状を把握する。
- (2) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の長期にわたる有効プレストレスの安定性を把握する。

### 1.3 研究のフロー

研究のフローを 図-2 に示す。

#### (1) 曲げ性状の検討

まず、従来の PC 鋼棒を緊張材とした アンボンド PC 一体梁、および CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁の静的曲げ破壊試験を実施して、従来の PC 鋼棒によるアンボンド PC 一体梁の曲げ性状と比較することにより、CFRP ロッドによるアンボンド PC 一体梁の曲げ性状を検討した。

さらに、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC ブロック梁の静的曲げ破壊試験を実施して、CFRP ロッドを用いたアンボンド PC 一体梁の曲げ性状と比較することにより、アンボンド PC ブロック梁の曲げ性状を検討した。

#### (2) 有効プレストレスの検討

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC ブロック梁（4 体）で検討を行った。プレストレス導入からの材令 3 か月において曲げ試験（ひびわれ導入まで）を実施

して、供試体の有効プレストレスを確認した後、屋外に暴露し、材令13か月において、再び曲げ試験（破壊まで）を実施して、供試体の有効プレストレスを測定した。これらの実験値と、土木学会の計算式による有効プレストレスの計算値とを比較することにより有効プレストレスの安定性を検討した。

#### (3) 解析手法の検討

アンボンド PC 一体梁の解析に際して、既存の断面耐力算定手法を改良した断面耐力算定手法、およびひびわれ発生後の解析手法を提案した。そして、PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁、および CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁の実験値と比較することにより、改良した手法の妥当性を検討した。

## 2. アンボンド PC 梁の断面耐力算定手法およびひびわれ発生後の解析手法の改良

### 2.1 既存の断面耐力算定手法の概要

コンクリートと緊張材に付着のある PC 梁（以下、ボンド PC 梁と略す）の断面耐力の算定は、断面直角方向のひずみに対して平面保持の仮定が成立するので、この仮定を用いることにより容易に算定することができる。しかし、アンボンド PC 梁の場合には、断面直角方向のコンクリートひずみに対してのみ平面保持の仮定を用いることができ、緊張材のひずみに対しては平面保持の仮定を用いることはできない。したがって、アンボンド PC 梁の断面耐力の算定は、非常に面倒である。

アンボンド PC 梁の断面耐力の比較的精密な算出手法は、坂・六車によって提案されている<sup>1)</sup>。この算定手法

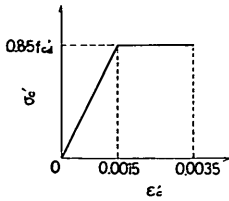


図-3 コンクリートの応力ひずみ曲線

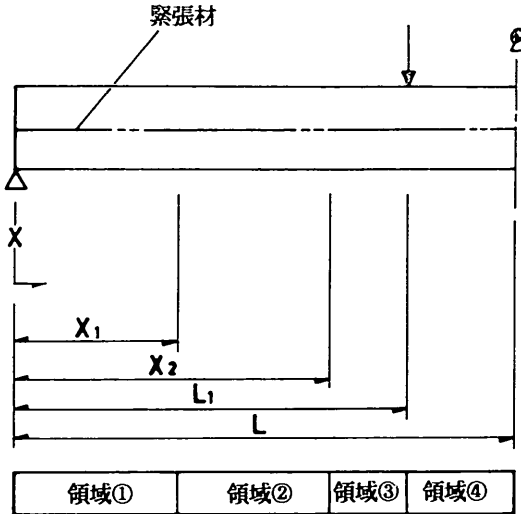


図-4 アンボンド PC 梁

の概要を述べる。

この手法は、緊張材が一段配筋で、しかも PC 梁がコンクリートの圧縮破壊により破壊する場合にのみ適用することができる。

計算上の仮定は、次の 4 つである。

- ① コンクリートについては平面保持が成立する。
  - ② コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-3 に示すような完全弾塑性体とする。また、コンクリートの引張りに対する抵抗は無視する。
  - ③ 緊張材位置コンクリートの荷重による部材全長にわたる伸び変化量は、緊張材の荷重による伸び変化量に等しい。
  - ④ シース周壁と緊張材との摩擦はすべて無視する。
- 坂・六車らは、これらの 4 つの仮定と、力学の基本定理である各断面の力および曲げモーメントの釣り合い方程式を用い、断面耐力を算出している。

図-4 に示すようなアンボンド PC 梁を想定し、この断面耐力算定手法の概要を述べる。

まず、部材の 1/2 の区間をひびわれの有無、およびコンクリートの応力状態により 4 つの領域に分割する。すなわち、

領域①：ひびわれ未発生領域

領域②：ひびわれ発生、コンクリート弾性領域

領域③：ひびわれ発生、コンクリート塑性領域、せん断区間

領域④：ひびわれ発生、コンクリート塑性領域、曲げ区間

の 4 つである。次に、各領域の任意断面  $x$  ( $x$  は図-4 に示すように、支点を原点とする梁軸方向の座標である) における力、およびモーメントの釣り合い方程式より、各領域の任意断面  $x$  における荷重による緊張材位置コンクリートのひずみ変化量を、 $x$  および緊張材引張り力  $P$  (プレストレス導入前を 0 とする) の関数として表す。なお、領域④における圧縮縁コンクリートひずみには、コンクリート破壊ひずみ  $\epsilon_{cu}$  を代入する。続いて、この伸びひずみ変化量を各領域ごとに積分し、4 つの領域の積分値の総和を求める。この総和が、部材の 1/2 の長さにわたる、荷重による緊張材位置コンクリートの伸び変化量である。

式で表せば、

$$\begin{aligned} \Delta l_c &= \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3 + \Delta l_4 \\ &= \int_0^{x_1} \epsilon_{cx1} dx + \int_{x_1}^{x_2} \epsilon_{cx2} dx + \int_{x_2}^{l_1} \epsilon_{cx3} dx \\ &\quad + \int_{l_1}^l \epsilon_{c4} dx \quad \dots\dots ① \end{aligned}$$

ここで、 $\Delta l_c$ ：部材の 1/2 の長さにわたる緊張材位置コンクリートの荷重による伸び変化量

$\Delta l_i$ ：領域  $i$  における緊張材位置コンクリートの荷重による伸び変化量

$\epsilon_{cx_i}$ ：領域  $i$  における緊張材位置コンクリートの荷重による伸びひずみ変化量 ( $x$  および  $P$  の関数である)

$\epsilon_{c4}$ ：領域④における緊張材位置コンクリートの荷重による伸びひずみ変化量 ( $P$  のみの関数である)

$x_1$ ：支点から、下縁コンクリートひずみが 0 となる点までの距離

$x_2$ ：支点から、上縁コンクリートが弾性限界ひずみとなる点までの距離

$l_1$ ：支点から荷重点までの距離

$l$ ：支点からスパンセンターまでの距離

一方、緊張材の荷重による伸びひずみ変化量  $\epsilon_{pr}$  は、

$$\epsilon_{pr} = \epsilon_p - \epsilon_{p0}$$



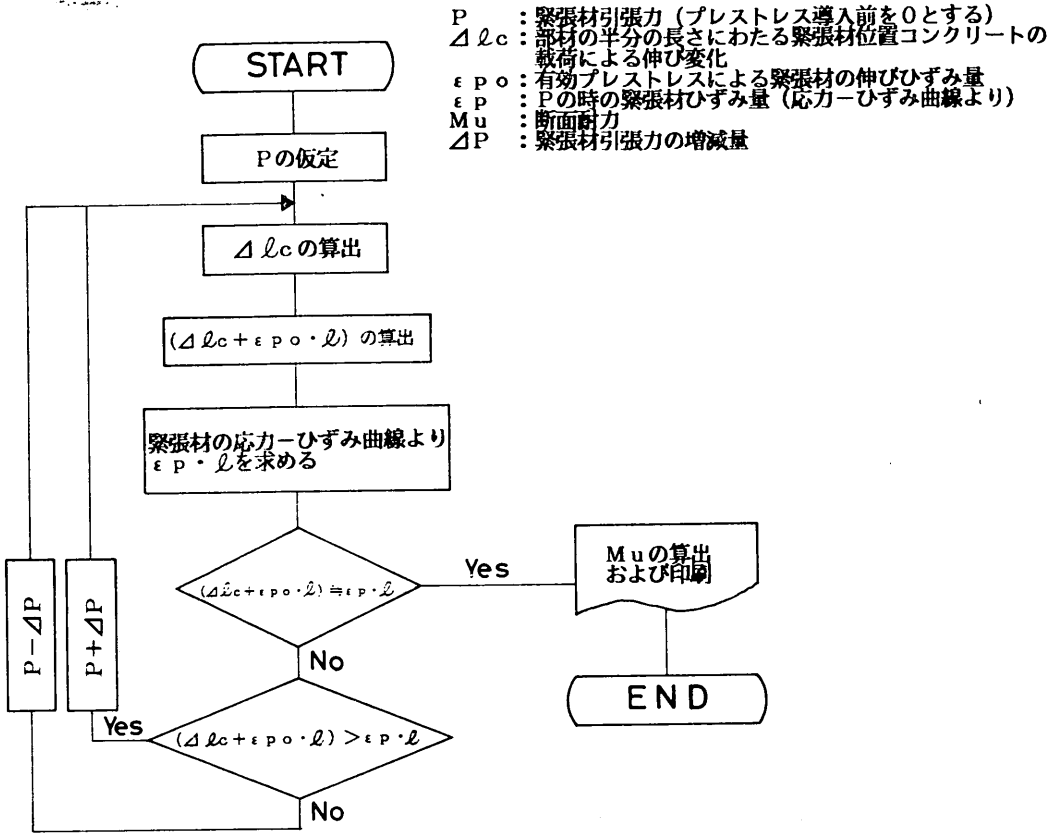


図-5 計算のフロー (既存の手法)

ここで、 $\epsilon_p$  : プレストレス導入前を0としたときの緊張材のひずみ量 (応力-ひずみ曲線より  $P$  の関数として表せる)

$\epsilon_{p0}$  : 有効プレストレスによる緊張材の伸びひずみ量

となり、部材の  $1/2$  の長さにおたる緊張材の荷重による伸び変化量  $\Delta l_{pr}$  は、

$$\Delta l_{pr} = (\epsilon_p - \epsilon_{p0}) \cdot l$$

である。

仮定③より、この  $\Delta l_{pr}$  と、①式で求めた  $\Delta l_c$  とは等しい。従って、

$$\Delta l_c = \epsilon_p \cdot l - \epsilon_{p0} \cdot l$$

と表される。式中、 $\Delta l_c$  は、緊張材の引張力  $P$  のみの関数であり、また  $\epsilon_p$  は  $P$  が決れば応力-ひずみ曲線より求まる。さらに、 $\epsilon_{p0}$  は有効プレストレスによる伸び量であるので、既知である。

したがって、上式が成り立つときの  $P$  が、梁の曲げ破壊時の緊張材の引張り力であり、そして  $P$  が求まれば、

領域④における力および曲げモーメントの釣り合い方程式より、断面耐力を求めることができる。

実際の計算においては、図-5 に示す手順でくり返し計算を行えば良い。

すなわち、まず任意の緊張材引張り力  $P$  を仮定し、 $\Delta l_c$  (①式) を求め、次式

$$\Delta l_c + \epsilon_{p0} \cdot l \quad \dots\dots ②$$

を計算する。次に、仮定した緊張材引張り力  $P$  のひずみを応力-ひずみ曲線より求め、次式

$$\epsilon_p \cdot l \quad \dots\dots ③$$

を計算する。そして、②式と③式とが等しくなるまで  $P$  を再仮定し、繰り返し計算を行う方法である。

以上が坂・六車により提案された算定手法であり、この手法が既存の算定手法の中で、最も精密な手法である。この他に略算法もいくつか提案されている。

## 2.2 改良した断面耐力算定手法 および ひびわれ発生後の解析手法の概要

### (1) 改良点

本研究では、アンボンド PC 一体梁の解析にあたり、前述の坂・六車による算定手法の改良を行った。改良した点は、以下の3つである。

- ① 破壊形式の変更を行った。
- ② 三段配筋の緊張材を有す PC 梁の算定を可能とした。
- ③ 断面耐力の計算を行うとともに、その計算過程において、断面の応力、ひずみ等の解析（ひびわれ発生後）もできるようにした。

#### ① に関して

坂・六車による提案手法においては、供試体の破壊形式をコンクリートの圧縮破壊と仮定している。したがって、最大曲げモーメント区間の圧縮縁コンクリートひずみに、コンクリートの破壊ひずみ  $\epsilon_{cu}$  を代入している。

本研究で曲げ試験を行った供試体の破壊形式は、緊張材の破断によるものであった。したがって、最大曲げモーメント区間の圧縮縁コンクリートひずみには、破壊ひずみ  $\epsilon_{cu}$  を代入せず、圧縮縁ひずみは未知数として取り扱った。なお、後述する曲げ試験においても圧縮縁コンクリートひずみの最大値は、 $2,000\mu$  程度であった。

#### ② に関して

坂・六車による算定手法は、緊張材が一段配筋の場合にのみ適用できる。

本研究で曲げ試験を行った供試体の緊張材は、三段配筋であったため、三段配筋の場合にも一段配筋の場合と同様に取り扱う方法を導いて、三段配筋の場合にも算定出来るように適用範囲を広げた。しかし、このため、坂・六車による算定手法では、緊張材を弾塑性体として扱っているのに対して、本研究では、完全弾性体として扱うようにしかできなかった（CFRP ロッドの場合は、破断まで完全弾性体であるので問題はない）。

三段配筋を一段配筋として取り扱うことができるのは、以下の理由による。任意断面のコンクリートひずみに線形関係が成り立てば、部材全長にわたるひずみの総和（伸び量）にも線形関係が成り立つ（証明は、付-2に示す）。線形関係が成り立てば、図心軸に対称な多段配筋は、図心位置に集中した一段配筋として取り扱っても断面内の応力状態（コンクリートひずみ、中立軸等）は変わらない（曲げモーメントは多段配筋と一段配筋とは異なる）。したがって、本研究で曲げ試験を行った供試体のような図心軸に対称な三段配筋は、一段配筋として応力計算をすることができる。

③ に関しては、(3) 断面耐力およびひびわれ発生後の解析の計算フローの項で述べる。

#### (2) 改良手法で用いた計算上の仮定

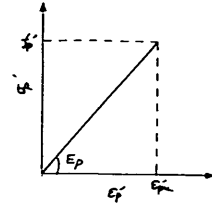


図-6 緊張材の応力-ひずみ曲線

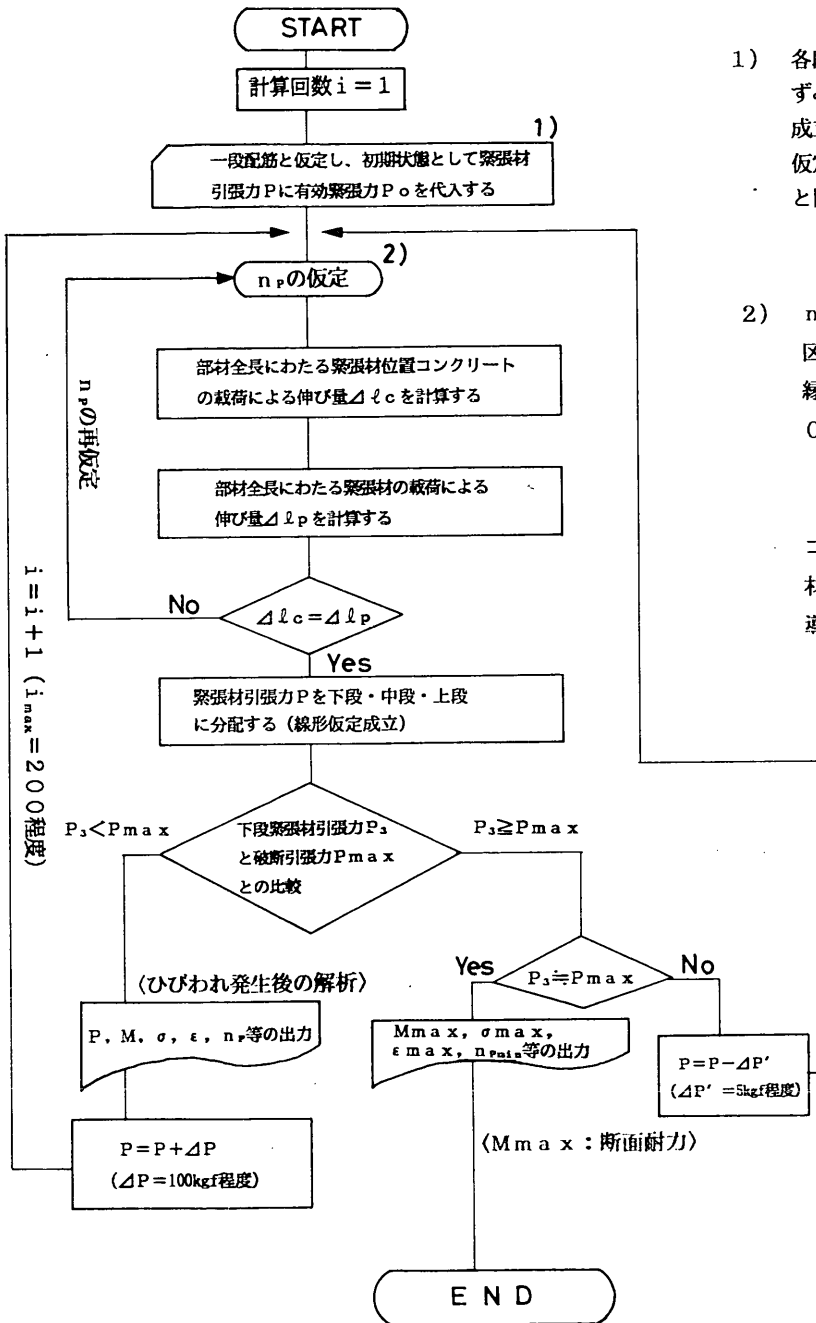
改良した手法においては、次の5つの仮定を設けた。これらの仮定のうち、仮定③のみが坂・六車による手法で用いられた仮定と異なる。

- ① コンクリートについては平面保持が成立する。
- ② コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-3に示すような完全弾塑性体とする。また、コンクリートの引張に対する抵抗は無視する。
- ③ 緊張材の応力-ひずみ関係は、図-6に示すような完全弾性体とする。
- ④ 緊張材位置コンクリートの載荷による部材全長にわたる伸び変化量は、緊張材の載荷による伸び変化量に等しい。
- ⑤ シース周壁と緊張材との摩擦はすべて無視する。

#### (3) 断面耐力およびひびわれ発生後の解析の計算フロー

断面耐力およびひびわれ発生後の解析の計算フローを図-7に示す。坂・六車による断面耐力算定手法では、前述したように緊張材の引張力  $P$  を未知数と置いているのに対して、改良手法では、緊張材引張力  $P$  を仮定し、かつコンクリートひずみが0となる点から圧縮縁までの距離  $n_p$ （付図-3参照）を未知数と置いた。

計算方法は以下のとおりである。まず三段配筋の緊張材を断面図心位置に集中した一段配筋と考える。そして、緊張材引張り力  $P$  の初期値として、有効緊張力  $P_e$  を代入し、(2)に示した仮定④が成り立つまで  $n_p$  を変化させ繰り返し計算を行う。仮定④が成立し、繰り返し計算を終了したら、再び三段配筋に考えを戻し、一段配筋として求めた  $n_p, P, \epsilon_c$ （コンクリートひずみ）より、各段緊張材の引張り力  $P_1, P_2, P_3$  および  $M$ （曲げモーメント）を計算する（ここで、 $n_p, \epsilon_c$  は、多段配筋の場合でも一段配筋の場合と等しい）。次に、緊張材引張り力  $P$  を初期値から  $\Delta P$  だけ増加（ $P = P_e + \Delta P$ ）させ、再び同様の計算をし、 $n_p, \epsilon_c, P_1, P_2, P_3$  および  $M$  を求める。この様にして一段配筋の場合の緊張材引張り力  $P$  を増加させ、その度に  $n_p, \epsilon_c, P_1, P_2, P_3$  および  $M$  を求めていけば、供試体にひびわれが発生してから、供試体が破壊するまでに



1) 各段緊張材の荷重によるひずみ変化には、線形仮定が成立するので、一段配筋と仮定しても計算上多段配筋と同一である。

2)  $n_p$  : 曲げモーメント一定区間の断面において、圧縮縁からコンクリート歪みが 0 となる点迄の距離。

コンクリートひずみ、緊張材引張力は、プレストレス導入前を 0 とする。

図-7 計算のフロー (改良した手法)

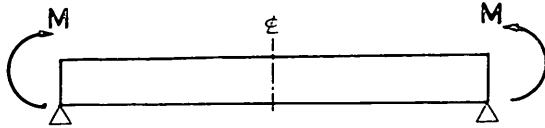


図-8 改良した手法の検証

変化していく  $n_p, \epsilon_c, P_1, P_2, P_3$  および  $M$  を細かく求めていくことができる。これが、ひびわれ発生後の解析である。また、供試体の破壊は、下段緊張材の引張り力  $P_3$  が、緊張材の破断力に達した時とし、この時、計算を終了し、その時の曲げモーメントを算出する。この曲げモーメントが断面耐力である。以上の計算方法で断面耐力の算定、およびひびわれ発生後の断面の応力、ひずみ等の解析を行うことができる。

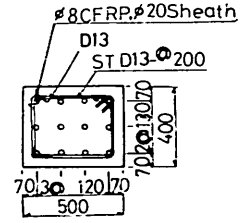
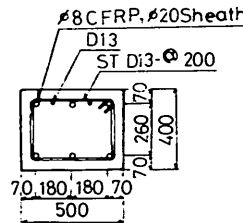
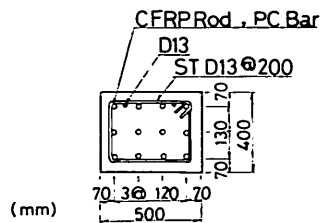
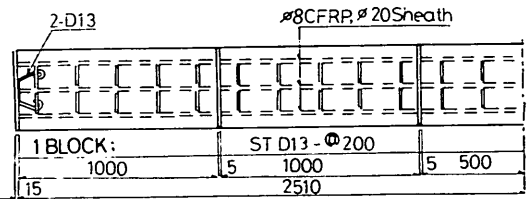
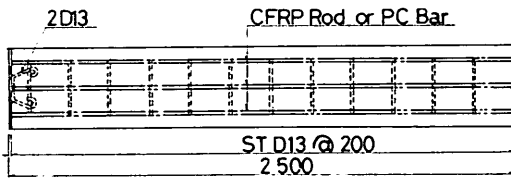
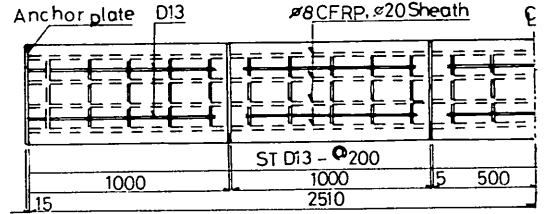
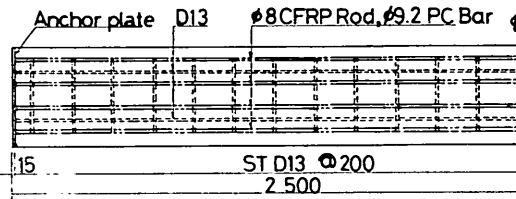
なお、付録-1 に、本研究で曲げ試験を行ったアンボンド PC 一体梁の具体的計算式、および入力値を示す。

(4) 改良手法の検証

図-8 に示すような、部材全長にわたって曲げモーメントが一定である場合には、コンクリートあるいは緊張材の応力は、部材全長にわたって等しい。したがって、アンボンド PC 梁においても、ボンド PC 梁の断面応力

表-1 供試体の種類

供試体名	梁形状	緊張材(本数)	試験時有効プレストレス計算値 (kgf/cm <sup>2</sup> )
PI-1	一体梁	PC 鋼棒	25.4
PI-2		(12本)	25.4
CI-1		CFRP ロッド	25.8
CI-2		(12本)	24.9
CB- 1	ブロック梁	CFRP ロッド (6本)	12.5
CB- 2			12.5
CB- 3			12.5
CB- 4			12.3
CB- 5			12.3
CB- 6		CFRP ロッド (12本)	25.0
CB- 7			25.0
CB- 8			25.0
CB- 9			24.5
CB-10			24.5



(一体梁)

TYPE CB-1-5

TYPE CB-6-10

(ブロック梁)

図-9 供試体の形状

(ひずみ)と等しくなる。そこで、**図-8**に示すような部材全長にわたって曲げモーメントが等しいという条件下で、ボンドPC梁とアンボンドPC梁との比較計算を、また同条件下で、鉄筋コンクリート梁と有効プレストレスを0と仮定したアンボンドPC梁との比較計算を行った。計算の結果、改良した手法によるアンボンドPC梁の計算応力と、ボンドPC梁の計算応力あるいは鉄筋コンクリート梁の計算応力とは一致した。

### 3. 曲げ試験

#### 3.1 供試体の概要

##### (1) 供試体の種類

供試体の種類は、**表-1**に示すとおり、PC鋼棒を緊張材としたアンボンドPC一体梁(タイプ-PI)、CFRPロッドを緊張材としたアンボンドPC一体梁(タイプ-CI)、およびCFRPロッドを緊張材としたアンボンドPCブロック梁(タイプ-CB)の3種類である。タイプ-CBにおいては、有効プレストレス25 kgf/cm<sup>2</sup>(No. CB-6~CB-10)および有効プレストレス12.5 kgf/cm<sup>2</sup>(No. CB-1~CB-5)の2種類の供試体を製作した。また、タイプ-CBの供試体のうち、No. CB-4, 5, 9, 10は、長期の有効

プレストレスの安定性を検討するための長期材令試験用の供試体である。

タイプ-PIとタイプ-CIとは緊張材の違いによる曲げ性状の比較を行うため、緊張材のみをかえ、断面形状、コンクリートの強度、有効プレストレス等は、等しくなるように設計した。また、タイプ-CBのNo. CB-6~CB-10とタイプ-CIとは、梁の構造型式の違いによる曲げ性状の比較を行うため、接合部の有無のみをかえ、緊張材およびコンクリートの強度、有効プレストレス等は等しくなるように設計した。

##### (2) 供試体の形状

供試体の形状、および配筋状況は、**図-9**に示すとおりである。一体梁は、断面40cm×50cm、長さ5mの供試体で、12本の緊張材でアンボンド方式により緊張力を与えられている。ブロック梁は、断面40cm×50cm、長さ1mのブロック5個を6本あるいは12本の緊張材でアンボンド方式により緊張、接合した供試体である。ブロック間の接合部には、5mm厚さのモルタル目地を設けた。鉄筋は、スターラップおよび圧縮側軸方向鉄筋のみ配置し、引張り側軸方向鉄筋は配置しなかった。

##### (3) 使用材料および強度特性

表-2 セメントの試験成績

比重	比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)	凝 結			圧縮強さ (kgf/cm <sup>2</sup> )				酸化マグ ネシウム (%)	三酸化 硫 黄 (%)	強熱減量 (%)	塩 素 (%)
		水 量 (%)	始 発 (h-min)	終 結 (h-min)	1 d	3 d	7 d	28 d				
3.14	4,330	29.9	2-10	3-19	139	261	362	466	1.4	2.8	0.7	0.005

##### (ブロック梁)

比重	比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)	凝 結			圧縮強さ (kgf/cm <sup>2</sup> )				酸化マグ ネシウム (%)	三酸化 硫 黄 (%)	強熱減量 (%)
		水 量 (%)	始 発 (h-min)	終 結 (h-min)	1 d	3 d	7 d	28 d			
3.14	4,340	29.9	2-19	3-25	140	261	361	462	1.4	2.8	0.7

表-3 細骨材の試験成績

##### (一体梁)

比重	吸水率 (%)	単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	フルイ通過率 (%)						粗粒率
			5 mm	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
2.63	1.71	1,664	100	93	63	30	2	0	2.89

##### (ブロック梁)

比重	吸水率 (%)	単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	フルイ通過率 (%)						粗粒率
			5 mm	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
2.63	1.72	1,662	100	84	61	42	26	4	2.83

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状

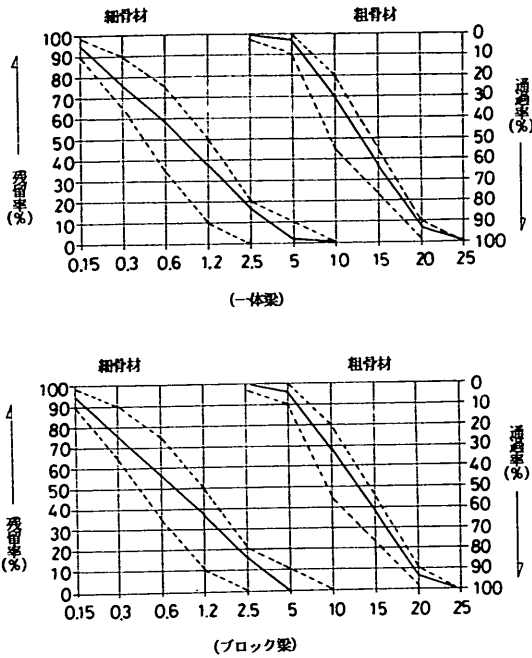


図-10 骨材の粒度曲線

使用材料および強度特性について述べる。

a) 鉄筋コンクリート用材料

① セメント

JIS R5210 による早強ポルトランドセメントを用いた。試験成績を表-2 に示す。

② 細骨材

酒酌川産川砂を用いた。試験成績および粒度曲線を表-3 および 図-10 に示す。

③ 粗骨材

配酌川産川砂利を用いた。試験成績および粒度曲線を表-4 および 図-10 に示す。

④ 混和剤

減水剤としてマイティ150 (花王株式会社製) を用い、AE 剤としてシーカ AER (日本シーカ株式会社製) を用いた。

⑤ 鉄筋

JIS G3112 による SD30A D13mm を用いた。

b) コンクリートの配合および強度

示方配合を表-5 に示す。また、コンクリートの圧縮強度、および弾性係数を表-6 に示す。

c) 緊張材およびシー

表-4 粗骨材の試験成績

比重	吸水率 (%)	単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	フルイ通過率 (%)					粗粒率	
			25 mm	20	15	10	5		2.5
2.75	1.09	1,661	100	93	63	30	2	0	6.75

表-5 示方配合

(一体梁)

粗骨材最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
20	8±2	4±1.5	34.7	39.0	160	460	671	1,097	4.60* 3.68**

\* マイティ150 \*\* シーカ AER

(ブロック梁)

粗骨材最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
20	8±2	4±1.5	39.0	42.0	164	420	753	1,088	4.20* 3.36**

\* マイティ150 \*\* シーカ AER

表-6 コンクリートの圧縮強度および弾性係数

供試体	圧 縮 強 度 (kgf/cm <sup>2</sup> )			弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
	プレストレス導入時*	7日*	28日**	28日**
Type-PI	465		548	2.73×10 <sup>5</sup>
Type-CI	524		615	2.44×10 <sup>5</sup>
Type-CB	409	609	718	3.90×10 <sup>5</sup>

\*: 蒸気養生後

\*\* : 標準養生後

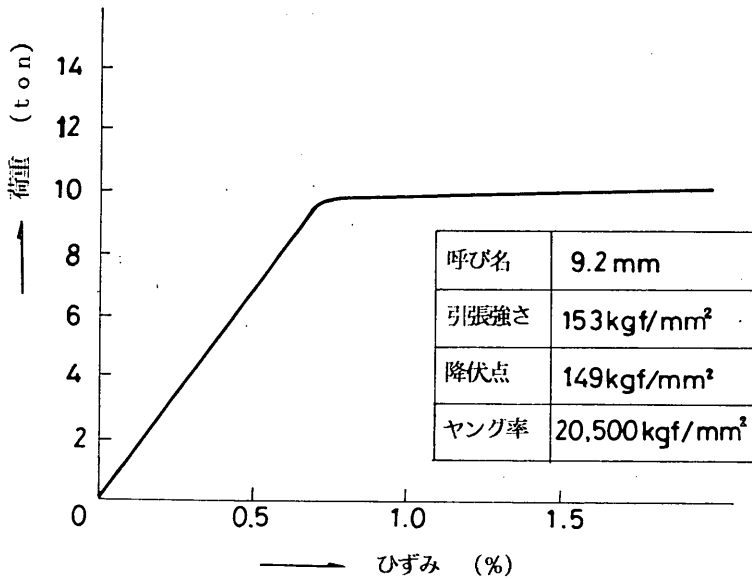


図-11 PC 鋼棒の引張り試験結果

① PC 鋼棒

タイプ-PI の緊張材として、JIS G3109 によるPC 鋼棒 C種 1号 (φ9.2 mm) を使用した。これの試験結果を 図-11 に示す。

② CFRP ロッド

タイプ-CI の緊張材として、三菱化成株式会社製のピッチ系 CFRP ロッド (φ8 mm) を使用した。ロッドの諸元および引張り試験結果を表-7 に示す。

また、CFRP ロッドの応力-ひずみの関係を 図-12 に示す。CFRP ロッドの応力とひずみとの関係は、破断まで直線的である。

③ シース

緊張材とシースとの摩擦の影響を少なくするため、塩ビ管パイプ (φ20 mm) を用いた。

④ CFRP ロッドの定着体

CFRP ロッドの定着体として、図-13 に示す2つ割りクサビ式定着体 (ピー・エス・コンクリート株式会社製) を用いた。表-7 に示す CFRP ロッドの引張り試験結果は、本定着体を用いた値である。

(4) 供試体の製作

a) コンクリートの打設および養生

コンクリート用材料は、パッチャープラントにより練り混ぜ、型枠内に打設した。コンクリートのスランプおよび空気量は、打設直前に測定し、所定の条件を満足していることを確認した。ブロック梁のブロックは、マッチャキャスト方式により製作した。

供試体の養生は、最高温度60℃の蒸気養生とした。

b) 緊張作業

一体梁の緊張は、コンクリート打設後材令2週間~4週間で行った。

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状

表-7 CFRP ロッドの諸元

直 径 (mm)	8.0
繊維混入率 $V_f$ (%)	64.7
マトリックス	熱硬化性エポキシ樹脂
比 重	1.57
単 位 重 量 (g/m)	76.9

引張り強度試験結果

ロッド No.	1	2	3
破断強度(kgf/mm <sup>2</sup> )	147	155	139
弾性係数(kgf/mm <sup>2</sup> )	15,800	15,100	15,800
破断時伸び (%)	0.93	1.03	0.88

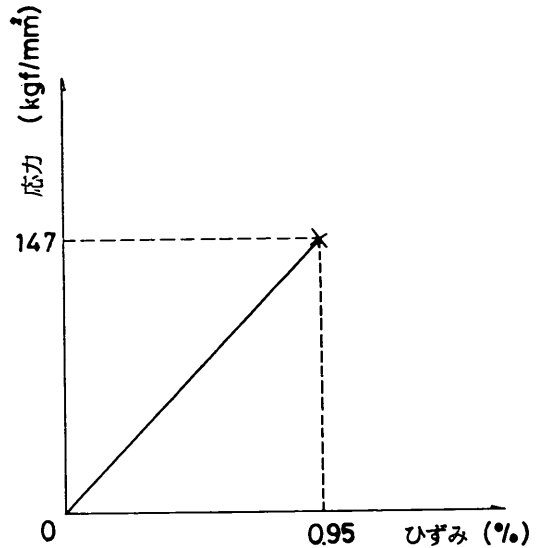


図-12 CFRP ロッドの応力-ひずみ曲線

また、ブロック梁においては、コンクリート打設後材令1か月で2本のPC 鋼より線により、仮緊張をおこなった。5個のブロックを緊張台に並べて、ブロック間の接合部にモルタル目地を設けた後、全緊張力 2.0tf で仮緊張をおこなった。CFRP ロッドは、一方向のみに炭素繊維を配列した極めて異方性の高い材料であるため、従来のPC 鋼棒と異なり、軸直角方向の力、衝撃に対して容易に破損しやすい。したがって、ブロック接合部でのシーズ孔の変形により CFRP ロッドが破損する危険性があったため仮緊張を行った。

CFRP ロッドの緊張、定着作業は、図-14 に示す緊張機器を用いておこなった。5tf まで段階的に緊張し、こ

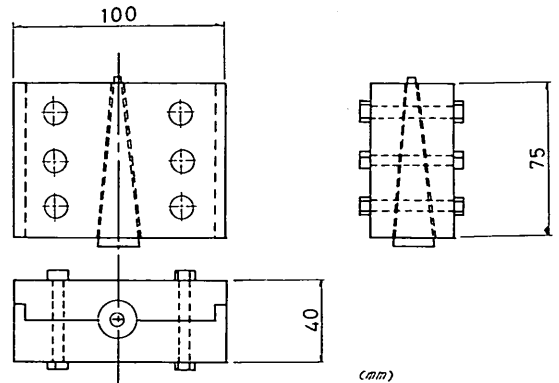


図-13 CFRP ロッドの定着体

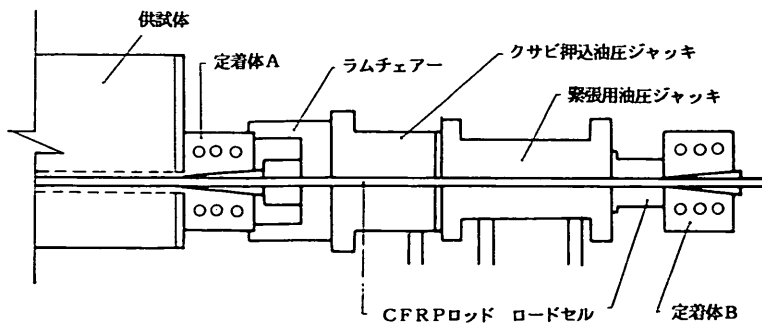


図-14 緊張方法



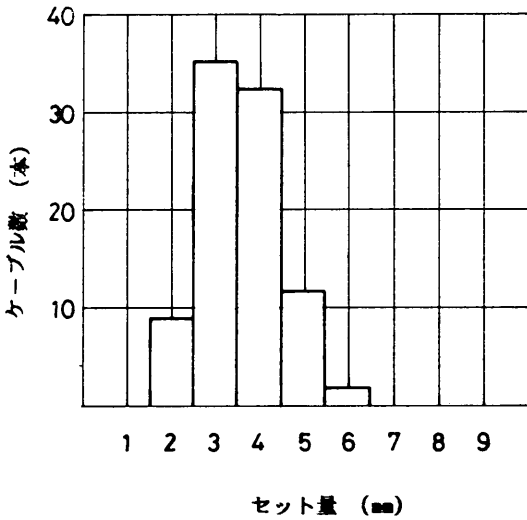


図-15 定着時のセット量

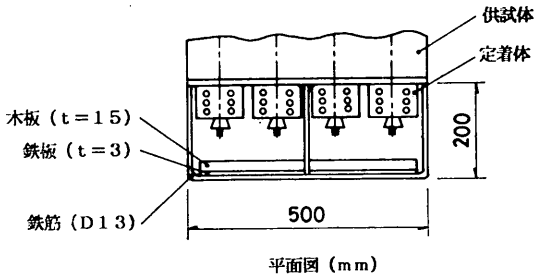


図-16 供試体端部の保護

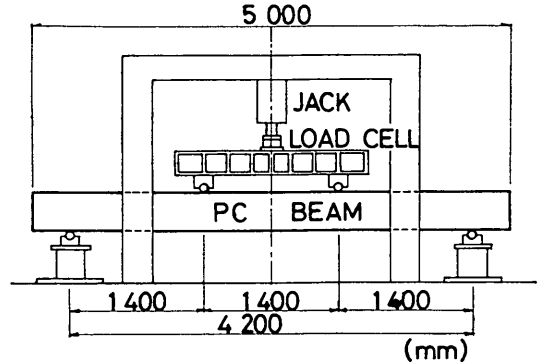


図-17 載荷状況

表-8 載荷手順 (一体梁)

供試体	サイクル	荷重
PI ・	①	0~2.0tf
	②	0~12tf (ひびわれ発生荷重+α)
CI	③	0~破壊迄

スリップの有無を経時的に観察できるように、露出状態にした。このため供試体の運搬中等において、定着部が外部から衝撃を受けることがないように、また CFRP ロッドが破断した場合でもロッド、定着体等が飛散しないように、図-16 に示すような、鉄筋、鉄板、木板によって構成される保護柵を設けた。

ちなみに緊張後の定着体を大ハンマーで強く叩くと、緊張材は、定着体とコンクリート端面との境界部でせん断によって破断した。

### 3.2 載荷試験の概要

#### (1) 載荷方法および載荷手順

すべての供試体において、載荷は、図-17 に示すような支点間距離 4.2m の三等分点載荷とした。載荷試験機には 100tf 版構造試験機を用いた。載荷手順は、一体梁とブロック梁とで多少異なる。

##### a) 一体梁の載荷手順

一体梁の載荷試験は、プレストレス導入からの材令 2 か月で実施した。載荷手順は、表-8 に示すとおりであった。第 1 サイクルで供試体のならし、および測定器のチェックを行い、第 2 サイクルでひびわれ発生までの曲げ性状を観察した。さらに、第 3 サイクルで有効プレストレス、ひびわれ発生後の曲げ性状、および断面耐力を観察、測定した。

##### b) ブロック梁の載荷試験

ブロック梁の載荷試験は、曲げ性状の検討を行うため

のとき CFRP ロッドの伸び、およびひずみを測定して荷重と伸び、ひずみ量の関係を得た。つぎに、押し込みジャッキによって定着体 A のクサビを 1tf で押し込み、その後緊張用油圧ジャッキを解放し、定着体 A によってコンクリート梁中の CFRP ロッドに緊張力を導入した。導入時の定着体 A のクサビの滑り込み量(セット量)は、図-15 に示すように平均で 3.6 mm であり、セットによる緊張力の低下量は、緊張材 1 本あたり 400~650kgf であった。

このようにして各緊張材を緊張、定着して供試体に導入した全緊張力は、12本の緊張材を有す供試体で設計値 54tf に対して 54.2~54.8tf、6本の緊張材を有す供試体で設計値 27tf に対して 26.62~27.2tf であった。

#### c) 供試体端部の保護処理

定着体は通常の場合、コンクリート等で跡埋めされるが、今回の場合は定着体の挙動、特に CFRP ロッドの

表-9 載荷手順 (ブロック梁)

供試体	サイクル	短期材令試験	長期材令試験(載荷I)
CB- 1 ∪ CB- 5	①	0~1.0tf	同左
	②	0~1.0tf	同左
	③	0~3.2tf	同左
	④	0~破壊迄	0~3.2tf
CB- 6 ∪ CB-10	①	0~2.0tf	同左
	②	0~2.0tf	同左
	③	0~6.4tf	同左
	④	0~破壊迄	0~6.4tf

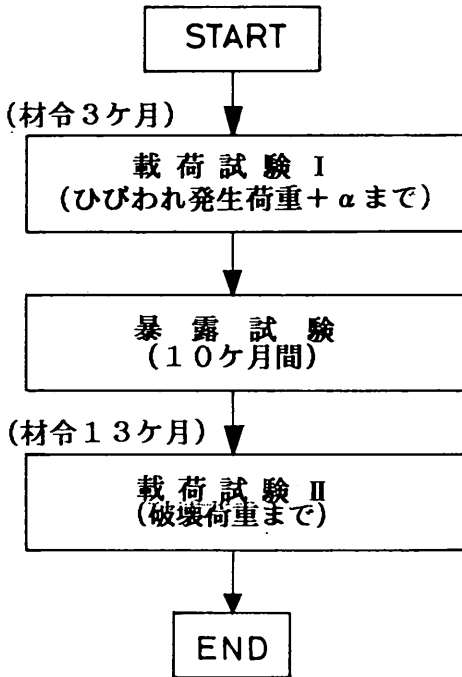


図-18 長期材令試験のフロー

の短期材令試験と、有効プレストレスの検討を行うための長期材令試験とに分かれる。

① 短期材令試験

載荷試験は、プレストレス導入からの材令3か月で実施した。載荷手順は、表-9 に示すとおりであった。第1サイクルで供試体のならし、および測定器のチェックを行い、第2サイクルで弾性範囲の曲げ性状を観察し、第3サイクルでひびわれ発生時の曲げ性状を観察した。さらに、第4サイクルでひびわれ発生後の曲げ性状、お

よび断面耐力を観察、測定した。

② 長期材令試験

長期材令試験の載荷は、図-18 に示すように載荷試験 I、II の2段階で行った。材令約3か月で載荷試験 I (接合部のひびわれが約0.2mm に達する荷重まで) を行い、その後10か月間屋外 (海より20m離れた場所で、風の強い日には海水飛沫を浴びる。年平均気温は16℃である。) で暴露し、材令約13か月において再び載荷試験 II (破壊荷重まで) を行った。載荷試験 I の載荷手順は、表-9 中の長期材令試験 (載荷 I) に示すとおりであった。載荷試験 II の載荷手順は、短期材令試験に準じた。

(2) 測定項目

次に示す項目について測定をおこなった。

a) 一体梁の測定項目

① ひびわれ発生荷重、および破壊荷重

下縁コンクリートにひびわれが確認された荷重を測定した。さらに、梁が破壊する時の荷重を測定した。荷重の測定は、100tonロードセル (東京測器株式会社製) による。

② ひびわれ発生状況および破壊状況

荷重載荷に伴うひびわれの発生状況、および供試体が破壊した時の状況を図化した。

③ 供試体のたわみ

図-19 に示すように、8か所に変位計を取り付け、たわみ量の測定を行った。

④ 圧縮縁コンクリートひずみ

図-20 に示すように、載荷点間の5か所にストレインゲージを貼り付け、測定を行った。

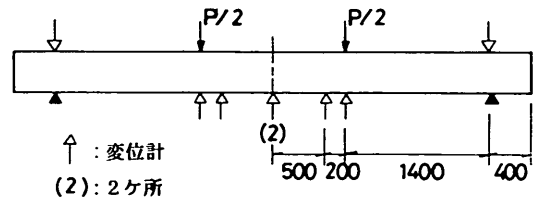


図-19 たわみ量の測定位置 (一体梁)

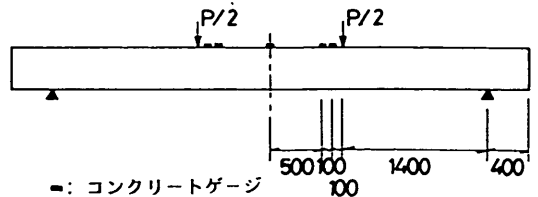


図-20 圧縮縁コンクリートひずみの測定位置 (一体梁)

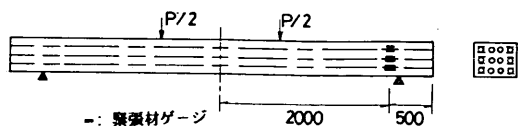
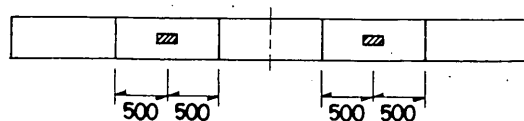


図-21 緊張材ひずみの測定位置（一体梁）



㊦：カールソン型ひずみゲージ

図-27 コンクリートひずみの測定位置（ブロック梁）

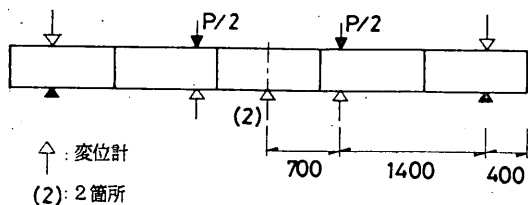


図-22 たわみ量の測定位置（ブロック梁）

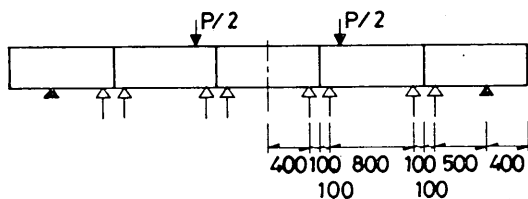


図-23 接合部のずれの測定位置（ブロック梁）

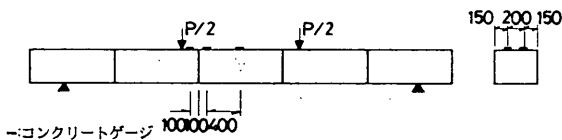


図-24 圧縮縁コンクリートひずみの測定位置（ブロック梁）

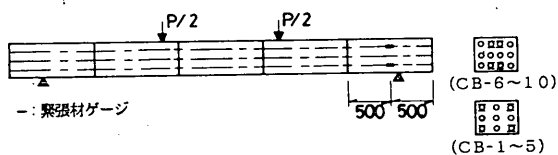


図-25 緊張材ひずみの測定位置（ブロック梁）

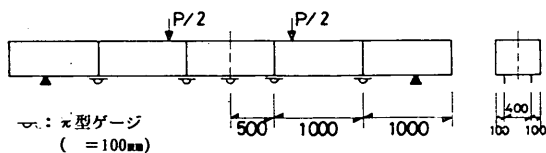


図-26 ひびわれ幅の測定位置（ブロック梁）

⑤緊張材のひずみ

図-21 に示すように、6本の緊張材にストレインゲージを貼り付け、測定を行った。

b) ブロック梁の測定項目

イ) 短期材令試験

① ひびわれ発生荷重、および破壊荷重

② ひびわれ発生状況、および破壊状況

①, ②は、一体梁の測定項目と同様である。

③ 供試体のたわみ量

図-22 に示すようにスパンセンター、支点位置、載荷位置の計6か所に変位計を取り付け、たわみ量の測定を行った。

④ 接合部のずれ

図-23 に示すように、各接合部の8か所に変位計を取り付け、接合部のずれの測定を行った。

⑤ 圧縮縁コンクリートひずみ

図-24 に示すように、供試体の圧縮縁にストレインゲージ6枚を貼り付け、コンクリートのひずみの測定を行った。

⑥ 緊張材の増加ひずみ

図-25 に示すように、4本の緊張材にストレインゲージを貼り付け、載荷荷重による増加ひずみの測定を行った。

⑦ ひびわれ幅および接合部のひらき

図-26 に示すように、供試体の下縁にπ型ゲージ (l=100mm) を5個取り付け、ひびわれ幅および接合部の開きの測定を行った。

⑧ 端部滑り量

1 サイクルごとに緊張材の端部の滑り量を、ノギスを用いて測定した。

ロ) 長期材令試験

1) 載荷試験 I

① ひびわれ発生荷重

② ひびわれ発生状況

さらに、短期材令試験の測定項目③~⑧と同様の測定を行った。

2) 屋外暴露中

① 緊張材のひずみ

表-10. 一体梁の破壊荷重

供試体の種類	実験値	ボンド PC 梁とした計算値	改良手法によるアンボンド PC 梁の計算値	実験値 (平均) / 計算値(アンボンド)	実験値 (平均) / 計算値(ボンド)
PI-1	19.1	17.7	18.8	1.03	1.10
PI-1	19.7	17.7	18.8		
平均値	19.4	17.7	18.8		
CI-1	16.7	17.2	18.2	1.01	1.06
CI-2	19.9	17.2	18.1		
平均値	18.3	17.2	18.2		

(単位 ; ton)

図-25 に示すように、4本の緊張材に取り付けられたストレインゲージにより緊張材のひずみを2か月ごとに測定した。

## ② コンクリートのひずみ

図-27 に示すような供試体の内部に埋め込まれたカールソングージにより、コンクリートの乾燥収縮、およびクリープによるひずみ変化量を1か月ごとに測定した。

## ③ 端部の滑り量

暴露中における緊張材端部のすべり量をノギスを用いて2か月ごとに測定した。

## 3) 載荷試験 II

短期材令試験の測定項目と同様とした。

## 3.3 曲げ性状に関する実験結果および考察

(1) PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁と CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁との曲げ性状の比較

## a) 破壊性状および破壊荷重

## ① 破壊性状

供試体の破壊は、PC 鋼棒を緊張材とした供試体 (タイプ-PI)、CFRP ロッドを緊張材とした供試体 (タイプ-CI) とともに、下段緊張材の破断によるもので、破壊は、両タイプとも突発的に起こった。

CFRP ロッドの破断は、定着体内あるいは定着体から 10cm 以内の部分で発生した。この原因は、定着体内あるいは定着体近傍のロッドにはクサビ定着により軸方向に垂直な方向の圧縮力、あるいはせん断力が発生するが、CFRP ロッドは引張り以外の力に非常に弱いという欠点を持っているからである。一方、PC 鋼棒の破断は、定着部のねじ切り部で発生した。

## ② 破壊荷重

破壊荷重の実験値、および計算値を表-10 に示す。CFRP ロッドを緊張材とした供試体の平均破壊荷重は、

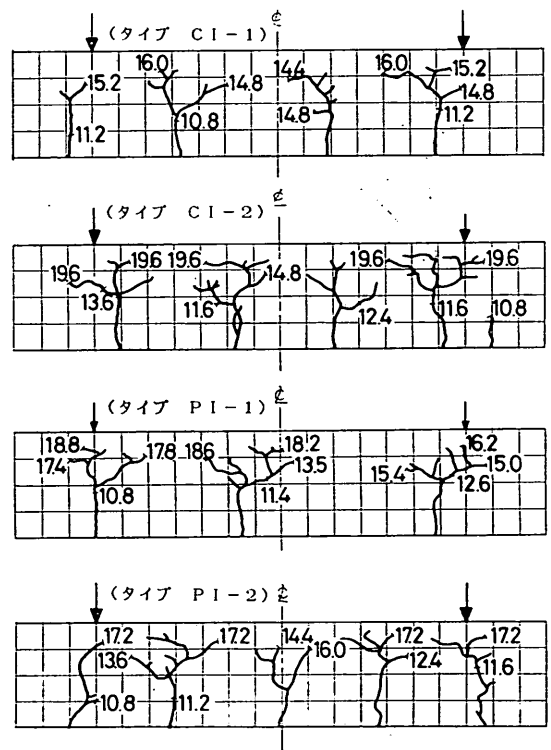


図-28 試験後のひびわれ状況 (一体梁)

PC 鋼棒の場合の平均破壊荷重の約94%であった。また、CFRP ロッドの場合の破壊荷重のばらつきは、PC 鋼棒の場合の破壊荷重のばらつきに比較してかなり大きくなった。これは、クサビ式定着体を用いて試験した時の CFRP ロッドの破断強度にばらつきがあるからである (表-7 に CFRP ロッドの破断強度試験値を示している)。

## b) ひびわれ性状およびひびわれ荷重

表-11 ひびわれ発生荷重および引張り応力発生荷重

供試体の種類	ひびわれ発生荷重		引張り応力発生荷重	
	実験値	計算値	実験値	計算値
PI-1	9.9	10.0	3.3	3.4
PI-2	9.1	10.0	3.3	3.4
平均値	9.5	10.0	3.3	3.4
CI-1	10.7	10.0	3.0	3.4
CI-2	7.9	9.8	3.2	3.3
平均値	9.3	9.9	3.1	3.35

(単位; ton)

① ひびわれ性状

試験後のひびわれ状況を図-28に示す。CFRP ロッドを緊張材とした供試体(タイプ-CI)のひびわれ状況は、PC 鋼棒を緊張材とした供試体(タイプ-PI)のひびわれ状況とほぼ同一であった。最初のひびわれは、曲げモーメント一定区間(載荷点間)の1~2か所で発生し、ひびわれは、載荷重の増加とともに3~5か所に増えた。ひびわれ間隔は、40cm~70cmであった。なお、すべての供試体においてせん断ひびわれは見られなかった。

② ひびわれ発生荷重および引張り応力発生荷重

ひびわれ発生荷重、および引張り応力発生荷重(下縁コンクリートに引張り応力が発生する荷重)の実験値を表-11に示す。引張り応力発生荷重の実験値は、荷重一

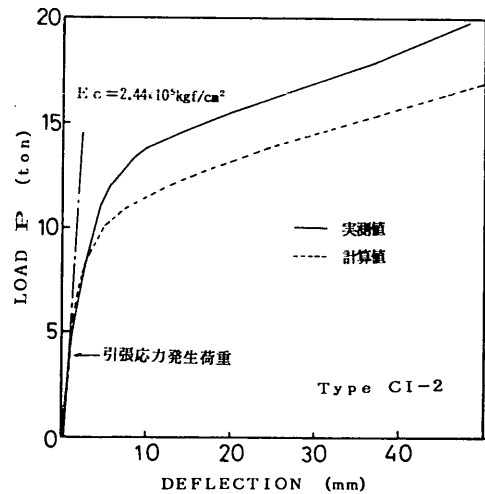
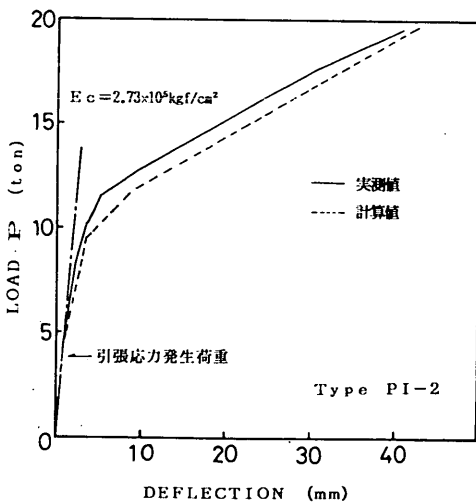
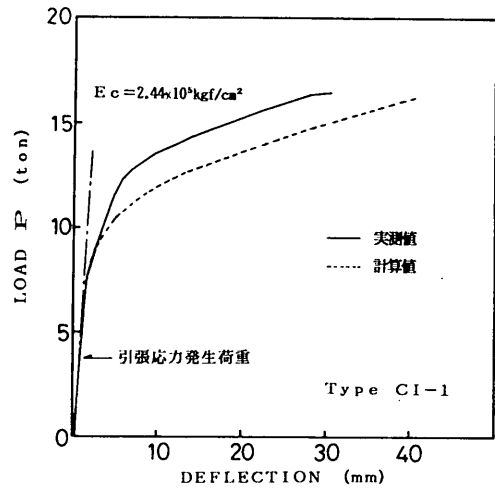
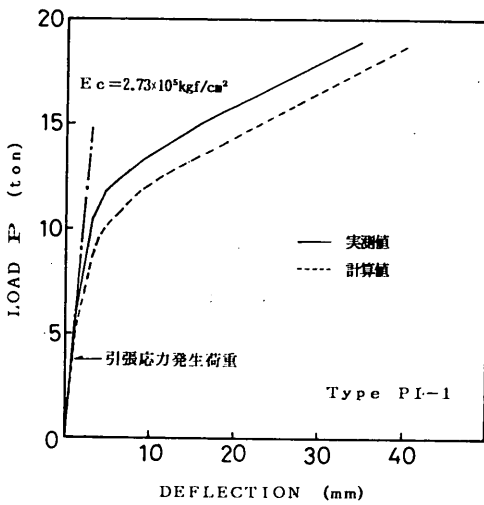


図-29 荷重-たわみ曲線(一体梁)

ひびわれ幅曲線、および荷重-圧縮縁コンクリートひずみ曲線より求めた。

また、表中には計算値も示す。ひびわれ発生荷重の計算は以下の式でおこなった。

$$M_{cr} = I_e / y_e \cdot (P_e / A_e + f_t) - M_d$$

$$P_{cr} = 2 \cdot M_{cr} / l_1$$

ここで、

$A_e$  : 換算断面の断面積

$I_e$  : 換算断面の断面 2 次モーメント

$f_t$  : コンクリートの引張り強度

$$(f_t = 0.5(f_c')^{2/3} \text{ とする})$$

$f_c'$  : コンクリートの圧縮強度

$M_{cr}$  : ひびわれ発生モーメント

$M_d$  : 供試体の自重による曲げモーメント

$l_1$  : 支点から載荷点までの距離

$P_{cr}$  : ひびわれ発生荷重

$P_e$  : 緊張材の有効緊張力 (導入緊張力より土木学会式<sup>2)</sup>を用いて計算をおこなった)

$y_e$  : 換算断面図心から引張縁までの距離

上式は、緊張材とコンクリートに付着のある場合の式であるが、アンボンド PC 梁においても用いることができる<sup>3)</sup>。また、引張り応力発生荷重の計算値は、上式のコンクリートの引張り強度  $f_t$  を 0 とおいて、計算したものである。

ひびわれ発生荷重については、コンクリートの引張り強度にばらつきがあるため、実験値と計算値とがそれほど一致しなかったものもあったが、引張り応力発生荷重については、すべての実験値が計算値にほぼ一致した。したがって、供試体には所定のプレストレスが導入されていたと推定される。

### c) 変位量の検討

#### ① たわみ量

スパン中央における荷重-たわみ曲線の実験値、および計算値を図-29に示す。たわみ量の実験値は、スパン中央の 2 か所の変位計による測定値を平均して、この平均値から支点の沈下量を差し引いた値である。また、計算値は、ひびわれ発生前に関しては、弾性計算より求めた値で、ひびわれ発生後に関しては、2.2 で示したひびわれ発生後の解析により求めた値である。

すべての供試体において、ひびわれ発生までのたわみ量の実験値は、弾性計算より求めたたわみ量に近似しており、供試体は弾性的挙動を示している。

次に、CFRP ロッドを緊張材とした供試体 (タイプ-CI) と PC 鋼棒を緊張材とした供試体 (タイプ-PI) とのたわみ量の比較を行う。図-30 に両供試体の荷重-た

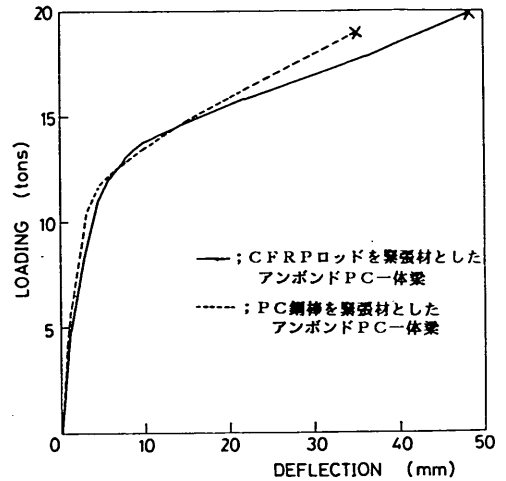


図-30 荷重-たわみ曲線の比較 (一体梁)

表-12 最大荷重時曲率 (実験値)

	曲率 ( $\times 10^{-3} \text{cm}^{-1}$ )
PI-1	8.00
PI-2	9.42
平均	8.71
CI-1	6.90
CI-2	10.91
平均	8.91

わみ曲線実験値 (スパン中央) の比較を示す。ひびわれ発生前においては、両供試体のたわみ量は一致したが、ひびわれ発生後においては緊張材の弾性係数の影響により、CFRP ロッドを緊張材とした供試体のたわみ量の方が大きくなる傾向を示した (CFRP ロッドの弾性係数は、PC 鋼棒の弾性係数の約 2/3 である)。

一般に、PC 部材の変形について最も重要な事項は、終局状態で十分な変形を示すかどうかということである。特に CFRP ロッドは、破断まで応力-ひずみが比例し、急激な破壊を起こすことより、終局時における部材の変形量の検討が必要である。表-12 にたわみ量より算出した最大荷重時の曲率を示す。CFRP ロッドを緊張材とした供試体の曲率は、 $8.91 \times 10^{-3} \text{cm}^{-1}$  で、PC 鋼棒を緊張材とした供試体の曲率  $8.71 \times 10^{-3} \text{cm}^{-1}$  とほぼ同一であった。これより、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁は、最大荷重時においては、PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁と同程度の変位

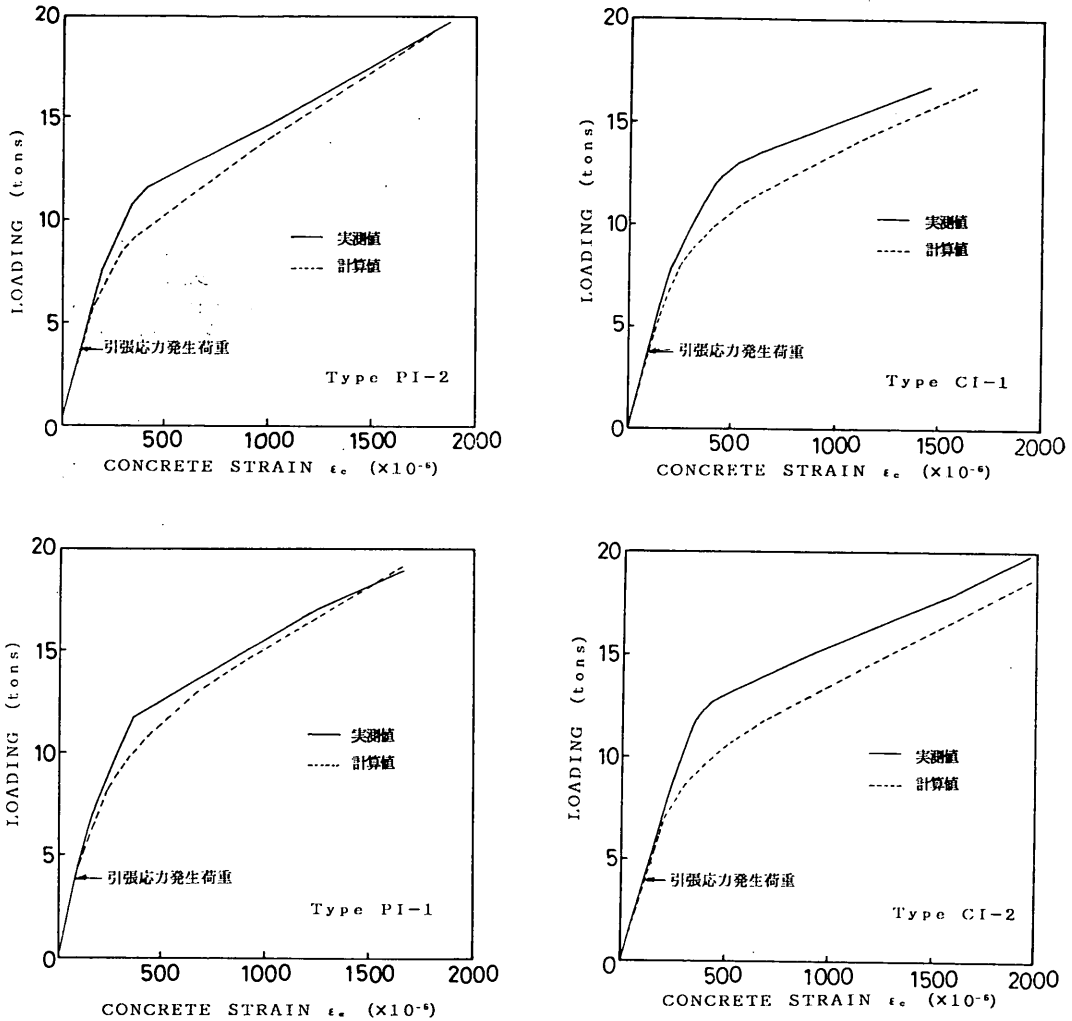


図-31 荷重—圧縮縁コンクリートひずみ曲線（一体梁）

を示すことがわかった。ただし、本研究で荷重に使用した版構造試験機は、荷重制御の試験機であったため、破壊時の曲率、および供試体の靱性については評価出来なかった。

② 圧縮縁コンクリートひずみ

荷重—圧縮縁コンクリートひずみの実験値、および計算値を 図-31 に示す。実験値は、曲げモーメント一定区間（載荷点間）の5か所で測定した値の平均値である。最大荷重時でのひずみ量は、CFRP ロッドを緊張材とした供試体では  $1,500 \sim 2,000 \times 10^{-6}$  で、PC 鋼棒を緊張材とした供試体では  $1,700 \sim 1,900 \times 10^{-6}$  であった。

また、図-32 に2種類の供試体の実験値を比較した図を示す。両梁の圧縮縁コンクリートひずみは、ほぼ一致

していた。

③ 緊張材ひずみ

荷重—緊張材ひずみの実験値、および計算値を 図-33 に示す。破壊時での緊張材の増加ひずみ量は、CFRP ロッドを緊張材とした供試体では上段  $30 \sim 130 \times 10^{-6}$ 、中段  $1,000 \sim 1,500 \times 10^{-6}$ 、下段  $1,800 \sim 2,700 \times 10^{-6}$  で、PC 鋼棒を緊張材とした供試体では上段  $20 \sim 30 \times 10^{-6}$ 、中段  $1,100 \sim 1,200 \times 10^{-6}$ 、下段  $2,000 \sim 2,300 \times 10^{-6}$  であった。

また、図-34 に2種類の供試体の実験値を比較した図を示す。ひびわれ発生後においては、緊張材の弾性係数の違いにより、CFRP ロッドを緊張材とした供試体のひずみの方が、PC 鋼棒を緊張材とした供試体のひずみに

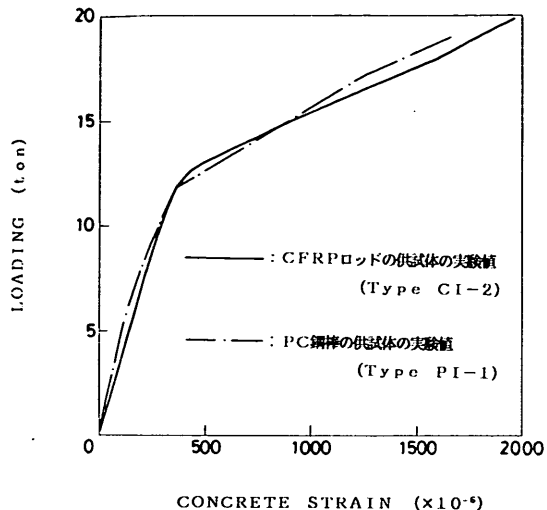


図-32 荷重-圧縮縁コンクリートひずみ曲線の比較 (一体梁)

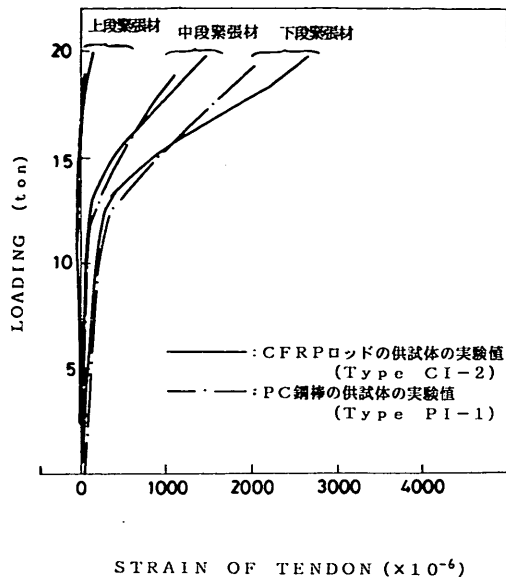


図-34 荷重-緊張材ひずみ曲線の比較 (一体梁)

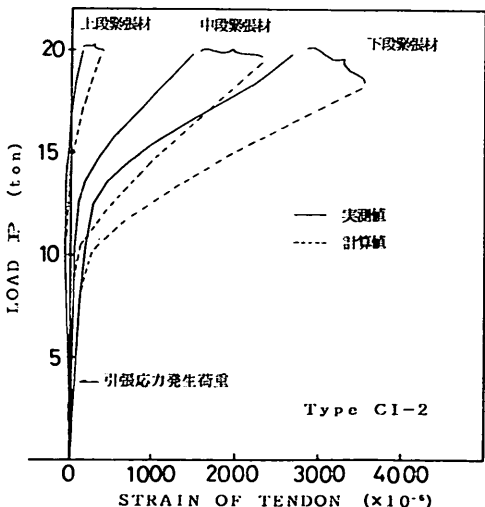
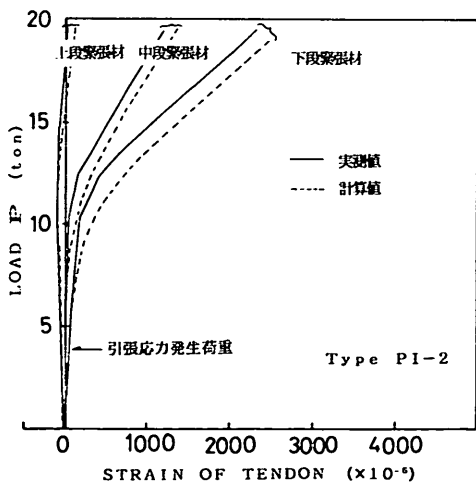
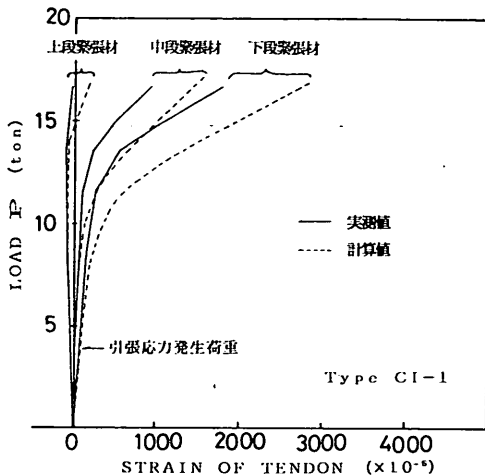
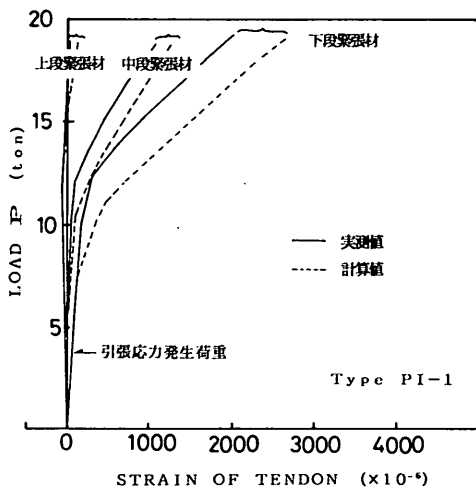


図-33 荷重-緊張材ひずみ曲線 (一体梁)



表-13 ブロック梁の破壊荷重

	供試体名	破 壊 荷 重			最大荷重時曲率 (実験値) ( $\times 10^{-5} \text{cm}^{-1}$ )
		実 験 値 (tf)	提案手法による 計算値 (tf)	付着のある場合 <sup>1)</sup> の計算値 (tf)	
ブ ロ ッ ク 梁	CB- 1	10.6	9.6 ( 1.00) <sup>3)</sup>	9.2 ( 0.96)	14.23
	CB- 2	9.4			—
	CB- 3	9.7			13.35
	CB- 4	9.5			11.40
	CB- 5	8.8			8.36
	平 均	9.6			11.84
	CB- 6	16.7 <sup>2)</sup>	19.2 ( 1.10)	18.4 ( 1.05)	10.52
	CB- 7	17.1 <sup>2)</sup>			9.26
	CB- 8	18.1			11.40
	CB- 9	16.7			6.90
CB-10	18.7	8.64			
平 均	17.5	9.34			
一 体 梁	CI- 1	16.7	18.2 ( 0.99)	17.2 ( 0.94)	6.90
	CI- 2	19.9			10.91
	平 均	18.3			8.91

- 1): 緊張材とコンクリートに付着のある場合の計算は、土木学会算定式による。  
 2): 定着体内でロッドのすべりが起こる (CB-6 は  $P=14.3\text{tf}$  で中段緊張材において、  
 CB-7 は  $P=17.1\text{tf}$  で下段緊張材で発生)。  
 3): ( ) 内は、実験値の平均値との比を表す。

比べてやや大きくなる傾向であった。

(2) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC ブロック梁の曲げ性状 (一体梁との比較)

a) 破壊性状および破壊荷重

① 破壊性状

ブロック梁の破壊は、下段緊張材の破断によるものであった。その破壊性状は、一体梁の破壊性状とほぼ同様で、突発的であった。また、ブロック梁においては、10体の供試体のうち2体で、定着体内での CFRP ロッドのすべりが観察された。

② 破壊荷重

ブロック梁の破壊荷重の実験値、および計算値を表-13に示す。また、表中には、前述の CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁の破壊荷重も併せて示している。供試体 CB-1~5 (緊張材本数 6 本) の破壊荷重の平均値は 9.6tf であった。また、供試体 CB-6~10

(緊張材本数12本)の破壊荷重の平均値は17.5ftで、これは、一体梁の破壊荷重の約95%であった。

b) ひびわれ性状およびひびわれ発生荷重

① ひびわれ状況

試験後のひびわれ状況を図-35に示す。供試体 CB-1~5 (緊張材本数 6 本)、および供試体 CB-6~10 (緊張材本数12本)のいずれの供試体においても、最初のひびわれは、曲げモーメント一定区間 (載荷点間) の接合部に発生した。さらに荷重が増加すると、中立軸が上昇するとともに、ひびわれは供試体上部に伸び、上段緊張材位置で供試体の軸方向に拡がっていった。軸方向のひびわれは、中央ブロックとその両側のブロック上部に偏心軸力が作用したためと考えられる。また、供試体 CB-6~10 (緊張材本数12本)においては、中央ブロックの下縁にひびわれが発生した。なお、すべての供試体において、せん断区間接合部にはひびわれは発生しなかった。

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状

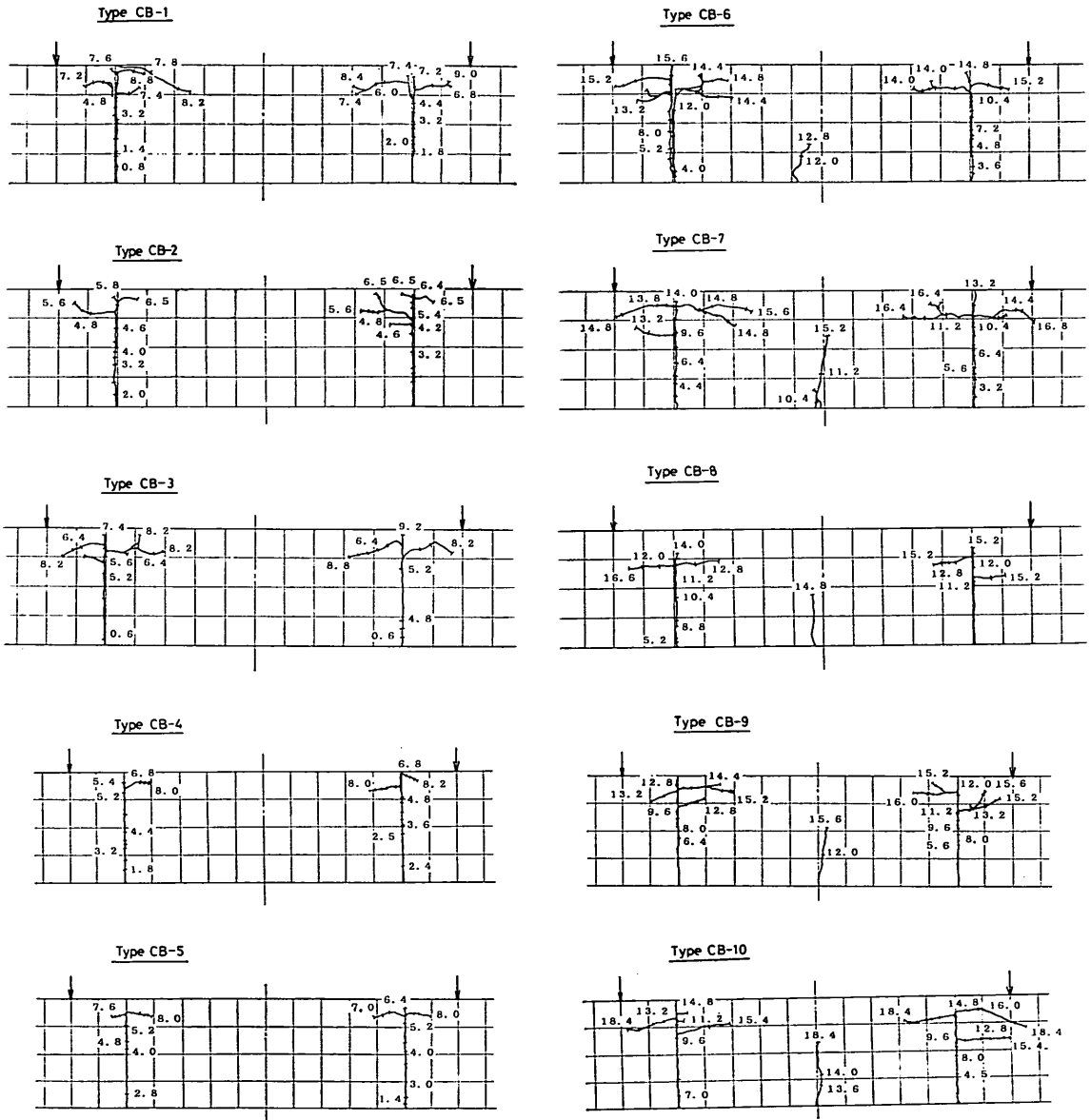


図-35 試験後のひびわれ状況 (ブロック梁)

表-14 ブロック梁のひびわれ発生荷重

供試体名	ひびわれ発生荷重(実験値)(tf)	ひびわれ発生荷重(計算値)(tf)	実験値(平均)計算値
CB-1	1.1	1.0	1.10
CB-2	2.1		
CB-3	0.9		
CB-4	0.7		
CB-5	0.8		
平均	1.1		
CB-6	3.1 (11.5)	3.4	1.03
CB-7	3.1 (10.7)		
CB-8	4.3 (15.1)		
CB-9	3.5		
CB-10	0.7 <sup>1)</sup>		
平均	3.5 (12.4)		

( )内は、中央ブロック下縁のひびわれ発生荷重である。

1) : CB-10の実験値は、平均に入れなかった。

② ひびわれ発生荷重

ひびわれ発生荷重の実験値、および計算値を表-14に示す。計算値の算出においては、モルタル目地とコンクリートブロックとの間の付着はほとんどなかったため、コンクリートの曲げ引張り強度を0として求めた。実験値は計算値に対して1.03~1.10で、おおむね一致した。

③ ひびわれ幅

荷重と曲げモーメント一定区間の接合部B(C)点における平均ひびわれ幅(開口幅)との関係を図-36に示す。また図中には、アンボンドPC一体梁(タイプ-CI)の実験結果もあわせて示す。ブロック梁の接合部の開口荷重以後は、荷重の増加とともにブロック梁のひびわれ幅が、一体梁のひびわれ幅に比較して大きくなっていった。また、図中には、荷重-平均ひびわれ幅の計算値も示す。アンボンドPCブロック梁のひびわれ幅の算定式は、まったく提案されておらず、本研究では次式により計算値を算出した。

$$w = l/2 \cdot (\sigma_{pe}/E_p + \epsilon'_{cs})$$

ここに、 $l$  : 部材長 (500 cm)

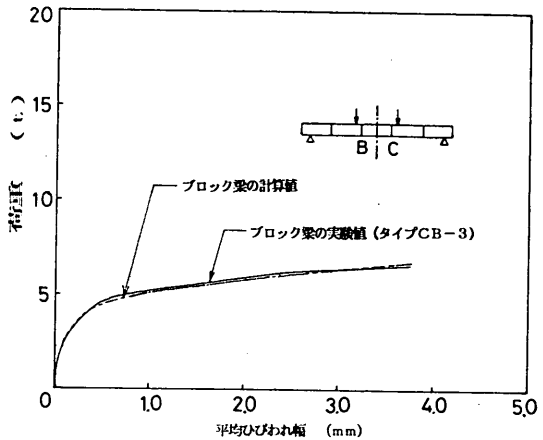
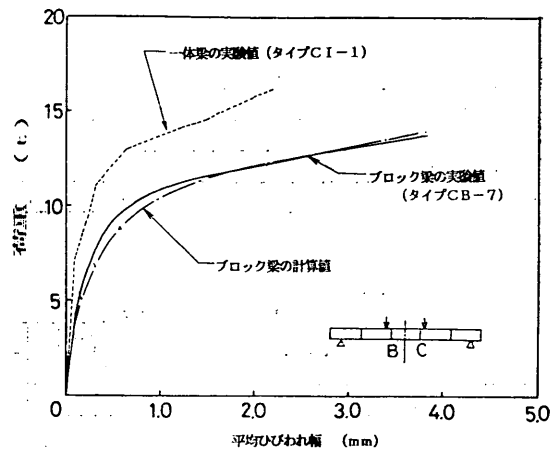


図-36 荷重-接合部B(C)点の平均ひびわれ幅曲線

$\sigma_{pe}$  : 下段緊張材位置のコンクリートが引張り状態となつてからの下段緊張材の応力度増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>) (改良したひびわれ発生後の解析結果を用いた)

$E_p$  : 緊張材の弾性係数 (1.56 × 10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup>)

$\epsilon'_{cs}$  : コンクリートの乾燥収縮、およびクリープによるひずみ量 (カールソングージの実測値を用いた)

この式は、供試体のひびわれが接合部B(C)の2か所に発生すると仮定し、2か所のひびわれ幅の合計が、下段緊張材位置のコンクリートの部材全長にわたる伸び変化量に等しいとおいた式で、さらにコンクリートの乾燥収縮、およびクリープの影響も加味したものである。な

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状

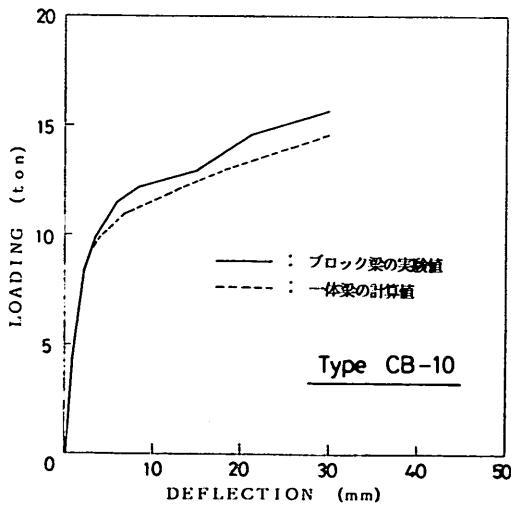
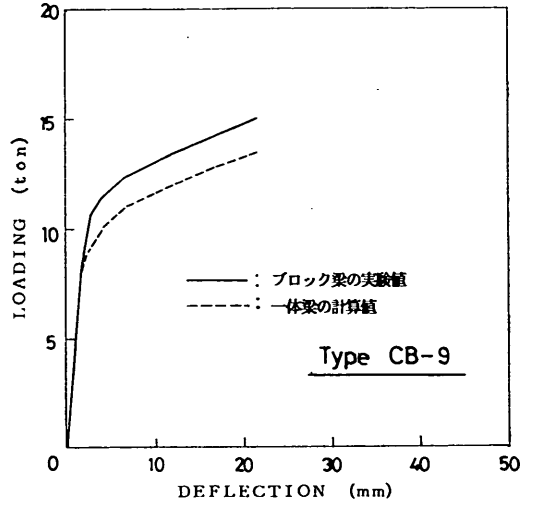
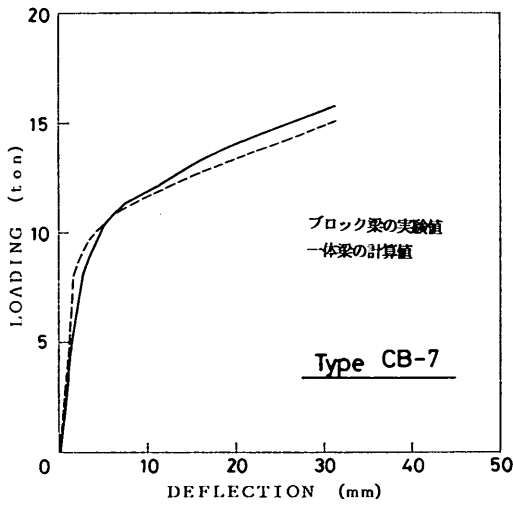
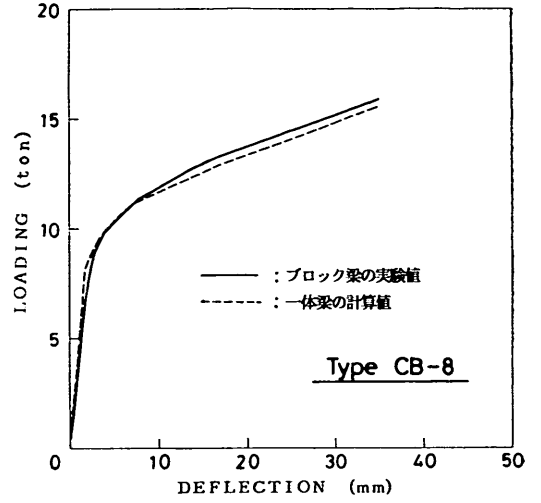
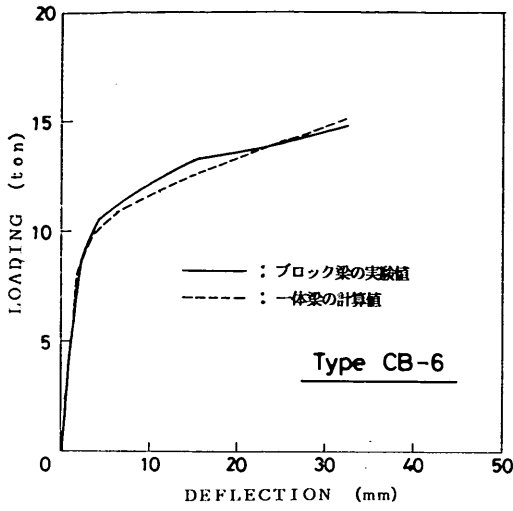


図-37 荷重—たわみ曲線  
 (ブロック梁, タイプ CB-6~10)

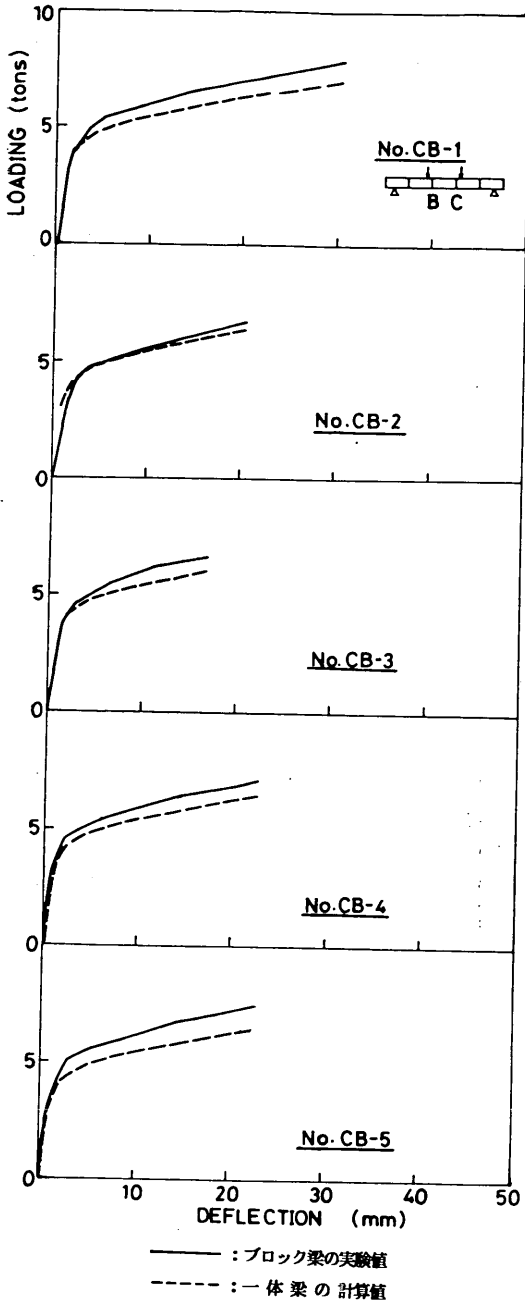


図-38 荷重-たわみ曲線  
(ブロック梁, タイプ CB-1~5)

お、供試体 CB-6~10においては、荷重 12.4tf 程度で中央ブロック下縁にひびわれが発生したが、この影響は上式では考慮しなかった。ブロック梁の実験値は、上式を用いて算出した計算値におおむね一致した。

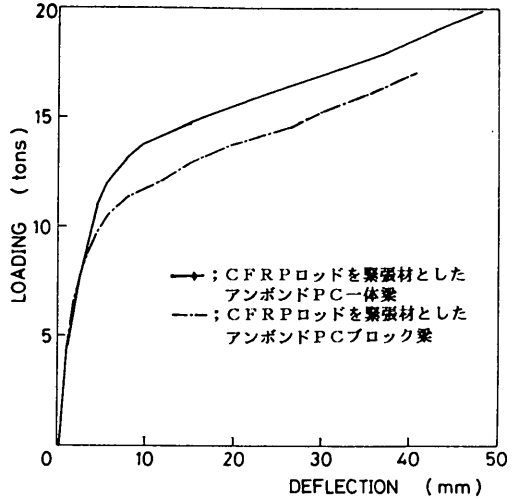


図-39 荷重-たわみ曲線の比較  
(ブロック梁と一体梁)

c) 変位量

① たわみ量

図-37に供試体 CB-6~10, 図-38に供試体 CB-1~5の接合部 B(C)点の荷重-たわみ曲線を示す。たわみ量は、接合部をはさんだ4か所の変位計による測定値を平均して、この平均値から支点の沈下量を差し引いた値である。図-37, 図-38ともに、接合部 B(C)点のたわみ量は、接合部の開口までは、弾性計算より求めたたわみ量に近似し、供試体は弾性的挙動を示している。

また、図には示さなかったが、スパンセンターのたわみ量は、中央ブロック下縁にひびわれが発生するまでは、接合部 B(C)点のたわみ量にほぼ等しく、ひびわれが発生した後は、接合部 B(C)点のたわみ量に比べて約 5%大きくなった。

次に、アンボンド PC 一体梁とアンボンド PC ブロック梁とのたわみ量の比較を行う。図-39 に、一体梁(タイプ CI-1), およびブロック梁(タイプ CB-7)の荷重たわみ(スパンセンター)曲線の実験値を示す。接合部の開口までは、ブロック梁のたわみ量は、一体梁のたわみ量とはほぼ一致し、接合部の開口からは、ブロック梁のたわみ量は、荷重の増加とともに徐々に一体梁のたわみ量に比較して大きくなっていった。そして、一体梁のひびわれ発生荷重の3割程度大きい荷重から破壊荷重までは、ブロック梁のたわみ量 ( $\delta_B$ ) と一体梁のたわみ量 ( $\delta_I$ ) との差は、一定となる傾向が見られた。この傾向は、PC 鋼棒を緊張材としたボンド PC 一体梁とボンド PC ブロック梁との間でみられる関係<sup>4)</sup>に類似している。

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状

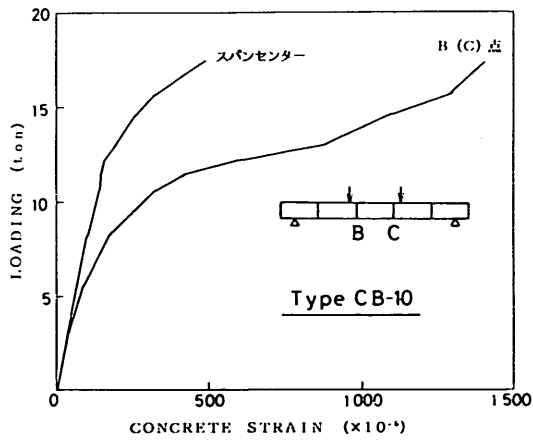
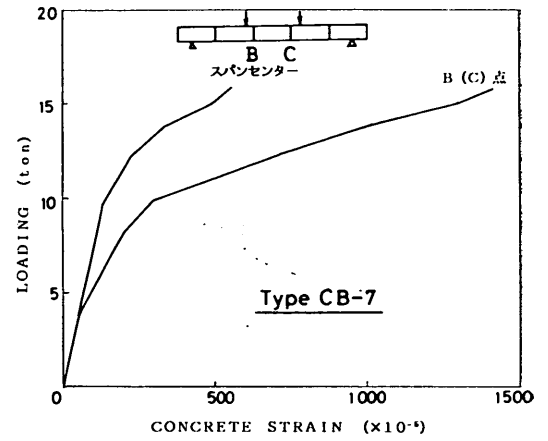
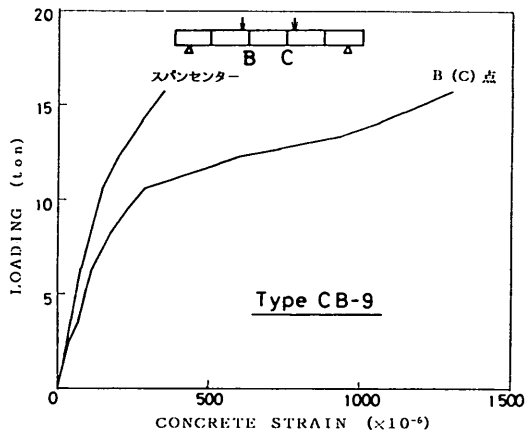
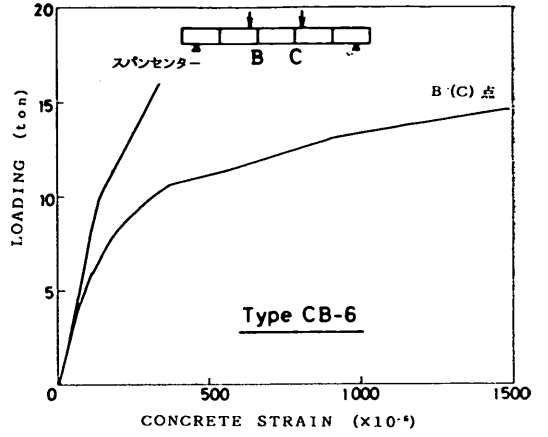
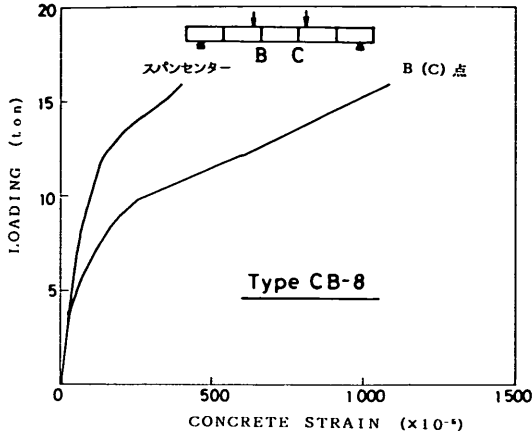


図-40 荷重—圧縮縁コンクリートひずみ曲線  
(ブロック梁, タイプ CB-6~10)

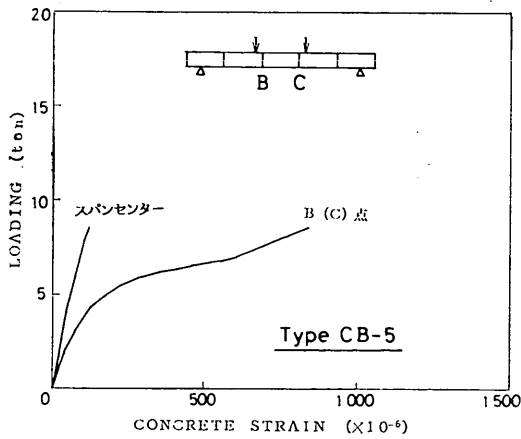
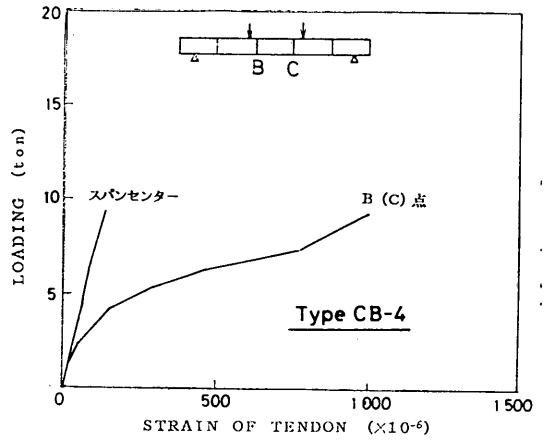
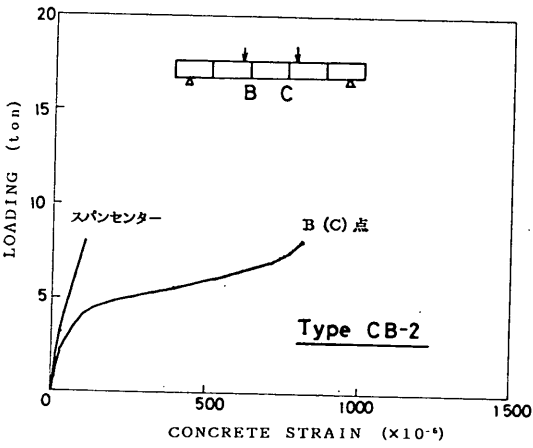
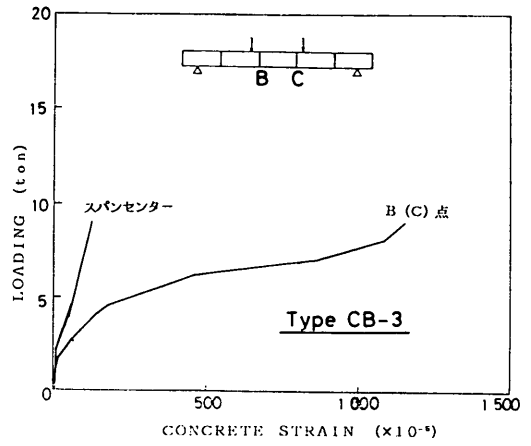
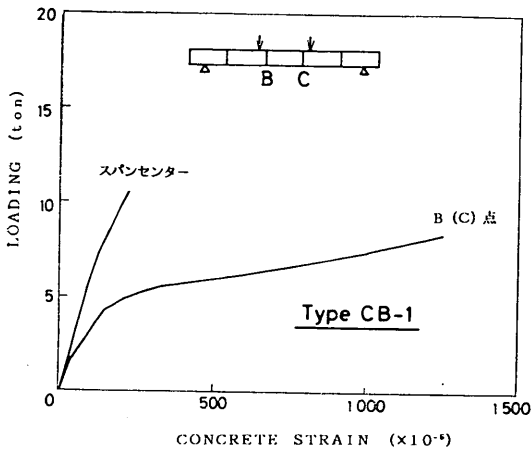


図-41 荷重—圧縮縁コンクリートひずみ曲線  
(ブロック梁, タイプ CB-1~5)

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状

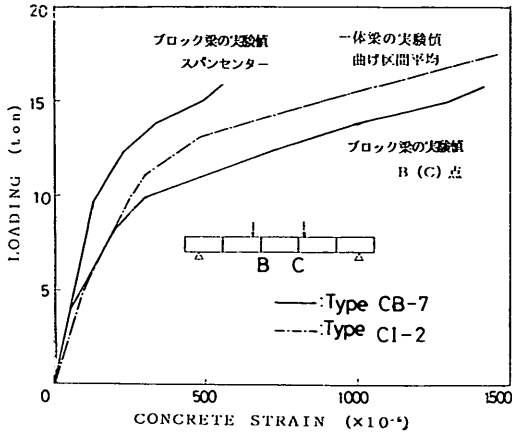


図-42 荷重—圧縮縁コンクリートひずみ曲線の比較 (ブロック梁と一体梁)

たわみ量の差が一定となるとき両梁のたわみ量の比 ( $\delta_B/\delta_I$ ) は、約 2.0 であった。

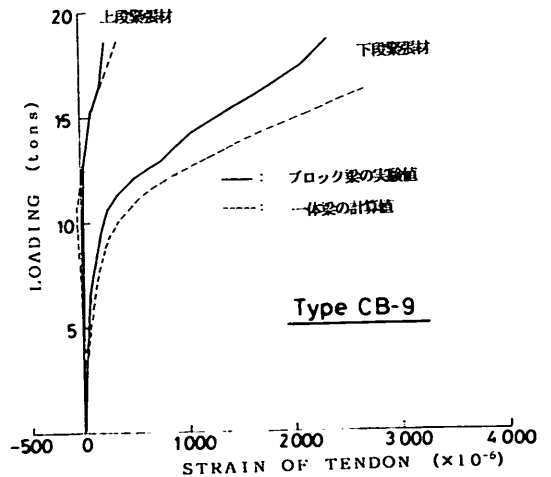
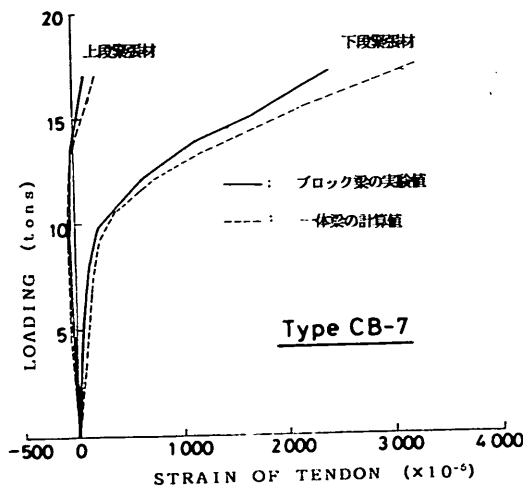
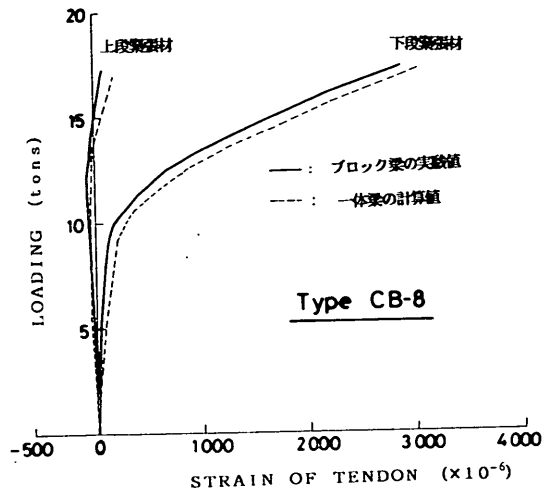
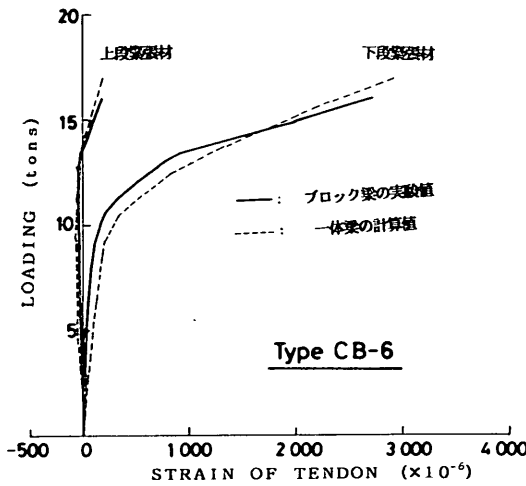
② 接合部のずれ

荷重による接合部のずれは、せん断区間の接合部において検討する必要があるが、ひびわれ幅、たわみの実験結果からは、接合部のずれは見うけられなかった。

③ 圧縮縁コンクリートひずみ

図-40 に供試体 CB-6~10 (緊張材本数 12 本)、図-41 に供試体 CB-1~5 (緊張材本数 6 本) の荷重と接合部 B(C) 点の圧縮縁コンクリートひずみとの関係を示す。接合部 B(C) 点のひずみは、接合部から 10cm 離れた 4 地点 (図-24 に示す) におけるコンクリートひずみの平均値である。

図-40、図-41 ともに、接合部 B(C) の開口までは、スパンセンターのひずみと接合部 B(C) 点のひずみとは等





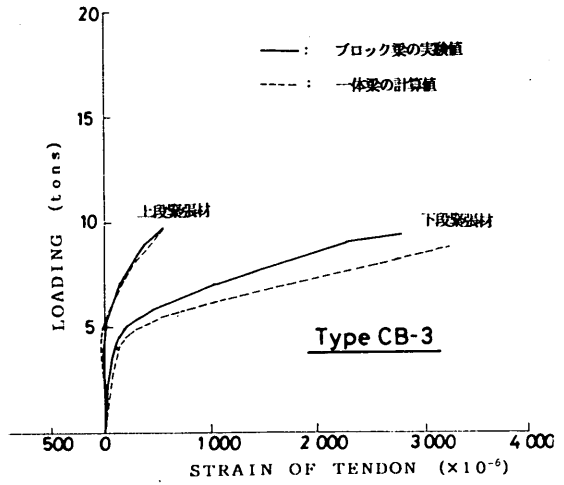
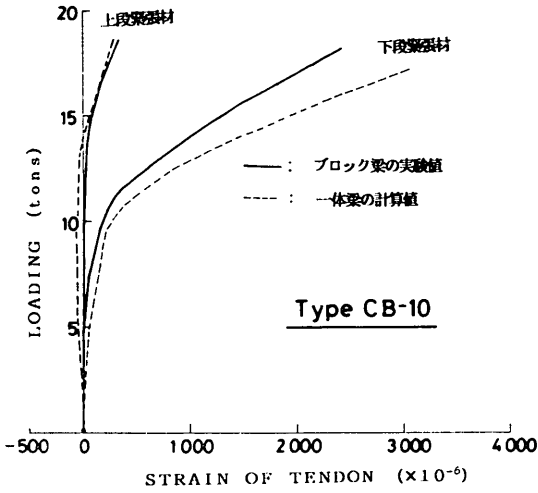


図-43 荷重—緊張材ひずみ曲線  
(ブロック梁, タイプ CB-6~10)

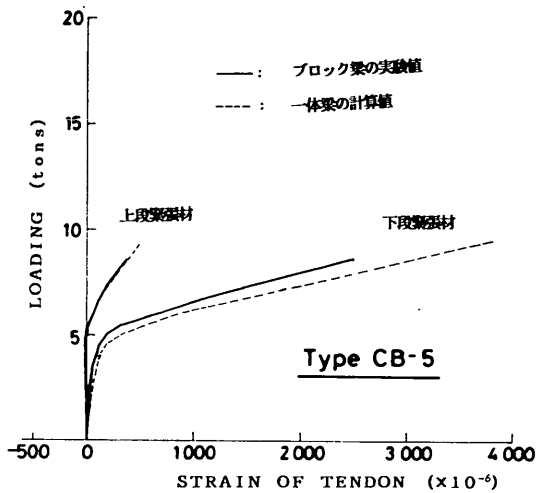
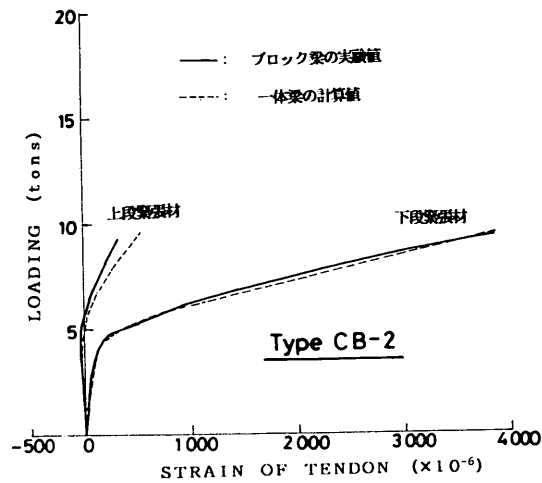
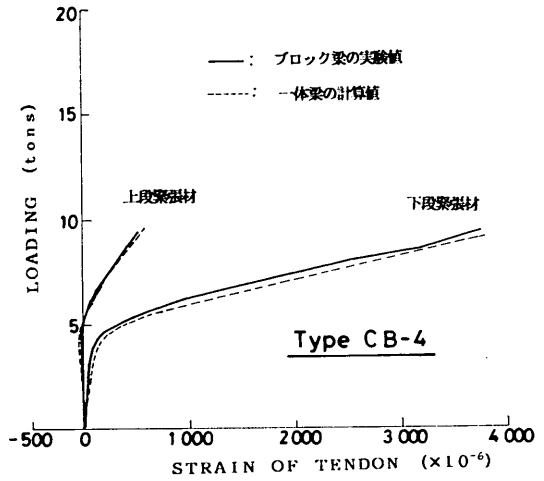
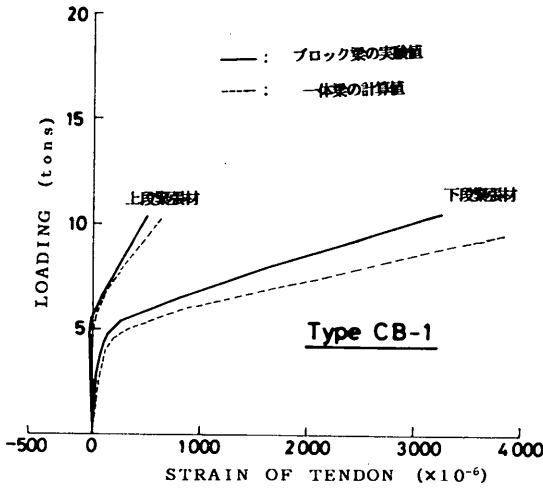


図-44 荷重—緊張材ひずみ曲線  
(ブロック梁, タイプ CB-1~5)

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状

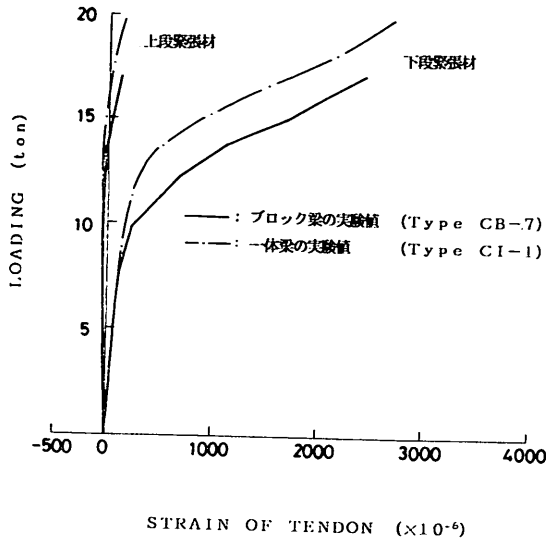


図-45 荷重—緊張材ひずみ曲線の比較  
(ブロック梁と一体梁)

しかつたが、開口後は、スパンセンターのひずみはほとんど増加せず、B(C)点のひずみだけが増加していった。そして破壊時の接合部B(C)点の圧縮縁コンクリートひずみは、 $1,000 \sim 1,600 \times 10^{-6}$ であった。

図-42 に一体梁とブロック梁との圧縮縁コンクリートひずみの比較を示す。ブロック梁の接合部B(C)点のひずみは、ブロック梁の最大荷重時には、一体梁の曲げ区間平均ひずみより30%程度大きくなるという結果であった。

④ 緊張材のひずみ

図-43 に供試体 CB-6~10 (緊張材本数12本)、図-44 に供試体 CB-1~5 (緊張材本数6本)の荷重と緊張材ひずみとの関係を示す。また、図-45 に一体梁とブロック梁との緊張材ひずみの比較を示す。ブロック梁の下段緊張材のひずみは、ブロック梁の最大荷重時には、一体梁のひずみより30%程度大きくなるという結果であった。

3.4 有効プレストレスに関する実験結果および考察

(1) 有効プレストレスの低下要因

従来の PC 部材における有効プレストレスの経時的な低下の要因には、次の2つがある。

- ① コンクリートの乾燥収縮およびクリープ
- ② 緊張材のリラクセーション

さらに CFRP ロッドはまったく新しい材料であるため、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 部材においては、有効プレストレスの経時的な低下の要因として、次の2つの要因についても検討を行った。

- ① CFRP ロッドの強度特性 (弾性係数等) の変化
- ② CFRP ロッドの定着体内でのすべり

これらの要因についての実験結果、および考察を述べる。

a) CFRP ロッドの弾性係数の変化

CFRP ロッドの引張強度、および弾性係数の変化を表-15 に示す。表中、長期材令試験後のデータは、材令13か月の曲げ破壊試験を終了した供試体 (タイプ CB-4, 5, 9, 10) から CFRP ロッドをランダムに選び出し、引張り試験をおこなった結果である。なお、短期材令試験前と長期材令試験後とは、用いた定着体が異なったため、長期材令試験後の引張り強度が大きく測定されている。弾性係数には、まったく変化が見られなかった。

b) CFRP ロッドの定着体内でのすべり

供試体の暴露中 (材令3か月から材令13か月まで)、2か月ごとに定着体端部と CFRP ロッド先端との距離をノギスを用いて測定した。その結果、CFRP ロッドの定着体内でのすべりは見られなかった。

c) コンクリートの乾燥収縮およびクリープ

図-46 に供試体 CB-4, CB-5 (緊張材本数6本)における、材令と、コンクリートの乾燥収縮、およびクリープによる圧縮ひずみ増加量との関係を示す。また、図-47 に供試体 CB-9, CB-10 (緊張材本数12本)における、材令と、コンクリートの乾燥収縮、およびクリープによる圧縮ひずみ増加量との関係を示す。図中の実測値は、供試体1体につき2個埋め込んだカールソン型ひずみゲージによる測定値の平均値である。計算値は、土木学会

表-15 CFRP ロッドの引張強度および弾性係数の変化

	試験本数	引張強度		弾性係数	
		平均値 (kgf/mm <sup>2</sup> )	標準偏差	平均値 ( $\times 10^2$ kgf/mm <sup>2</sup> )	標準偏差
短期材令試験前	3	147	6.5	156	3.32
長期材令試験後	12	163	14.4	157	2.72

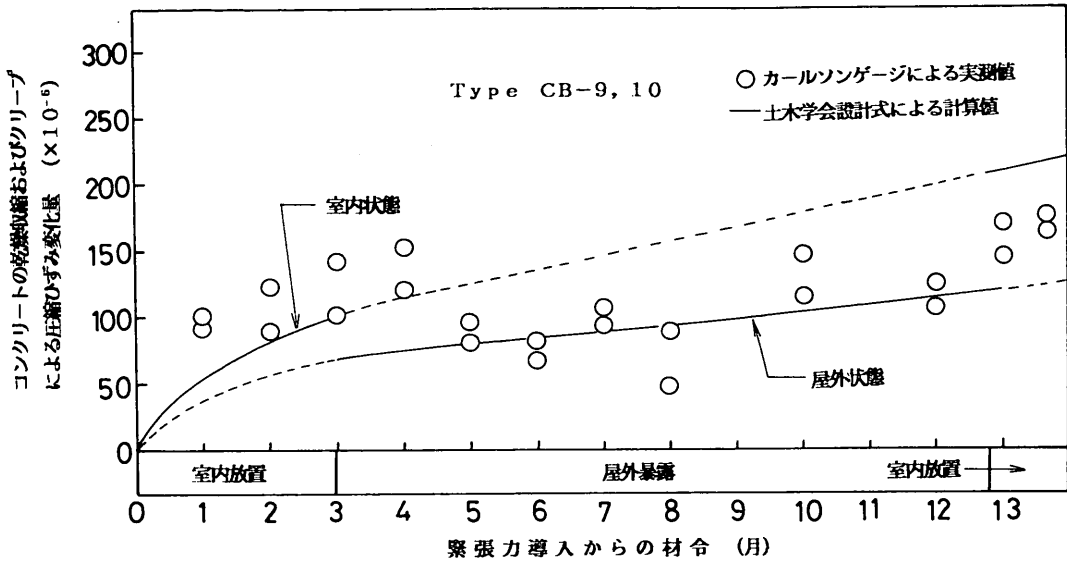


図-46 材令とコンクリートひずみとの関係 (タイプ CB-4,5)

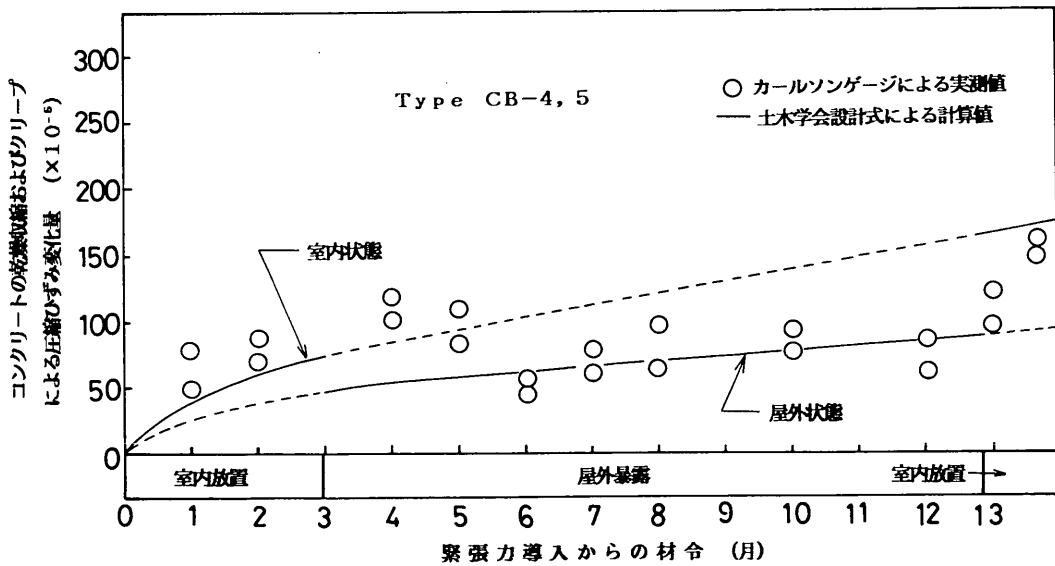


図-47 材令とコンクリートひずみとの関係 (タイプ CB-9,10)

のコンクリート標準示方書に準じて算出した値である<sup>2)</sup>。

供試体は、プレストレス導入から材令3か月までは室内に放置し、材令3か月から材令13か月までの10か月間は屋外に暴露した。そして、材令13か月から曲げ破壊試験までは再び室内に放置した。図に示されるとおり、実測値は、材令4か月程度までは室内状態(相対湿度40%

と仮定)の計算値に、それ以降は屋外状態(相対湿度70%と仮定)の計算値にはほぼ一致した。コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるひずみ増加量の実測値が、土木学会の算定値にはほぼ一致したことから、暴露中における有効プレストレスの大きな低下はなかったと推察される(有効プレストレスが大きく低下した場合、コンクリートのクリープによる圧縮ひずみが大きく低下する)。

d) CFRP ロッドのリラクセーション

表-16に本実験で用いたCFRP ロッドの100時間までの純リラクセーション試験結果を示す<sup>4)</sup>。なお、表中に

表-16 CFRP ロッドの純リラクセーション率

持続荷重	純リラクセーション率 (%)		
	100時間	1000時間	30年最終値
0.67Pu	2.61	2.80	3.65
0.56Pu	2.23	2.50	3.35
0.44Pu	1.91	2.10	2.76

- 1) 1000時間, 30年最終値; 100時間からの推定値。
- 2) Pu; 本定着体を用いた場合のロッドの破断強度。

表-17 各緊張材の純リラクセーション率 (最終値) (%)

緊張材	0.44Pu	0.56Pu	0.67Pu
CFRP ロッド	2.76	3.35	3.65
PC 鋼棒*		1.36	3.76
PC 鋼線, PC 鋼より線*		3.72	8.52

\* 土木学会コンクリート標準示方書 (昭和61年) より

は, 1,000時間, および最終値 (30年) の推定値も示す。推定値は, CFRP ロッドの純リラクセーション率と時間 (対数軸) との関係が30年後まで直線関係となると仮定し, 求めた値である。

また, 表-17にCFRP ロッドの純リラクセーション率最終値 (30年) と, PC 鋼棒, PC 鋼線およびPC 鋼より線の純リラクセーション率最終値 (設計値) との比較を示す。本実験で用いた CFRP ロッドの最終値  $r_{01}$  は,  $r_{01}=3.52$  (緊張材の導入直後の引張り応力度/引張り強度) $=0.62$ として, 表-17より計算)で, 緊張材としてPC 鋼棒C種 ( $\phi 9.2\text{mm}$ )を用いた場合の最終値  $r_{02}=2.14$ に比べて多少大きくなる。

(2) 長期の有効プレストレスの安定性

図-48は, プレストレス導入直後からの材令と,  $\eta = P_e/P_t$  (有効プレストレス力と導入プレストレス力との比) の関係を示したものである。図中の実線, および○印が計算値である。実線は, プレストレス減少量のすべてを土木学会計算式より求めた時の値で, ○印は, コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるプレストレス減少量のみ実測値 (カールソン型ひずみゲージによる)を用いた時の値である。一方, ●印が実験値である。●印は, 曲げ試験のひびわれ発生荷重より算出したもので

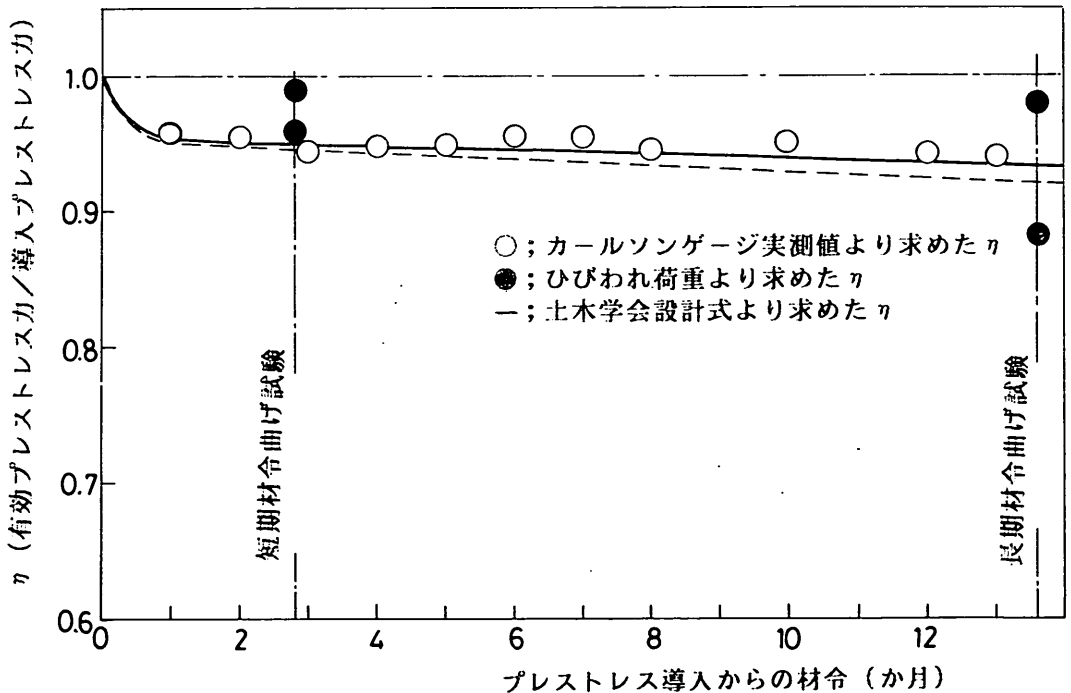


図-48 材令との関係

ある。実験値(●印)は、材令約3か月において0.98、材令約13か月において0.93であり、計算値にはほぼ一致した。したがって、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の材令1年での有効プレストレスは、安定しており、その値は、土木学会の計算式を用いて求めることができるといえる。

さらに、CFRP ロッドは、化学的に非常に安定しており、長期においても品質低下はしないこと、従来の PC 部材においては、材令1年程度の試験で、長期の有効プレストレスの安定性が、十分評価できることより、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の有効プレストレスは、長期においても安定していると考えられる。

一方、図-48 中には、同じ条件で、緊張材として PC 鋼棒 C 種 ( $\phi 9.2\text{mm}$ ) を用いた場合の、材令と  $\eta$  (有効プレストレス力と導入プレストレス力との比) の関係(計算値)を破線で示している。前述したように、CFRP ロッドの純リラクセーション率  $r_{01}$  は、 $r_{01}=3.52$  であり、PC 鋼棒のそれは、 $r_{02}=2.14$  である。CFRP ロッドの方が大きい、CFRP ロッドの弾性係数  $E_{p1}$  は  $E_{p1}=1.56 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$  であるのに対し、PC 鋼棒の弾性係数  $E_{p2}$  は  $E_{p2}=2.05 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$  で、CFRP ロッドの弾性係数の方が小さい。結局、(導入直後の緊張材引張り応力度/緊張材の引張り強度)=0.62程度においては、両梁の有効プレストレスはほぼ等しくなると考えられる。

なお、ブロックのコンクリート打設から約3か月後にブロック梁の緊張作業を行ったため、コンクリートの乾燥収縮およびクリープが小さくなり、その結果として、 $\eta$  (有効プレストレス力と導入プレストレス力との比) は通常の場合と比べて、大きくなった。

### 3.5 改良した断面耐力算定手法およびひびわれ発生後の解析手法の評価

#### (1) 断面耐力算定手法の評価

表-18 に、アンボンド PC 一体梁の断面耐力の実験値と改良した手法による計算値との比較を示す。CFRP ロッドを緊張材とした供試体(タイプ-CI)においては、改良した手法による計算値は、実験値に対して0.99であった。また、PC 鋼棒を緊張材とした供試体(タイプ-PI)においては、改良した手法による計算値は、実験値に対して0.97であった。

緊張材として、CFRP ロッドを用いた場合、PC 鋼棒を用いた場合ともに、アンボンド PC 一体梁の断面耐力は、本改良手法により精度よく算出することができる。

また、本研究で試験を行ったアンボンド PC ブロック梁の断面耐力の実験値と、一体梁と仮定した時の計算値との比は、表-18 に示すように 1.00 および 0.91 であっ

表-18 断面耐力

供試体	実験値平均 (tf・m)	計算値 (tf・m)	実験値平均 計算値
PC 鋼棒を緊張材とした一体梁	13.58	13.16	0.99
CFRP ロッドを緊張材とした一体梁	12.81	12.74	0.97
CFRP ロッドを緊張材としたブロック梁(1)	6.72	6.72	1.00
CFRP ロッドを緊張材としたブロック梁(2)	12.25	13.44	1.10

CFRP ロッドを緊張材としたブロック梁 (1); CB-1 ~ 5

CFRP ロッドを緊張材としたブロック梁 (2); CB-6 ~ 10

た。

#### (2) ひびわれ発生後の解析手法の評価

圧縮縁コンクリートひずみについては、図-31 に示す。ひびわれ発生荷重後の計算値は、実験値に対して10~20%程度大きく算定された。

たわみ量については、図-29 に示す。いずれの供試体においても、ひびわれ発生荷重後の計算値は、実験値に対して20~40%程度大きく算定された。

緊張材のひずみについては、図-33 に示す。いずれの供試体においてもひびわれ発生荷重後の計算値は、実験値に対して20~40%程度大きく算定された。

このようにすべての計算値が、実験値に対して大きく算定された原因の1つとして、コンクリートの引張りに対する抵抗を無視して計算を行ったことがあげられる。アンボンド PC 梁の計算では、部材全体にわたる断面での力、およびモーメントの釣り合い方程式を用いるため、曲げモーメントの小さい断面も考えなければならない。この断面においては、コンクリートの引張り抵抗力は、圧縮合力に比べて小さくなく、無視できない値である。コンクリートの引張り抵抗を考慮した計算は、式が非常に複雑となるため、本研究では提案することができなかった。

なお、計算値はいずれも実験値に対して安全側であった。

## 4. 研究の結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

(1) PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁と CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁との

## 曲げ性状の比較

① 両梁とも破壊形式は同様で、下段緊張材の破断によるものであった。また、両梁の破壊荷重は、設計どおりはほぼ同等となった。

② 両梁のひびわれ発生荷重、およびひびわれ性状は同様であった。

③ ひびわれ発生前における両梁のたわみ量はほぼ一致したが、ひびわれ発生後におけるたわみ量は、緊張材の弾性係数の影響により、CFRP ロッドを緊張材とした梁の方が大きくなる傾向がみられた。

④ 両梁とも最大荷重時の曲率は、約  $8.8 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$  ではほぼ等しかった。

## (2) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁とブロック梁との曲げ性状の比較

① 両梁とも破壊形式は、下段緊張材の破断によるもので、同様であった。

② ブロック梁の破壊荷重は、一体梁の破壊荷重の 5% 減となった。

③ 梁のたわみ量については、ブロック梁の接合部の開口までは両梁のたわみ量は一致したが、開口後はブロック梁のたわみ量の方が一体梁のたわみ量に比べて大きくなり、一体梁のひびわれ発生荷重より 3 割程度大きい荷重から破壊までは、両梁のたわみ量の差は一定となった。たわみ量が一定となった時のブロック梁のたわみ量  $\delta_B$  と一体梁のたわみ量  $\delta_1$  との比 ( $\delta_B/\delta_1$ ) は、約 2.0 であった。

## (3) CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の有効プレストレスの長期の安定性

1 年暴露後における CFRP ロッドを緊張材とした PC 梁の有効プレストレスの実験値は、土木学会コンクリート標準示方書に準じて算出した計算値にはほぼ一致し、材令 1 年の範囲での有効プレストレスは安定していることが確認された。さらに、CFRP ロッドは化学的に安定しており、長期にわたっても物性変化がないこと、従来の PC 梁においては、長期の有効プレストレスは 1 年程度の試験で十分評価できることより、CFRP ロッドを緊張材とした PC 梁においても、長期の有効プレストレスは安定していると評価された。

## (4) 改良した手法の評価

## ① 断面耐力の算出

CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁および PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁の断面耐力の実験値は、改良手法による計算値にはほぼ一致した。本改良手法によって、精度よくアンボンド PC 梁の断面耐力の算定ができる。

## ② ひびわれ発生後の解析

圧縮縁コンクリートについては、実験値に対して 10~20% 程度安全側に算出された。また、緊張材のひずみ、たわみについては、実験値に対して 20~40% 程度安全側に算出された。

## (5) 曲げ部材としての評価

(1) より CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁は、PC 鋼棒を緊張材としたアンボンド PC 一体梁と同程度の曲げ性状を持つことが示され、また (2) よりブロック梁と一体梁との曲げ性状の関係を把握した。さらに、(4) より解析も可能であることから、CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 一体梁、およびブロック梁は、曲げ部材として設計することが可能であると考えられる。

## 5. おわりに

CFRP ロッドの PC 橋橋上部工横締めへの適用に絞って考えても、今後の課題は多い。

素材そのものについて言えば、CFRP ロッドは、軸直角方向の力、衝撃に対して弱く、かつ脆性的であり、この点についての改良が望まれる。また、定着体についても、通常の PC 鋼棒並みの (導入直後の緊張材引張り応力度/緊張材の引張り強度)=0.8 程度の使用に耐えられるものの開発が望まれる。

部材試験について言えば、曲げ試験に限っても、曲げ疲労試験より安全性を確認すべきであろう。また、せん断等についても確認試験が必要である。

解析について言えば、断面耐力は精度良く算出でき、問題ないが、ひびわれ発生後の解析は、コンクリートの引張り強度を考慮した手法の提案が望まれる。

なお、本研究の一部である CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC ブロック梁の曲げ試験は、(財) 沿岸開発技術研究センター、オリエンタルコンクリート(株)、ドービー建設工業(株)、ピー・エス・コンクリート(株)、五洋建設(株)、東亜建設工業(株)、東洋建設(株)との共同研究の一環として行ったものである。最後に、本研究の遂行に当たって、御指導をいただいた広田(財) 沿岸開発技術研究センター理事長(前運輸省港湾技術研究所長)に感謝の意を表します。

(1988年3月31日受付)

## 参 考 文 献

- 1) 坂 静雄, 六車 照: 付着のない PC 梁の破壊耐力, 日本建築学会論文報告集, 1958年, pp. 641~648

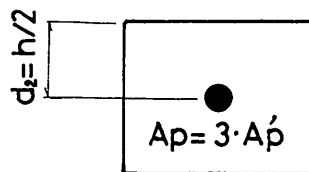
- 2) 昭和61年制定コンクリート標準方書設計編，土木学会，1986年，pp.23～33
- 3) 坂 静雄，岡田 清，六車 熙：プレストレストコンクリート，朝倉書店，1961年，p.329
- 4) 耐腐食工法開発試験報告書，運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所，1985年，pp.6～19

付 録

付録-1 アンボンド PC 梁の解析手法の誘導

本研究で曲げ実験を行ったアンボンド PC 梁の断面耐力およびびびわれ発生後の断面の応力の計算を示す。計算に必要な記号は以下のとおり定義する。

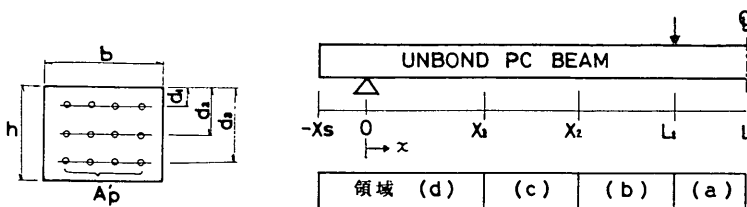
- $E_c$  : コンクリートの弾性係数
- $A_c$  : コンクリートの断面積
- $I_c$  : コンクリートの重心軸に関する断面 2 次モーメント
- $E_p$  : 緊張材の弾性係数
- $A_p'$  : 各段緊張材の断面積 (付図-1 参照)
- $A_p$  : 緊張材の全断面積 (付図-2 参照)
- $x$  : 支点から任意断面までの距離
- $X_1$  : 支点から，下縁コンクリートひずみが 0 となる断面までの距離
- $X_2$  : 支点から，上縁コンクリートひずみが弾性限界ひずみとなる断面までの距離
- $X_s$  : 支点から，部材端までの距離
- $L_1$  : 支点から，載荷点までの距離
- $L$  : 支点から，スパンセンターまでの距離
- $P$  : 3 段の緊張材を同心位置 1 段にまとめた場合の緊張材の引張り力 (プレストレス導入前を 0 とする)
- $P_3$  : 下段緊張材の引張り力 (プレストレス導入前を 0 とする)
- $P_2$  : 中段緊張材の引張り力 (プレストレス導入前を 0 とする)
- $P_1$  : 上段緊張材の引張り力 (プレストレス導入前を 0 とする)
- $P_e$  : 有効緊張力



付図-2 緊張材の一段配筋

- $M$  : 任意の載荷重時における最大曲げモーメント
- $M_x$  : 任意の載荷重時における任意点  $x$  の曲げモーメント
- $n_p$  : 曲げモーメント一定区間における圧縮縁からコンクリートひずみが 0 となる点までの距離
- $n_{px}$  : 任意点  $x$  における圧縮縁からコンクリートひずみが 0 となる点までの距離
- $\epsilon_c$  : 曲げモーメント一定区間における圧縮縁コンクリートひずみ
- $\epsilon_{cx}$  : 任意点  $x$  における圧縮縁コンクリートひずみ
- $\epsilon_{c0}$  : 有効プレストレスによるコンクリートひずみ
- $\epsilon_{c1}$  : コンクリートの弾性限界ひずみ
- $b$  : 梁の幅
- $h$  : 梁の高さ
- $d_1$  : 上段緊張材深さ
- $d_2$  : 中段緊張材深さ
- $d_3$  : 下段緊張材深さ

計算では，付図-2 に示すように 1 段配筋と仮定し，任意の緊張材引張り力  $P$  を代入し，部材全長にわたる緊張材位置のコンクリートの伸び変化量  $\Delta L$  と部材全長にわたる緊張材の載荷による伸び変化量  $\Delta L_p$  とを求め， $\Delta L$  と  $\Delta L_p$  とが等しくなるまで  $n_p$  を変化させ繰り返し計算を行う。したがって， $\Delta L$  および  $\Delta L_p$  を， $P$  および  $n_p$  の関数として表さなければならない。この計算を(1)に示す。次に，1 段配筋とにおいて求めた緊張材引張り力  $P$  を下段，中段，上段に分配する。この計算を(2)に示す。なお，3 段配筋を付図-2 に示すような 1 段配筋として計算することができることに関しては，付録-2



付図-1 アンボンド PC 一体梁の断面形状および領域分割

にその証明を示す。

(1)  $\Delta L$  および  $\Delta L_p$  の計算

梁の載荷は左右対称であるので、計算では 付図-1 に示すように部材の半分を考える。

まず、ひびわれの有無、およびコンクリートの応力状態より、部材を領域分割する。

曲げモーメント一定区間の断面における圧縮縁コンクリートひずみ  $\epsilon_c$  が、弾性限界ひずみ  $\epsilon_{c1}$  以下の場合には、次の3つの領域に分割する。

- (a) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート弾性範囲、曲げモーメント一定区間
- (b) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート弾性範囲、せん断区間
- (c) ひびわれ未発生領域

また、曲げモーメント一定区間の断面における圧縮縁コンクリートひずみ  $\epsilon_c$  が、弾性限界ひずみ  $\epsilon_{c1}$  を越える場合には、次の4つの領域に分割する。

- (a) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート塑性範囲、曲げモーメント一定区間
- (b) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート塑性範囲、せん断区間
- (c) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート弾性範囲、せん断区間
- (d) ひびわれ未発生領域

ここでは、 $\epsilon_c$  が、 $\epsilon_{c1}$  を越える場合について述べる。

各領域において、力の釣り合い方程式、およびモーメントの釣り合い方程式より、載荷による緊張材位置のコンクリートの伸び変化量を求める。

(a) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート塑性範囲、曲げモーメント一定区間

力の釣り合い方程式は、付図-1(a)より

$$P = E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot n_p \cdot b - 1/2 \cdot E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot n_1 \cdot b \\ = E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot n_p \cdot b \cdot (1 - 1/2 \cdot (\epsilon_{c1} / \epsilon_c))$$

であり、変形すれば

$$\epsilon_c = \epsilon_{c1} / (2(1 - P / (E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot n_p \cdot b))) \quad \dots\dots \textcircled{1}$$

となる。緊張材位置のコンクリートの載荷によるひずみ減少量  $\epsilon_{cr}$  は、付図-3(a)より

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_{c0} - \epsilon_c' \\ = \epsilon_{c0} - \epsilon_c (n_p - h/2) / n_p$$

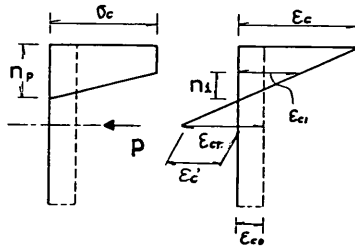
で表され、①式を代入すれば、

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_{c0} - E_c \cdot \epsilon_{c1}^2 \cdot b \cdot (2n_p - h) \\ / (E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot n_p \cdot b - P) / 4$$

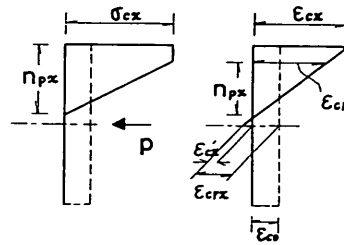
である。このひずみ減少量  $\epsilon_{cr}$  を  $x = L_1$  から  $L$  まで積分すれば曲げ区間における載荷による緊張材位置のコンクリートの伸び変化量  $\Delta L_1$  が求められる。

$$\Delta L_1 = \int_{L_1}^L \epsilon_{cr} dx \\ = \epsilon_{c0} (L - L_1) - E_c \cdot \epsilon_{c1}^2 \cdot b \cdot (2n_p - h) \cdot \\ (L - L_1) / (E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot n_p \cdot b - P) / 4 \quad \dots\dots \textcircled{2}$$

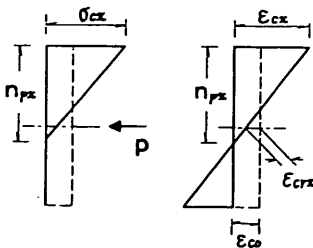
(b) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート塑性範囲



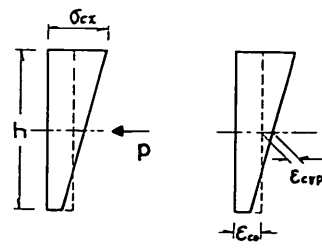
(a)  $L_1 \leq x \leq L$



(b)  $X_2 \leq x \leq L_1$



(c)  $X_1 \leq x \leq X_2$



(d)  $-X_s \leq x \leq X_1$

付図-3 コンクリートのひずみおよび応力分布



囲, せん断区間

任意断面  $x$  における力の釣り合い方程式は付図-3(b)より

$$P = E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot n_{px} \cdot b \cdot (1 - 1/2 \cdot \epsilon_{c1} / \epsilon_{cx}) \quad \dots\dots \textcircled{3}$$

である。また、モーメントの釣り合い方程式は

$$\begin{aligned} M_x &= M \cdot x / L_1 \\ &= 1/2 \cdot E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b \cdot n_{px} \cdot (1 - (\epsilon_{c1} / \epsilon_{cx})^2) / 3 \\ &\quad + P \cdot (h/2 - n_{px}) \quad \dots\dots \textcircled{4} \end{aligned}$$

である。③式および④式より、 $n_{px}$  および  $\epsilon_{cx}$  を求めると

$$\begin{aligned} n_{px} &= (P + \sqrt{E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (3h - 6J_k \cdot x / L_1) - 3P^2}) / (E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b) \\ \epsilon_{cx} &= \epsilon_{c1} / 2 \cdot (P / \sqrt{E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (3h - 6J_k \cdot x / L_1) - 3P^2} + 1) \end{aligned}$$

である。ここで、

$$J_k = M / P$$

とする。緊張材位置コンクリートの荷重によるひずみ変化量は、付図-3(b)より

$$\begin{aligned} \epsilon_{crx} &= \epsilon_{c0} - \epsilon_{cx} (n_{px} - h/2) / n_{px} \\ &= \epsilon_{c0} - \epsilon_{cx} + h \cdot \epsilon_{cx} / (2n_{px}) \\ &= \epsilon_{c0} - \epsilon_{c1} / 2 - \epsilon_{c1} \cdot P / (2 \cdot \sqrt{E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (3h - 6J_k \cdot x / L_1) - 3P^2}) \\ &\quad + E_c \cdot \epsilon_{c1}^2 \cdot A_c / (4 \cdot \sqrt{E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (3h - 6J_k \cdot x / L_1) - 3P^2}) \quad \dots\dots \textcircled{5} \end{aligned}$$

この領域における荷重による緊張材位置コンクリートの伸び変化量  $\Delta L_2$  は、⑤式を  $x = X_2$  から  $L_1$  まで積分することにより求められる。よって、

$$\begin{aligned} \Delta L_2 &= \int_{L_2}^{L_1} \epsilon_{crx} dx \\ &= (\epsilon_{c0} - \epsilon_{c1} / 2) (L_1 - X_2) \\ &\quad + (\sqrt{3E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k)} - 3P^2) \\ &\quad - \sqrt{3E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 3P^2} \\ &\quad \cdot (L_1 / (6J_k \cdot E_c \cdot b) - \epsilon_{c1} \cdot h \cdot L_1 / (12J_k \cdot P)) \end{aligned}$$

$X_2$  は、③式、④式の  $\epsilon_{cx}$  および  $x$  に各々  $\epsilon_{c1}$  および  $X_2$  を代入すれば求められる。結果のみを示すと

$$X_2 = L_1 / J_k \cdot (h/2 - 2P / (3E_c \cdot \epsilon_{c1} \cdot b))$$

である。

(c) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート弾性範囲 せん断区間

この区間の任意断面  $x$  における力の釣り合い方程式、およびモーメントの釣り合い方程式は、付図-3(c)より

$$\begin{aligned} P &= 1/2 E_c \cdot \epsilon_{cx} \cdot n_{px} \cdot b \\ M_x &= M \cdot x / L_1 = 1/3 E_c \cdot \epsilon_{cx} \cdot b \cdot n_{px}^2 + P \cdot \end{aligned}$$

$$(h/2 - n_{px})$$

であり、これより  $n_{px}$  および  $\epsilon_{cx}$  を求めると

$$\begin{aligned} n_{px} &= 3/2 \cdot h - 3J_k \cdot x / L_1 \\ \epsilon_{cx} &= 2P / (E_c \cdot b \cdot (3/2 \cdot h - 3J_k \cdot x / L_1)) \end{aligned}$$

$x$  断面における緊張材位置コンクリートの荷重によるひずみ変化量  $\epsilon_{crx}$  は、

$$\begin{aligned} \epsilon_{crx} &= \epsilon_{c0} - \epsilon_{cx} \cdot (n_{px} - h/2) / n_{px} \\ &= \epsilon_{c0} - 2P / (E_c \cdot b \cdot (3/2 \cdot h - 3J_k \cdot x / L_1)) \\ &\quad + P \cdot h / (E_c \cdot b \cdot (3/2 \cdot h - 3J_k \cdot x / L_1)^2) \end{aligned}$$

この領域における緊張材位置コンクリートの荷重による伸び変化量  $\Delta L_3$  は  $x = X_1$  から  $X_2$  まで積分することにより求められる。ここで、 $X_1$  は下縁コンクリートひずみが0となる点から支点までの距離である。

$$\begin{aligned} \Delta L_3 &= \int_{X_1}^{X_2} \epsilon_{crx} dx \\ &= \epsilon_{c0} \cdot (X_2 - X_1) + 2P \cdot L_1 / (3E_c \cdot b \cdot J_k) \cdot \text{LOG}((3/2 \cdot h - 3J_k \cdot X_2 / L_1) / (3/2 \cdot h - 3J_k \cdot X_1 / L_1)) + 2P \cdot h \cdot L_1 / (9E_c \cdot b \cdot J_k) \cdot (1 / (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 1 / (h - 2J_k \cdot X_1 / L_1)) \end{aligned}$$

(d) ひびわれ未発生範囲

緊張材位置コンクリートの荷重によるひずみ変化量は2つの成分よりなる。すなわち、

1) 軸力(緊張材の引張り力)の変化によるひずみ変化量

$$\epsilon_{crp} = (P_e - P) / (E_c \cdot A_c)$$

2) 曲げモーメントによるひずみ変化量

$$\epsilon_{crm} = M_x \cdot Y / (E_c \cdot I_c) = 0$$

よって、ひずみ変化量  $\epsilon_{crx}$  は

$$\epsilon_{crx} = (P_e - P) / (E_c \cdot A_c)$$

である。したがって、ひびわれ未発生範囲における緊張材位置コンクリートの荷重による伸び変化量  $\Delta L_4$  は

$$\begin{aligned} \Delta L_4 &= \int_{X_3}^{X_1} \epsilon_{crx} dx \\ &= (P_e - P) \cdot (X_1 + X_3) / (E_c \cdot A_c) \end{aligned}$$

ここで、 $X_3$  は部材端から支点までの距離である。また  $X_1$  の点では、下縁コンクリートのひずみが0となることより、

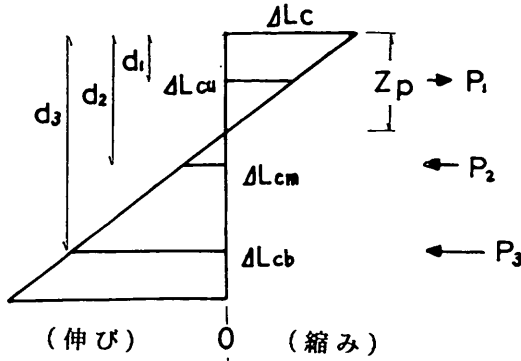
$$\begin{aligned} P_e / (A_c \cdot E_c) + (P - P_e) / (A_c \cdot E_c) - M \cdot h \cdot X_1 / (2E_c \cdot I_c \cdot L_1) &= 0 \end{aligned}$$

で表され、 $X_1$  は

$$X_1 = h \cdot L_1 / (6J_k)$$

となる。

以上、各領域における緊張材位置のコンクリートの伸び変化量を求めたが、これらの値を合計することにより部材全長にわたる緊張材位置のコンクリートの伸び変化



付図-4 荷重によるコンクリートの部材全長にわたる伸び量

量  $\Delta L$  を求めることができる。

$$\begin{aligned} \Delta L &= \Delta L_4 + \Delta L_3 + \Delta L_2 + \Delta L_1 \\ &= \varepsilon_{c0} \cdot (L + X_2) - P \cdot (X_1 + X_2) / (E_c \cdot A_c) \\ &\quad + 2P \cdot L_1 / (3E_c \cdot b \cdot J_k) \cdot \text{LOG}((3/2 \cdot h - 3J_k \cdot X_2 / L_1) / (3/2 \cdot h - 3J_k \cdot X_1 / L_1)) + 2P \cdot h \cdot L_1 \cdot \\ &\quad (1 / (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 1 / (h - 2J_k \cdot X_1 / L_1)) / \\ &\quad (9E_c \cdot b \cdot J_k) - \varepsilon_{c1} \cdot (L_1 - X_2) / 2 + (\sqrt{3} \cdot E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot \\ &\quad b \cdot P \cdot (h - 2J_k) - 3P^2 - \sqrt{3E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 3P^2} - \sqrt{3E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 3P^2} / (12J_k \cdot P) \\ &\quad - E_c \cdot \varepsilon_{c1}^2 \cdot b \cdot (2n_p \cdot h) \cdot (L - L_1) / (4(E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot n_p \cdot b - P))) \end{aligned}$$

上式で表した  $\Delta L$  は、 $P$  および  $n_p$  の関数として表されている。

一方、緊張材の荷重による伸び量  $\Delta L_p$  は、次式による

$$\Delta L_p = (P - P_e) \cdot (L + X_2) / (E_p \cdot A_p)$$

(2) 各段緊張材の引張力の分担

各段緊張材の引張り力を算出するため、まず、部材全長にわたる荷重による圧縮縁コンクリート縮み変化量  $\Delta L_c$  (付図-4 参照) を求める。領域ごとに計算する。

(a) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート塑性範囲、曲げモーメント一定区間

この領域における荷重による圧縮縁コンクリート縮み変化量  $\Delta L_{c1}$  は、

$$\Delta L_{c1} = \int_{L_1}^L (\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}) dx = (\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}) \cdot (L - L_1)$$

である。

(b) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート塑性範

囲、せん断区間

この領域における荷重による圧縮縁コンクリート縮み変化量  $\Delta L_{c2}$  は、

$$\begin{aligned} \Delta L_{c2} &= \int_{L_2}^L (\varepsilon_{cx} - \varepsilon_{c0}) dx \\ &= -L_1 / (6J_k \cdot E_c \cdot b) \cdot \\ &\quad (\sqrt{3E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k)} - 3P^2 \\ &\quad - \sqrt{3E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 3P^2}) \\ &\quad + (\varepsilon_{c1} / 2 - \varepsilon_{c0}) \cdot (L_1 - X_2) \end{aligned}$$

である。

(c) ひびわれ発生領域、圧縮縁コンクリート弾性範囲、せん断区間

この領域における荷重による圧縮縁コンクリート縮み変化量  $\Delta L_{c3}$  は、

$$\begin{aligned} \Delta L_{c3} &= \int_{X_1}^{X_2} (\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}) dx \\ &= -2P \cdot L_1 / (3E_c \cdot b \cdot J_k) \cdot \text{LOG}((h/2 - J_k \cdot X_2 / L_1) / (h/2 - J_k \cdot X_1 / L_1)) - \varepsilon_{c0} \cdot (X_2 - X_1) \end{aligned}$$

である。

(d) ひびわれ未発生領域

この領域における荷重による圧縮縁コンクリート縮み変化量  $\Delta L_{c4}$  は、

$$\begin{aligned} \Delta L_{c4} &= M \cdot h \cdot X_1^2 / (4E_c \cdot I_c \cdot L_1) + P \cdot (X_1 + X_2) / \\ &\quad (A_c \cdot E_c) - \varepsilon_{c0} \cdot (X_1 + X_2) \end{aligned}$$

である。

部材全長にわたる荷重による圧縮縁コンクリート縮み量  $\Delta L_c$  は、

$$\begin{aligned} \Delta L_c &= \Delta L_{c4} + \Delta L_{c3} + \Delta L_{c2} + \Delta L_{c1} \\ &= M \cdot h \cdot X_1^2 / (4E_c \cdot I_c \cdot L_1) + P \cdot (X_1 + X_2) / \\ &\quad (A_c \cdot E_c) - 2P \cdot L_1 / (3E_c \cdot b \cdot J_k) \cdot \text{LOG}((h/2 - J_k \cdot X_2 / L_1) / (h/2 - J_k \cdot X_1 / L_1)) - L_1 / (6J_k \cdot E_c \cdot b) \\ &\quad \cdot (\sqrt{3E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k)} - 3P^2 \\ &\quad - \sqrt{3E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 3P^2}) \\ &\quad - \sqrt{3E_c \cdot \varepsilon_{c1} \cdot b \cdot P \cdot (h - 2J_k \cdot X_2 / L_1) - 3P^2} \\ &\quad + \varepsilon_{c1} / 2 \cdot (L_1 - X_2) + \varepsilon_c \cdot (L - L_1) - \varepsilon_{c0} \cdot (L + X_2) \end{aligned}$$

である。

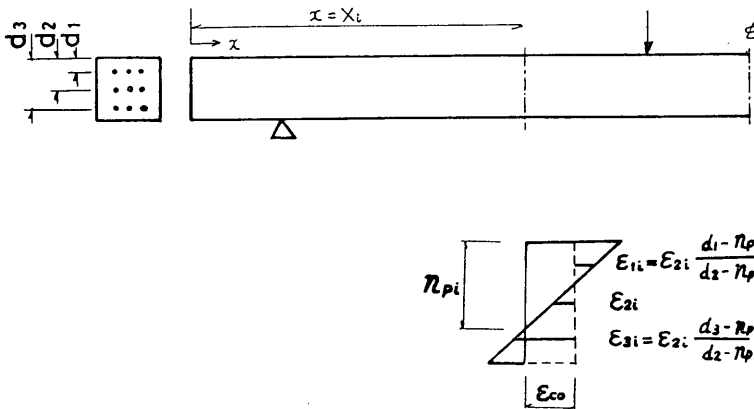
各段緊張材位置のコンクリートの荷重による部材全長にわたる伸び量  $\Delta L_{cu}$ ,  $\Delta L_{cm}$ ,  $\Delta L_{cb}$  を  $\Delta L_c$  を用いて求める。付図-4 より、 $\Delta L_{cu}$ ,  $\Delta L_{cm}$ ,  $\Delta L_{cb}$  は、

$$\begin{aligned} \Delta L_{cu} &= \Delta L_c \cdot (d_1 - Z_p) / Z_p \\ &= (F_1 - P_e') \cdot LL / (E_p \cdot A_p') \\ \Delta L_{cm} &= \Delta L_c \cdot (d_2 - Z_p) / Z_p \\ &= (P_2 - P_e') \cdot LL / (E_p \cdot A_p') \\ \Delta L_{cb} &= \Delta L_c \cdot (d_3 - Z_p) / Z_p \end{aligned}$$

付表-1 計算に用いた入力値

項 目	供試体タイプ							
	PI-1	PI-2	CI-1	CI-2	CB-1 CB-3	CB-4 CB-5	CB-6 CB-8	CB-9 CB-10
コンクリートの弾性係数 $E_c^*$ ( $\times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ )	2.73		2.44		3.90		3.90	
梁 の 幅 $b$ (cm)	50		50		50		50	
梁 の 高 さ $h$ (cm)	40		40		40		40	
上段緊張材深さ $d_1$ (cm)	7		7		7		7	
中段緊張材深さ $d_2$ (cm)	20		20		—		20	
下段緊張材深さ $d_3$ (cm)	33		33		33		33	
各段緊張材の断面積 $A_p'$ ( $\text{cm}^2$ )	2.553		1.960		1.470		1.960	
緊張材の弾性係数 $E_p$ ( $\times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ )	2.05		1.56		1.56		1.56	
コンクリートの弾性限界ひずみ $\epsilon_{ci}$ ( $\times 10^{-6}$ )	1,500		1,500		1,500		1,500	
有効緊張力 $P_e$ (kgf)	50,704	50,814	51,528	49,711	25,050	24,600	50,100	49,000
下段緊張材の破断引張力 $P_{\max}$ (kgf)	29,700		27,830		21,460		28,620	

\*  $E_c, E_p$  は実験値である。



付図-5 任意断面における緊張材位置コンクリートの載荷によるひずみ変化量

$$= (P_3 - P_e') \cdot LL / (E_p \cdot A_p') \quad \dots\dots ⑥$$

である。ここで

$$P_e' = P_e / 3, \quad LL = L + X_s$$

である。また、

$$P = P_1 + P_2 + P_3 \quad \dots\dots ⑦$$

である。各段緊張材の引張り力は、⑥式より

$$P_1 = \Delta L_c \cdot (d_1 - Z_p) \cdot (E_p \cdot A_p') / (Z_p \cdot LL) + P_e'$$

$$P_2 = \Delta L_c \cdot (d_2 - Z_p) \cdot (E_p \cdot A_p') / (Z_p \cdot LL) + P_e'$$

$$P_3 = \Delta L_c \cdot (d_3 - Z_p) \cdot (E_p \cdot A_p') / (Z_p \cdot LL) + P_e' \quad \dots\dots ⑧$$

であるので、⑦式に代入すれば

$$P = \Delta L_c \cdot E_p \cdot A_p' \cdot ((d_1 + d_2 + d_3) - 3Z_p) / (LL \cdot Z_p) + P_e$$

と表される。この式を変形して、

$$Z_p = \Delta L_c \cdot E_p \cdot A_p' \cdot (d_1 + d_2 + d_3) / ((P - P_e) \cdot LL + 3\Delta L_c \cdot E_p \cdot A_p')$$

この  $Z_p$  を用いて、各段緊張材の引張り力  $P_1, P_2, P_3$  を⑥式より求める。そして、下段緊張材引張り力  $P_3$  が、緊張材の破断引張り力に達したとき、梁が破壊するとし、この時の曲げモーメントを断面耐力とする。

計算に用いた入力値を付表-1に示す。

付録-2 証明 (対称多段配筋の断面を有するアンボンド

PC 梁の応力（ひずみ）は、図心位置一段配筋として計算できる）

付図-5 に 3 段配筋のアンボンド PC 梁を示す。図より上, 中, 下の各段緊張材位置のコンクリートのひずみ変化量の総和（伸び量）は、次式で表される。

$$\begin{aligned} \Delta L_1 &= \int \varepsilon_{2i} (d_1 - n_{pi}) / (d_2 - n_{pi}) dl \\ &= \lim_{i \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^{\infty} \varepsilon_{2i} \cdot (d_1 - n_{pi}) / (d_2 - n_{pi}) \cdot \Delta L_i \end{aligned}$$

$$\Delta L_2 = \lim_{i \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^{\infty} \varepsilon_{2i} \cdot \Delta L_i$$

$$\Delta L_3 = \lim_{i \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^{\infty} \varepsilon_{2i} \cdot (d_3 - n_{pi}) / (d_2 - n_{pi}) \cdot \Delta L_i$$

である。したがって、

$$\begin{aligned} \Delta L_1 + \Delta L_3 &= \lim_{i \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^{\infty} \varepsilon_{2i} \cdot (d_1 + d_3 - 2n_{pi}) / \\ &\quad (d_2 - n_{pi}) \cdot \Delta L_i \end{aligned}$$

ここで、

$$d_1 + d_3 = 2d_2$$

であり、上式は

$$\begin{aligned} \Delta L_1 + \Delta L_3 &= \lim_{i \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^{\infty} \varepsilon_{2i} \cdot (2d_2 - 2n_{pi}) / (d_2 - n_{pi}) \cdot \Delta L_i \\ &= 2 \cdot \lim_{i \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^{\infty} \varepsilon_{2i} \cdot (d_2 - n_{pi}) / (d_2 - n_{pi}) \cdot \Delta L_i \\ &= 2 \cdot \lim_{i \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^{\infty} \varepsilon_{2i} \cdot \Delta L_i \\ &= 2 \cdot \Delta L_2 \end{aligned}$$

となる。よって、

$$\Delta L_1 + \Delta L_3 = 2 \cdot \Delta L_2$$

したがって、

$$\Delta L_1 + \Delta L_2 + \Delta L_3 = 3 \cdot \Delta L_2$$

と表すことができ、任意断面のコンクリートひずみに線形関係が成り立てば、部材全長にわたるひずみの総和（伸び量）にも線形関係が成り立つ。伸び量に線形関係が成り立てば、付図-5 に示す 3 段配筋の PC 梁の応力状態（ひずみ、中立軸）は、図心位置にひとまとめにした計算と等しい。