

# プレストレストコンクリート 構造計算入門

## (4)

### 応力計算

竹本 靖\*

本講座の(1)～(3)において、プレストレストコンクリート(PC)建築物の基本的概念と構造計画および部材の断面仮定までが述べられた。今回は、これらに続いて、PC建築構造計算手順の、次の段階である骨組の応力計算について説明しよう。

まず、準備計算と水平荷重時応力計算について簡単に触れたのち、鉛直荷重時応力の施工段階別応力計算を、例を用いて説明する。次いで、PC構造に特有の、プレストレスト導入に伴う不静定2次応力、およびコンクリートのクリープなどによる不静定応力の計算についての説明を、同じ例を利用して行う。最後に、これら応力をPC部材の断面算定にどのように組み合わせて使うかについて言及する。

#### 1. 準備計算

##### (1) 部材の断面性能

PC部材の場合は、以下の断面諸性能について、あらかじめ算出しておく。すなわち、断面積  $A$ 、断面重心の位置  $y$ 、重心軸に関する断面2次モーメント  $I$ 、同じく断面係数  $Z$  および部材の剛度  $EI/l$  (はり)、 $EI/h$  (柱) である。曲げ部材の引張域コンクリートを無効とみなす鉄筋コンクリートの場合と異なり、PC部材では設計荷重時においてはコンクリート全断面が有効なので、断面算定時に、断面係数  $Z$  が使われる。重心位置は、 $I$  と  $Z$

\* (株)大林組技術研究所

の算出に用いるほか、緊張材の偏心配置を決める際にも必要である。応力計算用の断面性能としては、鋼材(緊張材と普通鉄筋)の存在を無視し、全断面一様なコンクリートとして計算して充分である。

断面性能を算出するためには、スラブの有効幅を決めなければならない。PCばりの場合も、応力計算用の有効幅は、RC計算規準に準拠してさしつかえないが、PCばりは一般にスパンが長く、それに比較してはり間隔が小さいので、有効幅として  $B=1/2l'$  ( $l'$ : はり両側スラブのスパン中心間距離) をとることもできる。

スラブと一体となった合成ばりで、ヤング係数の異なった2種のコンクリートを用いる場合、厳密には、これを考慮して、スラブの有効幅を修正する必要があるが、応力計算用の有効幅としては、多少実情と異なった値を用いても、計算結果にあまり差が出ないので、通常無視することが許される。

柱とはりのコンクリートでヤング係数が違うことは多く、剛比算出時に注意が必要である。

##### (2) 部材の重量

部材の断面仮定を行うためには、荷重(自重+付加荷重)が決まっていなければならない。通常、部材の自重についても、まず単位床面積あたりで仮定して断面寸法を決め、その結果、はじめに仮定した自重と著しく矛盾するようであれば修正を施す、という方法がとられる。したがって、ここで、次にくる  $C, M_0, Q_0$  の計算の前に、仮定断面寸法と、仮定自重の間に矛盾がないかを、一度チェックするという手順をはさむことが望ましい。

##### (3) $C, M_0, Q_0$ の計算

$C, M_0, Q_0$  の計算方法そのものに、RCとの違いはない。ただ、後述するように、PC建築では鉛直荷重時応力の計算を、施工の各段階ごとに行う必要があるので、それらに対応した施工段階別の  $C, M_0, Q_0$  を算出しておくなければならない。特にプレキャスト部材を用いた組立PC構造の場合、計算を必要とするケースが多いのであらかじめよく検討しておく。

##### (4) 柱の軸力

通常のRCの計算と同様である。柱の場合は、施工時の応力で断面が決まることは少ないから、いくつかのケースについて軸力を求めておくことはまれである。

##### (5) 地震時水平力

通常の方法で計上しておけばよい。

#### 2. 水平荷重時応力

鉛直荷重時応力と、水平荷重時応力のどちらを先に計算しても同じことであるが、PC構造の場合、従来、低層大スパン架構ということもあって、断面が長期鉛直荷

重時応力で決まることが多く、したがって、仮定断面寸法の適否を早期にチェックできるという意味で、鉛直荷重時応力から計算を始めるとするのが普通であった。しかし、建物がある程度高層になると、少なくとも下階のはり・柱は地震時応力で断面が左右され、PC部材としての断面算定がまず短期応力に対して行われる、という手順を踏むようになる。PC構造は、長期応力計算がやや複雑であることでもあり、設計者としては、構造計算プロセスの大幅な手もどりを防ぐため、長期・短期いずれの応力計算を先にすべきか、を判断してから実際に着手するのが得策である。

水平荷重時応力の計算方法は、RC構造となんら変るところがない。いわゆるD値を用いて層せん断力を分配し柱の反曲点を決めてモーメントを計算する略算法が一般的であるが、PC構造の特徴として、スパンが長く1本の柱の負担する床面積が大きいこと、耐震壁が多量かつ均等に利用されにくいことなどにより、床スラブを介してのせん断力のやりとりをあまり考えず、ラーメンの直接負担する範囲の鉛直荷重(地震力用)に震度Kを乗じた値を、そのラーメンに作用するせん断力として計算することも多い。特に、プレキャストスラブを用いることによって、スラブとしての面内剛性に問題がある、というような場合、この方法は、より現実的な考え方のもとづくものといえよう。

### 3. 鉛直荷重時応力

普通のRC骨組であれば、建物が完成し、すべての長期設計荷重(自重+付加固定荷重+積載荷重)が構造体に作用している状態を想定して、応力計算を行えばよいが、PC骨組の場合は、プレストレスの導入作業を含む施工中の荷重の変動によって、断面算定上必要な部材の応力分布が、種々変化するので、施工の段階に応じて、それぞれの荷重状態に対する応力計算を行っておく必要がある。特に組立構造の場合、プレストレスの導入、部材の組立て、および節点の剛接合の各作業の順序をどのように組み合わせるかによって、部材の各部分の最も危険な応力状態が著しく変化する。設計者としては、逆にこの特性を巧みに利用して、経済的な構造設計を行うよう期待されているのである。

本節では、場所打ち一体式および組立式のPC骨組について、それぞれ典型的な例を挙げて、施工段階別の骨組応力計算を説明する。

#### (1) 場所打ち一体式骨組

図-1に示すような3階建1スパンのPC骨組を例にとる。図のスパン方向はりのみがプレストレスコンクリートで、柱と桁行方向(ここでは取り上げない)の

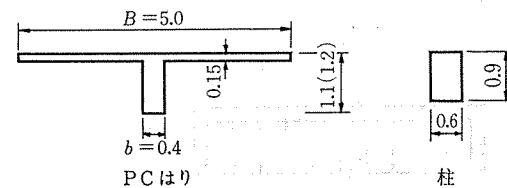
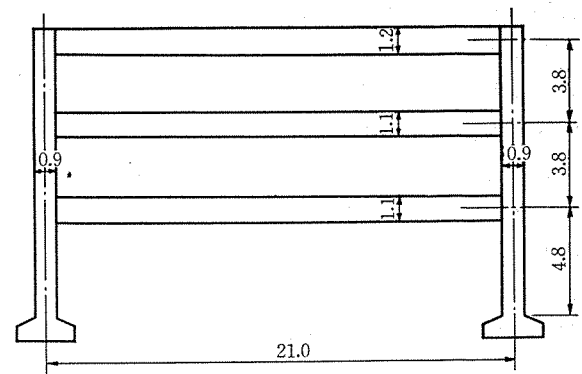


図-1 PC ラーメン (単位: m)

りは鉄筋コンクリート造とする。PCはり と RC柱の仮定断面も図-1に掲げておく。

#### a) コンクリートの材料特性

種類	設計基準強度	ヤング係数
はり・スラブ	普通 400 kg/cm <sup>2</sup>	3.2 × 10 <sup>5</sup> kg/cm <sup>2</sup>
柱	普通 210	2.2 × 10 <sup>5</sup>

#### b) 荷重

スラブ (厚 15 cm)	360 kg/m <sup>2</sup>	→ 1.65 t/m
PCはり自重 (屋階)		1.15
(2・3階)		1.05
付加固定荷重 (屋階)	250	→ 1.25
(2・3階)	90	→ 0.45
積載荷重 (屋階)	130	→ 0.65
(2・3階)	270	→ 1.35

#### c) 施工順序 (図-2 参照)

① 1階柱および2階はり・スラブを続けてコンクリート打ちする。自重は支保工により地盤面へ伝えられている。

② コンクリートに必要な強度が出てから、2階はりにプレストレスを導入する。導入によって、はりにはむくりを生じ、支保工から離れるとともに、スラブとはりの自重が等分布荷重としてPCはりにかかってくる(ステージ1)。

③ 2階柱と3階はり・スラブのコンクリートを打設する。この自重は支保工を介して2階のはり・スラブに伝えられるが、2階部分にとって、本来かかるべき付加荷重(付加固定+積載荷重)に比べて、上階のコンクリート重量はるかに大きい(この例では2階はり付加荷重0.45+1.35=1.8t, 上階コンクリート重量1.65+1.05

講 座

=2.7t) ので、再度支保工によって直接地盤面に荷重を流すようにする。

④ 3階のはりにプレストレスを導入する。導入と同時に支保工は遊び、3階はりには自重を負担するようになり、2階はりには②の状態にもどる(ステージ2)。

⑤ 3階柱と屋階部分のコンクリートを打つ。コンクリート重量(1.65+1.15=2.8t)は3階はりのみでは支えられないが、2階のはりにも分担させれば、両者の付加荷重(1.8×2=3.6t)未満となるから、2層で仮受けさせることにする。

⑥ 屋階はりにプレストレスを導入する。2,3階はりには支保工反力としての役目から解放される(ステージ3)。

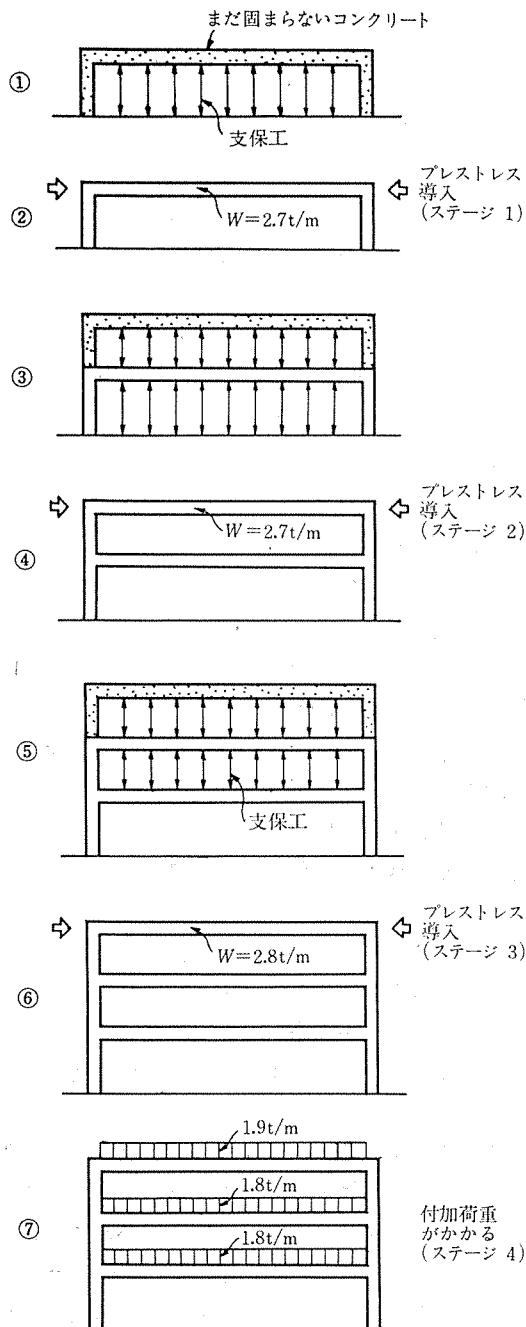


図-2 場所打ち一体式の施工順序

⑦ 最後に、各階にそれぞれの付加荷重がかかり、長期設計荷重状態となる(ステージ4)。

以上の各段階のうち、①③⑤の荷重状態は、工事中一時的に作用する上階コンクリートの重量によるものであって、これに部材断面が左右されることは経済性の点で好ましくない。したがって⑤で示したように、支保工計画を工夫して、断面設計に影響しないようにする。結局、設計者としては②④⑥⑦(ステージ1~4)について応力計算を行えばよいことになるが、どのような方法と手順で建物が施工されていくかという点への配慮を欠くと、あとで施工計画の立てようがない、といった事態を招くことがあるから注意を要する。

d) 準備計算 各部材の断面性能と剛比は次のとおりである。

各階はりの  $C, M_0, Q_0$  の計算結果を以下に示す。

	屋階はり	2・3階はり	1階柱	2・3階柱
$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	11 700	11 300		5 400
$y$ (cm)	29	26		45
$I$ (cm <sup>4</sup> )	$13.7 \times 10^8$	$10.8 \times 10^8$		$3.6 \times 10^8$
剛度 (kg·cm)	$20.9 \times 10^8$	$16.4 \times 10^8$	$15.1 \times 10^8$	$20.9 \times 10^8$
剛比	1.00	0.78	0.72	1.00

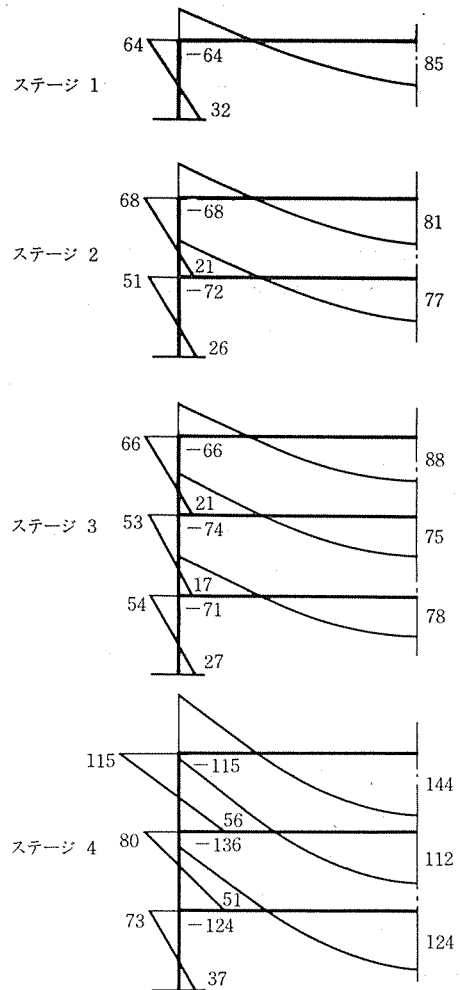


図-3 施工段階別鉛直荷重時応力—一体式(単位:t·m)

	$W(t/m)$	$C(t \cdot m)$	$M_0(t \cdot m)$	$Q_0(t)$
屋 階 自 重	2.8	103	154	29.4
付加荷重	1.9	70	105	20.0
2・3階 自 重	2.7	99	149	28.4
付加荷重	1.8	66	99	18.9

e) ラーメン計算 モーメント分配法による各ステージのラーメン計算結果を図-3に示す。

(2) 組立式骨組

図-1 に示した PC 骨組が、プレキャスト部材による組立構造である場合を例にとる。各部材断面も同図に準ずるが、スラブはこの場合プレキャスト製品を PC ばり間にかけて渡すものとし、PC ばり断面は長方形として扱う ( $B=b$ )。

a) 施工順序 (図-4 参照)

- ① 基礎に 1 階プレキャスト柱を立て固定する。
- ② 地上ですでにプレストレスを導入済みの 2 階はり吊り込み、柱頭部で仮設材により支持する。
- ③ プレキャスト スラブをはりに乗せる。
- ④ 柱・はり間の目地にモルタルをつめ、はりの緊張材の端部を柱頭部に貫通して延長し、外側から緊張して定着する (はり・柱の剛接—ステージ 1)。
- ⑤ 2 階柱を立て、1 階柱に剛接する。
- ⑥ 3 階 PC ばりを仮受けする。
- ⑦ プレキャスト スラブを乗せる。
- ⑧ はり・柱を剛接する (ステージ 2)。
- ⑨ 3 階柱を立てる。
- ⑩ 屋階 PC ばりを仮受けする。
- ⑪ プレキャスト スラブを乗せる。
- ⑫ はり・柱を剛接する (ステージ 3)。
- ⑬ 各階に付加荷重がかかる (ステージ 4)。

以上の各段階のうち、① ⑤ ⑨ は柱の建込みであるから骨組応力は発生しない。② ⑥ ⑩ は、地上でプレキャストのはり単材にプレストレスを導入したままの状態であり、骨組応力は生じないが、PC ばりの断面算定では、たとえばスパン中央部上端のコンクリート縁応力度をチェックしなければならないので、自重による  $M_0$  は算出しておく必要がある。同じく ③ ⑦ ⑪ に対しても、

$M_0$  だけは出しておく。④ ⑧ ⑫ で、ラーメンとなるが、柱には曲げ応力は発生せず、PC ばりの応力状態は ③ ⑦ ⑩ と同じままである。結局ラーメン計算を行うのは、⑬ でき上がったラーメンに付加荷重が作用したときのみとなるが、PC ばりではこの骨組応力に、⑫ までの単純ばりとしての応力を合算したものが全応力である。

b) 準備計算

部材の断面性能と剛比

	屋階はり	2/3 階はり	1 階柱	2/3 階柱
$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	4 800	4 400	5 400	
$y$ (cm)	60	55	45	
$I$ (cm <sup>4</sup> )	$5.8 \times 10^8$	$4.4 \times 10^8$	$3.6 \times 10^8$	
剛 度 (kg $\cdot$ cm)	$8.8 \times 10^8$	$6.8 \times 10^8$	$15.1 \times 10^8$	$20.9 \times 10^8$
剛 比	0.42	0.32	0.72	1.00

はりの  $C, M_0, Q_0$

	$W(t/m)$	$C(t \cdot m)$	$M_0(t \cdot m)$	$Q_0(t)$
屋 階 は り	1.15	—	63	12.1
スラブ+はり	2.8	—	154	29.4
付加荷重	1.9	70	105	20.0
2・3階 は り	1.05	—	58	11.0
スラブ+はり	2.7	—	149	28.4
付加荷重	1.8	66	99	18.9

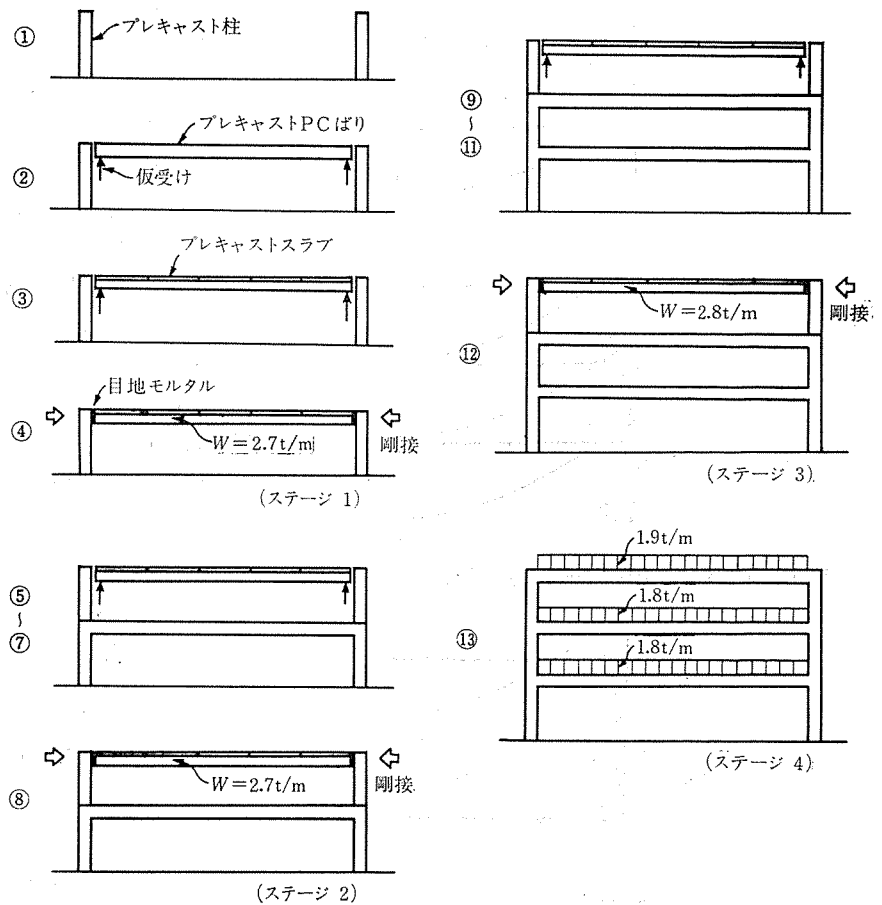


図-4 組立式の施工順序

c) ラーメン計算 計算結果を図-5に示す。図-3と図-5のステージ4を比較すると、でき上がった全骨組の形状と、全荷重量が共通であるにもかかわらず、曲げモーメントの分布に大きな差があることがわかる。組立式の場合は、はり中央部の正のモーメントが大きくなるかわりに、はり端の負のモーメントおよび柱のモーメントが著しく減っている。組立式の施工順序を一部変更して、はり・柱の剛接後にスラブを乗せる(③④、⑦⑧、⑪⑫をそれぞれ入れかえる)ようにすると、骨組応力の分布は、一体式のものに近くなる(図-6参照)。

このほか、スラブの一部分のみを乗せた状態ではり・

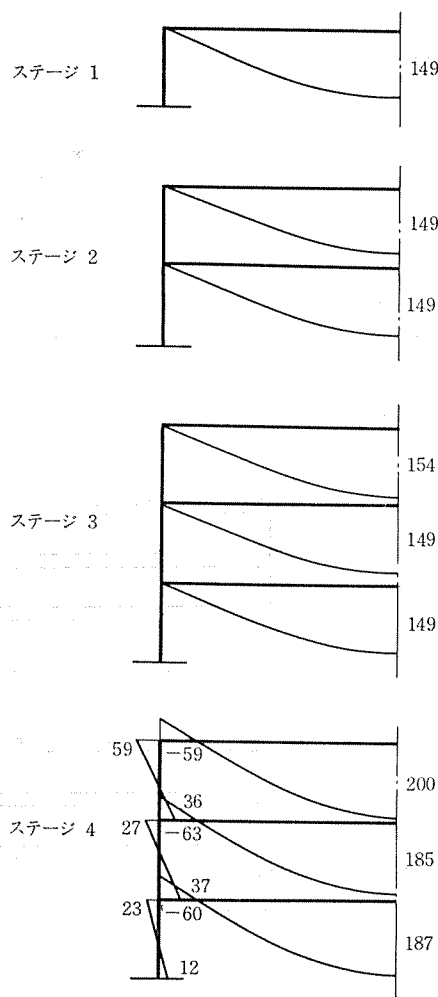


図-5 施工段階別鉛直荷重時応力-組立式(単位:t・m)

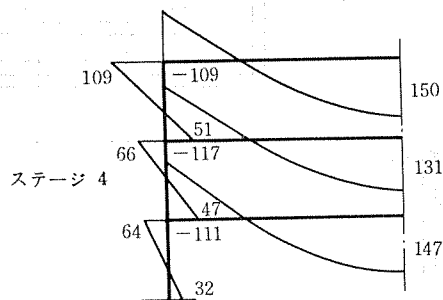


図-6 剛接時期を変えたときの応力-組立式(単位:t・m)

柱を剛接するとき、プレキャスト柱からブラケットを出しておいて、スパンの内寄りではりを接合するとかいった設計および施工上の工夫を凝らすことによって、骨組応力をかなりの範囲でやりくり(トータルはもちろん同じ)できるという面白さがある。

#### 4. プレストレス導入にともなう不静定応力

骨組の節点を剛接した状態でPC部材にプレストレスを導入すると、部材の自由な変形(短縮とむくり)を、骨組全体が拘束することにより、2次的な不静定応力が発生する。2次応力とはいえ断面算定上無視できない値に達する場合が多いので、前節に示した施工段階別応力計算に対応して、プレストレス導入にともなう不静定応力計算を行う必要がある。

a) 計算法 この不静定応力の計算法は、本講座(2)の中でも、1スパン1層骨組について紹介されているが、モーメント分配法を使って解く場合、以下のようになればよい。

プレストレスモーメント(導入力×偏心距離)による回転を部材端で拘束するのに要するモーメントが、PC部材端に対する固定端モーメントとなる。一方、プレストレスによるPC部材長さの短縮が、接続する部材(たとえばPCはりを支えるRC柱)の端部に強制変形として与えられ、それによって生ずるモーメントが、その部材に対する固定端モーメントとなる。これら2種の固定端モーメントを、それぞれの部材に与え、モーメント分配法で解けば、プレストレスの導入による不静定2次モーメントの分布が得られる。

プレストレスモーメントによるPC部材断面の回転角は、その位置での緊張材偏心距離を $e_x$ とすれば、

$$P \cdot e_x / EI \quad (P: \text{プレストレス力})$$

であり、これをスパンに沿って積分したものが部材端の回転角となるが、偏心距離 $e_x$ が必ずしも簡単な式で表わされるとは限らず、積分計算も面倒である。そこで略算として、PC部材全長にわたっての平均偏心距離というものを考え、これに材長を乗じた値を用いて部材端の回転角を求める。平均偏心距離 $e_a$ は、スパン中央の偏心距離と材端でのそれとの平均値とする。PC部材が緊張材の配置も含めて左右対称とすれば、部材端回転角 $\theta$ は、次式で表わされる。

$$\theta = \frac{P}{EI} \cdot e_a \cdot \frac{l}{2} = \frac{Pl}{2EI} \frac{e_1 + e_0}{2} \quad \dots\dots\dots(1)$$

(記号)

$l$ : PC部材の長さ

$e_1, e_0$ : 部材端および中央での偏心距離、重心軸から下方へ測った値をプラスとする

左右対称でないときも、実情に応じて平均的な偏心距離の値を求めて、式(1)の $e_a$ とすればよい。

この部材端の回転を拘束するのに要するモーメントは

$$M_b = \frac{2EI}{l}(2\theta_1 - \theta_2) \dots\dots\dots(2)$$

(記号)

$\theta_1, \theta_2$ : 部材両端のそれぞれの回転角  
であり、左右対称から  $\theta_1 = \theta_2$  として結局、

$$M_b = \frac{2EI}{l} \cdot \frac{Pl}{2EI} \cdot \frac{e_1 + e_2}{2} = P \cdot \frac{e_1 + e_2}{2} \dots\dots(3)$$

がPC部材端に対する固定端モーメントとなる。

プレストレスによるPC部材長さの短縮 $\delta_P$ は、

$$\delta_P = \frac{P}{EA} \cdot \bar{l} \dots\dots\dots(4)$$

(記号)

$\bar{l}$ : 短縮を考えている部分の長さ、たとえば1スパンのPCばりならばスパンの1/2; 2スパン連続で、内柱端が動かないときは外端側では $\bar{l} = l$ をとる。

この $\delta_P$ を強制変形として材端に受けたとき接続部材に生ずるモーメント、すなわちその部材に対する固定端モーメントは、

$$M_c = \frac{6EI'}{h^2} \cdot \delta_P \dots\dots\dots(5)$$

(記号)

$E'$ : 接続部材コンクリートのヤング係数  
 $I'$ : 接続部材断面2次モーメント  
 $h$ : 接続部材長さ

ふたたび前節で用いたPC骨組の、場所打ち一体式の場合を例にとって、プレストレス導入にともなう不静定応力を計算してみよう。プレストレスの導入作業は、図-2に示した施工順序に従うものとする。

**b) 準備計算** 屋階および2・3階はりの緊張材配置と導入力を以下のように仮定する(図-7参照)。

(偏心距離)	スパン中央	端部	導入力
屋階	61 cm	-9 cm	400 t
2・3階	54 cm	-6 cm	400 t

式(3)より、屋階PCばりの固定端モーメントは、

$$M_{br} = 400 \times \frac{61 - 9}{2} = 104 \text{ t}\cdot\text{m}$$

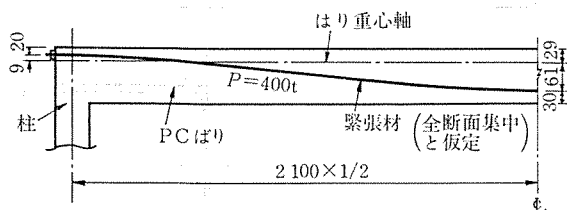


図-7 PCばり緊張材の配置—屋階ばりの場合(単位: cm)

同様にして、2・3階の場合  $M_{b2,3} = 96 \text{ t}\cdot\text{m}$  を得る。

プレストレスによるPC部材の短縮量は、 $\bar{l} = 10.5 \text{ m}$ より、屋階ばりの場合、式(4)より、

$$\delta_{Pr} = \frac{400 \times 10^3}{3.2 \times 10^5 \times 11700} \times 1050 = 0.11 \text{ cm}$$

これを柱頭に強制変形として与えたときの、3階柱の固定端モーメントは、式(5)から、

$$M_{c3} = \frac{6 \times 2.2 \times 10^5 \times 3.645 \times 10^6}{380^2} \times 0.11 = 37 \text{ t}\cdot\text{m}$$

同様にして  $M_{c2} = 39 \text{ t}\cdot\text{m}$ ,  $M_{c1} = 24 \text{ t}\cdot\text{m}$  を得る。

**c) ラーメン計算** 図-3の鉛直荷重時応力に対応するステージ1~3の、導入にともなう不静定応力計算結果を、図-8に示す。

長期荷重時応力に対する断面算定では、図-3および図-8に示した両応力を部材ごとに加え合せて用いる。

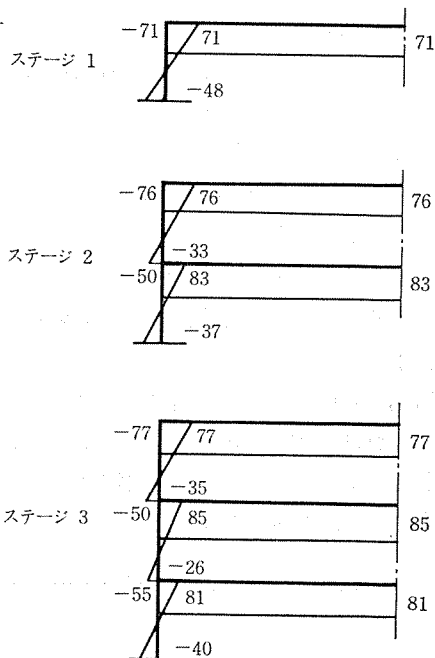


図-8 施工段階別、プレストレス導入にともなう不静定応力—一体式(単位: t·m)

### 5. クリープと乾燥収縮による不静定応力

前節までに述べた各種骨組応力は、施工時あるいは建物完成後、所定の荷重が骨組に作用したときに、瞬間的に生ずる弾性応力である。

PC不静定骨組の場合はそれら以外に、建物完成後、相当な期間にわたって、2次的な応力が発生する。これは、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によっておこるPC部材の材長変化と材端の回転を、剛接された他の部材が拘束することで、応力の再配分として現れるものである。たとえば、PCばりとRC柱からなる骨組において、PCばりがクリープと乾燥収縮によって、徐々に軸方向変形と、材端回転角を生じようとしたとする。

PCばりの材端は、RC柱と剛接されているので、前節で述べた導入による不静定力と同様な拘束モーメントが節点に発生する。ただしこの場合は、骨組にすでに長期設計荷重の大部分（積載荷重は、長期間にわたって100%は作用しない）が作用しており、PCばりスパンに沿っての応力分布がプレストレス導入時とは著しく違っている。プレストレスモーメントは、設計荷重によるモーメントを相殺するように設計されているはずであるから、クリープによる材端回転角は、導入時のようには大きく出ない。また乾燥収縮によっては、回転角が生じない。このため、クリープ・乾燥収縮による不静定応力の計算では、通常、PC部材の材端回転角に対する拘束モーメントの項を省略し、材軸方向変形（短縮）のみを考慮すればよい。

なお、このクリープ応力を計算してみると、骨組の安全性に影響するほどのオーダーには、ならないことが多い。PCばりのスパンが特に長い（40m程度以上）、PCばりが多スパン連続している（3スパン程度以上）、あるいは、柱の曲げ剛性がPCばりの軸方向剛性に比べて特に大きい、などの場合には一応、以下に示すような方法でクリープ応力をチェックしてみる必要があるが、一般的な構造計画の場合には、省略が許されている。

**a) 計算法** 日本建築学会PC規準解説に示された略算法を用いる。

はじめに、PC部材の軸方向自由クリープ変形 $\delta_c$ を求める。これは、PC部材が端部での拘束がない状態（単純支持）で、クリープと乾燥収縮により縮む量であって近似的に下式で与えられる。

$$\delta_c = \left( \frac{P}{EA} + \frac{S}{\varphi_n} \right) (\varphi_n - \varphi_t) \cdot l \dots \dots \dots (6)$$

（記号）

$P$ ：導入プレストレス力、部材中央での必要プレストレス力を用いてよい。

$S$ ：コンクリートの乾燥収縮ひずみ最終値

$\varphi_n$ ：コンクリートのクリープ係数最終値

$\varphi_t$ ：同上、剛接時の値

あるいは、式(6)のかわりに、かなり安全側の値であるが、 $\delta_c = 6 \times 10^{-4} \cdot l$ （普通コンクリート）、 $8 \times 10^{-4} \cdot l$ （軽量コンクリート）を用いてもよい。

次に、この $\delta_c$ を、骨組全体の変形の中心点から外向きに加算していき、接続部材（PCばりを受ける柱）端に、そこまでの加算値 $\sum \delta_c$ を強制変形として与え、生ずるモーメントを計算する。これが固定端モーメント $C_c$ である。

$$C_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{6 E' \cdot I'}{h^2} \cdot \sum \delta_c \dots \dots \dots (7)$$

（記号）式(5)に同じ。

上式の右辺に1/2が乗じてあるのは、変形の進行が長期間であることを考慮して、曲げ剛性を低減したという意味を持つ。この固定端モーメントを柱に与えて、モーメント分配法によりラーメン計算をすれば、クリープ応力の概略値が、弾性応力と同様にして求められる。

図-9に示すような3スパン1層のPCばり・RC柱骨組を例にとり、クリープ応力計算を行う。

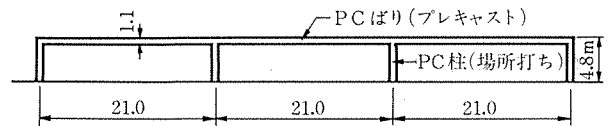


図-9 3スパン1層PC骨組

**b) 準備計算** 比較的不利な条件としてPCばりはプレキャストで、プレストレス導入直後、材令4週で柱に剛接されたものとする。各部材の断面その他の諸数値は、図-1に示した3層骨組の1階部分をそのまま準用する。

乾燥収縮ひずみとクリープ係数を以下のようにとる。

$$S = 3 \times 10^{-4}, \varphi_n = 3, \varphi_t = 1.2$$

自由クリープ変形は、式(6)より、

$$\delta_c = \left( \frac{4.0 \times 10^5}{3.2 \times 1.13 \times 10^9} + \frac{3 \times 10^{-4}}{3} \right) \times (3 - 1.2) \times 2100 = 0.8 \text{ cm}$$

均等な3スパンの場合、変形の中心は、中間スパン中央であるから、柱頭に与えるべき強制変形 $\sum \delta_c$ は、外柱に対し $1.5 \delta_c$ 、内柱に対し $0.5 \delta_c$ となる。これらによる柱の固定端モーメントは、外柱に対し、式(7)より

$$C_{c外} = \frac{1}{2} \cdot \frac{6 \times 2.2 \times 3.645 \times 10^{11}}{480^2} \times 1.5 \times 0.8 = 126 \text{ t} \cdot \text{m}$$

同様にして内柱に対し、 $C_{c内} = 42 \text{ t} \cdot \text{m}$ を得る。

**c) ラーメン計算** 以上の固定端モーメントを各柱に与えて、モーメント分配法によりクリープ応力を求めた結果を、図-10(a)に示す。なお、柱脚は、クリープ変形に対して完全固定は期しがたいので、半固定（PC

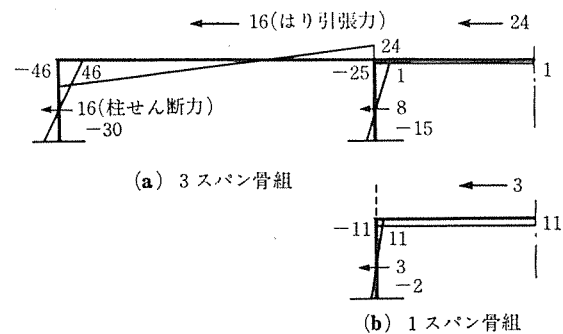


図-10 クリープ不静定応力（単位：t・m，t）

ばりの 1/6 の剛性を持ったつなぎばりを仮想) としている。

図-10において、各柱のせん断力を外側から加算した値を、はりの上に矢印とともに示してあるが、これらはPCばりに対する引張力、すなわち、 prestressによる部材の圧縮力を低下させる柱反力である。この力が、導入prestress力に対して比較的大きい値(10%程度以上)になると、PC部材のひびわれ耐力に悪影響を及ぼすので注意を要する。

前節までに例として用いた1スパンの骨組の場合は、クリープ応力は無視できる程度に小さい。その計算結果も図-10(b)に示してある。2・3層の応力分布が省略されているが、これは、3層階PCばりの自由クリープ変形が、それぞれ直下階のはりの変形との差、という形で柱頭にかかることから、さらにクリープ応力が小さくなり、無視して充分さしつかえないためである。

### 6. 断面算定に用いる部材応力

前節までで、PC骨組の長期荷重時応力を構成する各種応力計算法を示した。PC部材の断面算定を行うためには、これらを必要に応じて合成しなければならない。

断面算定の方法については次号にゆずるが、参考のため一体式骨組の応力合成結果例を示すことにする。一体式骨組の場合には、

- A. prestress力による直接の応力(軸方向力  $P$ 、曲げモーメント  $P \cdot e$ )
- B. prestress力による不静定2次応力(曲げ  $M_1$ )
- C. 設計荷重による応力(曲げ  $M_d$ )
- D. クリープなどによる不静定2次応力(曲げ  $M_2$ )

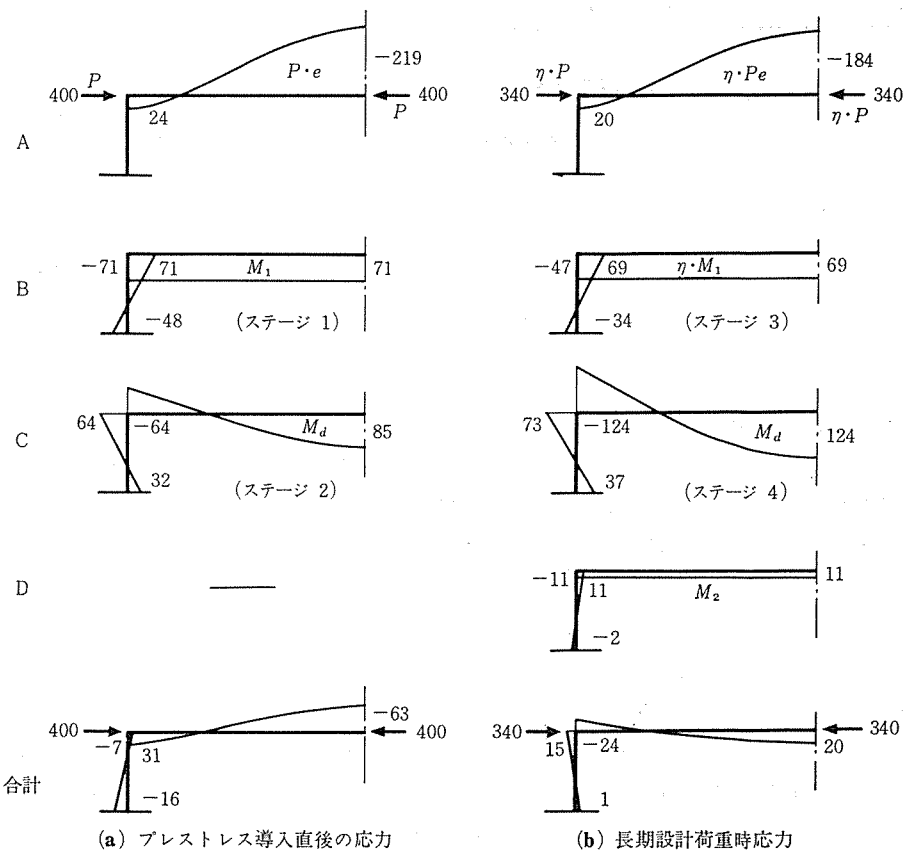


図-11 断面算定用応力——一体式、1階部分(単位:t·m, t)

のそれぞれを組み合わせて断面算定用応力とするが、AおよびBに関しては、導入直後の断面算定ではそのままの値、長期設計荷重時に対しては、クリープなどによるprestress力の損失を考慮して、有効率 $\eta(=0.85)$ を乗じた値、をそれぞれとるものとする。BによってもPC部材の軸力が出る(柱のせん断力を累加した値)が、導入直後の断面算定では、それを無視することが安全側であり、長期荷重時には、prestressの有効率でカバーされているので、特に値が大きくなる限り、考えなくてよい。Dについても同様である。

前節までに示した一体式PC骨組の1階部分を取り出して、断面算定用の応力組合せを整理すると、図-11(a)、(b)のようになる。2・3階、あるいは組立式による場合の各階応力も、同様にして求めることができる。