

特集

P C 建 築

アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究

六 車 熙*
 渡 辺 史 夫**
 西 山 峰 広***

1. はじめに

従来より広く用いられているポストテンション PC 部材においては、プレストレスの導入後ただちに緊張材用ダクトをセメントペーストで充填し、部材使用期間中における緊張材の発錆を防止し同時に緊張材と周辺コンクリートの間での付着作用を保障する。これに対して、近年用いられるようになったアンボンド PC 部材は、緊張材表面を適当な粘度を有する防錆材もしくはグリース充填プラスチックシースで被覆し、上で述べたセメントペーストの充填作業を不要としたものである。当然このようなアンボンド PC 部材においては、緊張材と周辺コンクリートの間での付着作用は期待できない。したがって、部材断面の曲げ終局耐力を算定する際には、緊張材に対して断面軸方向ひずみに対する平面保持の仮定を用いることができず、平面保持の仮定とは異なった変形の適合条件を用いねばならない。すなわち、載荷による緊張材伸びひずみの増加量と緊張材位置コンクリートの部材全長にわたっての伸びひずみの増加量が等しいという条件が変形の適合条件となる。この変形の適合条件を用いた最初の研究として、G. Kani の研究¹⁾があり、その概要が文献 2) に述べられている。以下、文献 2) からの抜粋を記す。“G. Kani 氏は付着のない PC 単純梁の曲げ破壊時のコンクリート圧縮側縁ひずみ増加量の材軸方向分布および曲率増加量分布をそれぞれ材中央を最大とする sine curve と仮定し、また、緊張材とシース周壁との摩擦の影響は無視して、破壊断面（梁中央）における力の釣合いおよび材全長にわたる緊張材の載荷による伸びひずみ増加量と緊張材位置でのコンクリートの材全長にわたる載荷による伸びひずみ増加量が等しいことより曲げ破壊耐力を求めている”。

この Kani の方法は、コンクリートの圧縮側縁ひずみ分布および断面曲率分布を仮定しているため、変形の適合条件は満足されているものの厳密な理論解とは言えない。これに対して、坂・六車²⁾は、Kani による仮定を

用いることなく、梁のすべての断面に対する力の釣合いと変形の適合条件を満足するアンボンド PC 梁の曲げ終局耐力に対する厳密な理論解を示した。

本論は、この坂・六車による方法を基本として、コンクリートの応力ひずみ曲線の非線型、コンクリートの引張応力負担および普通鉄筋の存在を考慮したアンボンド PC 梁の曲げ終局耐力精算法を提示し、実験結果との比較より提示した精算法が十分な精度を有することを明らかにしたものである。

一方、これら精算法に対して実用的見地より種々の略算法が提案されている。略算法は、大きく分けて 2 つに分類される。一つは、破壊断面における載荷による緊張材伸びひずみ増分とそこでのコンクリート伸びひずみ増分を結びつける、ひずみの適合条件係数を用いるもので、Baker³⁾ によって最初に提案された。もう一つは、曲げ終局時における緊張材応力を、半理論式もしくは実験式によって直接与えるもので、Pannel⁴⁾、Mattock 等⁵⁾ および竹本⁶⁾ によるものなどがある。本論では、これら略算法に関しても考察を加えた。

2. 曲げ終局耐力の精算

解析の手法は、坂・六車の方法と同じであるが、コンクリートの非線型応力ひずみ関係、コンクリートの引張応力負担および普通鉄筋の存在等を考慮しなければならないために、諸条件式は極めて複雑なものとなる。よって、部材全長に対する変形の適合条件と、各断面における釣合い条件を満足する解を得るために、電子計算機による試行錯誤法を用いた。以下、解析で用いた諸仮定および数値計算の方法を述べ、最後に既往の実験結果を用いて本精算法の精度について検討を加えた。

2.1 解析における仮定

(1) 材料の応力ひずみ関係

普通鉄筋および緊張材の応力ひずみ関係は、それらの実測降伏応力 σ_{ry} および σ_{py} を折れ曲がり点とする完全弾塑性とする。

コンクリートの応力ひずみ関係は、六車⁷⁾ により提案されているものに若干の修正を加えて用いた。図—1 にその応力ひずみ曲線を示す。最大応力点 (ϵ_m, F_c) に至

* 京都大学工学部教授，工博

** 京都大学工学部助手，工修

*** 京都大学工学部大学院生

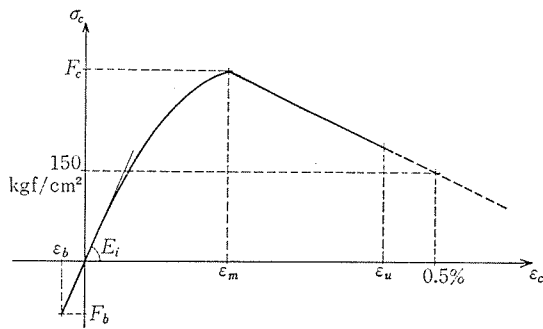


図-1 コンクリートの応力ひずみ曲線の仮定

るまでは、原点における接線弾性係数が E_i となる2次放物線とし、それ以後は、 $\epsilon_c=0.5\%$ 、 $\sigma_c=150 \text{ kg/cm}^2$ へ向かう直線とした。

$$\sigma_c(\epsilon_c) = \begin{cases} E_i \epsilon_c + (F_c - E_i \epsilon_m) \epsilon_c^2 / \epsilon_m^2 & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_m \\ \frac{F_c - 150}{\epsilon_m - 0.005} \epsilon_c + \frac{150 \epsilon_m - 0.005 F_c}{\epsilon_m - 0.005} & \epsilon_m < \epsilon_c \end{cases} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$E_i = 1.7 \times 10^5 \sqrt{F_c / 200}$$

$$\epsilon_m = (0.0013 F_c + 1.7) \times 10^{-3}$$

(単位: kg/cm^2)

また、引張側は E_i の勾配を持つ直線と仮定し、破壊時応力 F_b は、CEB-FIP 指針⁸⁾に示されている値を1.5倍して用いた。

$$F_b = 1.5 (0.607 F_c^{2/3}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

F_c : コンクリート圧縮強度

(2) 曲げ終局時の定義

梁の曲げ破壊は、破壊断面におけるコンクリート圧縮縁ひずみが、曲げ圧縮限界ひずみ ϵ_u に到達した時に生じるものとする。 ϵ_u は、矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ (コンクリートの応力ひずみ曲線上で任意圧縮ひずみに至るまでの平均応力のコンクリート圧縮強度に対する比率) が最大値をとる時のひずみで、下式で与えられる⁷⁾。

$$\epsilon_u = \epsilon_m \sqrt{2 \frac{\epsilon_0}{\epsilon_m} - 1} \quad * \\ * \frac{-2(k_1 k_3)_m \left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_m} - 1 \right)}{\dots\dots\dots (3)}$$

$(k_1 k_3)_m$: ϵ_m 時矩形応力ブロック係数

ϵ_0 : ひずみ軟化域における応力ひずみ曲線がひずみ軸と交わる点のひずみ

(3) 緊張材の付着作用

アンボンド PC 部材の緊張材表面は、周囲のコンクリートに対する摩擦抵抗が極力小さくなるように、適度な粘度をもつ防錆材、グリースを充填したプラスチックシース等で被覆されており、その摩擦係数 (μ, λ) は極めて小さいことが明らかにされている⁹⁾。よって、解析においては、緊張材の付着作用は生じないものとした。

2.2 数値計算の方法

通常の PC 部材においては、緊張材の配置は外力による断面モーメントに釣り合うよう曲線配置されるが、説明を簡単化するため、ここでは図-2に示す直線配置緊張材を有する長方形断面単純梁に、3 分点載荷を行った場合を取り扱う。

(1) F 値と破壊断面モーメント

曲げ破壊断面におけるひずみ分布および応力分布は

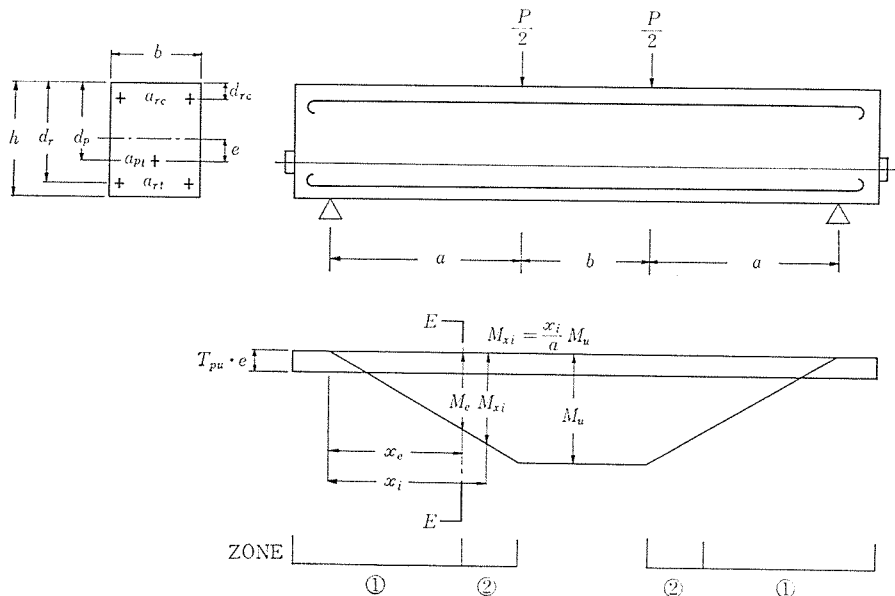


図-2 解析対象梁とモーメント分布

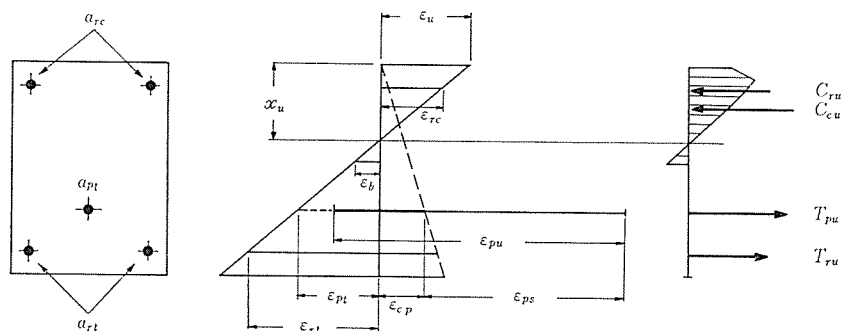


図-3 破壊断面のひずみ分布と軸方向力

図—3 に示すとおりである。曲げ破壊時緊張材ひずみおよび引張力は、

$$\varepsilon_{pu} = \varepsilon_{ps} + F \left(\varepsilon_{cp} + \varepsilon_u \frac{d_p - x_u}{x_u} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$$T_{pu} = \begin{cases} a_{pt} \cdot \sigma_{py} & \varepsilon_{pu} \geq \sigma_{py} / E_{ps} \\ E_{ps} \cdot \varepsilon_{pu} \cdot a_{pt} & \varepsilon_{pu} < \sigma_{py} / E_{ps} \end{cases} \dots\dots\dots (5)$$

ε_{ps} , ε_{cp} : 有効プレストレス時緊張材伸びひずみおよび緊張材位置コンクリートひずみ

x_u : 中立軸深さ

E_{ps} : 緊張材弾性係数

F : ひずみの適合条件係数

a_{pt} : 緊張材断面積

d_p : 緊張材有効高さ

ここで、(4) 式中に用いた F が、破壊断面における載荷による緊張材伸びひずみと緊張材位置コンクリートひずみの比を表わす係数であり、以下 F 値と呼ぶ。

圧縮側および引張側に配置された普通鉄筋力 C_{ru} および T_{ru} は以下のように表わされる。

$$\varepsilon_{rc} = \frac{x_u - d_{rc}}{x_u} \varepsilon_u \dots\dots\dots (6)$$

$$\varepsilon_{rt} = \frac{d_r - x_u}{x_u} \varepsilon_u \dots\dots\dots (7)$$

$$C_{ru} = \begin{cases} \sigma_{ry} \cdot a_{rc} & \varepsilon_{rc} \geq \sigma_{ry} / E_{rs} \\ \varepsilon_{rc} \cdot E_{rs} \cdot a_{rc} & \varepsilon_{rc} < \sigma_{ry} / E_{rs} \end{cases} \dots\dots\dots (8)$$

$$T_{ru} = \begin{cases} \sigma_{ry} \cdot a_{rt} & \varepsilon_{rt} \geq \sigma_{ry} / E_{rs} \\ \varepsilon_{rt} \cdot E_{rs} \cdot a_{rt} & \varepsilon_{rt} < \sigma_{ry} / E_{rs} \end{cases} \dots\dots\dots (9)$$

a_{rc} , a_{rt} : 圧縮側および引張側普通鉄筋断面積

σ_{ry} , E_{rs} : 普通鉄筋降伏強度および弾性係数

d_r , d_{rc} : 普通鉄筋有効高さ

コンクリートの軸方向合力 C_{cu} は、

$$C_{cu} = b \cdot \left(\frac{x_u}{\varepsilon_u} \right) \cdot \int_{\varepsilon_l}^{\varepsilon_u} \sigma(\varepsilon_c) d\varepsilon_c \dots\dots\dots (10)$$

$\sigma(\varepsilon_c)$: コンクリートの応力ひずみ関数

b : 梁断面幅

ε_l : 断面下縁ひずみ ($\varepsilon_u(x_u - h) / x_u$)

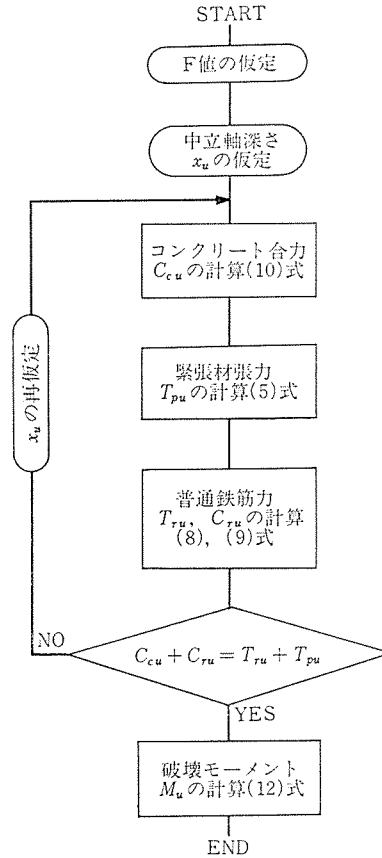
(5), (8), (9) および (10) 式より釣合い条件式が下のように得られ、 F 値を仮定すれば x_u を求めることができる。

$$C_{cu} + C_{ru} = T_{ru} + T_{pu} \dots\dots\dots (11)$$

求まった x_u の値を用いて断面の曲げ破壊モーメント M_u は、下のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_u = & b \cdot \left(\frac{x_u}{\varepsilon_u} \right)^2 \cdot \int_{\varepsilon_l}^{\varepsilon_u} \sigma(\varepsilon_c) \varepsilon_c d\varepsilon_c \\ & + b \cdot (0.5h - x_u) \left(\frac{x_u}{\varepsilon_u} \right) \int_{\varepsilon_l}^{\varepsilon_u} \sigma(\varepsilon_c) d\varepsilon_c \\ & + C_{ru} \cdot (0.5h - d_{rc}) + T_{ru} \cdot (d_r - 0.5h) \\ & + T_{pu} \cdot e \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

e : 緊張材偏心距離



図—4 F 値に対する M_u 計算の流れ

以上述べた、仮定された F 値に対して断面破壊モーメントを求める手順を 図—4 にまとめて示した。

(2) 弾性変形限界断面の位置および曲げモーメント

(1) で述べた手順で M_u が求まると、図—2 に示すように部材全長にわたるモーメント分布が決定される。せん断スパンの各断面においては、軸方向合力と緊張材張力および内力モーメントと M_u により決定された外力モーメントの両者において釣合い条件が満足されねばならない。ここで、支点より中立軸位置がちょうど断面下縁にある E 断面 (支点からの距離 x_e) までの各断面の釣合いは、コンクリートが完全弾性体であると仮定して求めることにし、当該断面モーメント M_e および支点からの距離 x_e を以下の手順で求める。

中立軸深さ ($x_u = h$) および緊張材張力 (T_{pu}) が既知であるので、軸方向合力の釣合い条件よりコンクリート圧縮縁ひずみ ε_e を求めることができる。 M_e は、(12) 式における ε_l および ε_u を 0 および ε_e に、 x_u を h に置き換えることにより得られ、 x_e は下のようになる。

$$x_e = \frac{M_e}{M_u} \cdot a \dots\dots\dots (13)$$

(3) せん断スパンにおける分割

せん断スパンを、断面モーメントが先に述べた M_e 以

下の領域（領域Ⅰ）と残りの部分（領域Ⅱ）に分け、各々の領域内を $h/10$ 程度の軸方向長さを持つ有限個の要素に切断する。

(4) 計算の手順

変形の適合条件を満足する解を得る方法は種々あるが、ここでは、 F 値を用いた収束計算方法を採用した。以下、その手順を述べる。

- ① F 値を仮定し、(4)~(12) 式を用いて破壊断面モーメント M_u を求める（図—4 参照）。
- ② 弾性変形限界断面の位置 (x_e) とモーメント (M_e) を求め、梁のせん断 スパンを領域Ⅰと領域Ⅱに分け、各々の領域を $h/10$ 程度の軸方向長さを持つ有限個の要素に分割する。
- ③ 領域Ⅰの各分割要素に対して、コンクリートを弾性体と仮定し軸方向力およびモーメントの釣合より、断面上下縁ひずみを求める。支点からの距離 x_i の断面における上下縁ひずみ ϵ_{iu} および ϵ_{il} は下式で与えられる。

$$\epsilon_{iu} = \frac{1}{E_i} \left\{ \frac{T_{pu}}{A_l} + (M_{xi} - T_{pu} \cdot e) \frac{1}{I_l} \cdot \left(\frac{h}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (14)$$

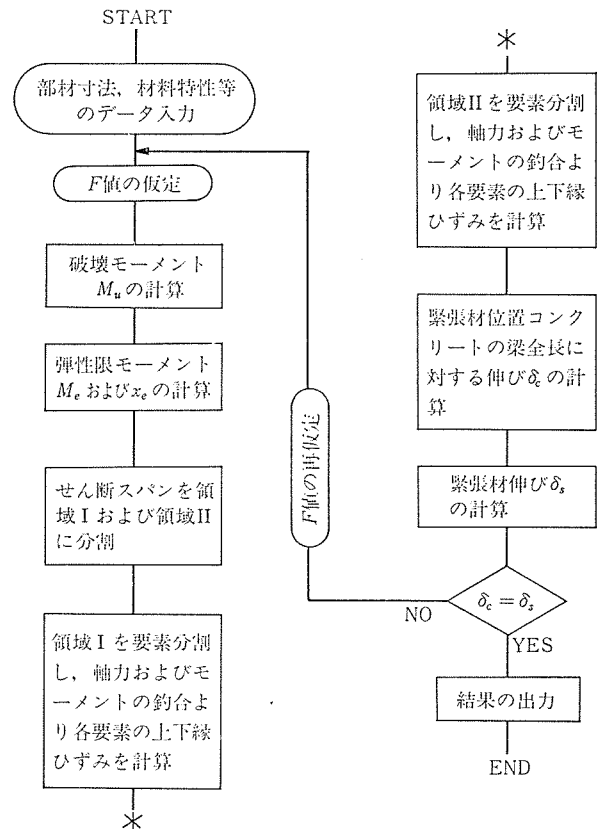
$$\epsilon_{il} = \frac{1}{E_i} \left\{ \frac{T_{pu}}{A_l} - (M_{xi} - T_{pu} \cdot e) \frac{1}{I_l} \cdot \left(\frac{h}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (15)$$

A_l, I_l : 鉄筋をコンクリートに置き換えた等価断面積および等価断面 2 次モーメント

M_{xi} : 支点から距離 x_i の断面位置モーメント

- ④ 領域Ⅱの各分割要素に対しては、軸方向力およびモーメントの釣合より、断面上下縁ひずみ (ϵ_{iu} および ϵ_{il}) を求める。実際には、 ϵ_{iu} を仮定し ($\epsilon_l < \epsilon_{iu} < \epsilon_u$) (11) 式の釣合い条件式より中立軸深さを求める。計算に際しては、(6)~(11) 式の ϵ_u を ϵ_{iu} で置き換え、図—4 とほぼ同じ手順を用いればよいが、 T_{pu} は既知であり計算の必要はない。得られた中立軸深さをを用いて (12) 式で断面モーメントを計算し、 M_{xi} と一致するかどうかを確かめる。一致しなければ ϵ_{iu} を再仮定し、一致が得られるまで繰り返す。
- ⑤ 以上のステップで決定された、梁全長にわたっての断面ひずみ分布より、緊張材位置のコンクリートの梁全長に対する伸び δ_c を求める。
- ⑥ 緊張材張力は既知であるから、これより梁全長に対する緊張材伸び δ_s を求める。
- ⑦ $\delta_c = \delta_s$ ならば計算を打ち切り、 M_u が解となる。もし、 $\delta_c \neq \delta_s$ ならば F の値を再仮定し、ステップ 1 へもどる。

以上の手順をまとめて 図—5 に示した。



図—5 破壊モーメント M_u 計算の流れ

2.3 計算精度の検討

数値計算の精度を確かめるために、表—1 に示す 21 体の梁試験体を解析の対象とした。これら梁は、すべて緊張材が直線配置された単純梁で、図—2 に示したごときのものである。得られた結果は、表—2 中に実験結果とともに示した。解析により得られた、緊張材応力増分および破壊モーメントは、実験値と良く一致しており、本精算方法により十分な精度でアンボンド PC 梁の終局曲げ耐力を求めることが明らかになった。特に、普通鉄筋を持つアンボンド PC 梁に対しては、極めて精度が良い。これは、普通鉄筋が曲げひびわれの分散性に貢献し、解析上の仮定（ひびわれの発生している部分では、ひびわれは無数にある）と、梁の状態が一致しているためである。なお、解析結果として、破壊時におけるひずみの適合条件係数を示したが、 $F=0.10\sim 0.43$ の範囲であった。

3. 曲げ終局耐力の略算

前節で述べた精算法によれば、種々の条件下でアンボンド PC 梁の曲げ終局耐力を求め得るが、計算手順が極めて煩雑であり実用的でない。そこで従来より幾つかの略算法が提案されている。以下、Pannel⁴⁾、Mattock⁵⁾、竹本⁶⁾による略算法と日本建築学会 PRC 指針案による設計式について考察する。

表—1 解析対象供試体一覧表

供試体名	断面寸法				梁スパン長			緊張材長さ \bar{l} (cm)	鋼材断面積		鋼材降伏強度		有効緊張 応力 σ_{pe} (kg/cm ²)	コンクリート 圧縮強度 F_c (kg/cm ²)
	幅 b (cm)	全高さ h (cm)	有効高さ		全長 l (cm)	曲げ a (cm)	せん断 b (cm)		緊張材 A_p (cm ²)	鉄筋 A_r (cm ²)	緊張材 σ_{py} (kg/cm ²)	鉄筋 σ_{ry} (kg/cm ²)		
			d_p (cm)	d_r (cm)										
UH-∞-0 ^(イ)	16	21	14	17	260	60	100	280	2.41	—	11 100	—	6 970	325
UH-∞-1	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0.57	"	2 860	"	"
UH-∞-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1.43	"	5 100	"	"
UH-∞-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	2.54	"	4 640	"	"
UH-∞-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3.98	"	4 910	"	"
No. 3 ^(ロ)	20	22	15	—	225	75	75	245	4.91	—	11 900	—	4 910	244
No. 4	"	"	"	—	"	"	"	"	"	—	"	—	4 870	226
No. 5	"	"	"	—	"	37.5	93.75	"	"	—	"	—	4 870	226
No. 6	"	"	"	—	"	"	"	"	"	—	"	—	4 870	245
No. 7	"	"	"	—	"	0	112.5	"	"	—	"	—	5 010	233
No. 8	"	"	"	—	"	"	"	"	"	—	"	—	4 620	236
UB 350 I ^(ハ)	16	21	14	—	260	60	100	280	2.27	—	11 800	—	8 823	360
UBS 650 I	"	"	"	—	"	"	"	"	"	—	"	—	8 771	651
UBS 830 S	"	"	"	—	"	"	"	"	"	—	"	—	8 749	746
UB 650 I	"	"	"	—	"	"	"	"	4.16	—	12 200	—	8 735	651
UB 830 I	"	"	"	—	"	"	"	"	5.31	—	11 900	—	8 710	746
UCF∞ ^(ニ)	16	21	14	20	260	60	100	280	2.27	0.57	11 800	2 360	7 440	253
UCN∞	"	20	13	19	"	"	"	"	"	"	"	"	7 410	"
A-10 ^(ホ)	25	45	30	40	330	90	120	370	0.99	5.97	18 400	4 070	12 900	271
A-20	"	"	"	"	"	"	"	"	2.09	"	17 700	4 070	12 200	"
B-10	"	"	37.5	"	"	"	"	"	0.99	5.25	18 400	4 150	12 500	"

(イ) 文献 10), (ロ) 文献 11), (ハ) 文献 12), (ニ) 文献 13), (ホ) 文献 14)

表—2 実験値と計算値の比較

供試体名	実験値		解析結果			Panel 式		Mattock 式		竹本 式		AIJ 式	
	緊張材 応力増分 $\Delta\sigma_p^e$ (kg/cm ²)	破壊モー メント M_u^e (t·m)	緊張材 応力増分 $\Delta\sigma_p$ (kg/cm ²)	破壊モー メント M_u (t·m)	F 値	緊張材 応力増分 $\Delta\sigma_p^p$ (kg/cm ²)	破壊モー メント M_u^p (t·m)	緊張材 応力増分 $\Delta\sigma_p^m$ (kg/cm ²)	破壊モー メント M_u^m (t·m)	緊張材 応力増分 $\Delta\sigma_p^t$ (kg/cm ²)	破壊モー メント M_u^t (t·m)	緊張材 応力増分 $\Delta\sigma_p^j$ (kg/cm ²)	破壊モー メント M_u^j (t·m)
UH-∞-0	2 450	2.65	2 610	2.66	2.25	1 980	2.35	1 110	2.32	308	2.13	1 033	2.31
UH-∞-1	2 610	3.09	2 630	2.92	0.27	—	—	"	2.53	"	2.34	"	2.51
UH-∞-2	2 200	3.64	2 280	3.58	0.31	—	—	"	3.21	"	3.04	"	3.19
UH-∞-3	1 740	4.06	1 870	4.04	0.33	—	—	"	3.69	"	3.55	"	3.68
UH-∞-4	1 740	5.08	1 430	4.82	0.43	—	—	"	4.43	"	4.32	"	4.42
No. 3	—	3.12	1 940	3.79	0.37	1 400	3.17	908	3.39	0	2.98	1 750	3.73
No. 4	—	3.19	1 840	3.66	0.37	1 250	3.01	893	3.31	"	2.92	1 760	3.64
No. 5	—	3.44	1 400	3.25	0.22	1 270	2.79	879	3.04	"	2.65	1 880	3.44
No. 6	—	3.74	1 360	3.56	0.21	1 430	3.17	700	3.29	"	2.96	1 760	3.73
No. 7	—	3.71	734	3.32	0.10	1 270	3.09	899	3.39	"	3.00	1 720	3.71
No. 8	—	3.43	777	3.17	0.10	1 430	3.05	901	3.24	"	2.82	1 820	3.62
UB 350 I	1 330	2.59	2 510	2.96	0.27	1 930	2.64	1 200	2.68	611	2.55	744	2.58
UBS 650 I	2 470	3.09	3 030	3.35	0.25	2 740	3.17	1 610	2.98	1 232	2.89	757	2.76
UBS 830 S	2 640	3.18	3 050	3.39	0.26	2 870	3.26	1 740	3.05	1 330	2.94	763	2.79
UB 650 I	1 390	4.63	2 350	5.25	0.28	1 920	4.79	1 190	4.81	571	4.57	866	4.69
UB 830 I	1 460	5.93	2 110	6.40	0.29	1 740	5.83	1 140	5.95	412	5.61	798	5.79
UCF∞	1 090	2.29	2 140	2.62	0.26	—	—	1 050	2.40	0	2.19	1 090	2.41
UCN∞	1 400	2.14	1 980	2.36	0.27	—	—	1 030	2.19	0	2.00	1 100	2.20
A-10	—	13.5	5 470	13.8	0.27	—	—	1 180	12.7	531	12.6	1 380	12.8
A-20	—	17.7	4 980	17.7	0.27	—	—	1 180	15.9	531	15.6	1 380	16.0
B-10	—	14.2	5 830	14.2	0.28	—	—	1 380	12.9	967	12.7	1 480	12.9

○Pannel 式

$$M_u = b \cdot d_p^2 \cdot F_{cu} \cdot q_u (1 - 0.9 q_u) \dots (16)$$

ここで、

$$q_u = \frac{q_e + \lambda}{1 + 2\lambda}, \quad q_e = \frac{P_p \cdot \sigma_{ef}}{F_{cu}}$$

$$\lambda = \frac{12 P_p \cdot E_{ps} \cdot 0.00325}{F_{cu} \cdot \bar{l}}$$

F_{cu} : コンクリート立方体強度 (15×15 cm)

P_p : 緊張材比

σ_{ef} : 緊張材有効プレストレス

\bar{l} : 緊張材長さ

○Mattock 式

曲げ終曲時に対する緊張材応力 σ_{pu} として、下式が与えられている。

$$\sigma_{pu} = \sigma_{ef} + \frac{1.4 F_c}{100 P_p} + 700 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots (17)$$

○竹本式

曲げ終曲時に対する緊張材応力増分 $\Delta\sigma_p$ として下式が与えられている。

$$\left. \begin{aligned} \bar{l}/d_p \leq 20 & \quad \Delta\sigma_p = 2000 - \frac{5 \times 10^7}{F_c} P_p \\ 20 < \bar{l}/d_p < 60 & \quad \Delta\sigma_p = \left(2000 - \frac{5 \times 10^7}{F_c} P_p \right) \frac{60 - \bar{l}/d_p}{40} \\ \bar{l}/d_p \geq 60 & \quad \Delta\sigma_p = 0 \end{aligned} \right\} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots (18)$$

○AIJ 設計式

曲げ終局時に対する緊張材応力 σ_{pu} として、下式が与えられている。

$$\sigma_{pu} = 0.75 \sigma_{ef} + 0.25 \sigma_{py} \dots (19)$$

これら略算式の精度を調べるために、表-1 に示した 21 本の梁に対して、緊張材の応力増分および曲げ破壊モーメントを計算した。その結果を表-2 にまとめて示した。各略算式間で若干の相違はあるものの、実験値と計算値の適合性は良好であり、ここで対象としたようなプロポーシオン ($\bar{l}/d_p \leq 20$) の梁に対しては、コンクリート圧縮強度、普通鉄筋量にかかわりなく十分な精度を有しているものと評価できる。

このように、緊張材の応力増分を実験式で与える略算方法に対して、先に述べた F 値を用いる略算方法がある。これは、 F 値を与え、それに対して 2.2 の (1) で示した手順 (図-4 参照) に従って終局時破壊断面モーメントを求めるものであり、適切な F 値を与えれば通常のボンド PC 部材の場合と全く同じ手順で解を得ることができる。図-6 は、仮定されたアンボンド PC 梁に対して、精算方法によって得られた破壊モーメント係数と F 値が、梁のせん断スパン長と曲げスパン長の比に

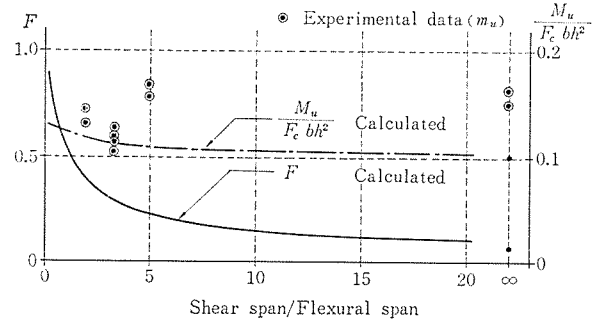


図-6 精算による F 値およびモーメント係数の変化

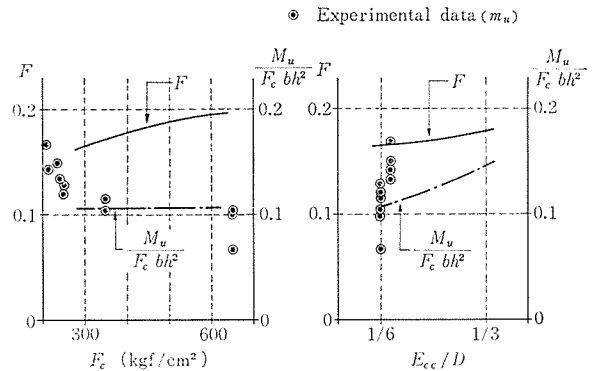


図-7 F 値に及ぼすコンクリート強度、緊張材偏心距離の影響

対してプロットされている。対象の梁は、長方形断面で偏心距離が核半径の直線配置緊張材を持ち、平均有効プレストレスが $F_c/6$ ($F_c=300 \text{ kg/cm}^2$)、緊張材比および降伏応力が 0.83% および 15000 kg/cm^2 の単純梁で 3 分点载荷を仮定した。図中には若干の既往の実験結果が同時に描かれている。 F 値は 1.0~0.065 の範囲で変化するが、モーメント係数はさほど変化しない。図-7 は、同一の梁に対して、コンクリートの圧縮強度および緊張材の偏心距離を変化させた場合に対する F 値およびモーメント係数の変化をプロットしたものである。コンクリート強度および緊張材偏心距離が F 値にはそれほど影響を及ぼさないことがわかる。以上の 図-6 および 図-7 と、表-2 に示した種々のアンボンド PC 梁に対して解析より得られた F 値の範囲を考えあわせると、略算用の F 値として 0.1~0.2 の値をとればよいものと考えられる。

4. 結 論

本研究により得られた結論は、以下のとおりである。
1) 载荷に伴う緊張材伸びと、緊張材位置コンクリートの梁全長にわたる軸方向伸びが等しくなるという変形の適合条件を厳密に適用した精算法により、アンボンド PC 梁の曲げ終局耐力を十分な精度で求めることができる。特にひびわれ分散性に寄与する普

報 告

通鉄筋が配置されている場合に対する精度は、極めて優れている。

- 2) アンボンド PC 梁の曲げ終局耐力略算法として提案されている、Pannel 式、Mattock 式、竹本式および AIJ 式は、本研究でとりあげた範囲の供試体に対しては、実用上十分な精度を有している。
- 3) ひずみの適合条件係数を用いた略算法によれば、通常のボンド PC 梁と全く同じ方法でアンボンド PC 梁の曲げ終局耐力を求めることができる。この場合に与える F 値としては、0.1~0.2 程度が妥当であろう。

あとがき

アンボンド PC 部材の力学的挙動のうち、曲げ終局耐力のみをとり上げたが、地震荷重を想定した低サイクル疲労問題、せん断問題等も重要であり、今後機会があれば報告する所存である。最後に、種々の資料を提供いただいた、大林組技術研究所第 2 研究室長竹本靖氏に深謝いたします。

参 考 文 献

- 1) G. Kani: "Spannbeton in Entwurf und Ausführung", Verlag Konrad Wittwer Stuttgart, 1955
- 2) 坂, 六車: "付着のない PC 梁の曲げ破壊耐力 (付着のない PC 梁の力学的性質に関する研究 I)", 日本建築学会論文報告集, 昭 33.10, pp. 641~644
- 3) A.L.L. Baker: "A Plastic theory of design for ordinary reinforced and prestressed concrete including

moment redistribution in continuous members", Mag. of Conc. Res. June, 1949, pp. 57~66

- 4) F.N. Pannel: "The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams", Mag. of Conc. Res. March, 1969 pp. 43~54
- 5) A.H. Mattock, J. Yamazaki and B.T. Kattula: "Comparative Study on Prestressed Concrete Beams, With and Without Bond", J. of ACI, Feb., 1971, pp. 116~125
- 6) 竹本 靖: "アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン応力について", 大林組技術研究所報, No. 28, Feb., 1984
- 7) 六車 照: "コンクリートの強度発現機構からみた曲げ圧縮限界歪に関する研究", 複合材料シンポジウム 論文集, March, 1976, pp. 383~391
- 8) コンクリート構造物設計施工国際指針, CEB/FIP 1970, 鹿島出版会
- 9) 松谷輝雄ほか 3 名: "アンボンド PC 鋼材の摩擦係数, 施工時伸び長さによる推定", 日本建築学会大会講演梗概集, 昭 58.9, pp. 2601~2602
- 10) 六車 照ほか 3 名: "横拘束コンクリートによるアンボンド PC 部材の靱性改善に関する研究", 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭 58.6, pp. 129~132
- 11) 坂, 六車: "付着のない PC 梁の曲げ破壊耐力 (付着のない PC 梁の力学的性質に関する研究 II)", 日本建築学会論文報告集, 昭 33.10, pp. 645~648
- 12) 光枝 良: "高強度コンクリートのアンボンド PC 部材への適用に関する研究", 京都大学工学部・卒業研究, 昭和 57 年度
- 13) 西川公敏: "横拘束コンクリートによる PC 部材のじん性改善に関する研究", 京都大学工学部・卒業研究, 昭和 57 年度
- 14) 中野, 山形, 榊原: "アンボンド PC 鋼より線を用いた PRC 梁の曲げ載荷実験", 日本建築学会大会講演梗概集, 昭 56.9, pp. 2183~2184

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート構造物設計図集 (第 2 集)

本書は協会設立 20 周年行事の一環として、前回発行した設計図集の様式にならい編集した、その第 2 集です。協会誌第 10 巻より 21 巻に亘る巻末折込付図を主体とし、写真ならびに説明を付し、その他参考になる PC 構造物についてとりまとめた設計図集で、PC 技術者の座右に備え付けるべき格好の資料と考えます。

希望者は代金 (現金為替または郵便振替 東京 7-62774) を添え、下記宛お申し込みください。

体 裁: B 4 判 224 頁

定 価: 9,000 円 (会員特価 7,000 円) 送 料: 1,000 円

内 容: PC 橋梁 (道路および鉄道) 74 件, PC 建築構造物 25 件, その他タンクおよび舗装等 10 件

申 込 先: (社) プレストレストコンクリート技術協会

〒102 東京都千代田区麴町 1-10-15 (紀の国やビル) 電話 03 (261) 9151