

PC 構造設計における曲げ破壊抵抗とせん断破壊抵抗 との関連について

宮 崎 義 成*

1. 序 論

PC 構造物がせん断破壊を生じる場合は、荷重によるせん断力と、軸力として作用するプレストレスと組み合わされて生じる斜張力によるもので、この場合の破壊は比較的急激に起こり、かつその損傷も大きく修復困難な場合が多いから、せん断破壊が曲げ破壊より先に起こらないようにする必要がある。一般の PC 部材では、曲げ破壊よりせん断破壊が先行することはほとんどないが、従来の例では、建築物が地震被害を受けた場合の損傷はほとんどせん断破壊によるものであったことが観測されている。したがって、特に骨組構造の破壊については、曲げおよびせん断に対する破壊抵抗の大小が重要な関連性を持つてくる。

構造物は、地震に対し、崩壊することなく大きな変形をゆるし得るようなダクティリティーを有するように設計されなければならない。このようなダクティリティーを有するように設計がなされた場合、必要な塑性変形を生じた状態で、構造部材にせん断破壊を生じないようにすることは、すなわち、この状態で部材断面はすでに破壊抵抗モーメントに達していなければならないことになる。この場合、構造部材の受けるせん断力は、この部材を静定構造物と考えたとき、直接作用する荷重作用によるせん断力と、部材両端に発生するであろう塑性ヒンジモーメント（破壊抵抗モーメントと等しい）の差をスパンで割って求めたせん断力との和で表わされる。したがって、実際の曲げ破壊抵抗モーメントが設計計算値より大きくなると、破壊時に作用するせん断は、設計計算で求めた値より大きくなり、曲げ破壊に先んじてせん断破壊を生じる危険性を生じることになる。

せん断、あるいは曲げに対する破壊抵抗は、使用する材料の強度によって支配されるものであるが、設計計算に用いられる材料の強度は、一般に実際用いられる材料強度に比して十分低い値を採っている。すなわち、設計に用いる材料強度としては、CEB-FIP および CP 110 によると、特性強度 f_k として、実際用いられる材料強度の値が、 f_k を下まわる確率が 5% 以下となるように

定めたものである。材料の強度試験結果は正規分布をなすものとし、平均値を f_m 、変動係数を δ とすると、 f_k は次式で表わされる。

$$f_k = f_m(1 - 1.64\delta)$$

設計荷重 f_d は、

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (\gamma_m \text{ は部分安全係数})$$

我が国の仕様書によると、一般に用いられているか、または、市販されている材料の強度に比して相当小さい値を設計基準強度として定めてある。そこで、この基準強度を設計に用いることは、外的作用の値を比較的明瞭に定義できるような場合には、せん断および曲げ破壊に対する安全度の検討法としては安全側にある、といえる。しかしながら、地震のような場合、現状では外的荷重作用の値を明瞭に予測し得ないような異常荷重を受け、構造物が破壊する場合を考えると、材料強度を過小評価することによって、前述のごとく、実際の曲げ破壊抵抗モーメントの増大を生じ、したがってこれによるせん断力が累加することにより、かえってせん断破壊の危険性を生じることになる。そこで、実際に用いられる材料強度が設計値より大きい場合には、これによる破壊時のせん断力の増加を計算し、それだけせん断破壊抵抗を増すように設計する必要がある。

以上の観点より、現在国内で一般に用いられている材料を用いた場合の曲げ破壊抵抗モーメントの確率変動を明らかにし、設計基準強度によって算出される曲げ破壊抵抗モーメントとを比較し、構造物のせん断力の増大の可能値を求める方法を提案する。

2. 材料の強度の実態

2.1 コンクリートの圧縮強度

実際に PC 建設現場で用いられているコンクリートの圧縮強度の実態を調査するため、PC 専門建設業者が施工した 4 件の PC 現場で使用されたコンクリート（レディーミックス）の圧縮強度を集計し、表-1 の値を得た。

表-1 中、特性強度は、 σ_{28} 以降の強度増進を無視し、 σ_{28} の平均強度に $(1 - 1.64\delta)$ を乗じて求めた数値である。この表を観察すると、 σ_{28} は概して非常に大きく、これより特性強度を求めると、設計基準強度より 10～

* 極東鋼絏コンクリート振興（株）副社長、工学博士

報 告

表一 工事現場で使用されたコンクリート圧縮試験強度 (σ_{28})
(標準供試体, 標準養生, 設計基準強度 $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$)

	I	II	III	IV
使用セメント	小野田早強	住友早強	三菱早強	秩父早強
打設期間	52.10.22 ~53.7.24	53.7.20 ~53.12.19	52.7.12 ~53.10.30	52.11.1 ~53.11.16
供試体数(個)	37×3	120×3	96×3	125×3
平均圧縮強度 \bar{f}_c (kg/cm ²)	489	503	509	486
標準偏差 S (kg/cm ²)	13.8	13.9	8.9	17.0
変動係数 δ (%)	2.8	2.8	1.7	3.5
特性強度 (kg/cm ²)	466	480	443	456

20% 大きい値となっている。また、標準偏差, 変動係数は共に意外に小さく, それぞれ $10 \text{ kg/cm}^2 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$, および 2%~4% とみて差し支えないと考えられる。

2.2 PC 鋼材の力学的特性

現在, 国内で市販されている PC 鋼材の力学的特性の実態を調査するため, 某メーカーが 1978 年中に製造した PC 鋼線 SWPR 1 7mm および PC 鋼より線 SWPR 7A 12.4mm についての引張試験結果を統計的にとりまとめ 表一2 を得た。

表一2 PC 鋼材 (ブルーイング材) の強度特性

		単 位	PC鋼線	PC鋼より線
			SWPR 1 7mm	SWPR 7A 12.4mm
引張強度 (f_s)	平均値	kg/mm ²	173.0	183.2
	標準偏差	"	(100) 2.4	(100) 2.6
	変動係数	%	1.38	1.42
降伏点応力度 (f_{sy})	平均値	kg/mm ²	153.7	168.7
	標準偏差	"	(100) 2.5	(65) 2.0
	変動係数	%	1.64	1.17
降伏比 (f_{sy}/f_s)	平均値	%	88.7	91.72
	標準偏差	"	(100) 0.924	(65) 1.11
	変動係数	"	1.04	1.21
弾性比 (f_{se}/f_s)	平均値	%	72.8	74.5
	標準偏差	"	(120) 2.0	(78) 1.7
	変動係数	"	3.74	2.28
伸 び (ϵ_s)	平均値	%	7.12	7.43
	標準偏差	"	(100) 0.53	(100) 0.50
	変動係数	"	7.45	6.80
特性強度 (f_{sh})	下 限	kg/mm ²	169	179
	上 限	"	177	187

ただし, () 内数字は, サンプル数を示す。

表一2 中, 引張応力度, および降伏点応力度はそれぞれの実測荷重を標本の標準断面積で割って求めた数値である。また, 特性引張強度は, CEB-FIP に準じて下式より求めた数値である。

特性引張強度

$$= \text{平均引張強度} \{1 \pm 1.64 \times (\text{変動係数})\}$$

PC 部材の破壊計算には, 使用する PC 鋼材の応力-ひずみ曲線が必要となってくるので, 市販の PC 鋼材の標準となるような応力-ひずみ曲線を描いておくことと便利である。よって, 上記で得られた強度特性の平均値を基に

して, 応力-ひずみ曲線を描き, さらに, これを数式化しておくこと, 実用上便利である。この曲線の数式化は, 比較的簡単なものが望ましいので, 筆者は, 次式を用いることを提案する。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon \leq \epsilon_e & \quad \sigma_s = E_s \frac{\epsilon}{100} \\ \epsilon \geq \epsilon_e & \quad \sigma_s = \sigma_{se} + A(\epsilon - \epsilon_e)^x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに,

E_s : PC 鋼材の弾性係数 (kg/mm²)

σ_s : PC 鋼材の引張応力度 (kg/mm²)

σ_{se} : PC 鋼材の弾性限応力度 (kg/mm²)

ϵ : σ_s に対応する伸びひずみ (%)

ϵ_e : σ_{se} に対応する伸びひずみ (%)

A, x : 定数

式(1)は, 弾性限までは直線で, 弾性限を超えて曲線となることを表わしている。この曲線が, 降伏点および破断点を通るものとすれば, 定数 A および x が定められる。実験において, 正確な破断伸びを測定することは極めて困難であり, かつ応力-ひずみ曲線が, 破断前ではほとんど水平となることを考慮に入れ, 破断時伸びを PC 鋼線および PC 鋼より線について, それぞれ 5% および 5.5% と仮定することにした。

引張試験によって得られた任意の応力-ひずみ曲線について(1)式の定数を定め, 計算値と実測値とを対比したところ, その誤差が弾性限と降伏点との間では計算値が⊕となり, その最大値は弾性限近くに生じ, PC 鋼線, PC 鋼より線の場合で, それぞれ 2% および 5% であったが, 降伏点を超えた後の誤差はいずれも 1% 以下であった。これは, この式によって表わされる曲線が弾性限において不連続となる欠陥に起因するものと考えられるが, 部材断面破壊時の PC 鋼材に生じる引張応力度は, 通常降伏度を超える値となるので, この数式表現は十分実用に供し得るものであることがわかった。

よって, PC 鋼線 7mm および PC 鋼より線 12.4mm については, 表一2 の平均強度を参考とし, 表一3のごとく仮定して標準応力-ひずみ曲線を数式化すると, 式(2), (3) が得られる。

表一3 PC 鋼材の平均力学特性 (ブルーイング材)

	単 位	PC鋼線 SWPR 1 7mm	PC鋼より線 SWPR 7A 12.4mm
引張強度 f_s	kg/mm ²	173	183.2
降伏点応力度 σ_{sy}	"	153.7	168.7
弾性限応力度 σ_{se}	"	126.3	137.4
破断時伸び ϵ_u	%	5.0	5.5
降伏点伸び ϵ_y	"	0.97	1.044
弾性限伸び ϵ_e	"	0.63	0.69
ヤング係数 E_s	kg/mm ²	20000	20000
断面積 A_s	mm ²	38.48	93.42

ヤング係数 E_s は、PC 鋼線の場合、20 000 kg/mm² よりやや大きく、PC 鋼より線の場合には、逆にやや小さいのが通常であるが、弾性限内のひずみは、弾性限外のひずみに比して極めて小さいので、簡便のため、共に同一値 20 000 kg/mm² とした。

PC 鋼線 7 mm

$$\left. \begin{aligned} \epsilon \leq 0.63 \quad \sigma_s &= 200 \epsilon \\ \epsilon \geq 0.63 \quad \sigma_s &= 126.3 + 34.36(\epsilon - 0.63)^{0.208} \end{aligned} \right\} (2)$$

PC 鋼より線 12.4 mm

$$\left. \begin{aligned} \epsilon \leq 0.69 \quad \sigma_s &= 200 \epsilon \\ \epsilon \geq 0.69 \quad \sigma_s &= 137.4 + 36.44(\epsilon - 0.69)^{0.1453} \end{aligned} \right\} (3)$$

式 (2), (3) より、応力-ひずみ関数値を求めると 表-4 および 図-1 が得られる。

表-4 PC 鋼材の標準応力-ひずみ関数表

ϵ (%)	PC 鋼線 SWPR 1 7 mm		PC 鋼より線 SWPR 7A 12.4 mm	
	σ_s (kg/mm ²)	$\lambda = \sigma_s / f_s$	σ_s (kg/mm ²)	$\lambda = \sigma_s / f_s$
0.8	150.1	0.8647	163.8	0.8943
1.0	154.2	0.8915	168.1	0.9178
1.5	159.7	0.9230	172.7	0.9429
2.0	163.0	0.9421	175.3	0.9569
2.5	165.4	0.9563	177.1	0.9668
3.0	167.4	0.9678	178.6	0.9746
3.5	169.1	0.9774	179.7	0.9811
4.0	170.5	0.9858	180.8	0.9867
4.5	171.8	0.9933	181.5	0.9916
5.0	173.0	1.0000	182.5	0.9959
5.5			183.2	1.0000

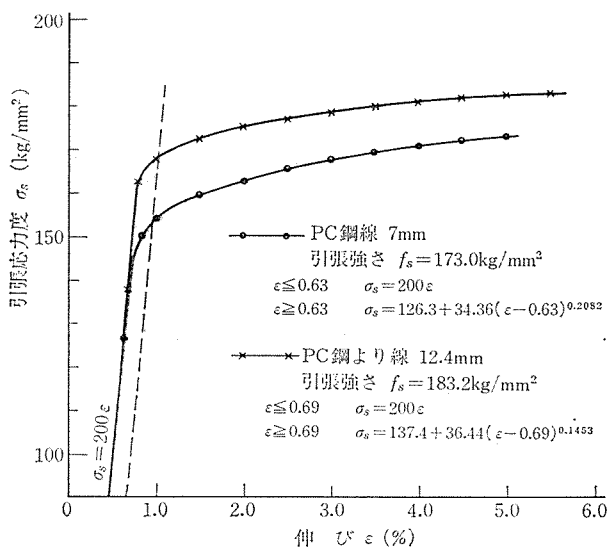
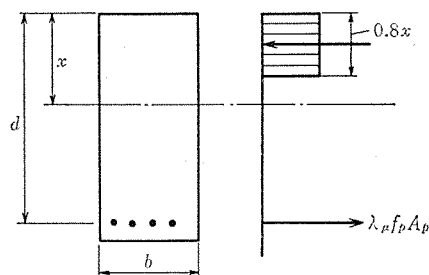


図-1 PC 鋼材標準応力-ひずみ曲線

3. PC 部材曲げ破壊時における PC 鋼材の引張応力度

PC 材の曲げ破壊は、常にコンクリート圧縮縁において起こるものとし、破壊時のコンクリートひずみの限界

値を 0.35% とし、圧縮側コンクリートの応力分布は、CEB-FIP Code による近似分布 (図-2) により、破壊時コンクリートの最大応力度を $0.85 f_c$ と仮定する。



d : 断面有効高 b : 断面幅
 x : 中立軸と圧縮縁との距離
 f_c : コンクリート圧縮強度
 f_p : PC 鋼材引張強さ A_p : PC 鋼材断面積
 $\lambda_\mu f_p$: 破壊時 PC 鋼材の引張応力度 $\lambda_\mu \leq 1.0$

図-2 破壊断面の応力分布状態の仮定

図-2 の内力釣合条件より、次式が成立する。

$$0.85 f_c b \times 0.8 x = \lambda_\mu f_p A_p$$

$$\therefore x/d = 1.47 \lambda_\mu \frac{A_p f_p}{b d f_c} \dots\dots\dots (4)$$

$$x/d = 1.47 \lambda_\mu W_p, \quad W_p = \frac{A_p f_p}{b d f_c} \dots\dots (5)$$

次に、破壊時におけるコンクリートと PC 鋼材のひずみの状態は、図-3 に示される。

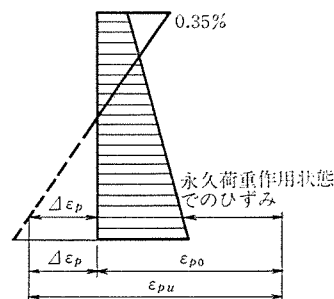


図-3 破壊時ひずみ状態

ここに、

ϵ_{p0} : コンクリート応力 0 の状態での、PC 鋼材ひずみ

$\Delta \epsilon_p$: コンクリート応力 0 の状態より、コンクリートが破壊するまでに増加する PC 鋼材のひずみ

ϵ_{pu} : 断面破壊時の PC 鋼材全ひずみ

図-3 より、

$$\epsilon_{pu} = \epsilon_{p0} + \Delta \epsilon_p \dots\dots\dots (6)$$

$$\Delta \epsilon_p = 0.35 \times \frac{1-x/d}{x/d} \dots\dots\dots (7)$$

ϵ_{pu} に対応する PC 鋼材の引張応力度 σ_{pu} は、PC 鋼材の応力-ひずみ曲線で表わされる ϵ_p の関数である。すなわち、

$$\sigma_{pu} = \lambda_\mu f_p = F(\epsilon_p) \dots\dots\dots(8)$$

で表わされる。よって、曲げ破壊時に、 x/d , ϵ_{pu} , ϵ_{p0} , $4\epsilon_p$ は、(5)~(7) 式を満足しなければならない。 ϵ_{pu} が求まれば、(8) 式、すなわち、PC 鋼材の応力-ひずみ曲線より σ_{pu} , すなわち、 λ_μ を求めることができる。

今、 ϵ_{p0} に対応する PC 鋼材応力度を σ_{p0} とすると、

$$\epsilon_{p0} = \sigma_{p0} / E_p$$

通常的设计では、 $\sigma_{p0} / f_p = 0.55 \sim 0.65$ の範囲にあるから、この値をある定数と定めれば、(5), (6), (7) より x/d , $4\epsilon_p$, ϵ_{pu} を、さらに、(8) 式を用いて σ_{pu} , または λ_μ を求めることができる。

これらの計算は煩雑であるから、図式解法を用いるものとする。すなわち、(5) 式において、 x/d と λ_μ は与えられた W_p に対し原点を通る直線 (I) で表わされる (図-4)。

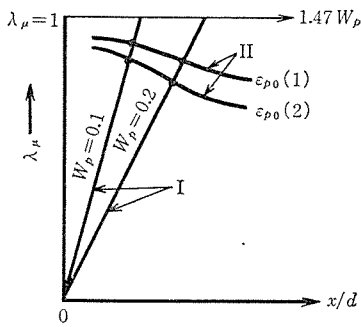


図-4

次に、(6), (7), (8) 式に σ_{p0} を与えれば、 x/d と λ_μ との関係曲線 (II) を描くことができる。(I), (II) の交点が x/d と λ_μ の値を決定する。

この図より、 x/d にかかわらず、 λ_μ と W_p との関係が求められる。

PC 鋼線 5 mm ($f_p = 173 \text{ kg/mm}^2$), および PC 鋼より

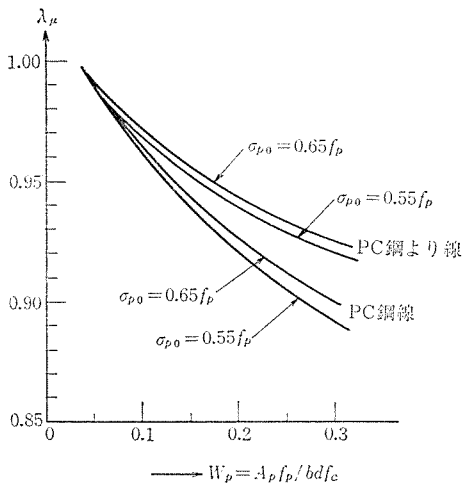


図-5 λ_μ と W_p との関係

線 12.4 mm ($f_p = 183.2 \text{ kg/mm}^2$) の σ_{p0} を、それぞれ 0.55 f_p , 0.65 f_p とした場合の λ_μ と W_p の関係を 図-5 に示す。

4. PC 部材断面の曲げ破壊抵抗モーメントの確率変動

PC 部材の曲げ破壊抵抗モーメント (M_R) は、図-2 より、次式で表わされる。

$$M_R = \lambda_\mu f_p A_p (d - 0.4x) \dots\dots\dots(9)$$

(5) 式を用いて書き換えると、

$$\left. \begin{aligned} M_R &= \lambda_\mu f_p A_p d \left(1 - 0.588 \lambda_\mu \frac{A_p f_p}{b d f_c} \right) \\ &= \lambda_\mu d A_p f_p \left(1 - 0.588 \lambda_\mu \rho_p \frac{f_p}{f_c} \right) \\ \rho_p &= \frac{A_p}{b d} \end{aligned} \right\} \dots(10)$$

となる。よって、 M_R は与えられた A_p/bd に対して、 λ_μ , f_p , f_c の関数として表わされる。このうち、 f_p , f_c は、それぞれ PC 鋼材およびコンクリート強度に関する互いに独立した確率変数である。これに対して、 λ_μ は、PC 鋼材の応力-ひずみ曲線およびコンクリートの強度に関する相関確率変数である。したがって、 λ_μ の確率変動を考慮に入れると、 M_R の確率変動を求めるのが困難であるから、以下の計算では、 λ_μ をある幅を有する定数として取り扱うことにする。

M_R , f_p , f_c の平均値を、それぞれ \bar{M}_R , \bar{f}_p , \bar{f}_c

M_R , f_p , f_c の標準偏差を、それぞれ S_M , S_p , S_c で表わすものとする、(10) 式より、 M_R の平均値 \bar{M}_R は、

$$\bar{M}_R = \lambda_\mu d A_p \bar{f}_p \left(1 - 0.588 \lambda_\mu \rho_p \frac{\bar{f}_p}{\bar{f}_c} \right) \dots\dots(11)$$

で表わされる。また、(10) 式より、偏微分法を用いて M_R の分散を求めると、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} S_M^2 &= \left(\frac{\partial M_R}{\partial f_p} \right)^2 S_p^2 + \left(\frac{\partial M_R}{\partial f_c} \right)^2 S_c^2 \\ \frac{\partial M_R}{\partial f_p} &= \lambda_\mu d A_p \left(1 - 1.176 \rho_p \lambda_\mu \frac{\bar{f}_p}{\bar{f}_c} \right) \\ \frac{\partial M_R}{\partial f_c} &= 0.588 d A_p \rho_p \lambda_\mu^2 \left(\frac{\bar{f}_p}{\bar{f}_c} \right)^2 \end{aligned} \right\} \dots(12)$$

(12) 式より、 M_R の変動係数 (S_R/\bar{M}_R) は、次式で求められる。

$$\left(\frac{S_M}{\bar{M}_R} \right)^2 = \frac{(1 - 1.176 \rho_p \lambda_\mu \bar{f}_p / \bar{f}_c)^2}{(1 - 0.588 \rho_p \lambda_\mu \bar{f}_p / \bar{f}_c)^2} \times \left(\frac{S_p}{\bar{f}_p} \right)^2 + \frac{(0.588 \rho_p \lambda_\mu \bar{f}_p / \bar{f}_c)^2}{(1 - 0.588 \rho_p \lambda_\mu \bar{f}_p / \bar{f}_c)^2} \times \left(\frac{S_c}{\bar{f}_c} \right)^2$$

$\rho_p \bar{f}_p / \bar{f}_c = A_p \bar{f}_p / b d f_c = \bar{W}_p$ とおいて、上式を整理す

ると、次式を得る。

$$\frac{S_M}{\bar{M}_R} = \frac{[(1-1.76 \lambda_\mu \bar{W}_p)^2 S_p^2 / \bar{f}_p^2 + (0.588 \lambda_\mu \bar{W}_p)^2 S_c^2 / \bar{f}_c^2]^{1/2}}{1-0.588 \lambda_\mu \bar{W}_p} \dots\dots\dots(13)$$

(13) 式により、 S_p/\bar{f}_p 、 S_p/\bar{f}_c がわかると、図-5 から求められる $\lambda_\mu \bar{W}_p$ を用い、 M_R の変動係数 $\delta_M = S_M/\bar{M}_R$ を求めることができる。

以下、2章で求めた材料強度を参考とし、次の二例について計算する。

- (1) コンクリート $\bar{f}_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ 、 $S_c/\bar{f}_c = 3.0\%$
PC 鋼材

PC 鋼線 7 mm $\bar{f}_p = 173 \text{ kg/mm}^2$ 、
 $S_p/\bar{f}_p = 1.38\%$

PC 鋼より線 12.4 mm $\bar{f}_p = 183.2 \text{ kg/mm}^2$ 、
 $S_p/\bar{f}_p = 1.42\%$

λ_μ は、図-5 で示されるように、 W_p が 0.3 以下では、 σ_s が $0.55 f_p$ および $0.65 f_p$ の場合、非常に接近しているため、両者の平均値をとって計算した。

- (2) \bar{f}_c 、 \bar{f}_p は、(1) と同じとし、変動係数を大きくした。

$S_c/\bar{f}_c = 5\%$ $S_p/\bar{f}_p = 2\%$

λ_μ は、(1) と同様とする。

- (1) および (2) の場合の M_R の変動係数は、表-5 に示される。

表-5 の計算結果により、次のようなことが言える。

- 1) M_R の変動係数は、PC 鋼材強度の変動係数に近く、かつそれよりやや小さい。
- 2) M_R の変動係数は、主として PC 鋼材強度の変動係数に作用され、コンクリート強度の変動係数による影響は小さい。

表-5 M_R の変動係数 S_M/\bar{M}_R

W_p	λ_μ	PC 鋼線 SWPR 1 7 mm		PC 鋼より線 SWPR 7 A 12.4 mm		
		S_c/\bar{f}_c	S_p/\bar{f}_p	λ_μ	S_M/\bar{M}_R (%)	S_M/\bar{M}_R (%)
		$\bar{f}_c = 500 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{f}_p = 173 \text{ kg/mm}^2$	$\bar{f}_c = 500 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{f}_p = 183.2 \text{ kg/mm}^2$	
		3%	1.38%	3%	1.42%	2.0%
		5.0%	2.0%	5.0%	1.42%	2.0%
0.05	0.990	1.341	1.946	0.990	1.380	1.946
0.10	0.964	1.311	1.906	0.971	1.346	1.903
0.15	0.942	1.284	1.874	0.955	1.319	1.873
0.20	0.924	1.265	1.859	0.942	1.298	1.858
0.25	0.909	1.256	1.859	0.932	1.286	1.860
0.30	0.896	1.254	1.876	0.923	1.284	1.881

5. 曲げ破壊抵抗モーメントの最大値

曲げ破壊抵抗モーメントは、(10) 式を書き直して、次式で表わされる。

$$M_R = \lambda_\mu d A_p f_p (1 - 0.588 \lambda_\mu W_p) \dots\dots\dots(14)$$

この式を観察すると、 $\lambda_\mu \leq 1$ 、 $W_p \ll 0.3$ であるから、

f_c 、 f_p が大きくなるほど M_R は大きくなる。今、仮に、 M_R が大きくなる限度を M_{Rmax} と呼び、 M_R が M_{Rmax} を超える確率を 5% 以下に制限するように定めるものとするれば、設計計算に用いる破壊抵抗モーメント M_{RD} との比は、次式で与えられる。

$$\frac{M_{Rmax}}{M_{RD}} = \frac{\bar{M}_R}{M_{RD}} \left(1 + 1.64 \frac{S_M}{\bar{M}_R} \right) \dots\dots\dots(15)$$

今、設計に用いる材料強度を、次のような記号で表わす。

- コンクリート設計基準圧縮強度 f_{ck}
PC 鋼材設計基準引張強度 f_{pk}

$$W_{pk} = \frac{A_p}{bd} \cdot \frac{f_{pk}}{f_c}$$

$$M_{RD} = \lambda_\mu d A_p f_{pk} (1 - 0.588 \lambda_\mu W_{pk})$$

$$\frac{\bar{M}_R}{M_{RD}} = \frac{\bar{f}_p (1 - 0.588 \lambda_\mu \bar{W}_p)}{f_{pk} (1 - 0.588 \lambda_\mu W_{pk})} \dots\dots\dots(16)$$

(15)、(16) 式より、 M_{Rmax}/M_{RD} を求めることができる。

次に市販の PC 鋼材を用いた時の M_{Rmax}/M_{RD} を求めてみる。

- (1) 設計基準強度としては、実際に使用されるであろう材料の、CEB-FIP による特性強度を用いる。

コンクリート：

平均圧縮強度

$$\bar{f}_c = 500 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{変動係数 } S_c/\bar{f}_c = 3\%$$

特性圧縮強度

$$f_{ck} = \bar{f}_c (1 - 1.64 \times 0.03) = 0.951 \bar{f}_c$$

PC 鋼線：

平均引張強度

$$\bar{f}_p = 173 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{変動係数 } S_p/\bar{f}_p = 1.38\%$$

特性引張強度

$$f_{pk} = \bar{f}_p (1 - 1.64 \times 0.0138) = 0.9774 \bar{f}_p$$

PC 鋼より線：

平均引張強度

$$\bar{f}_p = 183.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{変動係数 } S_p/\bar{f}_p = 1.42\%$$

特性引張強度

$$f_{pk} = \bar{f}_p (1 - 1.6 \times 0.0142) = 0.9767 \bar{f}_p$$

- (2) 設計基準強度としては、土木学会標準示方書の値をとる。実際に用いる材料は、(1) と同一とし、変動係数のみを変える。

コンクリート：

平均圧縮強度

$$\bar{f}_c = 500 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{変動係数 } 5\%$$

報 告

設計基準強度

$$f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2 = 0.8 \bar{f}_c$$

PC 鋼線：

平均引張強度

$$\bar{f}_p = 173 \text{ kg/mm}^2 \text{ 変動係数 } 2\%$$

設計基準強度

$$f_{pk} = 155 \text{ kg/mm}^2 = 0.896 \bar{f}_p$$

PC 鋼より線：

平均引張強度

$$\bar{f}_p = 183.2 \text{ kg/mm}^2 \text{ 変動係数 } 2\%$$

設計基準強度

$$f_{pk} = 175 \text{ kg/mm}^2 = 0.955 \bar{f}_p$$

上記(1),(2)の条件により、 M_{Rmax}/M_{RD} を計算し、その値を表-6に示す。

表-6 曲げ破壊抵抗モーメントの最大値 M_{Rmax} と設計計算用破壊抵抗モーメントとの比
 $M_{Rmax}/M_{RD} = \bar{M}_R/M_{RD}(1+1.64 S_M/\bar{M}_R)$

材料平均強度	W_p	λ_μ	\bar{M}_R/M_{RD}	M_{Rmax}/M_{RD}	
				I	II
(PC 鋼線 7mm) $\bar{f}_p = 173 \text{ kg/mm}^2$ (コンクリート) $\bar{f}_c = 500 \text{ kg/cm}^2$	0.05	0.990	1.024	1.047	1.156
	0.10	0.964	1.025	1.048	1.158
	0.15	0.942	1.026	1.048	1.161
	0.20	0.924	1.027	1.048	1.165
	0.25	0.909	1.028	1.048	1.169
(PC鋼より線12.7mm) $\bar{f}_p = 183.2 \text{ kg/mm}^2$ (コンクリート) $\bar{f}_c = 500 \text{ kg/cm}^2$	0.30	0.896	1.029	1.049	1.174
	0.05	0.990	1.053	1.047	1.087
	0.10	0.971	1.060	1.048	1.093
	0.15	0.955	1.066	1.049	1.099
	0.20	0.942	1.073	1.049	1.106
	0.25	0.943	1.080	1.050	1.113
	0.30	0.923	1.088	1.051	1.123

上述の計算に当たっては、 λ_μ を定数と仮定したが、表-6でわかるとおり、 λ_μ の M_{Rmax}/M_{RD} に及ぼす影響は、比較的小さい。 W_p の実用範囲は0.1~0.2で、0.3の場合はほとんどあり得ないから、 λ_μ の変動を考慮するかわりに、 $W_p=0.3$ の場合の M_{Rmax}/M_{RD} を対象として考えれば、十分安全である、と考えられる。よって、次のように結論できる。

- 1) M_{Rmax}/M_{RD} は、材料強度の変動係数の大きいほど、また、設計基準強度が使用材料の平均強度より低いほど大きくなる。
- 2) M_{Rmax} の値を、これを超える確率が5%以内とすると、 M_{Rmax}/M_{RD} の値は、次のようになる。
 (a) 設計基準強度をCEB-FIPによる特性強度とし、材料強度管理を十分良好の状態とした場合。

PC 鋼線 7mm では、

$$M_{Rmax}/M_{RD} = 1.049 \approx 1.05$$

PC 鋼より線 12.4mm では、

$$M_{Rmax}/M_{RD} = 1.051 \approx 1.05$$

- (b) 設計基準強度を土木学会標準示方書によるものとし、材料の強度管理を(a)より若干下がるものとした場合。

PC 鋼線 7mm では、

$$M_{Rmax}/M_{RD} = 1.174$$

PC 鋼より線 12.4mm では、

$$M_{Rmax}/M_{RD} = 1.123$$

6. 結 論

序論で述べたように、骨組構造にあつては、破壊に際し、曲げ破壊より先にせん断破壊を生じることがないように設計しなければならないが、実際に構造部材の曲げ破壊抵抗が設計で予定したより大きくなっていると、曲げ破壊を起こす寸前に、その時の曲げモーメントにより、設計計算で予期していた以上のせん断力が加算される。

設計に用いる材料の設計基準強度は、通常、十分小さな値がとられているので、構造部材の実際の曲げ破壊抵抗モーメントの最大値 M_{Rmax} が、設計計算用曲げ破壊抵抗モーメント M_{RD} に比して、どの程度大きくなり得るかを次の仮定により、二、三の例について計算した。

- 1) M_{Rmax} の大きくなる確率を5%以下となるように定める。
- 2) PC 鋼材は、現在国内で一般に使用されている品質によるものとする。
- 3) 実際に PC 現場で使用されているコンクリートの平均圧縮強度を 500 kg/cm^2 とする。
- 4) 構造部材の曲げ破壊は、コンクリート圧縮縁で生じる。また、破壊時断面応力分布は、CEB-FIP Code によるものとする。

計算の結果、次のような結論が得られた。

- 1) M_{Rmax} は、材料強度のばらつきが大きいほど、設計基準強度が低いほど大きくなる。
- 2) CEB-FIP に準じ、設計基準強度を特性強度とする時、 M_{Rmax} はPC鋼線7mm、PC 鋼より線12.4mmの両者とも、約1.05となる。
- 3) 設計基準強度を、コンクリートについては、 400 kg/cm^2 、PC 鋼材については土木学会標準示方書(JISと同じ)とすると、 M_{Rmax}/M_{RD} はPC 鋼線7mmで約1.17、PC 鋼より線で1.12となる。

上記結果は、もちろん、仮定条件が変われば、はなはだしく変わってくる可能性がある。例えば、仮定1)で M_{Rmax} の生じる確率をさらに小さくすると、 M_{Rmax}/M_{RD} は大きくなる。その他の仮定についても、これが変われば、当然、異なる結果を生じるが、筆者は、現在

国内で使用されている PC 鋼線と PC 鋼より線の代表として、それぞれ 7mm と 12.4mm を取りあげたが、現在国内で実施されている設計計算法による場合、 $M_{R\max}/M_{RD}$ は少なくとも PC 鋼線使用時 1.17、PC 鋼より線使用時 1.12 と考えて、これによるせん断力の増加を考慮し、せん断抵抗を増加するように設計することを

推奨する。

終りに、本論文作成に当たっては、岡田、六車、猪股の諸先生、ならびに、PC 鋼材メーカー、PC 建設業の諸社の多大な御指導と御協力を得ましたことを心から感謝いたします。

【昭和 55 年 4 月 3 日受付】

◀刊行物案内▶

PC による構造物の補強と PC 構造物の設計・施工

本書は第 9 回 PC 技術講習会のためのテキストとして編纂したもので、その内容はプレストレスによるコンクリート構造物の補強または補剛、さらに補修について土木、建築構造物双方の実例を挙げて説明されている。その他、最近、長大化スパンに伴い最も多く採用されているカンチレバー工法による PC 橋の設計・施工について、国内はもちろん、諸外国の実例を示し、片持架設される橋梁形式の PC 桁橋、PC 斜張橋、コンクリートアーチ橋、PC トラス橋について、幅広く詳細な施工要領が示されている。また巻頭には 1980 年 9 月ルーマニア国ブカレストにおいて行われた FIP シンポジウムの報告として、世界におけるプレストレストコンクリート概念について詳述されている。

内容は大きく 3 項目に分かれているが、非常に中味の濃い、PC 技術者にとっては必携の図書としてお勧めいたします。ご希望の方は代金を添えてプレストレストコンクリート技術協会宛お申し込みください。

体 裁：A 4 判 131 頁

定 価：3,500 円 送 料：450 円

内 容：(A) プレストレストコンクリート概念の世界の現況、FIP パーシャルプレストレッシングに関するシンポジウム（ブカレスト）総括報告、パーシャルプレストレッシングの利点と定義、設計法および設計諸規準、実験的研究、適用例。(B)-1 建築構造物の補修と補強、まえばき、床スラブのひびわれ、たわみ障害と補修、プレストレスによる曲げ耐荷能力の増大、せん断ひびわれの補修、地震被害を受けた建築構造物の補修、結言。(B)-2 PC による構造物の補強の実例（道路橋編）、概論、コンクリート構造物に発生する欠陥、ひびわれに関する調査、補修工法、プレストレスによる補修、プレストレスによる補強例。(B)-3 PC 鉄道橋の補修・補強、補修・補強の概念、構造物の検査、PC 鉄道橋の補修・補強の研究の概要、補修事例。(C) カンチレバー工法による PC 橋の設計・施工について、概要、現場打ち工法、プレキャストブロック工法、斜張橋、アーチ橋、PC トラス橋、設計、安全性、断面力、上げ越し計算、施工。