

# 投稿論文

## 投稿の歓迎について

会員各位には最近の協会誌が特集号形式になっているため、一般の投稿論文掲載スペースを少なくしているのではと思っていられる向きもあるかと伺っております。しかし、これは逆で、投稿が少ないから特集スペースを多くとっているのであり、今後とも PC に関する新しい技術は勿論のこと、設計・施工報告、あるいは貴重な失敗談等、なるべく大勢の会員の方々の投稿を希望しており、皆が気楽に話しあえる場となるよう御協力をお願い申し上げます。

投稿希望の会員の方は、ハガキで送り先記入のうえ原稿用紙を当協会宛に請求ください。

なお掲載された論文については、毎年、当協会論文賞の審査の対象となります。（事務局より）

東京都千代田区麹町1丁目10番15号

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

電話 (261) 9151 番

# 日本建築学会プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造 設計・施工指針 (案) について

鈴木 計 夫\*

## 1. まえがき

鉄筋コンクリート構造とプレストレストコンクリート構造とを両極端としてそれらの中間の位置にあるプレストレスト鉄筋コンクリート (以下 PRC と略記) 構造、いわゆるⅢ種 PC 構造は、ヨーロッパでは十余年前からその設計指針が作成されて利用できるようになり、日本においては土木学会が昭和 53 年改訂の示方書<sup>1)</sup>の中にこの種の構造を規定した。この PRC 構造は、鉄筋コンクリート (以下 RC と略記) に対してはわずかなプレストレストを導入してそのひびわれ幅やたわみの制御を可能とし、他方プレストレストコンクリート (以下 PC と略記) に対してはそのプレストレストを減じて多少のひびわれの発生を許し、経済的効果とたわみ (特に反り上り変位) の制御を行うことを目的としたものであるが、日本の建築界においても先駆的技術者のみならず、最近是一般の技術者にも関心が高まり、この構造の特徴や有用性が認識され、また実施例も次第に増えてきている。

日本建築学会のプレストレストコンクリート構造分科会においてもこのような内外の状況を考慮して約 4 年前から PRC 構造設計・施工指針 (案) の作成作業を開始し、種々の討議、検討を経てこのほど同指針 (案) をまとめたので、ここにその内容を概説する。

なお同指針 (案) の解説に示されている曲げひびわれ幅の算定方法については本誌前号<sup>2)</sup>にまとめて示してあるので、ここではそれを引用する形で記述した。また本稿では、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」および同「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」を、それぞれ「学会 RC 規準」および「学会 PC 規準」と略記してある。

## 2. 指針 (案) の概要

### 2.1 指針 (案) 作成経過

本指針 (案) を作成するうえで特に問題となったのは、(1) PRC 構造の両極端に位置する RC および PC 構造の設計法は現行の学会の規準では幾つかの点で異なっているが、この不連続性を PRC 指針の中でいかに処理

するか、また、(2) RC に近い PC に近いかという PRC の“程度”はその曲げひびわれ幅で特徴づけられるが、ひびわれ幅の制御という操作が実際に行えるかどうかがこの構造の設計上の“かなめ”となるのでその算定法と取扱いをどうするか、などであった。

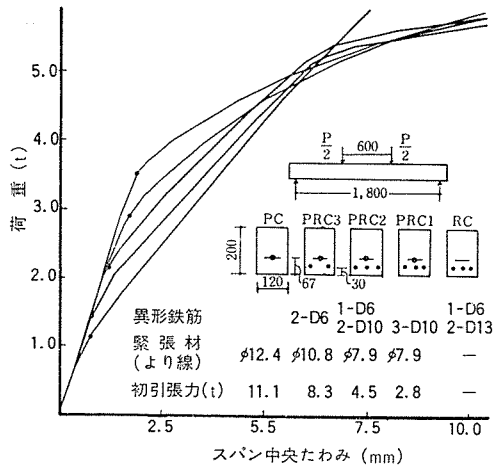
(1) まず設計法の不連続性については、図-1<sup>3)</sup> および 図-2<sup>4)</sup> にも示したように RC も PC もまた PRC もその力学的性状からみて本来同じカテゴリーに含まれるはずのものであり、これら部材に対する設計思想も統一されるべきであるが、現行の学会規準によれば RC 構造では許容応力度に基づく設計法が、PC 構造では終局強度設計法がたてまえてなっている。この不連続性に対しては、新建築基準法の施行という事情も考え合わせ、将来はいずれ RC 構造も終局強度型の設計法に移行してくるものと予想して現行 PC 構造と同様の設計法を採用ことにした。またせん断に対する設計では、PC 構造ではプレストレストの効果そのまま考慮しているが、本指針 (案) では各国の規準等を参考にして平均プレストレストの 10% を考慮に入れることにした。なおこのせん断に対しては短期荷重時の検討のみで長期荷重のそれは省略された規定としている。

このほかの諸規定においても、可能な限り RC および PC の規準の内容と矛盾しないよう、また両者が巧く連続するよう配慮されている。

(2) 許容応力度に基づく設計法が応力度を算定して所要の条件を満足するかどうかを検討するのと同様、ひびわれ幅の制御設計を行うということはそれを算定して所要の条件に対する検討を行うことであり、そのためには設計した断面の曲げひびわれ幅が精度よく簡単に算定できなければならない。すなわちこのひびわれ幅の制御を RC と同様、また各国の規準同様鉄筋の応力<sup>1),5),6)</sup>やコンクリートの引張応力<sup>7)</sup>などで間接的に行うのでは PRC の特性を十分生かすことができないし、またヨーロッパの国際規準である CEB/FIP 規準 (1978)<sup>8)</sup> のように算定式を与えてもその算定が面倒であってはこの構造の発展をにぶらせるものにしかない。

本指針 (案) では、その作成作業期間中に上記 CEB/FIP 国際規準に示された算定式よりも内容も簡単に精度

\* 大阪大学教授, 工学博士



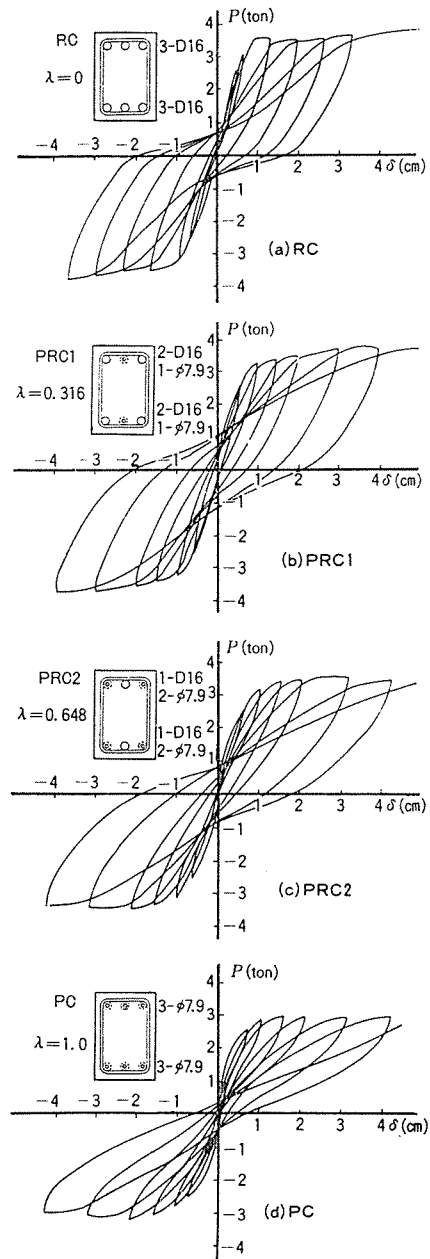
図一 RC, PRC および PC ばりの荷重-たわみの関係

も同等以上の算定式を得ることができ<sup>9)</sup>、またそれに基づいた極めて簡単に曲げひびわれ幅を計算できる算定図を作成することができた<sup>10)</sup>ので、それを指針(案)解説に提示した。これによってひびわれの制御設計も、応力度に基づく設計と同様の取扱いが可能となり、他の PRC の諸規準と比べてより良い内容の指針になったものと考えている。

上記二つの問題点のほかに、PRC の“程度”に関する設計法の不連続性の問題があった。すなわち各国の規準では、種々のコンクリート構造を I 種(PC) から IV 種(RC) まで分類しているとはいうものの、次項に述べる長期設計荷重時にひびわれを生じない III<sub>t</sub>, III<sub>tb</sub> の PRC 部材に対しては実際の設計方法とその背景となる考え方などについては何も示していない。したがってこの範囲の部材は実際には利用しにくいものになっていたと考えられる。本指針(案)では、後の 3 節と 4 節で述べるように、これに対して明確な意味付けを行ってひびわれを許す部材と連続させ、実際の設計においても RC から PC まで不連続性が生じないような内容とした。

このほかアンボンド PC 鋼材を用いたアンボンド部材も学会のアンボンド工法指針<sup>11)</sup>に則って使用できるようになってはいるが、地震力に抵抗する部材に対する使用は若干時期早尚と判断して今後の関連資料の集積を待つことになった。

なおここで用語について若干ふれておきたい。このプレストレスト鉄筋コンクリートに対する表現として現在統一された用語はない。しかし外国で普通よく用いられる表現は partially prestressed concrete であるが、このほか prestressed reinforced concrete (Stevens<sup>12)</sup> や Bennett,<sup>13)</sup> 他), reinforced prestressed concrete (Guyon<sup>14)</sup>), III 種 PC (CEB/FIP 国際指針 (1970)<sup>5)</sup>, 他), PC of moderate prestressing (F. Leonhardt)<sup>15)</sup> などとも



図二 RC, PRC および PC ばりの正負繰返し荷重試験結果

表わされ、またドイツ語では Teilweise Vorspannung, Teilweise vorgespannte Beton などのように表現されている。

日本の土木学会示方書では CEB/FIP 国際指針(1970) の分類にならって III 種 PC の表現が採用されている。PRC という用語(略語)は、最初横道博士によって RC に近い部材に対して用いられたものであるが、日本建築学会の PC 委員会では日本国内においては本稿標題のように、プレストレスト鉄筋コンクリート(III 種 PC), 略号 PRC を用いることにした。それは、この構造は文字通り PC と RC の中間部材であること、実用上ひびわれを生じた RC に近い部材が多く利用されるであろう

表一 部材の分類と長期設計応力時の断面引張縁の状態

	部材の種別と記号	長期設計応力時の引張縁の状態	
		設 計 上	曲げひびわれ発生の可能性
プレストレスト コンクリート (P C)	I	引張応力 $\sigma_t \leq 0$ (圧縮) : フルプレストレッシングの設計	発生しない (安全率の範囲内で)
	II	" $\sigma_t \leq f_t$ (許容引張応力度) : パーシャルプレストレッシングの設計	
プレストレスト 鉄筋コンクリート (PRC)	III <sub>t</sub>	" $\sigma_t \leq F_t$ (引張強度)	発生の可能性 あり
	III <sub>tb</sub>	" $\sigma_t \leq F_{tb}$ (曲げ引張強度)	
	III <sub>0.1</sub>	ひびわれ幅 $w \leq 0.1 \text{ mm}$	発 生
	III <sub>0.2</sub>	" $w \leq 0.2 \text{ mm}$	
鉄筋コンクリート (R C)	IV	( " $w \leq 0.2 \text{ mm}$ ) 鉄筋応力による間接的制御	発 生

し、また親しみ易さの点からも P を RC の形容詞とした PRC の方が、SRC の表現もある建築界ではより適当であろうこと、また partially prestressed concrete という表現はわれわれ日本人には II 種 PC である partial prestressing という用語とも混同し易いこと、などの事情がその背景になっていると考えていただいたらよいであろう。なお、国際会議や外国誌等での発表の場合には partially prestressed concrete の表現を用いることにすればよい。

2.2 部材の分類と用語

ヨーロッパのコンクリート構造の国際規準である CEB/FIP 規準 (1978) では、RC, PRC, PC などの区別はなくこれらすべてが一つの概念にまとめられているが、その前身である CEB/FIP 指針 (1970) では、現行のヨーロッパ諸国の規準と同様コンクリート部材を I 種 (PC) から IV 種 (RC) までに分けている。この分類はそのまま部材の特性をも表現しているのので、本指針(案)でもこれに倣って表一に示すように分類した。同表に示されているように PRC であるこの III 種部材はさらに III<sub>t</sub>, III<sub>tb</sub>, III<sub>0.1</sub> および III<sub>0.2</sub> の 4 種に分けられているが、これは実用上の便を考慮した便宜的なものである。しかしながら表一では上記国際指針 (1970) における II 種と III 種の間中に位置する部材が III<sub>t</sub> および III<sub>tb</sub> として明示されていること、およびこの種の部材の設計方法が後述のように (指針 (案) 本文 3.7 項および本稿 4 節 4.5 項参照) 具体的に示されていること、などの点でこの分類は合理的かつ実用的であり、また本指針 (案) によって RC から PC までが実際の設計のうえでも完全に連続化されることになった。

ちなみに III<sub>0.2</sub>, III<sub>0.1</sub> の部材は、RC 部材にわずかなプレストレスを導入してそのひびわれ幅とたわみを制御したものであると考えられるのに対し、III<sub>t</sub>, III<sub>tb</sub> の部材は 図-3 に示すように従来の PC 部材のプレストレスを減らして経済性の向上をはかり、同時に鉄筋係数

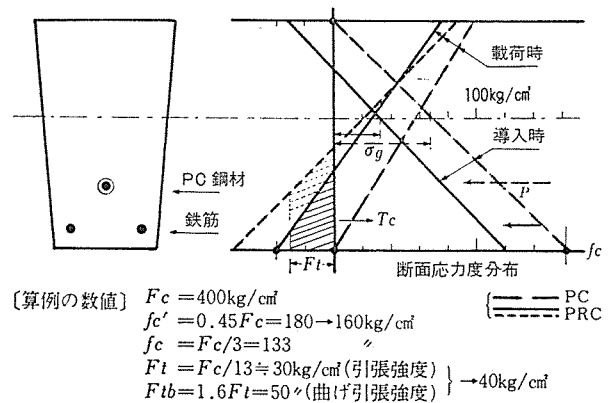


図-3 コンクリートの許容引張応力を大とした PC 部材 (→PRC)

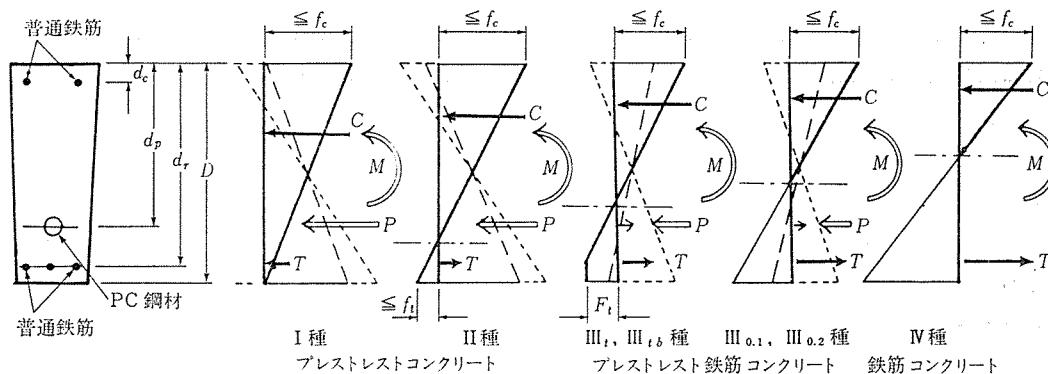
の減少による断面変形能力の増大が期待されるものである。図-3 によれば、プレストレス導入時および設計荷重載荷時の断面コンクリートの許容引張応力をコンクリートの引張強度程度まで許容することによって  $\sigma_g$  の値、したがってこれに比例する PC 鋼材量が半減することがわかり、従来の PC 部材と比較した場合 III<sub>t</sub>, III<sub>tb</sub> 種部材の有用性が理解される。

なお参考までに上記各種部材のプレストレス導入時や長期設計応力時の断面応力度分布の状態を 図-4 に示した。同図では曲げモーメント  $M$  のほかプレストレス力  $P$  も断面外力として表示してあるが、曲げモーメントによる PC 鋼材の増加応力は鉄筋の応力として扱うことができるので、結局 PC も PRC も曲げモーメント  $M$  と偏心軸力  $P$  を受ける RC 柱と同様に扱えることが理解されるであろう。

2.3 設計方法の要約

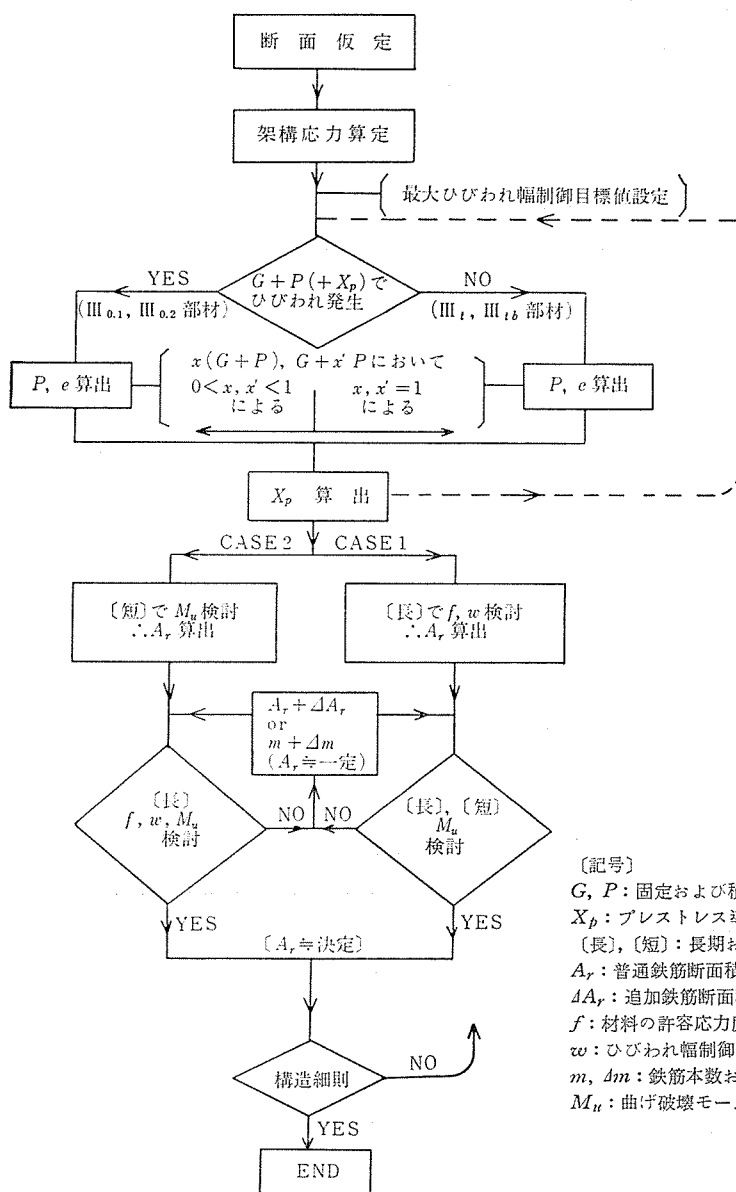
ここでは次の 3 節で示す指針 (案) 本文の内容およびそれに従う設計の筋道がより容易に理解できるよう、設計の流れ図を用いて設計方法を要約してみよう。

架構応力の算定：長期荷重のみならず短期荷重に対しても現行の学会 PC 規準同様弾性計算を行い、またプレ



- .....: プレストレス力のみによる応力分布
- - - - -: プレストレス導入時の応力分布
- : 長期設計応力時の応力分布(太線部はコンクリートの応力を設計に考慮)
- $f_c$  : コンクリートの許容圧縮応力度
- $f_t$  : パーシャルプレストレスのコンクリート許容引張応力度
- $F_t$  : コンクリートの引張強度

図-4 部材の種類と断面応力分布



- (記号)
- $G, P$ : 固定および積載荷重による応力
  - $X_p$ : プレストレス導入時不静定二次応力
  - (長), (短): 長期および短期設計荷重時応力
  - $A_r$ : 普通鉄筋断面積
  - $\Delta A_r$ : 追加鉄筋断面積
  - $f$ : 材料の許容応力度
  - $w$ : ひびわれ幅制御目標値
  - $m, \Delta m$ : 鉄筋本数および追加本数
  - $M_u$ : 曲げ破壊モーメント

図-5 PRC 部材の設計フロー

ストレス導入に伴う不静定二次応力も算定する。

**長期荷重時応力に対する設計：**

- 曲げひびわれ幅制御目標値を 0.2mm 以下のある値に定める、あるいは III<sub>t</sub>、III<sub>tb</sub> 種の部材であればその許容引張応力度を決める。
- 許容応力度に基づく設計を行う。この際、学会 RC 規準に規定されるヤング係数比  $n$  の値が利用できる。
- 所定の荷重係数を用いて断面の曲げ破壊の安全性を検討する。

**短期応力に対する設計：**

- 所定の荷重係数を用いて断面の曲げ破壊の安全性を検討する。
- 所定の荷重係数を用いて断面のせん断耐力の検討をする。

**曲げひびわれ幅の検討：**設計された断面の曲げひびわれ幅を算定し、その値が制御目標値以下であることを確かめる。設計上長期応力時にひびわれを生じない III<sub>t</sub>、III<sub>tb</sub> 部材においては、指針（案）本文 表（3）に定めるひびわれ分散筋を断面内に配置する。

なお曲げひびわれ幅の算定には、指針の解説に本誌前号の「鈴木、大野；PRC 部材の曲げひびわれ幅算定法」で提案する算定法が示されているので、これを利用すればよい。

以上からもわかるように本指針（案）の PRC の設計

方針を端的に表現するならば、終局強度設計の思想に基づく現行の学会 PC 規準の方針をほぼそのまま踏襲し、これにひびわれ幅の検討が付け加えられたものである、ということになる。

なお参考までに、この PRC 部材の設計の過程が一層明瞭となるよう 図-5 に設計フローを示す。同図には設計する部材が  $G+P+X_P$  の応力で、ひびわれが発生しない III<sub>t</sub> および III<sub>tb</sub> の部材であるか、あるいはひびわれが発生する III<sub>0.1</sub> および III<sub>0.2</sub> の部材であるかによって導入するプレストレス力  $P$  とその偏心距離  $e$  の決め方に二つの経路があること、また現行 PC 規準と同様〔長〕すなわち長期設計荷重時応力で断面算定をして短期荷重に対する終局強度の検討を行う場合と、先に短期荷重による終局強度の断面算定を行って長期荷重に関する種々の検討を行う場合とがあり、実際の設計はそのどちらでもよいことなどが示されている。また同図では、CASE 1 および 2 のフローの中でひびわれ幅  $w$  の検討を行うよう表現してあるが、この検討は他の長期、短期の諸検討を終えてから行っても差支えはない。

**3. 指針（案）本文**

本節では指針（案）本文を原文のまま示すが、その中に用いられた表や式の番号は、カッコを付し、通し番号とした。

**1 編 総 則**

**1.1 適用の範囲**

この指針は曲げひびわれ幅やたわみを制御する目的で PC 鋼材によってプレストレスの導入された鉄筋コンクリート構造部材の設計に適用する。

この指針に示されていない事項については日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下学会 RC 規準）、同「高強度鉄筋コンクリート造設計施工指針案・同解説」（以下学会高強度 RC 指針案）、同「プレストレスコンクリート設計施工規準・同解説」（以下学会 PC 規準）および同「アンボンド工法用 PC 鋼材と施工時の取扱いについて」\*（以下学会アンボンド工法指針）などによる。

\* 建築雑誌, Vol. 94, No. 1153, 昭和 54.7, pp. 57-64

**1.2 定 義**

この指針の用語を次のように定義する。

プレストレス鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）：曲げひびわれ幅やたわみを制御する目的で PC 鋼材に

よってプレストレスの導入された鉄筋コンクリート

プレストレス力有効率：設計荷重時の緊張材引張合力/プレストレス導入完了時の緊張引張合力

最大ひびわれ幅：部材側面の引張鉄筋（鋼材）高さ位置の曲げひびわれのうちその幅が最大のもの

最大ひびわれ幅制御目標値：設計上制御の目標値とする長期設計荷重時の最大ひびわれ幅

ひびわれを許容する（しない）設計：施工時および長期設計荷重時に断面に曲げひびわれの発生を想定する（しない）設計

**1.3 設計図書に記載する事項**

学会 PC 規準に示された事項のほか部材の設計内容に関連する次の事項を記載する。

- a) ひびわれ幅制御目標値（あるいは部材種別）
- b) プレストレス力有効率 ( $\eta_p$ ) 仮定値
- c) プレストレス力の決め方
- d) 使用した規準・指針等

## 2 編 材 料

### 2.1 コンクリート

(1) コンクリート用材料は学会 RC 規準および「建築工事標準仕様書 JASS 5 鉄筋コンクリート工事」の当該規定に合致するものを用いる。

(2) コンクリートの圧縮強度については原則として次の値以上とする。

表(1) コンクリートの圧縮強度

	プレストレス導入時の 圧縮強度	設計基準強度
ポストテンション方式	200 kgf/cm <sup>2</sup>	240 kgf/cm <sup>2</sup>
プレテンション方式	300 kgf/cm <sup>2</sup>	350 kgf/cm <sup>2</sup>

ただし特別の調査・検討に基づいて設計・施工上の安全性および耐久性に関する配慮を行う場合はこれらの値を低減することができる。

### 2.2 鋼材および定着具

(1) PC 鋼材および鉄筋はそれぞれ学会 PC 規準および同 RC 規準に規定されているものを用いる。ただしアンボンド PC 鋼材については「学会アンボンド工法指針」に示されている品質のものを用いる。

(2) PC 鋼材定着具は学会 PC 規準に準拠してその安全性を確かめたものを用いる。

## 3 編 設 計

### 1 章 設計に関する一般事項

#### 3.1 応力計算の方針

(1) 長期、短期荷重時の応力計算は 3.4(1) に示すヤング係数を用いて弾性計算を行うものとする。

(2) 不静定構造物においてはプレストレス導入による部材応力(不静定二次応力)の算定を行うことを原則とする。

#### 3.2 部材設計の方針

長期荷重に対しては許容応力度設計を、短期荷重に対しては終局強度設計を行うものとする。また長期荷重に対しては最大ひびわれ幅制御目標値を設定して、それが満足されることを確かめる。

#### 3.3 最大ひびわれ幅制御目標値

環境や荷重および建物の用途種類などの諸条件を考慮して 0.2mm 以下の値に定める。

ただしその値にはコンクリートの乾燥収縮による影響を含めるものとする。

### 3.4 材料の定数および許容応力度

(1) コンクリートのヤング係数および乾燥収縮と引張強度

応力算定用のコンクリートのヤング係数およびひびわれ幅算定用のコンクリートの乾燥収縮量は試験によらない場合は次の値とすることができる。

表(2) コンクリートのヤング係数と乾燥収縮

設計基準強度	ヤング係数 $E_c$	乾燥収縮 $S_n$
<300 kgf/cm <sup>2</sup>	学会 RC 規準の値	はり、柱 $3 \times 10^{-4}$ スラブ $4 \times 10^{-4}$
$\geq 300$ kgf/cm <sup>2</sup>	学会 PC 規準の値	学会 PC 規準の値

ひびわれ幅算定用のコンクリート引張強度は、試験によらない場合は設計基準強度の 1/10 としてよい。

#### (2) 材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋および PC 鋼材の長期応力に対する許容応力度は学会 RC および PC 規準による。

ただし、学会 PC 規準 48 条表 9 および同 49 条表 10 に示されているコンクリートの施工時の許容圧縮応力度および許容引張応力度は適用しない。

### 3.5 構造細則

#### (1) PC 鋼材のかぶり

PC 鋼材の引張縁からのかぶり厚は 10 cm 以上とする。

ただし、PC 鋼材高さ位置のひびわれ幅が 0.1 mm 以下であることが確かめられた場合、PC 鋼材としてシース付きアンボンド鋼材を用いる場合および取替可能な 2 次部材などにおいてはこの限りでない。

#### (2) 使用鉄筋および最小鉄筋量

はり、柱

i) はり、柱の主筋には D13 以上の異形鉄筋を用いる。

ii) 主要なはり、柱は全スパンにわたり複筋ばりとし、柱主筋は 4 本以上とする。

iii) 長期荷重時に正負最大曲げモーメントを受ける部分の引張鉄筋比  $p_t$  は次の(1)式の値を満たすものとする。

$$p_t \geq \left(0.4 - 2.0 \frac{\sigma_g}{F_c}\right) \cdot \frac{1}{100} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $p_t = a_{rt}/bd_r$

$a_{rt}$  : 引張鉄筋断面積

$b$  : 長方形断面としたときの部材断面の幅

$d_r$  : 圧縮縁から引張鉄筋断面重心までの距離

$\sigma_g$  : 有効平均プレストレス (=有効

プレストレス力/長方形コンクリート全断面積)

$F_c$ : コンクリートの設計基準強度

スラブ

- i) スラブの引張鉄筋は D10 以上の異形鉄筋あるいは素線の径が 6mm 以上の溶接金網を用いる。
- ii) スラブ各方向の全幅について鉄筋と PC 鋼材の断面積合計のコンクリート全断面積に対する割合  $p_{st}$  は次の (2) 式の値を満足するものとする。

$$p_{st} \geq \left(0.2 - 0.3 \frac{\sigma_g}{F_c}\right) \cdot \frac{1}{100} \dots\dots(2)$$

ここに、 $p_{st} = (a_r + a_p) / t \cdot l$

$a_r, a_p$ : スラブのある方向の鉄筋および PC 鋼材の全断面積

$t$ : スラブ厚

$l$ : スラブの辺長

(3) 鉄筋係数

引張鉄筋の鉄筋係数  $q$  は、引張側 PC 鋼材断面積も加えて次式で算定した値が 0.25 以下とする。

$$q = \frac{a_{rt} \cdot \sigma_{ry} + a_p \cdot \sigma_{py}}{b \cdot d_r} \cdot \frac{1}{F_c} \dots\dots(3)$$

ここに、 $a_{rt}, a_p, d_r, F_c$ : (1), (2) 式と同じ

$b$ : はり幅 (T形断面のときは有効幅  $B$  とする)

$\sigma_{ry}$ : 普通鉄筋の規格降伏点応力度

$\sigma_{py}$ : PC 鋼材の規格降伏点応力度

ただし、断面曲げ圧縮側のコンクリートに対し、その圧縮変形能力が大となるような対策を講じた場合はこの限りではない。

2 章 断面設計

3.6 断面算定上の仮定

(1) 断面のコンクリートの引張応力はひびわれを許容する設計においては無視し、許容しない設計においては、これを考慮する。

(2) 断面応力の算定は平面保持の仮定にもとづいて行う。ただしアンボンド PC 鋼材に対してはこの仮定は成立しないので、実状に応じて算定する。

(3) 実験や解析等によらない場合、プレストレス力有効率 ( $\eta_P$ ) は

$$\left. \begin{array}{l} \text{ポストテンション部材 } \eta_P = 0.85 \\ \text{プレテンション部材 } \eta_P = 0.80 \end{array} \right\} (4)$$

と仮定してよい。

(4) 長期応力に対する設計においては、PC 鋼材

の引張力増分は無視してもよい。また設計基準強度 300 kg/cm<sup>2</sup> までのコンクリートを用いて RC に準じた断面設計を行う場合には、コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比  $n$  は 15 とする。

3.7 長期応力に基づく断面算定

(1) コンクリート断面に導入する有効プレストレス力および偏心距離の大きさは、目標とするひびわれ幅あるいは許容する引張応力度と自重および積載荷重の条件などを考慮して定める。

(2) 有効プレストレス力と長期応力の作用の下で、断面各部の応力度が 3.4 項の長期許容応力度をこえないように設計する。

なお、ひびわれを許容しない設計においては、断面引張側に表 (3) に示す量 (鉄筋本数、鉄筋径のどちらか、あるいは両方) 以上の鉄筋を配置する。

表 (3) ひびわれを許容しない設計断面における最小鉄筋量

部 材 幅 $b$	鉄 筋
20 cm 以下	2-D16
30 "	3-D16
40 "	3-D16
50 "	4-D16
60 "	4-D19, あるいは 5-D16

(3) 設計された断面は曲げひびわれ幅を算定し、その値が目標値を満足することを確かめる。なお、ひびわれを許容しない設計の場合も荷重超過を考慮したひびわれ幅の検討を行うことが望ましい。また必要に応じて部材のたわみの大きさを検討しなければならない。

(4) 長期荷重に基づいて決定した断面に対してその曲げ破壊モーメントを算定し、その値が表 (4) の 1 および 2 行に示す組合せ応力の数値以上であることを確かめる。

3.8 短期応力に基づく断面算定

(1) 短期応力に基づく断面設計においては、断面の曲げ破壊モーメントが表 (4) の 2 行に示す組合せ応力の数値以上となるよう鉄筋量などを決める。

(2) 設計された断面は有効プレストレス力および長期応力に対し 3.7 (2) 項および (3) 項の検討を行う。また断面の曲げ破壊モーメントが表 (4) の 1 行に示す応力の組合せの値以上であることを確かめる。

3.9 曲げ破壊モーメントの算定および考慮すべき応力の組合せ

(1) 断面の曲げ破壊モーメントの計算は次の略算式によることができる。



$$M_u = \frac{7}{8} T_{ry} \cdot d_r + T_p \left( d_p - \frac{1}{8} d_r \right) \dots (5)$$

- $M_u$  : 断面の曲げ破壊モーメント
- $d_r$  : 引張側普通鉄筋に対する有効高さ
- $d_p$  : PC 鋼材に対する有効高さ (全 PC 鋼材が偏心距離の位置に集中していると仮定する)
- $T_{ry} = a_{rt} \cdot \sigma_{ry}$  : 引張側普通鉄筋の引張合力 (降伏すると仮定)
- $a_{rt}$  : 引張側普通鉄筋の断面積
- $\sigma_{ry}$  : 引張側普通鉄筋の規格降伏点応力度
- $T_p = a_p \cdot \sigma_p$  : 曲げ破壊時 PC 鋼材引張合力降伏点
- $a_p$  : PC 鋼材断面積
- $\sigma_p$  : 曲げ破壊時 PC 鋼材引張応力度で付着のある場合には  $\sigma_p = \sigma_{py}$  (PC 鋼材規格降伏点応力度), アンボンド PC 鋼材の場合, 長期応力に対する検討では  $\sigma_p = 0.75 \sigma_{pe} + 0.25 \sigma_{py} \dots (6)$  ( $\sigma_{py}$  は PC 鋼材の規格降伏点応力度) と仮定する。

(2) 曲げ破壊に対して考慮すべき応力の組合せ  
 曲げ破壊に対しては表(4)に示す応力の組合せを考慮しなければならない。

表(4) 曲げ破壊に対して考慮すべき応力の組合せ

行	状 態	考慮すべき応力の組合せ※
1	常 時	$1.7(G+P+S^*), 1.2G+2.0(P+S^*)$
2	地震時	$(G+P+S^*)+1.5K$
	積雪時	$(G+P)+1.5S$
	強風時	$(G+P+S^*)+1.5W$

記 号

- G : 建築基準法施行令 84 条に規定する固定荷重による応力
- P : 同 85 条に規定する積載荷重による応力
- K : 同 88 条に規定する地震力による応力
- S : 同 86 条に規定する積雪荷重による応力
- S\* : 同 86 条に規定する多雪区域の積雪荷重による応力
- W : 同 87 条に規定する風圧力による応力
- ※ プレストレス導入による不静定二次応力は本表の組合せの応力にそのまま加算する (荷重係数=1)

### 3.10 せん断に対する設計

(1) プレストレス鉄筋コンクリートはりおよび柱のせん断力に対する設計は, 本条による。同はりを支持する鉄筋コンクリート柱についても, 本条により, プレストレス=0 としてせん断設計することが望ましい。

(2) 前条までの規定に基づいて設計された断面に対し, そのせん断耐力を計算し, その値が表(6)の 1, 2, 3 の各行に示す組合せ応力の数値以上であることを確かめる。

(3) 断面のせん断耐力  $Q_u$  の計算は下式によることができる。

$$Q_u = bj \{ \alpha (f_{cs} + 0.1 \sigma_p) + 0.5 f_{ry} (p_w - 0.002) \} \dots \dots \dots (7)$$

- $b$  : 断面ウェブ部分の幅
- $j$  : 鉄筋に関する応力中心距離  $(= \frac{7}{8} d_r)$
- $f_{cs}$  : コンクリートのせん断強度, 下表による。

表(5) コンクリート強度とせん断強度

$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	240	270	300
$f_{cs}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	11	11.5	12

$\sigma_p$  :  $b$  を用いた長方形断面で計算した平均プレストレス

$$\alpha : \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d_r} + 1} \quad \text{ただし, } 1 \leq \alpha \leq 2$$

柱の場合は,  $\alpha = 1$

$p_w$  : あばら筋・帯筋の鉄筋比  
 0.012 こえるときは, 0.012 として計算する

$f_{ry}$  : あばら筋・帯筋の規格降伏点強度  
 ただし,  $f_{ry} \leq 3000 \text{ kg/cm}^2$

(4) せん断破壊に対して考慮すべき応力の組合せは表(6)による。

表(6) せん断破壊の検討に対して考慮すべき応力の組合せ

行	状 態	考慮すべき応力の組合せ※
1	常 時	$1.7(G+P+S^*)$ かつ, $1.2G+2(P+S^*)$
2	積雪時 暴風時	$G+P+1.5S$ $G+P+S^*+1.5W$
3	地震時	はり $G+P+S^* + \frac{\Sigma M_y}{l'}$ または $G+P+S^*+2K$
		柱 $\frac{\Sigma M_y}{h'}$ または $2K$

- G, P, S, S\*, W, K : 表(4)による
- $\Sigma M_y$  : 部材両端の降伏曲げモーメントの絶対値の和。  
せん断力が大きくなる方の組合せとする
- $l'$  : はりの内法スパン
- $h'$  : 柱の内法高さ
- ※ プレストレス導入によるせん断力  $Q_p$  は, 本表の組合せの応力にそのまま加算する (荷重係数=1)

(5) あばら筋および帯筋に関する構造細則は, 学会 RC 規準による。

## 4 編 施 工

### 4.1 施工計画

(1) 総 則

プレストレスト鉄筋コンクリート構造物の施工にあたっては、設計図書に記載されている施工順序に従うとともに、各施工段階における施工精度が構造物の安全度に及ぼす影響を考慮して入念に施工しなければならない。

また、この編に示されていない事項は日本建築学会の「建築工事標準仕様書」JASS 5、「PC 規準」および「アンボンド工法指針」の当該規定に準拠する。

(2) 施工計画書

4. 指針(案)本文の補足説明

ここでは、紙数の関係もあるので、特にコメントが必要と考えられる部分について指針の補足を行った。

4.1 コンクリートの強度制限(指針 2.1 項)

PRC 部材のコンクリート強度は、従来の RC 部材に用いられる普通強度から PC 部材用の高強度までと、広範囲にわたっており、また同じ強度でも部材の性質は RC 的なものから PC 的なものまでにわたっているが、これらのコンクリートの性質に本質的な差異があるとは考えられないので、PRC 用のコンクリートおよびその材料に対する規定を特に設けていない。ただしコンクリートの強度については、特別の調査検討に基づいて設計施工上の安全性および耐久性に関する配慮を行う場合を除き、原則として指針表(1)に示す値以上とすることが要求されている。

このコンクリート強度に対する制限は一般には設けないのが望ましいことであるが、この制限は次に示すような事情を考慮したものである。

(1) 長期設計荷重時のコンクリートの応力のうち、定着部以外のプレストレス力が平均化している部分では RC と同じ方式で定まる許容応力度で応力が規制されるので問題はない。しかし局部強圧の生じる PC 鋼材定着部分では、普通強度のコンクリートに関する定着部挙動の実験資料は極めて少なく、また現在用いられている定着具の殆んどは PC 用の高強度コンクリートを対象としてその形状・寸法等が定められているので、この点の不安が残されている。

(2) コンクリートが低強度になるほど一般に単位水量が増加してコンクリートのクリープ、乾燥収縮は大となる。このクリープ、乾燥収縮は PC 部材同様プレストレス力の減少量を大きくするほか、曲げひびわれ幅や部材たわみを大とするなど悪い影響を及ぼすので可能な限り小さくする必要がある。また PRC 部材への影響に関する研究資料は極めて少ない。

(3) RC よりもスパンが大きく、架構の安全性が、

プレストレスト鉄筋コンクリート構造物の施工に先立ち、設計図書に基づいて施工計画書を作成しなければならない。

4.2 コンクリートの施工

(1) コンクリートの調合

コンクリートの調合は、所要の品質および作業に適するワーカビリティをもつ範囲内げ単位水量をできるだけ少なくし、乾燥・収縮量が少なくなるよう定めなければならない。

したがって施工・品質管理がより重要となる PRC 構造であるうえにその設計・施工実績が極めて少ない現状では、RC と同様にその低いコンクリート強度までを一般に容認することは、好ましくない結果をもたらす可能性が十分ある。

4.2 最大ひびわれ幅制御目標値(指針 3.3 項)

ここでいうひびわれ幅とは鉄筋あるいは PC 鋼材高さ位置のコンクリート表面の値であり、また最大ひびわれ幅は別報<sup>2)</sup>にも述べているように平均ひびわれ幅の 1.5 倍としている。この許容最大ひびわれ幅を普通鉄筋に対しては 0.2 mm と定め、またグラウトの施工された PC 鋼材に対しては PC 鋼材が腐食に対してより敏感であること、ひびわれ幅と腐食との関係に関するデータが不十分であることなどを考慮して 0.1 mm を想定している。PC 鋼材に対してはこのような考え方に基づいてその他の規定、例えば構造細則の PC 鋼材のかぶり厚の規定などが定められている。また普通鉄筋に対する 0.2 mm の値は特に論拠を持つものではなく常識的な値として考えているものではあるが、指針 3.3 項のようにこれには乾燥収縮の影響を含めている点で若干厳しい側の数値になっているものと思われる。しかし一般に PRC 部材は RC よりも大スパンの架構に用いられ、また二次部材の効果も小さくなるので荷重変動等の影響は大きくなり易く、したがって若干厳しい規定とするのも妥当であろう。

コンクリートの乾燥収縮がひびわれ幅に及ぼす影響は無視することはできない。初期材令載荷によって生じたひびわれ幅はその後の乾燥収縮で拡大し(1.5~2 倍というデータもある<sup>16)</sup>)、また長期材令時の載荷の場合は載荷直後のひびわれ幅の中にそれまでの乾燥収縮の影響が含まれている。厳密には断面解析によってこの影響を考慮すべきであるが、これに関する資料は現時点ではまだ不十分であり、指針(案)解説では

$$\Delta w_s = l_{av} \times S_n \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

$\Delta w_s$  : 乾燥収縮によるひびわれ幅増加分

$l_{av}$  : 平均ひびわれ間隔

$S_n$  : コンクリートの自由乾燥収縮

として算定すればよいことにしている。すなわち断面引張側コンクリートが単独に自由収縮をしたとして大き目の値を算定することになるが、比較的短期間による実験データもほぼこれに近い値（自由乾燥収縮量の 70% 程度）を示している<sup>17)</sup>。なおこの  $S_n$  の値は実験等によって定めない場合は指針表(2)の値を用いてよい。

また、環境条件や荷重条件を考慮して最大ひびわれ幅制御目標値を 0.2mm 以下のある値に定める際の判断の一つの資料として表-2 が指針(案)の解説に示されることになっているので参考になろう。ただし、ここでは RC 構造では無理な、スパンの大きい構造物を対象に考えているので、同表には IV 種の RC は含まれていない。

表-2 環境条件、荷重条件と部材種別の選択

環境条件 \ 荷重条件	厳しい ( $G+P+X$ が長期間生じる)	普通 ( $G+P+X$ が短期間生じる, 通常 $G+xP+X(x<1)$ が作用)
悪い *1	I ~ II	I ~ III <sub>t</sub> (III <sub>td</sub> )
普通 *2	I ~ III <sub>0.1</sub>	I ~ III <sub>0.2</sub> (III <sub>0.1</sub> )
よい *3	I ~ III <sub>0.2</sub> (III <sub>0.1</sub> )	I ~ III <sub>0.2</sub>

\*1 悪い環境条件: 部材が外気にさらされ、建物が海岸地帯の潮風とか(化学)工場地帯の有害ガスにさらされる場合、あるいは室内にあっても有害ガスにさらされる場合

\*2 普通の環境条件: 部材が外気にさらされるが、潮風や有害ガスの影響を受けない場合

\*3 よい環境条件: 普通の建物の屋内部材あるいは有効な仕上げが施されているもの

G, P: 固定荷重, 積載荷重による応力

X: プレストレス導入に伴う不静定二次応力

### 4.3 構造細則 (指針 3.5 項)

#### (1) PC 鋼材のかぶり

鉄筋および PC 鋼材の耐久性とひびわれ幅との関係についての現在の知識は十分なものではないが、本指針では前記のごとく鉄筋に対しては 0.2mm を、PC 鋼材に対しては 0.1mm を許容ひびわれ幅の目安と考えている。鉄筋に比べて PC 鋼材は腐食に対してより敏感であり、たとえグラウトが施工されていてもそのグラウトにもひびわれが発生していると考えられ、一たん腐食を起こすとその腐食破断はより早目に、またより突発的に起こると考えられ、その結果構造体に与える影響も大きくなるので普通鉄筋よりもより厳しい値とすべきであろう。本項ではひびわれ幅の制限をかぶり厚の制限によって間接的に行っており、10cm のかぶり厚が所要のひびわれ幅を確保できない場合もあり得ると思われるが、実用上の便も考慮して 10cm とした。なお防錆材の施工されたシース付きアンボンド PC 鋼材は、防錆材が被覆

されていることによって、ひびわれ発生下にあっては、グラウトの施工された通常の PC 鋼材と比べてより安全であると考えられるので、この制限を緩和している。

#### (2) 使用鉄筋および最小鉄筋量

本項の内容は RC から PC までが特に矛盾なく連続するよう配慮されている。使用鉄筋については学会 RC 規準と同様、はり、柱においては主筋に D13 以上の鉄筋を、またスラブにおいては D10 以上あるいは 6mm 以上の溶接金網を用いることとしている。

コンクリート断面の最小鉄筋量に関しては、断面にひびわれが発生したときに引張鉄筋が降伏点応力以下に保たれることがその考え方の基本となっているが、プレストレス力がより大きく作用する PC に近い PRC 断面においては、ひびわれ発生と同時に鋼材が降伏するという事は普通起こらない。したがって、RC から PC までを連続させる PRC 断面の最小鉄筋量としては、RC に近づくほど RC の規定値を最大値としてそれに近づき、逆に I 種 PC の側に向けて減少してゆくようにするのが妥当であろう。

この点を考慮して本指針では、はり、柱部材に対して指針(1)式を、スラブに対して指針(2)式を与えた。

#### (3) 鉄筋係数

新耐震基準の施行に伴い、建物の保有耐力およびその裏付けとなる部材の変形能力の重要性が広く認識されるようになってきた。本 PRC 指針(案)では十分な変形能力を得るための配慮として指針(3)式より定まる鉄筋係数  $q$  の値を 0.25 以下とするよう定めた。従来の内外の規準などには  $q$  の値の限度として 0.3 という値も見られるが、例えばニュージーランドの規定<sup>18)</sup>では  $q \leq 0.2$  とすることを推奨しているように、地震時の安全性確保のうえでより十分なじん性を得るためには 0.3 は若干過大であると考えた方がよい。指針(案)ではその解説に  $q$  の値を大とせざるを得ない場合の断面の変形能力増大の具体的な方法が示されている。

一般に断面の曲げ変形能力を大とする方法<sup>19)</sup>は大別すれば次の二つであろう。

- a) 引張側の鉄筋および PC 鋼材の量を減らす。
- b) 曲げ圧縮側を何らかの方法で鉄筋補強してその圧縮強度や変形能力を大とする。

a) の方法は断面の抵抗曲げモーメントを変えてしまうのでそれまでの計算結果を無駄にすることになり実用上得策ではない。

b) の方法には、i) 圧縮軸鉄筋を増やす方法、および ii) コンファインド(横方向拘束)コンクリートとなるよう鉄筋補強をする方法、などが考えられるが、i) の方法はその断面に正負の曲げモーメントが左右する場合に

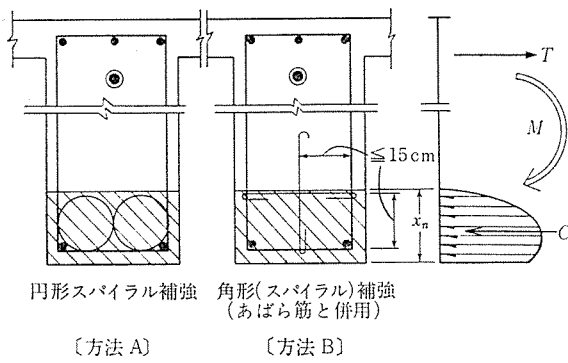


図-6 曲げ変能力(じん性)増大の方法

は、逆方向曲げモーメントに対する鉄筋係数を大きくするばかりでなくその抵抗曲げモーメントの値も変化させてしまうのでやはり得策ではない。曲げモーメントが一方方向にだけ作用する場合でも、かぶりコンクリートが剥落しても圧縮筋が座屈しないようあばら筋あるいは帯筋の間隔を十分小さく(5~10 cm 程度に)とっておくことが大切である。

断面曲げ圧縮側にコンファインドコンクリートを造る方法としては 図-6 に示す AB の方法<sup>19),20)</sup>が考えられる。コンクリートは一般に圧壊を始めると外周方向への膨張変形を生じるが、この変形を外側から鉄筋で拘束してやるとその強度や変形能力が格段に改善される。しかしその拘束作用は角形よりも円形の方が効果的<sup>19)</sup>であり、またより太い強度の高い鉄筋を密に配置する方が有効である。同図に示す方法はこのような性質を持つコンファインドコンクリートを部材断面の曲げ圧縮側に配置したもので、これによって曲げ材の変形能力が飛躍的に改善される<sup>19)~23)</sup>。同図の方法 A, B とも、鉄筋を密に配置するほど効果が大とはなるが、“鉄筋のあき”も必要な値は確保されなければならないので、この補強筋として  $\phi 9$ , D10, D13 などの鉄筋を用いるものとするれば、そのピッチは 5 cm ぐらいまでが限度であろう。このようなコンファインド補強によって、鉄筋係数  $q$  の値は 0.35 (あるいは 0.3~0.4) 程度までは増すことができ、その断面は一応十分な変形能力が得られるものと考えられる。

なお、このわずかな補強によって以上のように断面の変形能力は飛躍的に増大するが、このほか大地震時の部材特性として特に必要とされる、繰返し荷重に対する安定した挙動、すなわちより少ない耐力低下とより少ない変形の増加も同時に得られるので、 $q$  の値が大でない場合もこのような補強を行っておくことが、建物の耐震上望ましいことである<sup>23),24)</sup>。

この方法による補強区間は普通のスパンでは塑性ヒンジ領域を含んで部材せい の 2~2.5 倍程度とすればよ

い。スパンが大となるほど、すなわち終局時の曲げモーメントの勾配が緩くなるほど、補強区間を拡げる必要がある。

なお 図-6 の方法 A は、すでに福岡歯科大学の建物において我が国で初めて使用<sup>25)</sup>され、その施工も極めて容易であったと報告されている。

#### 4.4 断面算定上の仮定 (指針 3.6 項)

(1) III<sub>i</sub>, III<sub>ib</sub> 種の部材では、断面のコンクリート引張応力を考慮するのは当然であるが、III<sub>0.1</sub>, III<sub>0.2</sub> 種の部材では設計を簡単にするために通常の RC 部材と同様、この応力を無視してもよいことにした。この無視の影響は一般に設計上安全側になると考えられるが、この影響量を鉄筋応力と中立軸について算定した例を 図-7<sup>26)</sup> に示す。同図よりひびわれ発生直後の付近において引張応力考慮の有無の差が大きく、ひびわれ幅 0.2 mm 程度の領域ではその影響は小さいこと、また RC よりも PRC の方が影響差の収束が緩やかとなる傾向のあることなどが推測される。

(2) PC 鋼材とコンクリート間に付着がある場合の PRC 断面応力の算定は通常の RC 断面や PC 断面の応力算定と同様に平面保持の仮定に基づいて行う。

しかし、アンボンド PC 鋼材を用いる場合には、部材中のアンボンド PC 鋼材とコンクリートとの付着力は防錆材の粘性力や多少の摩擦力は作用するにしても設計上はゼロとみなすべきである。したがって部材中のアンボンド PC 鋼材の応力は、曲げモーメントの大きい断面でも小さい断面でも同一となり、平面保持の仮定は成立しないので実状に応じた解析をする必要がある。

(3) PRC 断面にプレストレスが導入されると、その応力は、コンクリートと鉄筋に分担され、その後生じるコンクリートのクリープ・乾燥収縮によって応力の移行、すなわちコンクリートの応力が減少し逆に鉄筋の応力が増加する。従来の PC 断面では普通鉄筋量が相対的に少ないのでこの移行応力の量は小さく、したがって、

$$\leq \text{コンクリートのプレストレス有効率} (\eta) \\ \leq \text{プレストレス力 (緊張力) 有効率} (\eta_P)$$

であった。これに対し PRC 断面では普通鉄筋量がより多くなるため、この移行応力が大となって、上記  $\eta$  の値はより小となるが、逆に  $\eta_P$  の値はコンクリートと鉄筋の合成された断面の持つ、より小さなクリープ係数によってそれほど低下しないので、 $\eta < \eta_P$  となる。すなわち PRC 断面では、コンクリートの圧縮応力の有効率 ( $\eta$ ) と緊張材の引張力の有効率 ( $\eta_P$ ) とを区別して考える必要がある。

これに関する実験結果の例を 表-3<sup>27),28)</sup> に示す。この表は

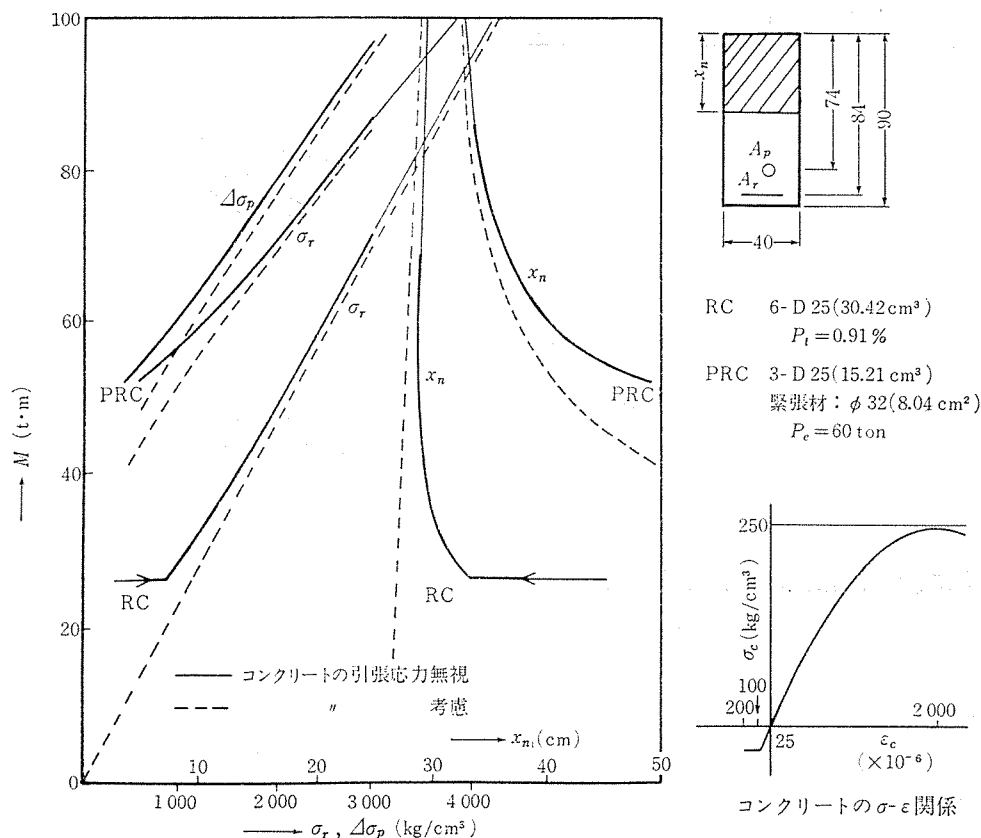


図-7 コンクリートの引張応力の考慮の有無と鉄筋応力(σ<sub>r</sub>), PC 鋼材変化応力(Δσ<sub>p</sub>) および中立軸(x<sub>n</sub>)の変化の計算例

表-3 緊張材引張り有効率(η<sub>P</sub>)とプレストレス有効率(η)

試験体	普通鉄筋	緊張材7本 より線	緊張材の引張力			コンクリート下縁のプレストレス			
			初引張力 (t)	有効引張力 (t)	有効率 η <sub>P</sub> (%)	初プレストレス (kg/cm <sup>2</sup> )	有効プレストレス (kg/cm <sup>2</sup> )	有効率 η (%)	
(PC→RC)	LC 1	3-D10	6.2mm	2.76	2.47	89.5	20.2	-7.7	-38.1
	LC 2	2-D10 1-D6	7.9mm	4.35	3.80	87.4	32.6	-1.3	-4.0
	LC 3	2-D6	10.8mm	8.34	6.82	81.8	66.8	35.8	53.6
	P C	—	12.4mm	11.05	8.36	75.7	92.1	69.9	75.9

プレストレス導入材令は 27 日, 載荷材令は 128~130 日で, この間のコンクリートの乾燥収縮は 8×10<sup>-4</sup>, クリーブ係数は 3.4 である。

- i) PC から RC に近づくに従って, η と η<sub>P</sub> との差が大となっていること
- ii) η<sub>P</sub> の値は RC に近づくほど大となっていること
- iii) 同表中の負の値は, 導入後無載荷のまま放置した場合は, 特に RC に近い PRC 部材において起こること

などを示している。

以上は導入後載荷直前までの挙動であるが, 載荷後においても PRC では PC 鋼材位置のコンクリートは引張応力かひびわれが発生しているので, この応力が圧縮となっている PC 部材より η<sub>P</sub> は大きくなると考えられる。

(4) 本項は現行 RC 規準の柱材の設計方法をほぼそ

のまま利用できるようにするための便をはかったものであり, PC 鋼材もグラウト施工後は普通鉄筋と同様に取扱えるので, PC 鋼材の引張力増分の無視の影響は普通鉄筋に対する断面積や配置位置などから判断できる。

またヤング係数比については, コンクリートの設計基準強度が 300 kg/cm<sup>2</sup> 程度までであれば学会 RC 規準と同じ n=15 としても実用上支障はないと考えられる。今参考のために学会 RC 規準に示されているコンクリートの設計基準強度(F<sub>c</sub>)とヤング係数比(n, n')との関係を F<sub>c</sub>=210 kg/cm<sup>2</sup> 以上のものについて表-4 に示す。同表中 n' はコンクリートの純弾性を仮定した値, すなわち載荷直後の断面応力の解析に用いる値であり, n はクリープの影響を考慮する場合に用いる値である。

表—4 設計基準強度  $F_c$  とヤング係数比  $n'$ ,  $n$  との関係

$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$n'$	$n(=n' \times 1.5)$
210	9.75	14.63
240	9.14	13.71
270	8.61	12.93
300	8.16	12.24
330	7.78	11.67
360	7.45	11.18

したがって  $n=15$  を強度の大きいコンクリートに適用することは、そのコンクリートのクリープをより大きく見込むことに対応する。一般に  $n$  の値は、引張鉄筋応力への影響は少ないが、断面圧縮側に対しては  $n$  を大とするほどコンクリートの応力は小さく、逆に鉄筋の応力は大きく算定される。

4.5 長期応力に基づく断面算定 (指針 3.7 項)

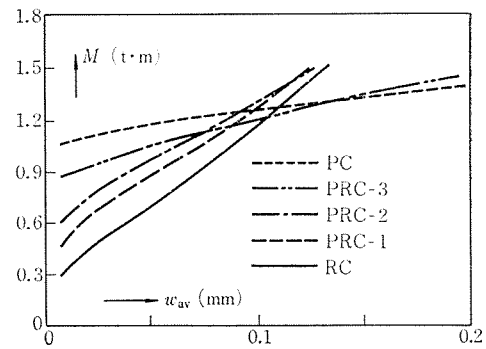
(1) 導入プレストレス力 ( $P$ ) と偏心距離 ( $e$ ) の定め方

PRC の設計では、どの大きさの荷重に対してフルプレストレスの状態とするかが設計上の一つのポイントであり、この条件によって導入するプレストレス力およびその偏心距離が定められ、またひびわれ発生荷重やその他の PRC としての部材特性が定まってくるが、PRC 指針 (案) ではこの荷重の大きさを幾らに定めるかは設計者の判断に任せることになっている。

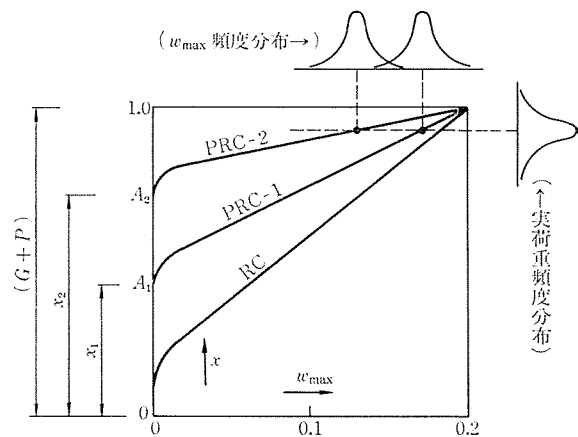
この荷重の表わし方には 図—5 の設計フローに示したように  $x(G+P)+X$  と  $G+x'P+X$  (ただし  $0 \leq x, x' \leq 1$ ) の 2 通りが考えられるが、 $G+x'P+X$  の場合  $G$  に対して  $P$  の値が小さいときには  $x'=0$  としても  $G+P$  の応力によってひびわれが発生しないことも起こり得る。一般に I 種 PC すなわちフルプレストレスリングの設計による PC 断面ではひびわれ安全度  $F_{cr}$  は普通 1.3 以上はあり、PRC 断面ではフルプレストレス時とひびわれ発生時の曲げモーメントの比率はこの値よりさらに大となると考えられる。

図—9 は、曲げひびわれ幅の制御目標値を 0.2mm とした場合の  $x$  の値とひびわれ幅との関係を 図—8 の実験結果<sup>3)</sup>などを参考にして模式的に描いたものであるが、この図より実際の荷重の頻度分布とひびわれ幅の頻度分布とを合わせ考えると  $x$  あるいは  $x'$  の値を小さくするほど、すなわち RC に近い PRC 部材ほど実際のひびわれ幅がその制御目標値をこえる可能性が大きくなるのが理解できる。また  $x$  の値が小さくなると増加荷重に対するひびわれ幅の増加量は小さくなることもわかる。

以上のような PRC 部材のひびわれ特性と実際の荷重の性状、建物の環境および使用条件などを考慮して、 $x$ ,



図—8 曲げモーメント ( $M$ ) と平均ひびわれ幅 ( $w_{av}$ ) の関係 (実験例)



図—9  $x$  の値のとり方とひびわれ幅 (概念図)

$x'$  の値を設計者自身が定めることになる。

$x, x'$  の値、したがって  $x(G+P)$  あるいは  $G+x'P$  の値が定まるとひびわれを許容する部材では、これをフルプレストレスの状態と仮定することによって、導入するプレストレス力  $P$  およびその偏心位置  $e$  などの概略値は次のように定めることができる。

- i) 断面を仮定
- ii)  $e : e \leq h_2 - C_P$   
を満足するある値とする……………(2)

- iii)  $P : \sigma_g (=P/A_c)$  を無視する場合  
 $\eta_P P \cdot e \geq x(M_d + M_I) + M_P$  or  
 $\geq M_d + x' M_I + M_P$  ……………(3)

$\sigma_g$  を考慮する場合  
$$\frac{A_c}{\eta_P P} + \frac{\eta_P P \cdot e}{z} \geq \frac{x(M_d + M_I) + M_P}{z}$$
 or  
$$\geq \frac{M_d + x' M_I + M_P}{z} \dots (4)$$

ここに、

$h_2$  : 断面図心から曲げ引張縁までの距離

$C_P$  : PC 鋼材断面重心の曲げ引張縁からの距離  
(構造細則の所要かぶり厚などを考慮)

表—5 超過荷重による残留ひびわれ幅の実験値からの推測

	試験体 (小断面)	実部材 (大断面)
$l_{av}$	約 10 cm	30 cm (仮定)
$\tau w_{av}^*$	約 0.02 mm	約 0.06 mm
$\tau w_{max}^*$	〃 0.03	〃 0.09

\*  $\tau w_{av} : 1.0 M_{cr} \Rightarrow 1.2 M_{cr} \Rightarrow 1.0 M_{cr}$  としたときの値  
 $\tau w_{max} = 1.5 \tau w_{av}$

$M_d, M_l$  : 固定荷重あるいは積載荷重による断面の  
 曲げモーメント

$M_P$  : プレストレス導入に伴う不静定二次モーメント

$\alpha$  : 断面係数

設計上ひびわれを許さないⅢ<sub>t</sub>, Ⅲ<sub>tb</sub> 部材では,  $x, x' = 1$  として, 下縁コンクリート応力が所定の引張応力になると仮定して  $P, e$  を算定することができる。

なお従来の PC 部材の場合は, プレストレス導入時の引張縁(上縁)の応力が大きくなり偏心距離  $e$  の大きさを制限する設計となっていたが, PRC 部材の場合は, 導入と同時に荷重が作用すると考えられるので, 引張応力を生じる心配はなく, したがって偏心距離  $e$  はできるだけ大きくとるのが得策となる。

(2) 許容応力度設計および Ⅲ<sub>t</sub>, Ⅲ<sub>tb</sub> 種部材のひびわれに対する配慮

PRC 部材の長期応力に対する許容応力度設計においては, 有効プレストレス力を断面に作用する偏心軸力と考えれば, はり材においても一種の RC 柱材であり, また柱材においても二つの軸力が同時に作用する RC 柱材となる。実際にはこのプレストレス力は 図—4 にも示されているように, 曲げモーメントが作用すると若干増加はするが, 実用上これを無視して一定値を保つと仮定すれば, RC 柱の設計手法がそのまま適用できる。このときただし,

軸力

$$N = \eta_P P \quad \dots \text{PRC はり} \dots (5)$$

$$= \eta_P P + N_{外} \quad \dots \text{PRC 柱} \dots (6)$$

曲げモーメント

$$M = M_{外} - \eta_P P \cdot e \dots (7)$$

ここに,

$N_{外}, M_{外}$  : 設計用軸力と曲げモーメント

と読み替えることが必要である。

次に部材種 Ⅲ<sub>t</sub> および Ⅲ<sub>tb</sub> の部材においては, 若干の超過荷重あるいは架構応力の変動などによって, その曲げ引張側にひびわれが発生することになるが, 荷重の超過によってひびわれが発生し, 再び荷重が元に戻ったときの残留ひびわれ幅は, 耐久性上許容される程度の小さいものでなければならない。部材がこのような履歴を受けた場合のひびわれ幅の挙動を推測できる十分な資料はないが, ここでは一つの実験データ<sup>27)</sup>に基づいて指針表(3)に示す最小鉄筋量を定めた<sup>28)</sup>。すなわち, 荷重が設計値の約 1.2 倍まで一時的に増加し, 再び元に戻ったとして, 小試験体による実験結果から実断面の部材の残留ひびわれ幅を推定すると 表—5 に示す結果が得られる。

表—5 は実部材の平均ひびわれ間隔  $l_{av}$  を 30 cm と仮

表—6  $l_{av}$  と D 16 鉄筋本数および部材幅との関係  
 (単位: cm)

部材幅	20	25	30	35	40	45	50	60
2—D16	21	26	28	31	34	—	—	—
3—D16	(17)	19	22	24	26	28	30	33
4—D16	—	17	19	20	22	23	24	27
5—D16	—	—	17	18	19	21	22	24
4—D19	—	(16)	17	19	20	21	23	25

定すると残留最大ひびわれ幅は約 0.1 mm と推測されるが, 実際にはこれに乾燥収縮の影響が加わる。しかしこの影響は  $M_{cr}$  に近い領域ではより小さく, また実部材では鉄筋の平均引張ひずみ変化量は小断面の場合よりも小さくなると考えられ, これはひびわれ幅を減少させるので, 上記残留最大ひびわれ幅 0.1 mm は若干増加する程度であると思われる。そこで, このひびわれ幅が確保されるように平均ひびわれ間隔  $l_{av} = 20 \sim 30$  cm を与える D 16 の鉄筋による所要本数を定めるために本誌前号<sup>2)</sup>の  $l_{av}$  算定図より部材幅と鉄筋本数に関する  $l_{av}$  を求めると 表—6 のようになる。

以上の条件から定めたのが指針の表(3)である。同表では組立て筋ともなり, またひびわれの分散に効果的と思われる D 16 鉄筋を用いているが, 異なった鉄筋径や本数を用いようとする場合には,  $l_{av}$  の値が 25 cm 程度以下となるよう  $l_{av}$  算定図より鉄筋径と本数の組合せを定めればよい。

なお指針の表(3)は以上の説明より明らかなごとく, 設計応力超過時の引張鉄筋応力を直接考慮したものではない。すなわち, ひびわれ発生直前までに生じていた断面コンクリートの引張力を表(3)の鉄筋で補うという考え方に基づいていないので, はりせいが大の場合には特に注意する必要があり, この点について今後, より合理的で容易な設計法を検討していく予定である。

(3) 曲げひびわれ幅の算定

指針(案)解説に示されている算定法については, 本誌前号<sup>2)</sup>に詳しく述べてあるのでそちらを参照していただきたい。一般に, 曲げひびわれ幅の算定法としては, 考慮される要因が多く, しかしそれにもかかわらず算定は, 簡単で実用上の十分な精度をもちしかも適用範囲が広いことなどが要求されるが, 別報<sup>2)</sup>の方法はこれらの

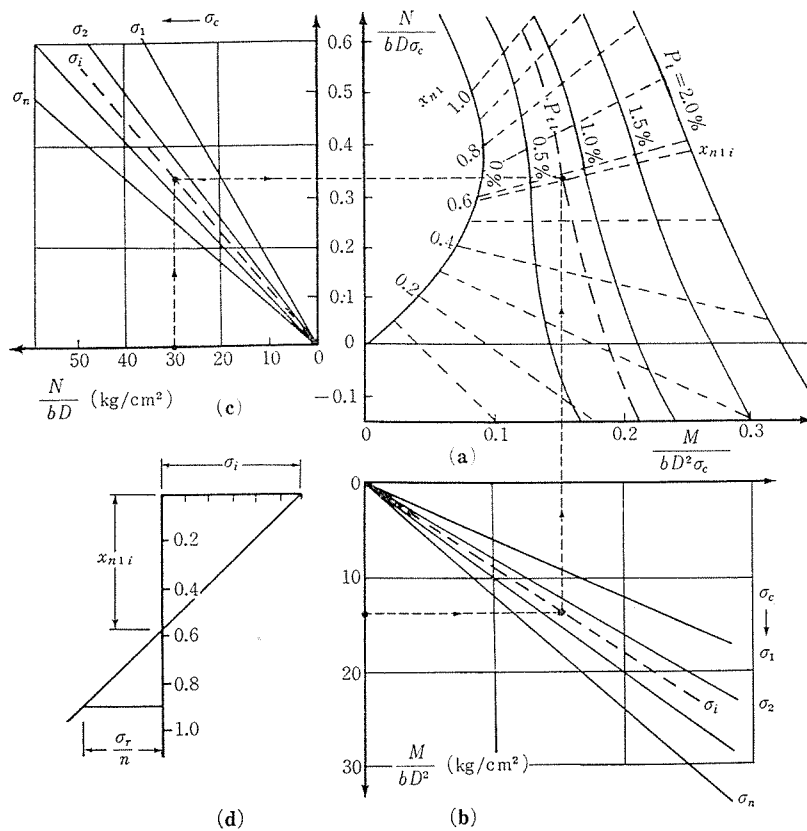


図-10 RC 柱断面算定図表を利用した鉄筋応力の算定

諸要求を一応満足させ得ると考えている。

しかしいずれの算定方法を用いるにせよ、普通は引張鉄筋の応力、あるいは正確には Decompression (引張鉄筋位置のコンクリートの応力が零) の状態からの鉄筋応力の変化量 (別報<sup>2)</sup>) の記号で  $4\sigma_{s,max}$  の値) を計算することが必要であるが、この算定法についての記述は一般には見当たらない。ここではその一つの算定法<sup>29)</sup>を示しておこう。

図-10 は RC 柱断面の算定図表をそのまま利用して鉄筋応力を求める方法を示した模式図であるが、この図を利用して圧縮縁応力度  $\sigma_i$  と中立軸  $x_{n1}$  を求めれば鉄筋応力は簡単に求まる。すなわち、はり材であれば設計で用いた  $N/bD(N=\eta_P P)$  および  $M/bD^2(M=M_{外}-\eta_P P \cdot e)$  の値と断面の鉄筋比  $p_{ti}$  とが  $\sigma_i$  の値を媒介として図示の矢印の線の経路で  $p_{ti}$  線上で一致するように  $\sigma_i$  の値を探せば、これが圧縮縁の応力度となり、 $p_{ti}$  線上の交点の  $x_{n1}$  とで同図 (d) から鉄筋位置のコンクリート応力  $\sigma_r/n$  が、したがって引張鉄筋応力  $\sigma_r$  が定まることになる。

ただし実際の設計においては、種々の圧縮鉄筋比の場合、あるいは T 形断面の場合などについてこのような図を用意しておく必要がある。ここに示したのは一つの方法であるが、今後この鉄筋応力の算定について種々のよ

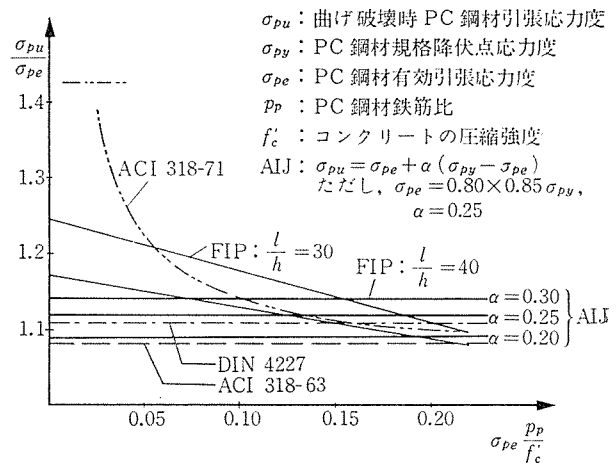


図-11 曲げ破壊モーメント時のアンボンド PC 鋼材の応力 ( $\sigma_{pu}$ ) に関する各規準値の比較

い方法が提案されることが望まれる。

#### 4.6 短期応力に基づく断面算定 (指針 3.8 項)

指針の (5) 式は、断面の鋼材がすべて降伏していると仮定した曲げ破壊モーメントの精算式と比較すると、普通の場合、算定結果に大きな差は生じない。しかし、鉄筋および PC 鋼材の量が多く中立軸距離が大となる場合には (すなわち応力中心距離が  $7d_r/8$  より小となる場合には) 略算値が精算値を上回ることになるので注意が



必要である。

また、略算式中の PC 鋼材の応力  $\sigma_p$  について、アンボンド PC 鋼材に対しては簡単のために指針の (6) 式を与えているが、これを他の規準等と比較したものを図-11<sup>30)</sup> に示す。

次に、曲げ破壊に対して考慮すべき応力の組合せとして同指針(案)では現行の学会 PC 規準とほぼ同じ内容の表 (4) を定めている。

表 (4)、1 行に示す  $1.7(G+P+S^*)$  および  $1.2G+2(P+S^*)$  は  $G$  と  $P+S^*$  の変動に対応させたもので、前者は  $G$  が大のときに、後者は  $P+S^*$  が大のときに断面決定を支配することになる。なお前者の係数 1.7 は学会 PC 規準では 2.0 となっているが、この 2.0 は若干安全側であり、諸外国の規準値も考慮して低減した。なおまた、この低減は長期応力に対して許容応力度法で設計された PRC 断面はおおたこの数値を満足するであろうという推定のもとに、長期、短期とも許容応力度法によって設計される RC 部材への連続性を配慮したものである。同表 2 行の内容は現行の学会 PC 規準と全く同じである。

#### 4.7 せん断に対する設計 (指針 3.10 項)

PRC 部材のせん断に対する設計は、指針の (7) 式によるせん断耐力  $Q_u$  のみの算定によって行うので、長期応力に対するチェックがないようであるが、これは同 (7) 式において、コンクリートと鉄筋の強度として RC 規準の長期許容応力度を代入して求めた「長期許容せん断力」が、 $Q_u$  の 1/1.5 以上 (プレストレス=0 のとき 1/1.5) となるので、 $Q_u$  が指針表 (7)、1 行目の  $1.7(G+P+S^*)$  の大きさの必要耐力以上である限り、自動的に長期応力時の要求を満足していることに基づいている。

なお指針 (7) 式のコンクリートのせん断強度  $f_{cs}$  の値は、指針表 (5) に見られるようにコンクリートの引張強度ではなく学会 RC 規準の短期許容せん断応力度が用いられている。

せん断耐力算定式として (7) 式の形、すなわち学会 RC 規準に示されている式と同様の形を採った理由は、I 種、II 種の PC 部材と比べると通常の PRC はプレストレスのレベルは低く、しかも長期荷重作用時には曲げひびわれの発生が想定されまた予想されているので、せん断力に対しては PC より RC に近い挙動を示すと考えられること、したがって学会 PC 規準式を準用するよりは RC 規準式とのつながりに重点を置いた方が現実に則していると考えられたからである。同 (7) 式においてプレストレスの効果の項  $0.1\sigma_p$  を零とおけば  $Q_u$  は RC 断面の短期許容せん断力に一致する。

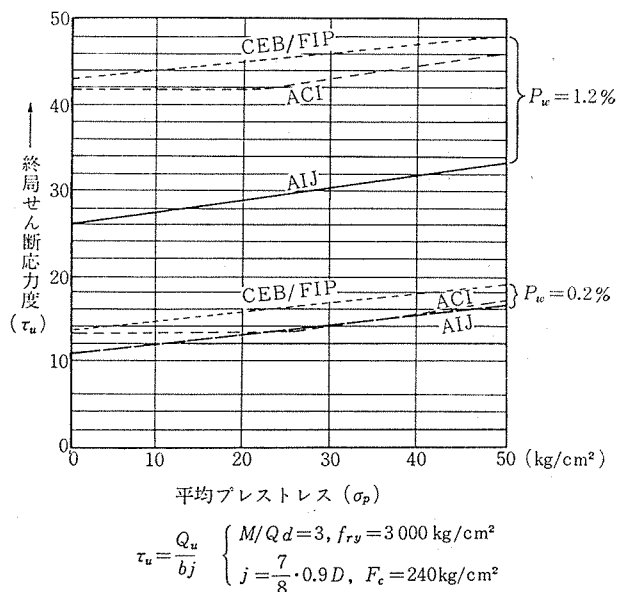


図-12 せん断耐力式の比較

プレストレスのせん断耐力への寄与については、特に曲げひびわれを生じている場合には、十分明らかにされているとは言えない。柱のせん断実験における軸力の評価例や、各国の設計規準等を参考にして、平均プレストレス (ウェブ幅を用いて計算) の 1/10 が、コンクリートのせん断強度に加算されるものとした。図-12<sup>31)</sup> は一つの断面例 (長方形断面,  $M/Qd=3$ ,  $d=0.9D$ ,  $j=7d/8$ ,  $f_{ry}=3000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $F_c=240 \text{ kg/cm}^2$ ) について ACI 規準 318-77<sup>32)</sup>, CEB/FIP 国際指針<sup>33)</sup> および本指針 (案) の (7) 式によるせん断耐力値を平均プレストレスをパラメーターとして比較したものである。せん断補強筋比 0.2% および 1.2% の両者について示してあるが、プレストレスの評価に関しては、三者ほぼ同等であることがわかる。

#### 5. あとがき

以上、日本建築学会の指針 (案) 本文を示し、その内容の補足説明を、従来からある程度知られている事項については簡略に、本指針で初めて示されるような内容については少し詳細に行ってきたが、説明が中途半端になった所もあるかと思われる。

学会の委員会では、引き続いてさらにより広い構造設計者をも対象とした、指針と解説および設計例やその他の資料を含む小冊子を作成するべく準備を始めているが、計算式は複雑でも設計は簡単な RC 構造のように、誰でもが気軽に設計できる利用し易いものにしたと考えている。本指針 (案) ならびにこの小冊子などについて読者諸氏から種々の建設的な御意見が寄せられれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書，昭和53年制定
- 2) 鈴木計夫，大野義照；PRC部材の曲げひびわれ幅算定法，プレストレストコンクリート Vol. 24, No. 1, 1982.1.
- 3) 鈴木計夫，大野義照，佐田裕之：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状について，コンクリート工学年次講演会講演論文集，第2回，1980.
- 4) 鈴木計夫他3名：プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の変形性状について，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和56年6月
- 5) CEB-FIP Recommendations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton, 1970.
- 6) Conception and Design of Prestressed Concrete, French Code 1973.
- 7) British Standards Institution : Code of Practice for the structural use of concrete, CP 110; Part 1, 1972.
- 8) CEB-FIP : MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES, 1978.
- 9) 鈴木計夫，大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究——その1 初期ひびわれ幅について——，日本建築学会論文報告集，第303号，昭和56年5月
- 10) 鈴木計夫，大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究——その2 ひびわれ幅の計算図表——，日本建築学会論文報告集，第305号，昭和56年7月
- 11) 日本建築学会：アンボンド工法用 PC 鋼材と施工時の取扱いについて；建築雑誌 Vol. 94, No. 1153, 昭和54.7, pp. 57~64
- 12) R.F. Stevens : Tests on prestressed reinforced concrete beams, Concrete, Nov. 1969.
- 13) E.W. Bennett, C.S. Chandrasekhar : Calculation of the width of cracks in class 3 prestressed beams, Proc. Institution Civil Engs, Vol. 49, July 1971.
- 14) Y. Guyon : Limit State Design of Prestressed Concrete, Volume 1, The Design of Section, APPLIED SCIENCE PUBLISHERS
- 15) F. Leonhardt : Prestressed Concrete Design and Construction; Wilhelm Ernst & Sohn, 1964.
- 16) 鈴木計夫，大野義照，他2名：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの長期曲げ性状について（その2，持続載荷実験），日本建築学会近畿支部研究報告集，昭和56年6月
- 17) 鈴木計夫，大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの長期曲げひび割れ幅について，プレストレストコンクリート技術協会第21回研究発表会講演概要，1981年11月
- 18) Seismic Committee of New Zealand Prestressed Concrete Institute: Recommendations for the Design and Detailing of Ductile Prestressed Concrete Frames for Seismic Loading, Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 2, June 1976.
- 19) 鈴木計夫担当分：地震荷重と建築構造の耐震性，日本建築学会シンポジウム 1976, pp. 272-307.
- 20) 六車照，渡辺史夫他2名：横拘束筋によるプレストレストコンクリート梁の曲げ靱性改善に関する研究，第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1980.
- 21) K. Nakano and S. Okamoto : Test Results on Beam-Column Assemblies, Proc. of the 8th FIP Congress, London, Part 2, pp. 58-69, May 1978.
- 22) 鈴木計夫，中塚信他2名：PCおよびRC梁部材の終局域特性について，セメント技術年報 34, 昭和55年
- 23) 鈴木計夫，中塚信，岡田充弘：曲げ圧縮部にスパイラル補強筋を有するPC梁のくり返し荷重下における挙動について，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭53.5.
- 24) 本岡順二郎，岡本伸 他2名：プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性に関する研究（その2，柱・はり接合部正負くり返し実験），日本建築学会大会梗概集，昭51.10.
- 25) 鈴木計夫，池田永司：福岡歯科大学3号館の設計と施工，PC技術協会講習会テキスト，プレストレストコンクリート構造物の設計・施工，昭55.1.
- 26) 鈴木計夫，大野義照 他1名：コンクリート引張応力無視の影響の検討例，日本建築学会プレストレストコンクリート構造分科会資料 No. 160
- 27) 鈴木計夫，大野義照 他1名：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ性状に関する研究，セメント技術年報 34, 昭和55年
- 28) 鈴木計夫：PRCはりのくり返し載荷試験結果，日本建築学会プレストレストコンクリート構造分科会資料 No. 196, 昭55.
- 29) 鈴木計夫：引張鉄筋応力の算定図表，日本建築学会プレストレストコンクリート構造分科会資料 No. 184, 昭55.9.
- 30) 藤岡正見：短期応力に対する断面算定，日本建築学会プレストレストコンクリート構造分科会資料 No. 171, 昭55.9.
- 31) 竹本靖：せん断に対する設計〔修正案〕，日本建築学会，プレストレストコンクリート構造分科会資料 No. 212, 昭56.
- 32) ACI Standard 318-71, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), ACI 1971.

【昭和56年12月7日受付】