

講座

# プレストレストコンクリート 構造計算入門

(2)

## 構造計画

岡本伸\*

プレストレスト コンクリートの建築物への応用範囲は本講座(1)で述べたように、通常の骨組構造から耐震壁、折板、シエルなどに至るまできわめて広い。今回以後は、プレストレスト コンクリートを通常の骨組構造へ適用した場合の構造計算の進め方について述べる。

### 1. 設計のための基礎知識

#### (1) PC部材断面の力学

PC部材は、設計荷重によって引張応力を生じるコンクリート断面に、あらかじめ圧縮の内部応力(プレストレス)を与えておくことにより、コンクリートの引張応力に対する抵抗力を大幅に増大し、常時作用する設計応力の下では、コンクリート全断面が、圧縮に対しても引張りに対しても有効に働くようにしたものである。

図-1(a)は断面の重心軸上に配したPC鋼材によってプレストレスを与えた場合であるが、これでは、荷重によるモーメントを受けた場合に圧縮応力となる部分にも、大きなプレストレスを与えることになるので経済的ではない。したがって、曲げモーメントによって生ずる応力を有効に打消すためには、通常図-1(b)に示すようにPC鋼材を偏心配置する。これを次の例題によって説明しよう。

#### [例題 1]

図-2に示すような単純支持のT型断面のはり部材

\* 建設省建築研究所

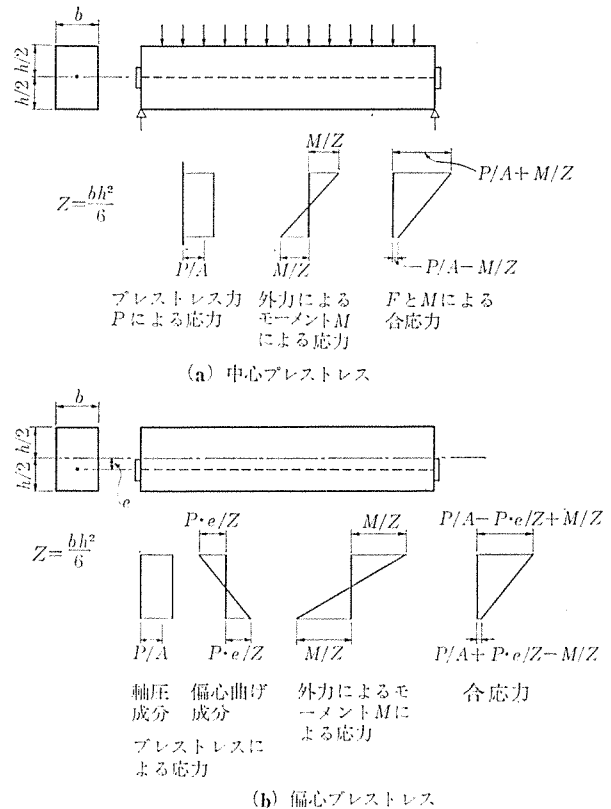


図-1 プレストレスによる断面の応力分布

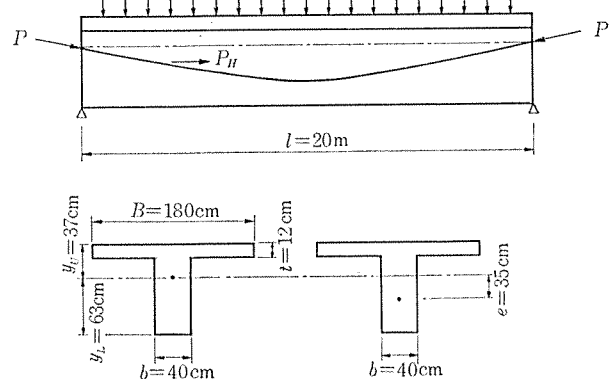


図-2

に、PC鋼材を曲線状(偏心距離、 $e$ ; 端部0, 中央部35cm)に配置し、 $P=330\text{ t}$ のプレストレス力を導入したものとする。この部材に、等分布荷重により、中央部断面に $M=140\text{ t}\cdot\text{m}$ の設計モーメントが作用したときの縁応力を求める。

まず断面の諸定数を求めておく。

$$A_c = 5.68 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 5.64 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$Z_u = I_c / y_u = 1.52 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$Z_l = I_c / y_l = 0.90 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

以下中央部断面について検討を進める。

**a) プレストレスによる応力** 本例のように、PC鋼材を曲線配置とした場合には、各断面位置のプレストレス力の水平分力 $P_H$ は $P$ と異なる。しかし、一般に

はPC鋼材曲線形のライズ ( $e$  端+ $e$  中央) は材長に比べて充分小さいので、実際設計にあたっては  $P_H \doteq P$  としてよい。したがって、プレストレス力  $P$  による中央部断面の上、下縁応力は、軸力による成分  $P/A_c$  と偏心曲げによる成分  $P \cdot e/Z_U$  の和または差として与えられる。すなわち、

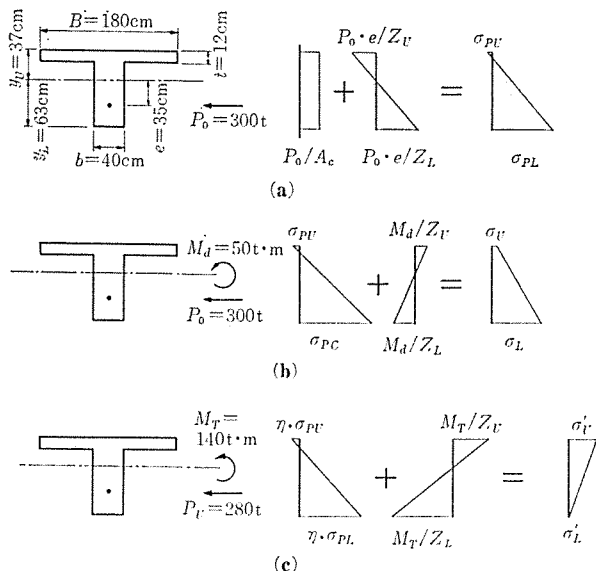


図-3 中央部断面の応力分布

上縁応力

$$\sigma_{Pu} = \frac{P}{A_c} - \frac{P \cdot e}{Z_u} = \frac{330 \times 10^3}{5.68 \times 10^3} - \frac{330 \times 10^3 \times 35}{1.52 \times 10^5} \dots (1)$$

$$= 58.10 - 75.99 = -17.9 (\text{引張}) \text{ kg/cm}^2$$

下縁応力

$$\sigma_{Pl} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e}{Z_l} = \frac{330 \times 10^3}{5.68 \times 10^3} + \frac{330 \times 10^3 \times 35}{0.90 \times 10^5} \dots (2)$$

$$= 58.1 + 128.3 = 186.4 (\text{圧縮}) \text{ kg/cm}^2$$

**b) プレストレス導入時** プレストレス導入時には、図-3 (b) に示すように、自重等によるモーメント  $M_d = 50 \text{ t} \cdot \text{m}$  が作用しているものとする

$$\sigma_u = -17.9 + \frac{M_d}{Z_u} = -17.9 + \frac{50 \times 10^5}{1.52 \times 10^5} \dots (3)$$

$$= 15.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = 186.4 - \frac{M_d}{Z_l} = 186.4 - \frac{50 \times 10^5}{0.9 \times 10^5} \dots (4)$$

$$= 130.8 \text{ kg/cm}^2$$

**c) 設計荷重時** 図-3 (c) に示すように設計荷重時には、さらに積載荷重等によるモーメント  $M_l = 90 \text{ t} \cdot \text{m}$  が作用するものとする。ただし、プレストレス力  $P$  は、コンクリートのクリープ・乾燥収縮などにより  $P_n = 280 \text{ t}$  に減少しているものとする。

プレストレスによる上下縁応力  $\sigma_{Pu}'$ ,  $\sigma_{Pl}'$  は  $\eta = P_n/P = 280/330 = 0.848$  であるから、

$$\sigma_{Pu}' = \frac{P_n}{A_c} - \frac{P_n \cdot e}{Z_U} = \eta' \left( \frac{P}{A_c} - \frac{P \cdot e}{Z_U} \right) = \eta \cdot \sigma_{Pu} \dots (5)$$

$$\sigma_{Pl}' = \frac{P_n}{A_c} + \frac{P_n \cdot e}{Z_L} = \eta' \left( \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e}{Z_L} \right) = \eta \cdot \sigma_{Pl} \dots (6)$$

したがって、荷重によるモーメント  $M_T = M_d + M_l = 140 \text{ t} \cdot \text{m}$  を受けた時の上下縁応力は次のとおりである。

$$\sigma_u' = \eta \sigma_{Pu} + \frac{M_T}{Z_u} = -17.9 \times 0.848 + \frac{140 \times 10^5}{1.52 \times 10^5}$$

$$= 76.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l' = \eta \sigma_{Pl} - \frac{M_T}{Z_l} = 186.4 \times 0.848 - \frac{140 \times 10^5}{0.9 \times 10^5}$$

$$= 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

(2) 設計の方針

PC構造の設計の流れを図示すると図-4 に示すようになり、RC構造の設計に比べて多少複雑となる。これは、RC構造では、長期設計荷重時、短期設計荷重時ともに許容応力度設計であるのに対して、PC構造の設計では、次のような方針に基づいて設計が行われるためである。

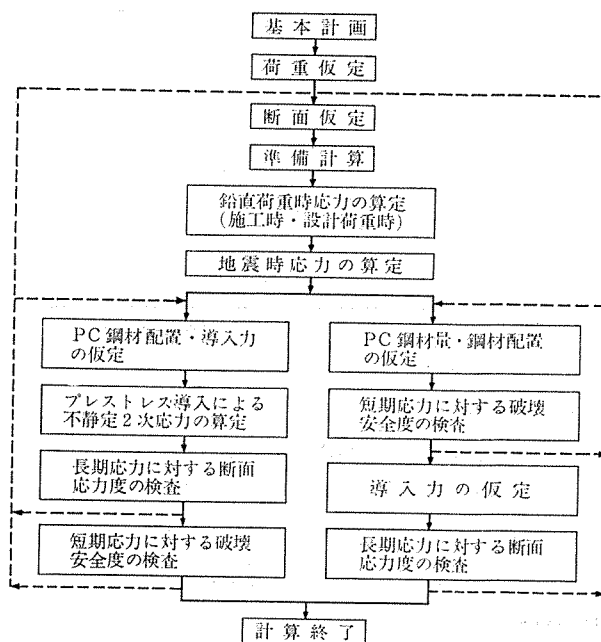


図-4 プレストレスコンクリート構造の計算手順

- 1) 長期設計荷重に対しては許容応力度設計とする。ただし、プレストレスを導入することにより、長期設計荷重時に、ひびわれの生じない設計とすることが目標である。
- 2) 地震荷重等の作用する短期設計荷重時には、断面の終局耐力が、適当な安全率を有することを検査する一種の終局強度設計を行う。

設計の具体的な手法については、次回以後に詳しく述べるが、以下に、PC構造の設計に関連する基礎的な事項に関して簡単に説明しておく。

(3) コンクリートの許容応力度、ヤング係数

PC構造におけるプレストレス力は、長期応力として常に建物に作用する。したがって、長期設計荷重時には、荷重による応力とプレストレス力によって部材断面に生じる応力との合成応力が、コンクリートの許容応力度以内に収まるように計画的にプレストレスを与える。この場合、プレストレスと長期設計荷重による応力度との合成応力度が引張応力とならないようなプレストレスを与える設計をフルプレストレスングの設計、プレストレスと長期設計荷重による応力度との合成応力度が、コンクリートの許容引張応力度を越えないようなプレストレスを与える設計をパーシャルプレストレスングの設計という。構造上主要な部材はフルプレストレスングの設計としなければならない。構造上軽微な部材、例えば、地震力を受けない小ばりなどは、パーシャルプレストレスングの設計とすることができる。表-1には、コンクリートの圧縮および引張に対する許容応力度を示す。

表-1 コンクリートの許容応力

許容応力度	施 工 時		長期設計荷重時		
	普通コンクリート	軽量コンクリート	普通コンクリート	軽量コンクリート	
圧 縮 <sup>(1)</sup>	$f_c' = 0.45 F_c$		$f_c = \frac{1}{3} F_c$		
引 張 り	フルプレストレス	$0.07 f_c'$	$0.06 f_c'$	0	0
	パーシャルプレストレス	$0.15 f_c'$	$0.14 f_c'$	$0.10 f_c$	$0.09 f_c$

(1) 最大値：ポストテンション方式 180 kg/cm<sup>2</sup> 以上、プレテンション方式 210 kg/cm<sup>2</sup> 以上

なお、プレストレスコンクリート部材に用いられるコンクリートの設計基準強度  $F_c$  は次のとおりである。

プレテンション方式の場合 350 kg/cm<sup>2</sup> 以上

ポストテンション方式の場合 300 kg/cm<sup>2</sup> 以上

また、コンクリートのヤング係数は表-2に示す値を用いればよい。

表-2 コンクリートのヤング係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

コンクリート設計基準強度	普通骨材コンクリート	第1種軽量コンクリート	第2種軽量コンクリート
300 kg/cm <sup>2</sup>	27×10 <sup>4</sup>	21×10 <sup>4</sup>	16×10 <sup>4</sup>
400 kg/cm <sup>2</sup>	32×10 <sup>4</sup>	24×10 <sup>4</sup>	19×10 <sup>4</sup>
500 kg/cm <sup>2</sup>	36×10 <sup>4</sup>	26×10 <sup>4</sup>	21×10 <sup>4</sup>

[例題 2]

例題 1 に示したPC部材断面がフルプレストレス

ングの設計になっていることを示す。ただし、コンクリートの設計基準強度を  $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  とする。まず中央部断面について検討する。

a) プレストレス導入時 導入時のコンクリート許容応力度は表-1より次のとおりである。

圧縮  $f_c' = 0.45 F_c = 135 \text{ kg/cm}^2$

引張  $f_t' = 0.07 f_c' = 9.45 \text{ kg/cm}^2$

一方導入時の断面の上下縁応力は式(3)、(4)より

$\sigma_u = 15.0 \text{ kg/cm}^2$  (圧縮)  $> -9.45 \text{ kg/cm}^2$  (引張)

$\sigma_l = 130.8 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$

b) 長期設計荷重時 長期設計荷重時のコンクリートの許容応力度は

圧縮  $f_c = 1/3 F_c = 100 \text{ kg/cm}^2$

引張  $f_t = 0$

一方長期設計荷重時の上下縁応力は式(5)、(6)より

$\sigma_u' = 76.9 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_l' = 2.6 \text{ kg/cm}^2 > 0$

端部断面では偏心距離  $e = 0$  であり、荷重によるモーメントも作用しない。したがって

導入時

$\sigma_u = \sigma_l = P/A_c = 58.10 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$

設計荷重時

$\sigma_u = \sigma_l = \eta P/A_c = 49.3 \text{ kg/cm}^2 \leq 100 \text{ kg/cm}^2$

(4) プレストレスの損失と有効率

1. (2) で述べたように、PC部材のプレストレスは、長期設計荷重時の応力に対して計画的に与えられるものであるから、建物の耐用年限中できるだけ一定値を保つことが望ましい。ところで、PC部材に導入されるプレストレスは、PC鋼材の引張力の反力として与えられるものであるが、このPC鋼材の引張力は、緊張作業中も、プレストレス導入後も、種々の原因で減少する。

緊張作業中の損失は、プレテンション材では、プレストレス導入に伴うコンクリートの弾性変形が主なものであり、ポストテンション材では、PC鋼材とシーすとの摩擦、定着部におけるPC鋼材のすべり、多数のPC鋼材を逐次緊張定着していく際のコンクリート弾性変形などがその原因の主なものである。このような緊張作業中の引張力損失は、あらかじめ、計算により予測して、その損失量だけ余計に緊張することにより、設計上必要な引張力を確保することができる。

これに対して、プレストレス導入完了後に起る損失は、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮、PC鋼材のリラクセーションがその主因であって、これ等は長期間にわたって進行する。したがって、断面設計にあたってはこの損失量を考慮しなければならない。しかし、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮、PC鋼材のレラ

クセーションの進行は、ある期間経過した後は、ほぼ定常状態になるので、これによるプレストレスの減少もある一定値に近づく。定常状態に達した時に残存しているプレストレス力を有効プレストレス力といい、導入時プレストレス力  $P$  に対する有効プレストレス力  $P_n$  の比  $\eta = P_n/P$

のことをプレストレス有効率という。この値は、部材断面形、コンクリートの品質、導入プレストレスの大きさおよび導入時材令、PC鋼材の品質などによって異なるが、普通の設計をした場合には、次の値を用いてよい。

プレテンション方式の場合  $\eta = 0.80$

ポストテンション方式の場合  $\eta = 0.85$

(5) PC鋼材の種類、品質、許容応力

現在用いられているPC鋼材は、その形状により次の

3種類に分けられる。

PC鋼線および異形PC鋼線

PC鋼より線

PC鋼棒および異形PC鋼棒

上記のPC鋼材の品質規格は JIS G 3109-1971 および JIS G 3536-1971 に定められており、これ等の規格を設計に便なるようにまとめたものを表-3~5 に示す。これ等の表に見られるように、PC鋼材は、引張強度が 95~195 kg/cm<sup>2</sup> という高強度鋼材であって、特殊な熱処理加力をするので、軟鋼のような明確な降伏点を示さず、一般に図-5 に示すような荷重-伸び曲線となる。このような場合の降伏荷重は、永久伸びが 0.2% となる荷重で表わすが、実際には、永久伸び曲線を描くことは簡単ではないので、図-5 に示すような荷重-伸び曲線

表-3 PC鋼線および異形PC鋼線の品質

呼び名	基本径 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	引張荷重 (kg)	引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	降伏荷重*1 (kg)	降伏点強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	伸び (%) *2	レラクセーション値*3 (%)
5 mm	5.00	19.64	3 250 以上	165 以上	3 850 以上	145 以上	4.0 以上	3.0 以下
7 "	7.00	38.48	5 950 "	155 "	5 200 "	135 "	4.5 "	3.0 "
8 "	8.00	50.27	7 550 "	150 "	6 550 "	130 "	4.5 "	3.0 "
9 "	9.00	63.62	9 200 "	145 "	7 950 "	125 "	4.5 "	3.0 "

注: \*1 降伏荷重は 0.2% 永久伸びに対する荷重とする。

\*2 伸びは 100 mm の標点距離に対する突合わせ伸びとする。

\*3 レラクセーション値は、規格降伏荷重の最小値の 80% の荷重をかけ、10 時間後の荷重の減少率とする。

表-4 PC鋼より線の品質

記号	呼び名	断面積 (mm <sup>2</sup> )	引張荷重 (kg)	引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	降伏荷重*1 (kg)	降伏点強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	伸び (%) *2	レラクセーション値*3 (%)
SWPR 2	2.9 mm 2本より	13.21	3 600 以上	195 以上	2 300 以上	175 以上	3.5 以上	3.0 以下
SWPR 7 A	7本より 9.3 mm	51.61	9 050 "	175 "	7 700 "	150 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 10.8 mm	69.68	12 200 "	175 "	10 400 "	150 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 12.4 mm	92.90	16 300 "	175 "	13 900 "	150 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 15.2 mm	138.7	23 100 "	165 "	19 700 "	140 "	3.5 "	3.0 "
SWPR 7 B	7本より 9.5 mm	54.84	10 400 "	190 "	8 850 "	160 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 11.1 mm	74.19	14 100 "	190 "	12 000 "	160 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 12.7 mm	98.71	18 700 "	190 "	15 900 "	160 "	3.5 "	3.0 "

注: \*1 降伏荷重は 0.2% 永久伸びに対する荷重とする。

\*2 伸びの標点距離は、2本よりは 200 mm 以上、7本よりは 600 mm 以上とし、破断時伸びを測定する。

\*3 レラクセーション値は、規格降伏荷重の最小値の 80% の荷重をかけ 10 時間後の荷重の減少率とする。

表-5 PC鋼棒および異形PC鋼棒の種類・記号および品質

種類	記号		引張強さ (kg/mm <sup>2</sup> )	降伏点強度*1 (kg/mm <sup>2</sup> )	伸び (%) *2	レラクセーション値*3 (%)	
丸棒	A種	1号	SBPR 80/95	95 以上	80 以上	5 以上	1.5 以下
		2号	SBPR 80/105	105 "	80 "	5 "	1.5 "
	B種	1号	SBPR 95/110	110 "	95 "	5 "	1.5 "
		2号	SBPR 95/120	120 "	95 "	5 "	1.5 "
	C種	1号	SBPR 110/125	125 "	110 "	5 "	1.5 "
		2号	SBPR 110/135	135 "	110 "	5 "	1.5 "
異形棒	B種	1号	SBPD 95/110	110 "	95 "	5 "	1.5 "
	C種	1号	SBPD 110/125	125 "	110 "	5 "	1.5 "
	D種	1号	SBPD 130/145	145 "	130 "	5 "	1.5 "

注: \*1 降伏点強度とは 0.2% 永久伸びに対する応力度とする。

\*2 伸び測定の標点距離は丸棒は基本径の 8 倍、異形棒は公称径の 8 倍とする。

\*3 レラクセーション値は規格の降伏点強度の最小値に公称断面積を乗じた荷重の 80% の荷重をかけ、10 時間後の荷重減少率とする。

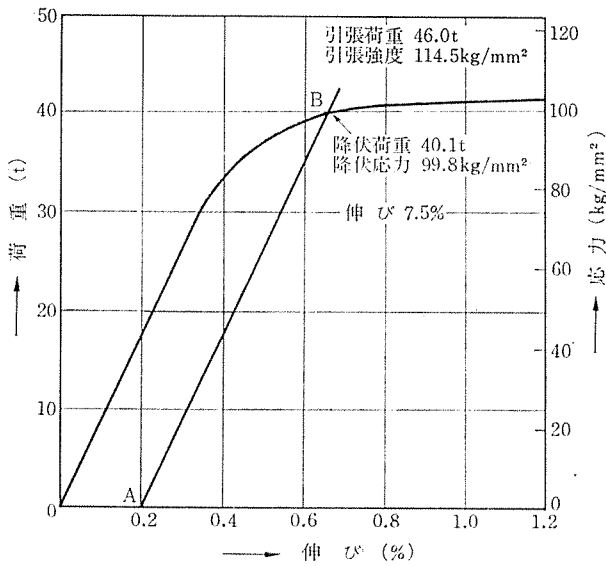


図-5 PC 鋼材荷重-伸び曲線例

を求めておき、0.2% の伸びを示すA点から原曲線の直線部分に平行な直線を引き、これと原曲線との交点Bを降伏荷重とする。

PC鋼材に作用する引張力は、前述の如く、プレストレス導入時に最大であり、定着完了後は、種々の原因により減少する。もちろん、長期設計荷重が作用すると荷重によるモーメントによって鋼材の応力は若干増大するが、その変化量は、前述の減少量よりはるかに小さい。したがって、PC鋼材の許容応力度は、プレストレス導入時ならびに定着完了時に対して表-6に示すように定められており、導入時および定着完了時に鋼材の応力が許容応力以下であれば長期設計荷重時の鋼材応力の検査はする必要がない。

なお、応力計算に用いるPC鋼材のヤング係数  $E_s$  は

$$E_s = 2.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

としてよい。

表-6 PC 鋼材の許容引張応力度

許容引張応力度	プレストレス導入時	定着完了時	
一般	$0.75 \sigma_{Pu}$ } 小さい $0.85 \sigma_{Py}$ } ほう	$0.7 \sigma_{Pu}$ } 小さい $0.8 \sigma_{Py}$ } ほう	
呼び名 13 mm 以下のねじ切りPC鋼棒	上記×0.95	上記×0.95	
特別な場合	摩擦を減少させるための一時的操作	( $0.9 \sigma_{Py}$ )	—
	緊弱せず使用时		(平滑 SR 30) (異形 SD 40)

$\sigma_{Pu}$  : 表-3,4,5 に示すPC鋼材規格引張強度 (最少値)  
 $\sigma_{Py}$  : 表-3,4,5 に示すPC鋼材規格降伏点強度 (最少値)

[例題 3]

図-6 に示すように、断面の核半径 ( $h/6$ ) の位置に配

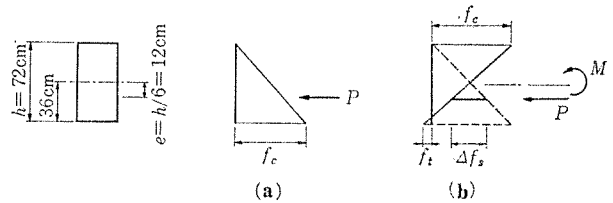


図-6 荷重によるモーメントによる緊張材の応力変化

置されたPC鋼材により、下縁応力が  $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$  になるようにプレストレスを与えられたPC部材が、荷重によるモーメントを受けて、図-6(b) のような応力状態になったものとする。このときの鋼材応力の変化量を求める。

プレストレス導入時に  $180 \text{ kg/cm}^2$  (圧縮) であった下縁応力が荷重による曲げモーメントによって  $-12.6 \text{ kg/cm}^2$  (引張) に変化したときの鋼材位置のコンクリートの応力変化量  $\Delta f_c$  は

$$\Delta f_c = 12/36(180 + 12.6) = 64.2 \text{ kg/cm}^2$$

したがって、鋼材の応力変化  $\Delta f_s$  は

$$\Delta f_s = \Delta f_c \cdot E_s / E_c$$

$E_s/E_c$  の値は、表-2 によれば、コンクリートの圧縮強度  $300 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$  に対して  $7.4 \sim 5.5$  の範囲にある。いま  $E_s/E_c = 7.0$  とすると

$$\Delta f_s = 449.4 \text{ kg/cm}^2$$

PC鋼材の許容引張応力度は、PC鋼線およびPC鋼より線で  $100 \sim 140 \text{ kg/mm}^2$ 、PC鋼棒で、 $45 \sim 75 \text{ kg/mm}^2$  であり、これ等と上記の引張応力変化量とを比較すると、鋼線では5%以下、鋼棒では10%以下となる。普通の場合  $\Delta f_c$  は  $100 \text{ kg/cm}^2$  までであるので、荷重による鋼材応力の増分は導入力の10%前後となることが多く、これは、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等によるプレストレスの減退量 (導入力の15~20%) より小さいので、この変化量は無視してもよい。

2. 構造計画

(1) PC 構造の建築物への適用

PC部材の力学的性質を生かした経済的なPC構造を設計するには、構造計画をプレストレスコンクリートに適したものにするのがたいせつである。1. で述べたように、コンクリート断面にプレストレスを導入することは、これによって、長期荷重によって生ずる曲げモーメントを打消し、長期荷重に対しては全断面が引張りに対しても圧縮に対しても有効に働くようにすることである。したがって、骨組構造を構成する部材のなかでもはり材のような曲げモーメントだけを受ける断面にプレストレスコンクリートを採用するのが最も有利である。以下に、RC構造、鉄骨構造などと比較した場合

のPC構造の利点を述べる。

(1) 部材重量の軽減, 張間の増大

PCはりとは、RCはりと比較した場合、同じ曲げモーメントに対してはるかに小さな部材断面ですむ。したがってラーメン構造では、はりせいを1mくらいに押えた場合でも、スパン25m位までは、1張間ラーメンとして設計できる。通常の荷重条件であれば、大はりとはスパン15~25mで、はりせいは、スパンの1/15~1/20小はりとは、スパンの1/25程度で無理なく設計できる。経済スパンは20~25m程度であり、倉庫など長期設計荷重の大きい架構ではスパンを15m程度にする場合も多い。最上階の大はりなど比較的設計荷重の小さい箇所では40m以上の大スパンとした実施例もある。スパンが10m以下では、一般に、鉄筋コンクリートに比べて不経済になりがちである。

このような大スパン架構は、鉄骨造でも可能であるが、床の積載荷重が大きい場合には、鉄骨造ではたわみが大きくなり、振動障害を生じやすく、またはりせいも鉄骨造の方が大きくなりがちであり、さらに鉄骨造の場合には耐火被覆の問題もある。

従来の実施例も、1) 建物の機能上大張間が要求される場合—ボーリング場、体育館、工場、銀行、2) 柱があっても機能上支障はないが、柱をとることによって経済的な効果が著しい場合—倉庫、駐車場など、3) 建物の機能上平面計画上のフレキシビリティが要求される場合—レジャーセンター、ショッピングセンター、工場など、本項で述べた特徴を生かした設計例が多い。

(2) 耐久性の向上

RC構造では、長期設計荷重下においても、き裂の発生を避けることは困難である。建築構造物の場合、通

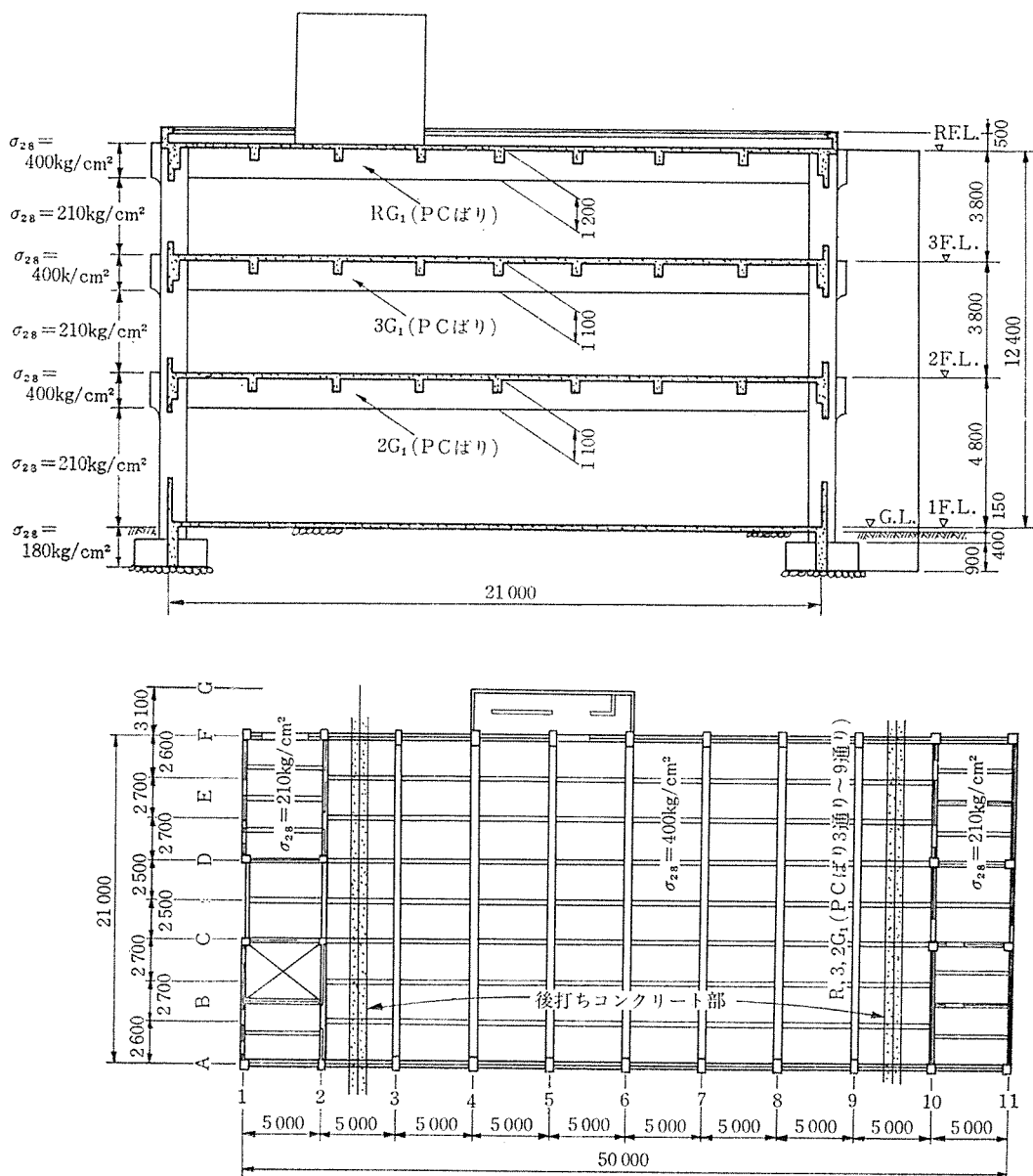


図-7 場所打一体式 PC 構造の一例

講 座

常の環境条件であれば、きれつ幅 0.2~0.3 mm 程度のきれつであれば、耐久性上問題はないといわれている。したがって、現行のRC基準における鉄筋の長期許容応力度はきれつ幅を 0.2~0.3 mm 程度に押えることを目標に定められている。これに対して、PC構造では、長期設計荷重に対して、きれつを生じない設計とすることができる。したがって、海岸近くの構造物、下水処理場などの特に腐食性のふん囲気の高い環境条件にある建物の場合には、適した構造といえる。

(3) プレキャスト化の容易性

わが国のごとき地震国において、ラーメン構造のプレキャスト化を採用する場合にまず問題となるのは、いかに耐震的な接合部を作るかということである。PC構造の場合には、例えば講座第1回の図-13に示したように、接合部にプレストレスを導入することによって、比

較的容易に剛接合部が得られる。また、1本の部材を数個のブロックに分割して製作して、これにプレストレスを導入して一体化することも可能であり、PC構造はプレキャスト化にきわめて適した工法といえよう。

(2) 各種構造

a) 場所打一体式構造 場所打一体式ラーメン構造にプレストレスを導入する方法で、わが国では最も実用例の多い構造である。

図-7 は、ボーリング場に用いた一例であり、この例に見られるように、大スパン方向の大ばりだけにプレストレスを導入し、柱および桁行方向のフレームを鉄筋コンクリート構造とするのが代表的架構である。PCラーメンのスパンは 20~40 m、桁行方向のRCラーメンのスパンは 5~7 m 程度、3~4 階の建物が多い。

表-7 は、場所打一体式PC造の、二、三の設計例の

表-7 場所打一体式 PC 構造設計例

用途・平面概要	層数・階高	部材・断面							
		部材	位置	B (cm)	b (cm)	D (cm)	導入プレストレス力	PC鋼材種類	
1. 事務所 	地下 1階 地上 4階 全高 13.805m	柱	1F~2F		90	90			
			3F~5F		80	80			
	BF 3.9m 1F~3F 3.36m 4F 3.725m	はり	1F~4F	端		50	80	280.8t	PC鋼線 6-12-φ7
				中央	12t+b	35	80		
			RF	端		50	90	327.6t	PC鋼線 7-12-φ7
				中央		35	90		
2. ボーリング場 	地下 1階 地上 4階 全高 18.2m	柱	BF		90	130			
			1F~RF		90	110			
	BF 3.35m 1F 5.0m 2F 4.8m 3F 4.6m 4F 3.8m	はり	1F~RF	端		50	155	370t	PC鋼線 10-12-φ7
				中央		32	135		
3. ボーリング場 	地上 3階 全高 20.4m	柱			150	100			
			2F	端	50	200			781t
	1F 6.9m 2F 6.8m 3F 6.7m	はり	3F	端		80	200		
				中央		60	200		
R F は 鉄 骨 造									
4. 病院 	地上 5F~6F 全高 21.0m ~25.2m 階高 4.2m	柱			80	90			
			はり	端	130	60			120
			中央	360	50	80			
5. 店舗 	地上 1階 全高 9.4m	柱	A		90	120			
			B		90	150			
			C		90	150			
		はり	AB	端		90	150	615.6t	PC鋼棒 12-φ33
				中央	350	40	120		
			BC	端		90	180		
	中央	350	40	180					

概要を示したものである。

以下この種構造の構造計画上の問題点を述べる。

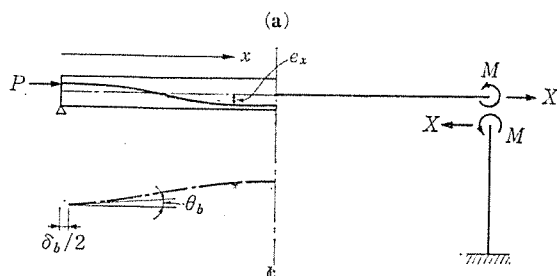
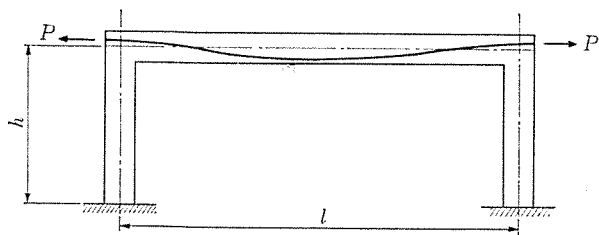
1) プレストレス導入にともなう不静定力：部材にプレストレスを導入すると材長は必ず縮む。また、緊張材は、一般に図心に対して偏心配置されているから、材端に回転角を生ずる。したがって、場所打ち一体式ラーメン構造のような不静定ラーメンのはり部材だけにプレストレスを導入しようとする時、柱部材が、はり部材の材長短縮および材端回転を拘束するので、プレストレス導入にともなって不静定2次応力を生ずる。

例えば、最も簡単な場合として、図-8(a)に示すような、柱脚固定の単ラーメンのはりに、任意の対称形緊張材によりプレストレスを導入した場合を考える。

はりが単純支持の場合には、プレストレスの導入によって図-8(b)に示すように、材端回転角  $\theta_b$  および材長短縮  $\delta_b$  を生ずる。

断面の材端から  $x$  の位置の偏心距離を  $e_x$  とすれば、この位置のプレストレスによるモーメントは  $P \cdot e_x$  で表わされる。したがって、プレストレスモーメントによって生ずる材端回転角  $\theta_b$  はモールの定理より

$$\theta_b = - \int_0^{l/2} \frac{P \cdot e_x}{EI_l} \cdot dx \dots \dots \dots (7)$$



$$\delta_b = \frac{P \cdot l}{A_l E_l}$$

$$\theta_b = \int_0^{l/2} \frac{P \cdot e_x}{E_l I_l} \cdot dx$$

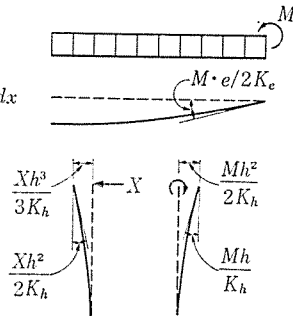


図-8 不静定応力

また、材長短縮  $\delta_b$  は

$$\delta_b = \frac{1}{2} \frac{l \cdot P}{EA_l} \dots \dots \dots (8)$$

ここに  $I_l, A_l$  はそれぞれはりの断面2次モーメントおよび断面積である。

ところが、実際の架構では、この回転角および材長短縮が柱によって拘束されるので、図-8(c)に示すように不静定力  $X$  および不静定モーメント  $M$  が生ずる。これ等の不静定力は、はり端と柱頂の節点回転角および水平移動が等しくなるという条件から、次の連立方程式が成立し、これを解くことによって求められる。

回転角の一致より

$$\theta_b + \frac{Ml}{2K_l} = - \frac{Mh}{K_h} + X \frac{h^2}{2K_h} \dots \dots \dots (9)$$

水平移動の一致より

$$\delta_b/2 = - \frac{Mh^2}{2K_h} + X \frac{h^3}{3K_h} \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $K_l$  および  $K_h$  は、それぞれはりおよび柱断面の剛性 ( $EI$ ) を表わす。式(9)および式(10)から  $X$  および  $M$  を求めると次のとおりである。

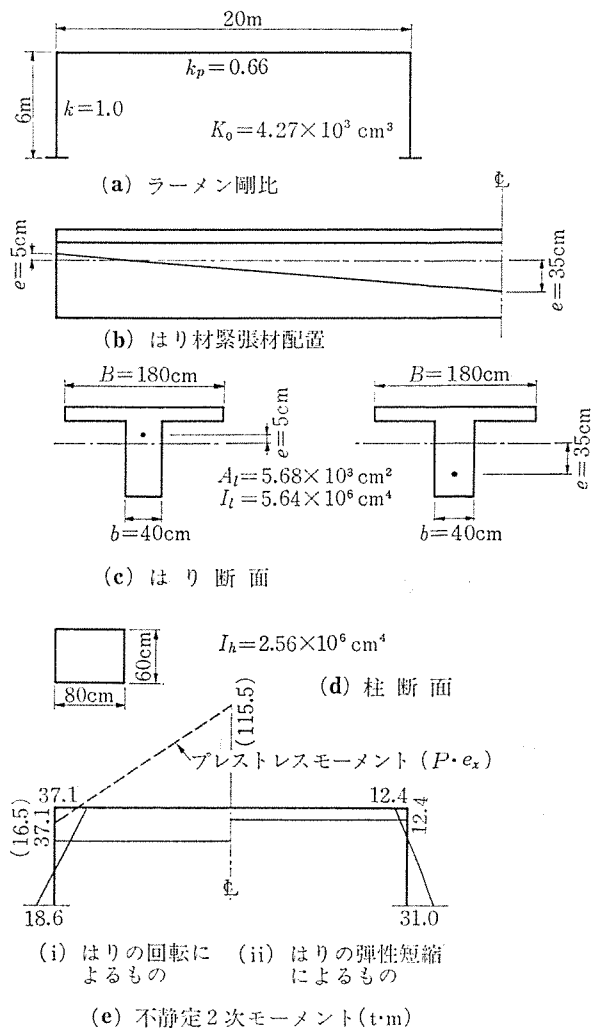


図-9



$$M = -\left(\theta_b + \frac{3\delta_b}{4h}\right) / N \dots\dots\dots (11)$$

$$X = \left\{ -\theta_b + \frac{\delta_b}{2h} \left( \frac{l}{h} \frac{K_h}{K_l} + 2 \right) \right\} / \frac{2}{3} h N \dots\dots\dots (12)$$

ただし  $N = l/2 K_l + h/4 K_h \dots\dots\dots (13)$

$M, X$  は、プレストレス導入に伴う不静定力で、これに静定プレストレスモーメントを加えたものが、プレストレス導入によってはりまたは柱に生ずるモーメントとなる。したがって

左端から  $x$  の位置のはりのモーメントは  
 $M_x = -P \cdot e_x + M \dots\dots\dots (14)$

下端から  $y$  の位置の柱のモーメントは  
 $M_y = M - X(h - y) \dots\dots\dots (15)$

はりに加わる圧縮力を  $\bar{P}$  とすると  
 $\bar{P} = P - X \dots\dots\dots (16)$

通常的设计であれば、不静定力  $X$  は導入プレストレス力  $P$  の 5% 程度である。通常の計算では、次のような固定モーメント法で求めればよい。

式 (9) で求めたはり端の回転角を拘束した場合の固定端モーメント  $M_{bf}$  は、左右対称であることを考慮すると

$$M_{bf} = -2 \frac{EI_l}{l} (2\theta_b - \theta_b) = -2 \frac{EI_l}{l} \theta_b \dots\dots\dots (17)$$

また、ラーメンの柱頭、柱脚の回転を拘束して、柱頭に、式 (10) で求めた水平変位  $\delta_b$  を与えたときに生ずる固定端モーメントを  $M_{cf}$  とすると

$$M_{cf} = \frac{6EI_h}{h^2} \delta_b \dots\dots\dots (18)$$

$M_{bf}$  および  $M_{cf}$  をそれぞれラーメンの対応する節点に固定端モーメントとして与え、節点の拘束を解除した場合のモーメントをモーメント分配法で求めれば、これがプレストレス導入にともなう不静定モーメントである。

[例題 4]

図-9(a) に示すような、スパン 20 m、階高 6 m の柱脚固定の 1 スパンラーメンのはり材にプレストレスを導入した場合の不静定 2 次応力を求める。はり部材は、図示の T 型断面とし、導入プレストレス力  $P=330$  t、偏心距離は端部 5 cm、中央部 35 cm とし、緊張材の曲線形は簡単のために 図-9(b) に示すように、AB 間直線配置とする。すなわち、A 端から  $x$  の距離の偏心距離  $e_x$  (単位 m) は、

$$e_x = -0.05 + (0.05 + 0.35) \cdot x/10 \dots\dots\dots (19)$$

はり端の回転を拘束した場合の固定端モーメントは、式 (7) および式 (17) より次のようになる。

$$M_{bf} = 2 \cdot \frac{P}{l} \int_0^{l/2} e_x dx = 2 \cdot \frac{P}{l}$$

$$\times \left[ -0.05x + 0.04 \cdot \frac{x^2}{2} \right]_0^{l/2} \dots\dots\dots (20)$$

$P=330, l=20$  を式 (20) に代入すると  
 $M_{bf} = 49.5 \text{ t} \cdot \text{m} \dots\dots\dots (21)$

はりの弾性短縮による固定端モーメント  $M_{cf}$  は式 (8) および式 (18) より

$$M_{cf} = 6 I_h \cdot l \cdot P / h^2 \cdot A_l \dots\dots\dots (22)$$

$I_h = 0.0256 \text{ m}^4, l = 20 \text{ m}, P = 330 \text{ t}, h = 6 \text{ m}, A_l = 0.568 \text{ m}^2$  を式 (22) に代入すると

$$M_{cf} = 49.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

はりおよび柱にそれぞれ固定端モーメントとして  $M_{bf}$  および  $M_{cf}$  が作用した場合のモーメント分布をモーメント分配法により求めると 図-9(e) のようになる。

以上の計算結果から明らかなように、不静定モーメントは、はり端部では、荷重によるモーメントと逆符号、中央部では同符号となる。しかし、この種構造では、T 型断面となるので、中央部におけるモーメントの増大は、偏心距離を大きくとることによって、無理なく処理できる。構造計画の段階では、導入力の初期値および偏心距離を長期荷重による単純ばりとしたときのモーメント  $M_0$  に対して中央断面下縁に引張りが生じない程度の値と仮定すればよい。

柱にプレストレスを導入することによって、このような不静定応力が生じないようにすることもできるが、施工が複雑になるのであまり用いられない。また、柱と PC ばりの接合部を、プレストレス導入時にローラーに近い状態にしておいて、導入後ピン接合に近い状態にするような方法も用いられる。

2) 多スパン連続ラーメン：多スパン連続ラーメンとする場合もあるが、不静定力およびプレストレス導入時の摩擦損失量が大きくなり不経済である。一般には、最大 3~4 スパン程度で、それ以上になる場合には、エキスパンションジョイント等により分離計画する。また表-7 建物 No. 4 のように、PC ラーメンの間に短スパンの RC ラーメンをそう入し、この部分を後打ちにすることにより連続ラーメンを形成する方法もある。

3) 他部材の拘束によるプレストレスの損失：プレストレスト コンクリートが用いられる大スパンフレームには、耐震壁を設けることが困難なので、図-7 に示したように、大スパンフレームと平行な妻側フレームは、短スパンの鉄筋コンクリートフレームとし、ここに耐震壁を設けることが多い。この場合、耐震壁の拘束効果によって、隣接するフレームのはり材に所定のプレストレスが導入できなくなる恐れがある。このようなときには、図-7 に示したように、スラブの一部を後打ちとし、プレストレス導入後、この部分のコンクリートの打設を

行い一体化する等の方法がとられる。

4) スラブの有効幅：応力計算用の有効幅は、鉄筋コンクリート構造の場合と同じ取扱いでよいが、縁応力の検査を行う場合には、これと若干異なる。それは、はりに導入されたプレストレス力は、端部から中央部に行くにしたがって、スラブに広がって行くためである。通常の計算では、端部を長方形断面、中央部は、 $12t+b$  の有効幅を考えたT型断面として、縁応力の検査を行う。

(2) 組立構造

プレストレス コンクリート 構造物は、組立方式によって建設される場合も多い。組立方式とした場合には、部材と部材の接合部が大きな問題となる。接合部の設計は、

- 構造のシステム
- 伝達すべき応力の種類と大きさ
- 伝達するタイプ
- 部材形状
- 寸法・精度・逃げ
- 施工性・建設機械の種類・大きさ・能力

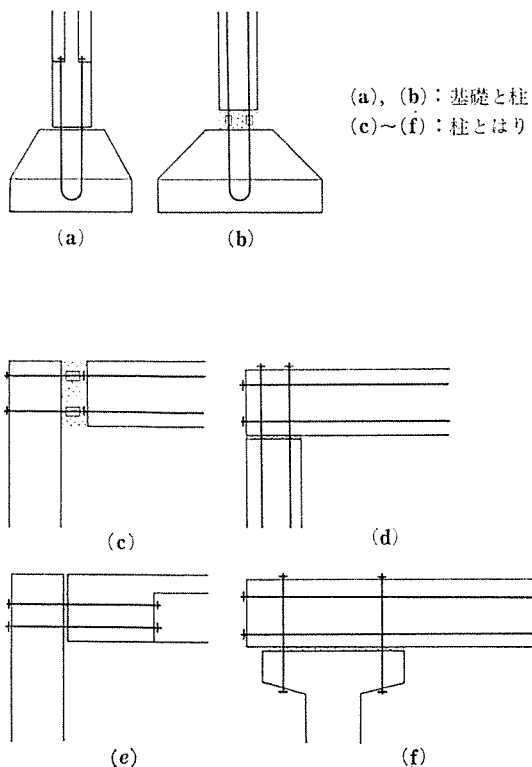


図-10 プレストレスの導入により剛接合部を形成する方法

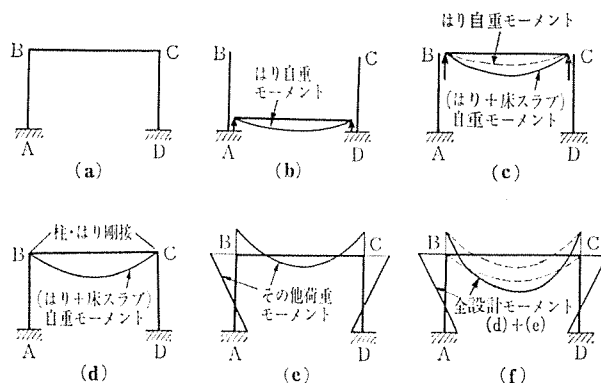


図-11 組立構造としたときのモーメント分布の調整

などの要素を十分考慮して総合的に行わなければならない。特に、わが国のように耐震構造が要求される場合には、部材接合は剛接合とすることが多い。プレストレス コンクリート 構造では、接合部にプレストレスを導入することにより比較的容易に剛接合部が得られる。図-10 は、プレストレスの導入により、剛接合部を得るための代表的な方法である。

PC構造の場合、組立構造にすると、ラーメンとしてのモーメント分布を合理的に調整できるという利点がある。たとえば、図-11 に示す1層1スパンラーメンを組立構造によって架設する場合を考える。はり部材を地上で製作し、プレストレスを導入した後、柱内側に接して(c) のような状態で単純支持させ、この状態で、床スラブを施工するとはりおよび床スラブの自重は、単純はりとしてのプレストレス コンクリート 大ばりにすべて作用することになる。柱および大ばり端部に生じる曲げモーメントは、(e) に示すように柱とはりを剛接して以後に作用する荷重によるものだけとなる。このことは全長期荷重がラーメンに作用する場合と比べて、柱および大ばり端部の曲げモーメントを減ずることになる。もちろん、はり中央部の曲げモーメントは逆に大きくなるが、30 m 以上の大スパンになると、はりは固定ばりに近くなるので、そのため、はり端のモーメントがはり中央部の2倍近くになることがあり、このような場合には、上述のような方法により、はり端部のモーメントを減らし、中央部のモーメントを増大させた方が、より経済的な設計ができる。