

## PC 部材の破壊強度設計の基礎 (I)

## “設計の基本概念”

研究小委員会

神山 一\* 小林 明 夫\*\* 阿部 源 次\*\*\*

## 1. まえがき

コンクリート構造物の設計法の一つの分類法として次の方法に分けられる。

- a) 許容応力度設計法
- b) 部材の破壊強度設計法
- c) 構造物の終極状態設計法

a) の方法は材料の許容応力度を用い、使用状態を対象としたもので、従来からもっとも広く用いられている。この方法によれば、使用状態の検査はできるが、コンクリートと鋼材とからなる合成部材の破壊にたいする安全度は、はり、スラブあるいは柱で様ではない。構造物を構成する各部材の破壊にたいする安全度が異なることは合理的ではない。また設計の重点は応力度の大きさであって、変形能力などの検査は必ずしも十分ではない。

b) の方法は構造物を構成する各部材を破壊強度を基本にして選択し、使用状態の部材の各種性状を検査するものである。すなわち、a) の方法を含む設計法である。この方法は強度に重点をおいた設計法であるが、破壊に至るまでの変形能力も重視する。

c) は構造物が崩壊状態に到達する終極状態の部材力と使用状態の部材力とを対象にして構造物を構成する部材を設計する方法である。構造物が崩壊するということは外部的に不安定になることで、(不静定次数+1) 個のプラスチックヒンジを形成することである。また所定数のヒンジを形成できるように、部材の変形能力を重視して設計する。使用状態の検査もするから、a) と b) とを含む設計法でもある。b) の方法でも部材の変形能力を重視して設計すれば c) に近いものとなる。

b) と c) の設計法では破壊限界状態と使用限界状態とを対象とするが、これに加えて次の限界状態も考慮する。  
変形の限界状態；たわみの限界、クリープ変形の限界  
ひびわれの限界状態；使用荷重作用時のひびわれの幅、深さと環境条件との関連できま

る。

安定の限界状態；剛体としての安定限界、座屈などの弾性変形の安定限界。

疲労限界状態；使用荷重の性質によっては疲れにより部材強度が低下する。ひびわれの発生、特異な変形をとまなう。

その他；上記事項には施工管理の限界ともいふべき施工技術の確実さ、施工中および完成後の荷重管理の確実さなどが関係する。また、設計するときの部材力の計算などの解析方法の正確さなども関係する。部材の破壊強度設計法や構造物の終極状態設計法では、これらの荷重管理、解析方法の信頼度などは荷重係数あるいは強度低減係数に含めて評価する。

静定構造の場合は変形回復能力を失なって、もとの状態に復元しない状態を、不静定構造の場合は構成部材の降伏によって不静定次数が低下して不安定な状態になることを破壊と定義する。実際に使用する状態と破壊を起こす状態との間に構造上の相違があり、使用状態の検査のみでは破壊にたいする確実な安全度が確かめられない。使用状態の安全度と破壊状態にたいする安全度とを検査する方が確実であり、より合理的でもある。

部材を対象として破壊強度を検査する場合は静定構造であれば合理的で、強度のみが問題となり、破壊に至るまでの変形能力はあまり重要な問題にはならない。この方法による検査は PC ばりの曲げ破壊にたいする安全度を確かめる方法としてすでに用いられている。これに加えて使用状態から破壊に至るまでの変形能力を検査できればいっそうよい。

## 2. 限界状態

限界状態として使用限界状態と終極限界状態を考える。これに関連して崩壊限界状態、たわみ(変形)の限界状態、極部破壊の限界状態などがある。これらの主要な限界状態は構造物の崩壊にたいする安全度を確実に

\* 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

\*\* 国鉄構造物設計事務所課長補佐

\*\*\* 日本鋼弦コンクリート株式会社 技術部長

し、使用状態でその機能を果たすのに支障のない設計をするためである。すなわち、構造物が使用上支障を起こしたときは使用限界状態であり、安全度の確保のために終極限界状態を用いるのである。

限界状態を求める方法には種々あるが、現在は便宜上次のような方法が用いられる。

崩壊の限界状態、すなわち終極限界状態を解析するための手段として、構造物の部材力は弾性解析で求める。このときの剛度比は次の断面を用いて求める。

- a) コンクリート断面：鉄筋、P C 鋼材を無視して全断面を有効とする。
- b) 換算断面：鉄筋、P C 鋼材を換算し、コンクリート全断面に加えた換算断面を用いる。
- c) ひびわれ断面：鉄筋、P C 鋼材を換算し、圧縮部コンクリート断面に加えた換算断面を用いる。

部材が十分な靱性をもっているときは、崩壊に至る構造の変化を考えて上記によって求めた部材力の再分布を計算する。スラブの場合は降伏線理論または他の適切な塑性理論を用いるのがよい。

断面の強度は塑性理論による式で計算する。このときの材料の応力度-ひずみ度曲線は、設計基準強度用供試体で求めるか、これを単純化したものを用いる。

たわみ（変形）の限界状態は前記のコンクリート諸断面による部材剛度比を用いて部材力を求め弾性理論で検査する。短期荷重によるたわみ（変形）は部材力と弾性係数から断面の曲率を計算し、これにもとづいて求めるが、ひびわれを生じるときは引張側コンクリートの影響を無視して剛度低下を考慮する。長期荷重によるたわみ（変形）はコンクリートの弾性係数の低下を適切に評価して弾性理論で求める。他の方法としては短期荷重によ

表一 フランス設計基準の荷重係数（1973）<sup>3)</sup>

荷重の組合せ	(A) 終極限界状態	(B) 使用限界状態
(1) 静荷重と動荷重の基本的組合せ	$1.2[1.1 D_1 + 0.9 D_2 + \begin{cases} P_1 \\ \text{or} \\ P_2 \end{cases} + \gamma_L L]$	$D_1 + D_2 + \begin{cases} P_1 \\ \text{or} \\ P_2 \end{cases} + \gamma_L \cdot L$
	(I) 施工中 $\gamma_L = 1.4$ (II) 道路橋 $\gamma_L = 1.33$ (III) 建築物の床 $\gamma_L = 1.25$	(I) ひびわれ発生の可能性があるクラス IIIa の場合は、作用荷重 $L_a$ 、そのばらつきを $x$ とすれば $L = x \cdot L_a$ $\gamma_L = 1.0 \sim 1.2$
(2) 静荷重と動荷重の付加的組合せ	$1.2[1.1 D_1 + 0.9 D_2 + \begin{cases} P_1 \\ \text{or} \\ P_2 \end{cases} + \gamma_{L1} L_1 + \gamma_{L2} L_2]$	$D_1 + D_2 + \begin{cases} P_1 \\ \text{or} \\ P_2 \end{cases} + \gamma_{L1} L_1 + \gamma_{L2} L_2$
	(I) $\begin{cases} \text{施工期間中に作用する荷重} & \gamma_{L1} = 1.3 \\ \text{施工期間中の風荷重} & \gamma_{L2} = 1.25 \end{cases}$ (II) $\begin{cases} \text{建築物の床荷重} & \gamma_{L1} = 1.0 \sim 1.25 \\ \text{風荷重} & \gamma_{L2} = 1.0 \end{cases}$ (III) $\begin{cases} \text{建築物の床荷重} & \gamma_{L1} = 1.1 \sim 1.25 \\ \text{雪荷重} & \gamma_{L2} = 1.0 \sim 1.2 \end{cases}$ (IV) $\begin{cases} \text{鉄道橋の荷重} & \gamma_{L1} = 1.1 \\ \text{風荷重} & \gamma_{L2} = 1.1 \end{cases}$	(I) $\begin{cases} \text{施工中に作用する荷重} & \gamma_{L1} = 1.0 \\ \text{施工中に作用する風荷重} & \gamma_{L2} = 1.0 \end{cases}$ (II) $\begin{cases} \text{鉄道橋の作業中の荷重} & \gamma_{L1} = 1.0 \\ \text{適切な風の作用} & \gamma_{L2} = 1.0 \end{cases}$ (III) $\begin{cases} \text{必要に応じて他の付加荷重を考慮しなければ} \\ \text{ならない} \end{cases}$
(3) 突発的な荷重の組合せ	$1.2[1.1 D_1 + 0.9 D_2 + \begin{cases} P_1 \\ \text{or} \\ P_2 \end{cases} + L_a]$	特殊の場合、突発的な荷重のみを考慮しなければならない。

$L_a =$  突発的に作用する荷重

ここで  $D_1, D_2$  : 長期荷重 (死荷重などの静荷重を含む), 例えば長期間作用する雪荷重 (短期雪荷重の 1/2), 建築物の特殊な床荷重などを含める。作用時期によって  $D_1, D_2$  に分ける。

$L_1$  : 施工中に作用する動荷重 (短期荷重)

$L_2$  : 施工中に作用する風荷重 (短期荷重)

$P_1$  : P C 鋼材の最大緊張力

$P_2$  : P C 鋼材の最小緊張力

記号  $L_C = Q_C$  : 施工中に作用する荷重 (短期荷重)

$D_1, D_2 = Q_{L1}, Q_{L2}$  : 長期荷重

$L_1 = Q_{C1}$  : 施工中に作用する荷重

$L_2 = Q_{C2}$  : 施工中に作用する風荷重

XS : 中立軸に関する静的モーメント, 荷重条件

$P_1$  : P C 鋼材の最大緊張力

$P_2$  : P C 鋼材の最小緊張力

$D_1 = Q_{L1}$  : 都合の悪い鉛直荷重が作用するときは、その中に床荷重の一部を入れる。

$L = Q_C$  : 動荷重 (短期荷重)

るたわみ（変形）に実験定数を乗ずる方法、コンクリートのクリープと収縮の係数を用いる方法がある。崩壊に近い状態のたわみ（変形）は、部材断面の回転が降伏域（プラスチックヒンジ、塑性ヒンジという）に集中するために弾性たわみ（変形）はプラスチックヒンジの回転による変形に比較して無視できるほど小さい。このためにプラスチックヒンジの回転角から変位が求められる。

極部破壊の限界状態は静定構造や低次不静定構造の場合は弾性論による部材力の分布から推定できるが、高次不静定構造になると簡単な方法は見当らない。したがって、最初に極部破壊を起こす部材は大略の予測ができるが、構造物が崩壊に至る過程で起こる部材の極部破壊の順序は、繰返し計算しなければ求まらない。

適切なモデル実験の基礎として設計するのもよい。ただしモデル実験は経験のある技術者によって行い、実際の構造物の特徴を明らかにできる解析法が伴うことが条件である。

構造物と同形の縮小した構造物および部材モデルの実験から発展し、その解析方法、経験的設計方法で信頼性のある方法は設計に用いることができる。しかし、この方法は特殊な構造物の特殊な条件のときだけに限定される。

### 3. 荷重係数

構造物を使用するとき作用する荷重にある係数を乗じた荷重にたいして安全なように構造物を設計する。荷重に乗ずる係数を荷重係数という。荷重係数には構造物の崩壊の可能性に及ぼす要因と崩壊の結果がもたらす被害の要因とが関係している。前者には施工管理、荷重の管理および設計法、解析法の信頼度（確実な程度）が関係する。後者には人間にたいする危険度と経済性とが関係する。これらの諸要因を総合して荷重係数をきめる。すなわち、荷重係数は設計法、解析法だけではなく、構造物の施工から完成後の使用上の管理に至る多くの事項とそれぞれの地域、国の環境条件（例えば地震の有無など）と関連して表—1~4 のようにきめられる。

表—2 CP 110 (BSI) の荷重係数<sup>2)</sup>

荷重の組合せ	(A) 終極限界状態	(B) 使用限界状態
(1) 静荷重と動荷重	$(1.4 D+1.6 L)$	$(1.0 D+1.0 L)$
(2) 静荷重と風荷重	$(0.9 D+1.4 W)$	$(1.0 D+1.0 W)$
(3) 静荷重、動荷重と風荷重	$(1.2 D+1.2 L+1.2 W)$	$(1.0 D+0.8 L+0.8 W)$

ここで  $D$ : 静荷重 (死荷重など変化のない荷重)  
 $L$ : 動荷重  
 $W$ : 風荷重  
 $\gamma_f$ : 荷重係数で、(A)-(1) のときの 1.4, 1.6 はそれぞれ静荷重、動荷重にたいする数値。

荷重の配置については、次のような点を十分に考慮する。終極限界状態 (A) の場合を例にとれば次の方法をとる。

鉛直荷重のみを支持する場合のフレーム:

- (A)-(1): (a) 交番荷重が作用するスパンに  $(1.4 D+1.6 L)$  を作用したとき、他のすべてのスパンには最小静荷重  $(1.0 D)$  のみを作用させる。  
 (b) 2つの隣接する2つのスパンに  $(1.4 D+1.6 L)$  を作用したとき、他のすべてのスパンには最小静荷重  $(1.0 D)$  のみを作用させる。

連続ばりの場合も上記の載荷条件と同じ方法を用いる。一つの構造物の中でも重要部分は厳しい載荷条件で部材力を求める方法がとられている。

表—3 ACI 基準の荷重係数 (1971)<sup>3)</sup>

終極限界状態にたいして次の荷重係数を定めている。	
1. 静荷重と動荷重	$(1.4 D+1.7 L)$
2. 風または地震荷重を考慮するとき	$\begin{cases} 0.75\{1.4 D+1.7 L+1.7 W \text{ or } 1.1 E\}, \\ 0.9 D+(1.3 W \text{ or } 1.1 E) \end{cases}$
3. 土圧または水圧を考慮するとき	$\begin{cases} 1.4 D+1.7 L+(1.7 H \text{ or } 1.4 F), \\ 0.9 D+(1.7 \text{ or } 1.4 F), \\ 1.4 D+1.7 L \end{cases}$
4. クリープ、収縮、温度変化および不同沈下などの影響	$\begin{cases} 0.75(1.4 D+1.7 L) \text{ を用い、} D \text{ の中に影響を含める。} \end{cases}$

ここで  $D$ : 静荷重 (死荷重など変化のない荷重)  
 $L$ : 動荷重 (衝撃荷重を含む)  
 $W$ : 風荷重  
 $E$ : 地震荷重  
 $H$ : 土圧  
 $F$ : 水圧

### 4. 部材力の計算法

構造物は、はり、柱およびスラブで構成されている。複雑な構造物の場合は単純化して部材力を求める。単純化による誤差が小さくなるような方法が試みられている。

鉛直荷重のみが作用するフレーム構造の場合は次のものが推奨されている<sup>2)</sup>。独立したフレームでは柱にたいして全断面有効の  $EI$ 、はりにたいしてはひびわれ断面の  $EI$  を用いたときの曲げモーメントの誤差は 10% 以内である。多層フレームの場合は図—1 のような単純化の例がある。(a) のフレームを (b) のように単純化し、その一部分を切出して (c) の構造にする。それをはりとしては (d)、柱としては (e) の構造として部材力を求める方法である。単純化したフレームであれば、はりの端部の回転角が容易に求められる利点がある。この2つの回転角は

表-4 CEB-FIP の荷重係数の推奨値 (1970)<sup>1)</sup>

荷重の組合せ	(A) 終極限界状態	(B) 使用限界状態
(1) 静荷重と動荷重	$1.5(D \times L)$ or $0.9 D \times 1.5 L$	$D + L + L_K$
(2) 静荷重, 動荷重 および気候上の 荷重その他	$L = \sum \gamma L_i L_i$ $1.5[D + 0.9 L_1 + 0.8 L_2$ $+ 0.7(L_3 + L_4 + \dots)]$	$D + 0.9 L_1 + 0.8 L_2$ $+ 0.7[L_3 + L_4 \dots]$
(3) 火災, 台風, 地震 その他の荷重 が作用する特殊 の場合	$D + L_p + L_e$	
(4) 変形によって誘 起される付加荷 重	(1) にたいして $1.2 L_K$ (2) にたいして $L_K$	

ここで  $D$ : 永久荷重  
 $L$ : 動荷重  
 $L_1, L_2, L_3, \dots$ : 気候に関係するときの動荷重  
 $L_p$ : 火災, 台風, 地震その他のときに作用する荷重  
 $L_e$ : 例外的に作用する荷重  
 $L_K$ : 変形によって誘起される付加荷重 (プレストレスによる変形を除く)

比  
 係数  $k_1, k_2, k_3$  および  $k_4$  は部材剛度比  
 による定数で, 次の形式になる。

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= K_2/B \\ k_4 &= K_1/B \\ k_2 &= k_3 = K_B/2B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここで

$$B = K_1 K_2 - K_b/4$$

$K_1$ : ジョイント1で結合するすべての部材の剛度の総和

$K_2$ : ジョイント2で結合するすべての部材の剛度の総和

$$K_b = \text{はりの剛度} = \left( \frac{4EI}{l} \right)$$

固定端1と2のはりの曲げモーメントは

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{F1} - K_b \left( \theta_1 + \frac{1}{2} \theta_2 \right) \\ M_2 &= M_{F2} - K_b \left( \theta_2 + \frac{1}{2} \theta_1 \right) \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

ここで  $M_{F1}$ : 固定端1の曲げモーメント

$M_{F2}$ : 固定端2の曲げモーメント

単純化して解析する場合の問題点は相対剛度を評価するときのコンクリートの有効断面の推定である。もちろん, 全断面有効, ひびわれ断面を用いて弾性計算するか, または在来構造物の剛度比を参考にして部材力を求めるのであるが, その各材力の分布を考慮して, 再び剛度比を仮定し直して再計算する必要がある。

### 5. 部材力の再分布

鉄筋コンクリート (以下 RC), プレストレストコンクリート (以下 PC) は, 弾塑性性質をもつ鉄筋, PC鋼材とわずかな塑性性質をもつコンクリートとの中間の性質をもっている。その性質は2つの材料の割合 (鉄筋比, PC鋼材比など) によって変化するが, 巨視的にみれば鋼材が降伏するまでは弾性的であり, 鋼材の降伏からコンクリートが圧縮破壊を起すまでは塑性的である。コンクリートの破壊が塑性変形の限界であり, またプラスチックヒンジの回転量の限界でもある。すなわち, 不静定構造物の崩壊荷重の解析にはプラスチックヒンジの形成とその十分な回転量がなければならない。破壊強度設計はプラスチックヒンジの形成と回転量が十分のように構成部材を選択することである。

図-2 は弾塑性はりの曲げモーメントの分布を示したものである。荷重を増すときに, 両端の断面が降伏モーメント (塑性モーメント) に到達するまで, 巨視的な意味で弾性性質を示す。図-2(a) は固定端モーメントが降伏曲げモーメントに到達した状態を示したものであ

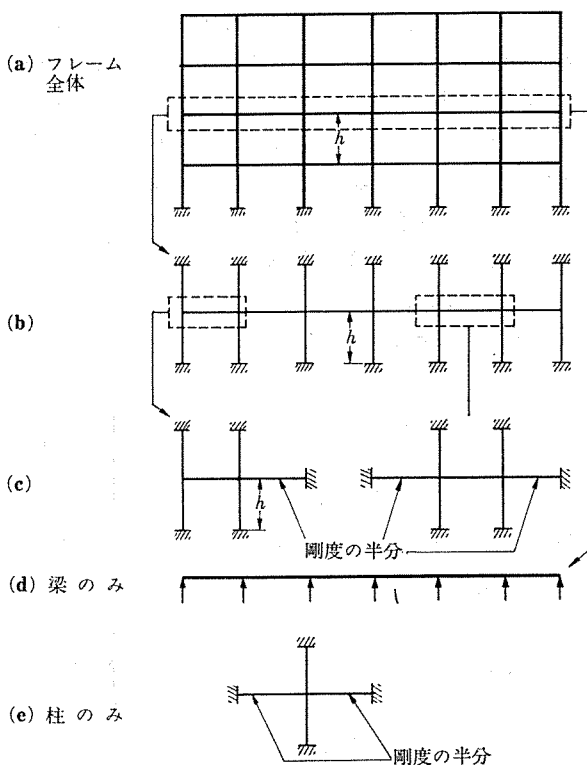


図-1 フレームのはりと柱に分解する単純化

$$\left. \begin{aligned} \theta_1 &= k_1 \sum M_{f1} + k_2 \sum M_{f2} \\ \theta_2 &= k_3 \sum M_{f1} + k_4 \sum M_{f2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで

$\sum M_{f1}, \sum M_{f2}$ : はりの固定端モーメント

$\theta_1, \theta_2$ : ジョイント端 1, 2 の回転角

$k_1, k_2, k_3, k_4$ : ジョイントで結合された部材の剛度

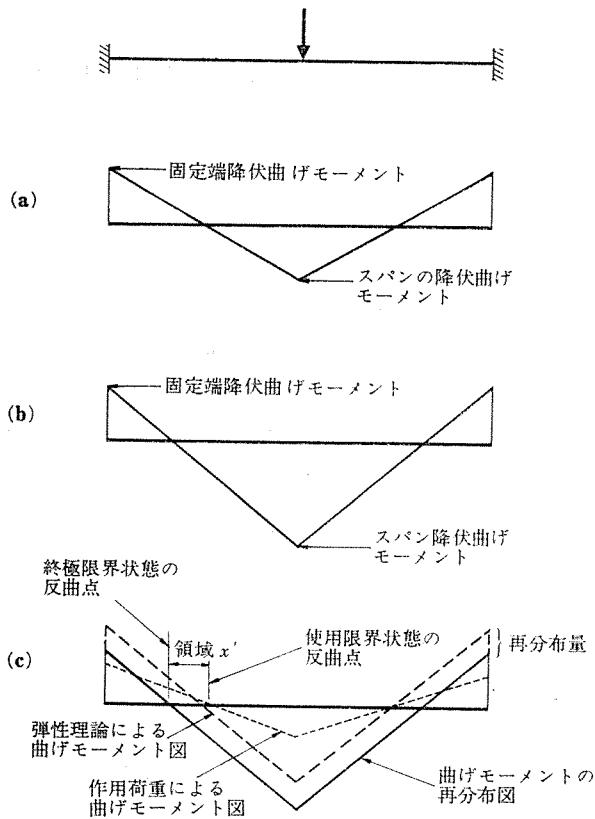


図-2 固定はりの曲げモーメントの分布

る。さらに荷重を増すと固定端のプラスチック ヒンジは、適切な鉄筋比、P C 鋼材比であれば、抵抗モーメントの大きな変化なく回転する。増加荷重ははりの他の部分で分担され、全体としてつり合いがとれる。この状態はスパン中央断面が降伏するまで続き、崩壊に至るのである。図-2 (b) は限界断面のすべてが降伏モーメントに負担する最終状態の曲げモーメント図である。設計の観点から見れば、崩壊荷重が作用したときの曲げモーメントを弾性理論で求め、固定端モーメントを減らし、スパン中央断面のモーメントを増して、全体としてつり合いを保つようにすれば同じ曲げモーメント図が得られる。それが 図-2 (c) である。この方法をモーメントの再分布という。弾性理論値から差し引くモーメントの割合は、先に形成したプラスチック ヒンジの回転量から求める。それ故に設計には弾性理論を都合よく適用することができる再分布の限界量を用いて修正できる。

もう一つの設計条件は、使用限界状態で弾性理論を適用できる。図-2 (c) から使用限界状態で反曲点が  $x$  だけずれることが解る。終極限界状態のみを考えれば領域  $x$  には鉄筋や P C 鋼材を必要としないが、もしそうすれば使用限界状態で大きなひびわれを発生する可能性がある。この領域に最大モーメント断面の 70% 程度の鉄筋あるいは P C 鋼材を配置すれば、崩壊荷重の約 70% 程度までは巨視的な意味での弾性を保持できることが推

察される。そうすれば使用限界状態に相当する荷重条件はこれよりも常に小さいのでひびわれ発生の可能性は少なく、発生してもその幅は小さい。

減少モーメントの限界 30% は限界断面の回転が可能なきに限定される。ここで注意すべきことは、限界断面の回転能力に限界がなければモーメントの修正量を増すことができることである。

曲げモーメントの再分布と同様に、構造物が崩壊に至る過程でいくつかのプラスチック ヒンジが形成されるために軸力やせん断力にも再分布が起る。再分布量はプラスチック ヒンジの回転性能に依存するので、鋼材補強量と回転能力との関係を調べておく必要がある。それが厳密なものでないとしても大略の傾向を知っておき、設計時の鋼材量の選択の指針にするのがよい。

### 6. プラスチックヒンジの抵抗モーメントと回転角

P C はりのプラスチック ヒンジは、P C 鋼材の降伏 ( $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ ) によって始まり、コンクリートの圧縮破壊 ( $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ) によって完了する。P C 鋼材量が極端に小さい場合(きわめてまれであるが)は曲げひびわれ発生モーメント  $M_{cr}$  に到達したときを降伏と考えるべきである。

プラスチック ヒンジの性質は 限界断面の性質のみだけではなく、部材力の組合せによっても変化する。抵抗モーメントの計算法は多数提案されているが、回転能力の計算は数少なく、研究の余地もあるので見かけの値で取扱うことが多い。例えば回転角を次のように表わし、回転能力を検討する。

$$\left. \begin{aligned} \phi_{sy} &= \epsilon_{sy} / (1 - k_{sy}) d \\ \phi_{cu} &= \epsilon_{cu} / k_{cu} \cdot d \\ \phi &= \phi_{cu} - \phi_{sy} \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

または  $\phi \cdot d = \epsilon_{cu} / k_{cu} - \epsilon_{sy} (1 - k_{sy})$

P C 鋼材料がきわめて小さいときは  $M_{sy} \leq M_{cr}$  となることもあるので、このときは

$$\left. \begin{aligned} \phi_{cr} &= \epsilon_{tu} / (\mu - k_{cr}) d \\ \phi &= \phi_{cu} - \phi_{cr} \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

または  $\phi \cdot d = \epsilon_{cu} / k_{cu} - \epsilon_{tu} / (\mu - k_{cr})$

ここで  $k_{cr}, k_{sy}, k_{cu}$  : それぞれひびわれ発生時、降伏時および破壊時の中立軸係数で、限界断面のつり合い条件からきめる。

$\epsilon_{tu}, \epsilon_{cu}$  : それぞれコンクリートの引張りおよび圧縮限界ひずみ、

$\epsilon_{sy}$  : 鋼材の降伏ひずみ。

図-3 は数値計算例の一つである (抵抗モーメントの計算はここでは省略した)。平均プレストレス  $\sigma_{cg}$  とコ

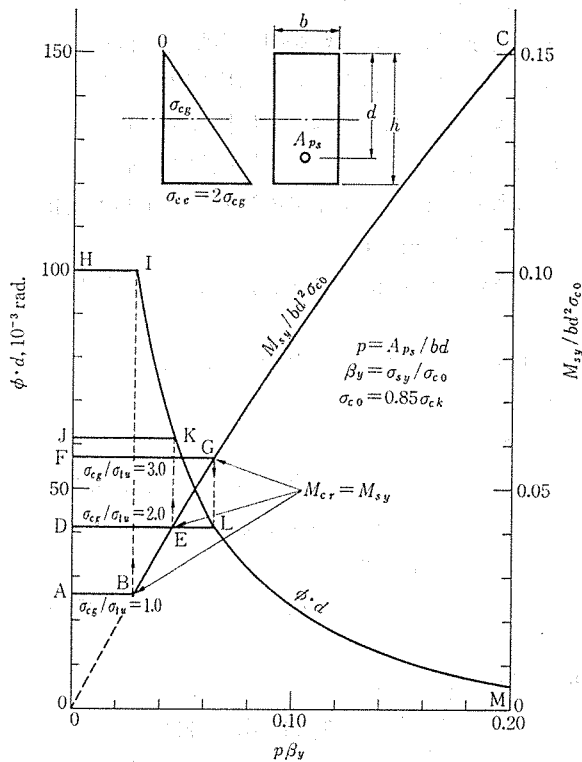


図-3 プラスチックヒンジの抵抗モーメントと回転角

コンクリートの引張強度  $\sigma_{tu}$  との比  $\sigma_{cg}/\sigma_{tu}=1.0$  のときの抵抗モーメントは ABC のように変化し、見かけの回転角  $\phi \cdot d$  は HIM のように変化する。これを整理すれば

$\sigma_{cg}/\sigma_{tu}$	抵抗モーメントの変化	回転角の変化
1.0	ABC	HIM
2.0	DEC	JKM
3.0	FGC	DLM

鋼材量をインデックス  $p\beta_y$  で表わせば次の傾向がある。

$p\beta_y$	小さいとき	大きいとき
抵抗モーメント	小さい	大きい
回転角	大きい	小さい

部材の強度を増すためにコンクリート断面を増さずに鋼材量を増すことで解析できるが、これによってプラスチックヒンジの回転能力が低下する。すなわち、部材の靱性が減少する傾向が表われる。また鋼材量が極端に少

なければコンクリートの脆性が現われる。幸いなことに許容応力度設計法で選択される鋼材量は変形の点からみても適切な量に近いので、これが部材の破壊強度設計の場合に参考になる。

破壊強度設計では直接には部材の変形能力には触れないけれども PC 鋼材比、鉄筋比を選択するときに考慮すべきである。プレストレストコンクリートでは PC 鋼材量がコンクリート断面に比例するので、でき得れば PC 鋼材量を先に選定し、これに見合うコンクリート断面を求める方法を試みるのが大切である。

### 7. むすび

PC 部材の破壊強度設計を行う場合の手法の要点を述べたが、使用状態および終極状態の部材力の計算法に工夫の余地が残されている。部材力が正確に計算できれば従来より合理的な安全度をもつ構造物が設計できる。前記の諸要点については多くの研究がなされているが、これをまとめたものは数少なくない。それぞれの国の設計規準は便宜的方法を採用しているが、それぞれ必ずしも安全なものではなく、漸次に修正されてゆく可能性が強い。

ここでは設計の基本概念にもとづいて部材力が適切に算出されたものと仮定して部材の破壊強度設計の具体的な例を述べることにした。はり、スラブおよび柱の使用状態あるいは破壊の状態に対応する補強の方法についてまとめてみることにした。

### 参考文献

- 1) CEB-FIP, International recommendation for the design and construction of concrete structure, June 1970, FIP Sixth Congress, Prague  
猪股俊司・訳：コンクリート構造物の国際設計施工指針、鹿島出版会
- 2) BSI; The structural use of concrete, CP 110, Part 1, 1972
- 3) French Code; Conception and Design of Prestressed Concrete, Provisional Instruction of the 13th August, 1973
- 4) Cement and Concrete Association; Handbook on the Unified Code for Structural Concrete (CP 110, 1972)
- 5) American Concrete Institute, ACI Code 1971