

# 招待論文

## パーシャルプレストレストコンクリート部材断面の設計法 A DESIGN PROCEDURE FOR PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS

猪股俊司\*  
By Shunji INOMATA

### 1. パーシャル PC 部材断面算定法に関する既往の研究

PCとはコンクリート構造物に人為的にプレストレス力を作用させ、使用状態での挙動を所要のものとなるようにしたコンクリートのことであることについては異論はない。しかし作用するプレストレス力の程度に関する用語となると世界的に統一されているとは必ずしもいえない。一般に使用荷重作用時コンクリート断面に引張応力が作用しない程度にプレストレスングされているとき、これをフルプレストレスングと呼んでいる。しかしながらスイスではコンクリート引張強度の1/2程度の引張応力発生のある場合でもフルプレストレスングとしている<sup>1)</sup>。

現行土木学会PC標準示方書、イギリス、フランス、等の規準ではI、II、III種のPC分類法を採用している。その後1978年CEB/FIP Model Codeではこの種PC分類法はその姿を消し、プレストレスング度合を表わす用語は全く用いられていない。引張応力発生を許さないフルPCとコンクリート引張強度を無視する鉄筋コンクリートとの両極端を埋めるため、またこれら両者設計法を限界状態設計法で統一するため、パーシャルPCの概念が導入され、その経済的、技術的利点が見直されている<sup>2),3)</sup>。

しかしながら、パーシャルPCの定義は世界的統一が欠けており、現行II、III種PCを含める場合、III種PCのみに限る場合、等非常に不統一であり用語統一は急を要するものと考えられる<sup>4)</sup>。個々のコンクリート構

造物に要求される挙動が満足されるようプレストレスングを実施する必要があるので、このプレストレスング程度を表わす用語は必ずしも設計上必要ないと思われる。現在次のような定義およびこれに基づく断面算定法がある。

① 引張縁コンクリート応力が0となるモーメント  $M_0$  (De-compression Moment) と荷重作用モーメント  $M$  との比

$$\alpha = M_0 / M \dots\dots\dots (1)$$

を用い、これをプレストレスング度と呼ぶ。代表的なものはBachmann<sup>5),6)</sup>の定義である。上記  $M$  として使用荷重曲げモーメントを用いるとき使用荷重プレストレスング度とし、永久荷重曲げモーメントを用いるとき永久荷重プレストレスング度と呼ぶ。

② 使用荷重曲げモーメントとは無関係にPC鋼材による曲げ破壊耐力と、全引張鋼材による曲げ破壊耐力との比でプレストレスング程度を表わすものであって次の2つが代表的である。

(i) Naaman, Siriakson<sup>7),8)</sup>のパーシャルプレストレスング比 PPR

$$PPR = (M_R)_P / (M_R)_{P+S} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $(M_R)_P$  は引張側 PC 鋼材によって発揮される破壊抵抗モーメント、 $(M_R)_{P+S}$  は引張側全引張鋼材 (PC 鋼材、引張鉄筋) によって発揮される破壊抵抗モーメント。

(ii) Thürlimann<sup>9),10)</sup>に代表されるプレストレスング度  $\lambda$

$$\lambda = (A_P f_{P0.2}) / (A_P f_{P0.2} + A_S f_{SY}) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $A_P$ 、 $A_S$  はそれぞれ PC 鋼材および引張鉄筋断面積、 $f_{P0.2}$ 、 $f_{SY}$  はそれぞれ PC 鋼材 0.2% 降伏点応力および鉄筋降伏応力。

\* 正会員 工博 (株)日本構造橋梁研究所副社長(愛知工業大学教授 土木工学科) (〒107 港区南青山5-12-4)

FIP Recommendations on Practical Design (Draft)<sup>11)</sup>では式(13)と同一形式であるが、 $f_{p0.2}$ の代わりに $f_{p0.1}$ を用いることとしている。以上、式(2)、(3)の定義はPC鋼材と引張鉄筋とが同一位置に配置されていると、ほとんど同一値を与える。

以上の定義のうち前者はプレストレッシングは使用状態での構造物挙動改善がその主目的であるという考えに基づいている。したがって断面算定では使用荷重作用モーメントのいかほどの百分率値の状態でも断面引張縁コンクリート応力を0とするかの選定(すなわち $\alpha$ 値選定)から出発する。したがって $M_0 \equiv \alpha M$ に対して必要なプレストレッシング算定は全断面有効として容易に実施される。求められたPC鋼材断面積のみで、終局曲げ破壊状態での安全度が確保されないならば引張鉄筋を付加し、PC鋼材と付加鉄筋との両者によって必要な破壊抵抗モーメントが発揮できるようにする。次に使用限界状態、疲労限界状態に関する検討を実施し、必要あれば補正する。Bachmann<sup>9)</sup>、Bennett<sup>12)</sup>、等の算定法がその代表である。

後者②の定義は部材断面固有の特性を断面破壊抵抗モーメントに対するPC鋼材の帰与程度で表わすものである。たとえばPPR=0の断面は鉄筋コンクリートであり、PPR=1.0の断面は引張鉄筋配置がなくPC鋼材のみ配置された断面となる。したがってPPR値が0と1との間にある断面はPC鋼材と引張鉄筋両者の組合せによって必要な破壊抵抗モーメントが発揮されることとなる。このPPRの概念を用いると鉄筋のみが配置されている断面から、PC鋼材のみが配置されている断面まで、連続的にカバーでき、統一的設計法確立が可能となる。

Naaman<sup>8)</sup>の設計法は終局限界状態から出発する。断面曲げ破壊時与えられた材料品質、断面寸法に対し未知量は中立軸深さ $x$ 、引張鋼材断面積 $A_p$ 、 $A_s$ の3つである。断面でのつり合い式は軸力とモーメントに関する2つのみであるから、第3の条件としてNaamanはPPR値をあらかじめ与えることで、解が得られるようにした。Naamanはアメリカ合衆国での代表的PC部材断面形状に対し、ACI規準のたわみ、ひびわれ幅、等使用状態での諸条件が満足可能なようPPR値の範囲を多数の数値計算結果に基づいて与えている。したがって提案PPR値を用い終局曲げ破壊状態安全度条件が満足されるよう断面算定を実施すると、ACI規準の使用状態での諸条件も満足できるとしている。

以上の断面算定法はそれぞれプレストレッシング程度を示す特別な指標を当初に定め、これを基本として断面の算定を進めるものである。これに対し特別な指標を当初から定めることのない断面算定法が、Bruggeling<sup>13)</sup>、

Huber<sup>14)、15)</sup>、Moustafa<sup>16)</sup>、猪股<sup>17)</sup>、等によってそれぞれ独自に提案されている。Menn<sup>18)</sup>はそれがいかなる定義であれ、プレストレッシング度といったものは設計当初に定めるべき必要条件ではなく、設計結果として与えられるものに過ぎないことを強調している。

以上のようにパーシャルPCの定義、プレストレッシングの場合を表わす指標は、研究者ごとに異なり混乱状態にある。したがって早急な統一は非常に困難な問題であろう。著者はプレストレッシングの度合を表わす指標は必ずしも必要ないと考え、パーシャルPCを次のように定義することとする。「使用、終局両限界状態で部材挙動に関し要求される諸条件が満足できるよう引張応力を与えたPC鋼材と鉄筋との両者によってコンクリート部材が補強されている場合、これをパーシャルPCと呼ぶ。PC鋼材と鉄筋との組合せ程度はどのようであってもよいが、常に両限界状態での挙動が満足なものではなければならない。」

## 2. パーシャルPC曲げ部材断面算定法

### (1) 一般

終局曲げ破壊状態を断面算定出発点とすると、軸力、モーメントに関するつり合い条件式にいま1つの条件式がないと解が求められないことはすでに述べた。この条件式として使用限界状態のうちひびわれ幅限界状態または疲労限界状態、等を考慮して引張鋼材応力増加制限を設けることが可能である。これにより終局曲げ破壊限界状態、使用時ひびわれ幅限界状態または疲労状態がすべて満足されるパーシャルPC断面算定が可能となる。たわみ限界状態は引張鋼材応力増加量制限によってただちに満足されるとは限らないが、鋼材引張応力増加量はひびわれ状況に関する1つの指標、ひいてはたわみ状況に関する指標と考えられる。よって使用限界状態を検討するための変数として引張鋼材引張応力増加量を採用することとした。

曲げに関する検討では、①平面保持、②コンクリート引張応力無視、③引張鋼材の完全な附着、④使用状態での材料の弾性挙動、⑤曲げ破壊時材料応力 $\sim$ ひびわれ曲線は土木学会PC標準示方書に示す曲線の採用、等の仮定を設ける。

### (2) 断面曲げ破壊時PC鋼材応力 $\sigma_p$ と中立軸比 $(x/d)$ の関係

以下煩雑さを避けるため緊張材にはPC鋼より線を使用するものとする。断面曲げ破壊時PC鋼材引張ひずみは次式で与えられる(図-1)。

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pe1} + 0.35 \times 10^{-2} (d/x - 1) \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 $\varepsilon_{pe1}$ はあらゆるプレストレス損失終了後部材断面コンクリート応力0の状態でのPC鋼材引張ひずみ。

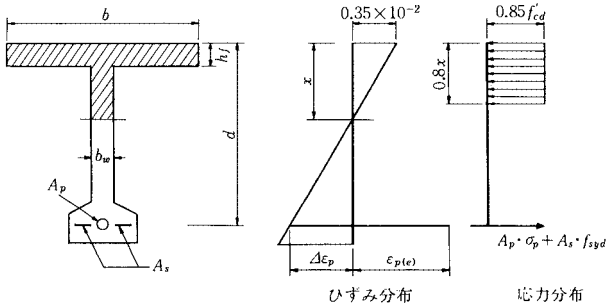


図-1 曲げ破壊時部材断面ひずみおよび応力分布

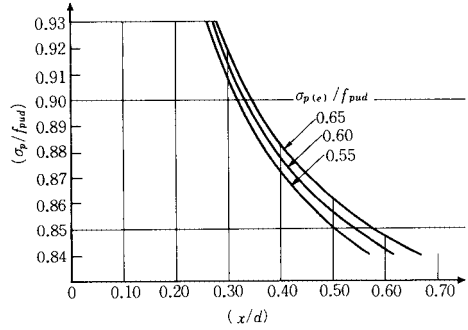


図-2 (x/d) と (σ<sub>p</sub>/f<sub>pua</sub>) との関係

土木学会 PC 標準示方書の PC 鋼材応力～ひずみ曲線によると、σ<sub>p</sub> は E<sub>p</sub> = 2 × 10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup> と仮定し次式で与えられる。

$$\epsilon_p \geq 1.5 \times 10^{-2}, \sigma_p / f_{pua} = 0.93 \dots \dots \dots (5 \cdot a)$$

$$0.84 f_{pua} / E_p \leq \epsilon_p < 1.5 \times 10^{-2},$$

$$\sigma_p / f_{pua} = 0.84 + 0.09 \times \frac{(E_p \epsilon_p / f_{pua}) - 0.84}{(30\,000 / f_{pua}) - 0.84} \dots \dots \dots (5 \cdot b)$$

部材断面曲げ破壊時 ε<sub>p</sub> が 1.5 × 10<sup>-2</sup> をこえるには式(4)より、

$$\left(\frac{x}{d}\right) \leq \frac{1}{5.286 - (\sigma_{pe} / f_{pua})(\sigma_{pud} / 7\,000)} \dots \dots \dots (6)$$

ここに、σ<sub>pe</sub> = E<sub>p</sub>ε<sub>pe</sub>

中立軸比(x/d)が式(6)を満足するとき、PC 鋼材引張応力は、

$$\sigma_p = 0.93 f_{pua} \dots \dots \dots (7)$$

となる。一方式(5・b)の成立する中立軸比の範囲は、

$$\frac{1}{5.286 - (\sigma_{pe} / f_{pua})(f_{pua} / 7\,000)} < \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1 + 0.84 - (\sigma_{pe} / f_{pua})(f_{pua} / 7\,000)} \dots \dots \dots (8)$$

となり、引張応力は(5・b)、(4)両式より次のようである。

$$\frac{\sigma_p}{f_{pua}} = 0.84 + 0.09 \times \frac{(\sigma_{pe} / f_{pua}) - 0.84 + (7\,000 / f_{pua})(d/x - 1)}{(30\,000 / f_{pua}) - 0.84} \dots \dots \dots (9)$$

SWPR-7 A, B 両種について、(σ<sub>pe</sub>/f<sub>pua</sub>) を 0.55, 0.60, 0.65 とし、中立軸比(x/d)と PC 鋼材引張応力比(σ<sub>p</sub>/f<sub>pua</sub>)平均値との関係を図-2 に示してある。曲げ部材断面破壊時中立軸比は部材ダクティリティーの点から、最大でも 0.35 とすることが望ましい<sup>19)</sup>。よって以下の設計では(x/d)が 0.35 をこえないようにするから、緊張材図心と引張鉄筋図心と一致していると仮定したとき、断面曲げ破壊時鉄筋ひずみ最小値は次のようになる。

$$\epsilon_s = 0.35 \times 10^{-2} \times (1/0.35 - 1) = 0.65 \times 10^{-2}$$

すなわち鉄筋は常に降伏することとなる。

(3) 曲げ破壊終局限界状態を満足する A<sub>p</sub>, A<sub>s</sub>

曲げ破壊時圧縮コンクリート応力分布を長方形とする(図-1)。T 断面にあって圧縮応力分布区間(0.8x)は腹部内にあると仮定する。引張鋼材はすべてその図心に集中配置されていると仮定すると、安全度の条件式は、

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0.85 f'_{cd} [b_w \cdot 0.8x(d - 0.4x) + (b - b_w)h_f(d - 0.5h_f)] \geq \gamma_t \cdot M_{sd} \dots \dots \dots (10)$$

となる。ここに、M<sub>sd</sub> は構造解析係数 γ<sub>a</sub>, 荷重作用係数 γ<sub>r</sub> を考慮して求めた設計用曲げモーメントである。

式(10)を書き換えて、

$$0.68(x/d)(1 - 0.4x/d) = (b/b_w)(\mu_{sd} - \mu_r) \dots \dots \dots (11)$$

ここに、

$$\mu_{sd} = \gamma_t \gamma_b M_{sd} / f'_{cd} b d^2$$

$$\mu_r = 0.85(1 - b_w/b)(h_f/d)(1 - 0.5h_f/d)$$

式(11)を(x/d)について解くと、

$$x/d = 1.25 | 1 - \sqrt{1 - 2.353(b/b_w)(\mu_{sd} - \mu_r)} | \dots \dots \dots (12)$$

仮定により 0.8x は腹部にあり、(x/d)は 0.35 をこえてはならないから、式(12)を用いて上記の条件が満足されるためには、仮定 d に対し μ<sub>sd</sub> の範囲は次のようになる。

$$0.85(h_f/d)(1 - 0.5h_f/d) \leq \mu_{sd} \leq 0.2047(b_w/b) + \mu_r \dots \dots \dots (13)$$

μ<sub>sd</sub> の値が式(13)の下限値以下であれば、圧縮コンクリート応力分布区間は圧縮突縁内において長方形断面の場合と一致し、(x/d)は次のようになる。

$$x/d = 1.25 | 1 - \sqrt{1 - 2.353 \mu_{sd}} | \dots \dots \dots (14)$$

この場合も(x/d)が 0.35 をこえないためには、

$$\mu_{sd} \leq 0.2047 \dots \dots \dots (15)$$

となる。

部材断面曲げ破壊時軸方向つり合い条件は、

- μ<sub>sd</sub> ≥ 0.85(h<sub>f</sub>/d)(1 - 0.5 h<sub>f</sub>/d) の場合 (T 断面挙動)

$$A_p \cdot \sigma_p + A_s \cdot f_{sy} = 0.85 f'_{cd} \cdot b d \{ 0.8(x/d) \cdot (b_w/b) + (h_f/d)(1 - b_w/b) \} \dots \dots \dots (16)$$

•  $\mu_{sd} < 0.85(h_f/d)(1 - 0.5 h_f/d)$  の場合

(長方形断面挙動)

$$A_p \cdot \sigma_p + A_s \cdot f_{sv} = 0.85 f'_{cd} \cdot b d \cdot 0.8 (x/d) \dots \dots \dots (17)$$

以上をまとめると次のようになる。与えられた材料品質，選定された断面形状寸法を用いて  $\mu_{sd}$  を求める。式(13)または式(15)の上限値をこえる場合は仮定  $d$  を増加させる ( $x/d \leq 0.35$  の条件)。式(13)の条件を満足する  $T$  断面挙動に対しては式(12)より  $x/d$  を求める。 $\mu_{sd}$  が式(13)下限より小さい長方形断面挙動に対しては式(14)より  $x/d$  を求める。求められた  $(x/d)$  が式(6)を満足すれば， $\sigma_p = 0.93 f_{pud}$  とし，式(8)の範囲内であれば式(9)で  $\sigma_p/f_{pud}$  を定める。以上  $(x/d)$ ， $\sigma_p$  を式(16)または(17)式に代入すると，曲げ終局限界状態安全度に関する条件を満足するための  $A_p$ ， $A_s$  方程式が求まる。

(4) 使用状態引張鋼材引張応力制限のための  $A_p$ ， $A_s$

コンクリートクリープ，乾燥収縮，PC 鋼材レラクセーション等による断面応力変化は 3. で論ずる。これによるとコンクリート応力中立軸と断面ひずみ中立軸とは一致せず，断面コンクリート応力 0 状態でも鉄筋応力は 0 とならない。したがってこれら鉄筋応力を引張台応力と考える必要があり，緊張材有効引張応力のみを考慮したのでは正しい結果は得られない。しかし  $A_p$ ， $A_s$  の概略値を決定するには，近似的に緊張材有効引張力が全鋼材断面図心位値で軸圧縮として断面に作用していると考えてよい。

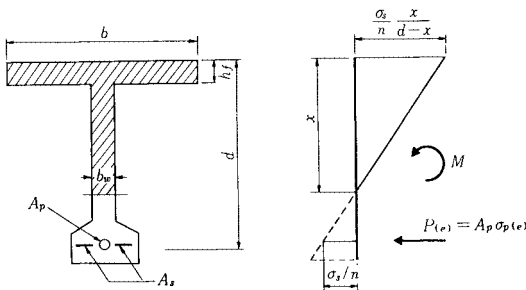


図-3 使用状態ひびわれ断面応力分布

図-3 は使用状態で曲げひびわれ発生のある断面での応力分布を示す。ひびわれ幅制御，疲労破壊防止の点から，引張鋼材引張応力増， $\Delta\sigma_p = \sigma_s$  は既知とする。鉄筋コンクリート断面で偏心軸力作用時のつり合い式がそのまま適用可能であって，中立軸比は次の 3 次方程式の解となる。

$$(x/d)^3 - 3(x/d)^2 - 6(nM/\sigma_s b_w d^2) + (b/b_w - 1)(h_f/d)(1 - 0.5 h_f/d)(x/d)$$

$$+ 6(nM/\sigma_s b_w d^2) + (b/b_w - 1) \cdot (h_f/d)^2 (0.5 - 0.3333 h_f/d) = 0 \dots \dots \dots (18)$$

軸方向力つり合い条件から，コンクリート断面 0 状態 PC 鋼材有効引張応力  $\sigma_{pe}$  を用いて次式が求められる。

$$A_p(\sigma_{pe} + \sigma_s) + A_s \cdot \sigma_s = \frac{bd}{2n} \times \frac{(x/d)^2 - (1 - b_w/b)(x/d - h_f/d)^2}{1 - (x/d)} \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (19)$$

式(18)を解いて  $x/d$  を求め式(19)に代入する。使用状態で圧縮縁コンクリート応力がたとえば  $0.35 f'_{ck}$  をこえてはならないとすると，

$$x/d \leq 0.35 n f'_{ck} / (\sigma_s + 0.35 n f'_{ck}) \dots \dots \dots (20)$$

を満足しなければならない。よって式(20)が満足されないときは， $\sigma_s$  を減少させるか， $d$  を増加させるかする。 $d$  を変えた場合はもちろん 2. (3) も再計算する。

(5) 必要  $A_p$ ， $A_s$  決定とその配置

式(16)または(17)は終局曲げ破壊安全度を確保するための条件であり，式(19)は使用状態ひびわれ断面引張鋼材応力増加制限のための条件である。よってこれらを連立方程式として解を求めれば両条件を同時に満足できる解が得られる。たとえば図-4 交点①は解の求まる場合であり，交点②は使用状態引張鋼材応力増加制限条件で断面が決定される場合である。この場合  $A_p$ ， $A_s$  の組合せは自由となるので鋼材全工費が最少となる組合せを選定する。

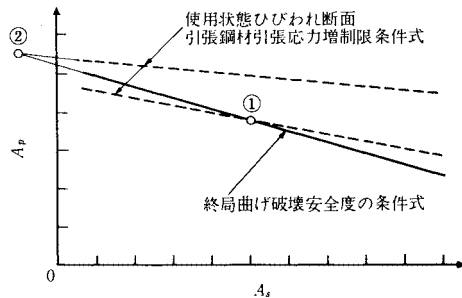
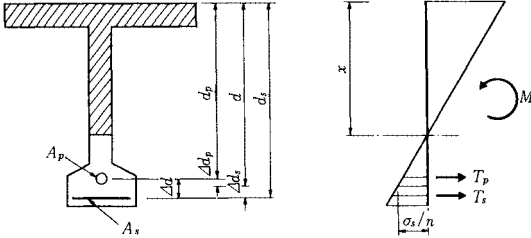


図-4 曲げ破壊安全度，使用状態引張鋼材引張応力制限，に関する条件式

交点①の解が求まったら，理論  $A_p$  値に最も近い断面積を与える緊張材形式および本数を定めその断面積を式(16) (または式(17))，および式(19)に代入して  $A_s$  をそれぞれ求め，大きい方の  $A_s$  値となる鉄筋直径および本数を定める必要がある。

以上の計算では緊張材および引張鉄筋は同一位置 ( $d_p = d_s$ ) と仮定したが，実際には引張鉄筋図心は緊張材断面図心より部材断面引張縁に近く配置されるのが一般である。



図—5 引張鋼材2段配置時応力分布

図—5に示す2段配置引張鋼材引張力は、  
 $T_s = A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - x) / (x - d)$   
 $T_p = A_p \{ \sigma_{pe} + \sigma_s \cdot (d_p - x) / (d - x) \}$  .....(21)

引張鋼材合力作用点が1段配置のそれと一致するには、

$$\Delta d_s = \Delta d \cdot T_p / (T_s + T_p) \text{ .....(22)}$$

ここに、 $\Delta d = \Delta d_s + \Delta d_p$

したがって、 $d_p$ 、 $d_s$ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} d_p &= d - \Delta d_p = d - \Delta d \cdot T_s / (T_s + T_p) \\ d_s &= d + \Delta d_p = d + \Delta d \cdot T_p / (T_s + T_p) \end{aligned} \right\} \text{ .....(23)}$$

以上をまとめ、引張鋼材断面および配置法は、①連立方程式(16)または(17)と式(19)とを解いて、 $A_p$ 、 $A_s$ の理論値を定め、②理論 $A_p$ 値に近い緊張材本数を定め、式(16)または(17)と式(19)とよりそれぞれ $A_s$ を計算して、いずれか大きい方の $A_s$ を与えるための鉄筋直径、本数を求め、③緊張材断面図心と引張鉄筋断面図心との距離 $\Delta d$ を仮定し、それぞれの有効深さ $d_p$ 、 $d_s$ が式(23)を満足するように鋼材を配置する。引張鉄筋配置にあたっては、鉄筋引張応力 $\sigma_s$ 仮定値、引張区間ひずみ分布状態(三角形分布、台形分布、等)、等を考慮しひびわれ幅制御に必要な鉄筋間隔、最少鉄筋断面積比、等配筋細目について入念な検討を実施する。これには、FIP Recommendations<sup>11)</sup>の上記細目に関する図表を参照するのがよいであろう。

### 3. パーシャル PC 部材断面変形、応力経時変化および変動荷重作用時の解

#### (1) 一般

コンクリートクリープ、乾燥収縮、PC 鋼材レラクセーション、等による PC 部材断面変形、応力は付着ある鋼材拘束作用によって大きく影響される。従来 PC 部材変形、断面応力の経時変化を検討するにあたり、鉄筋存在を無視し PC 鋼材断面のみを考慮してきた。しかしながら通常配置されている程度の鉄筋断面積でも相当な拘束効果があり、鉄筋断面を考慮した場合とこれを無視した場合とでは相当大きい差が断面応力、部材変形に生ずることが明らかとなっている<sup>20)~25)</sup>。パーシャル PC 部材断面では引張鉄筋断面積が相当な量となるの

で、これを無視することは不可能である。

一方 PC 部材断面変形、応力経時変化に関する計算式はコンクリート断面はすべて有効と考慮して定められている。しかしながらパーシャル PC 部材に早期変動荷重載荷があれば曲げひびわれが発生する。変動荷重除去後永久荷重作用状態ではコンクリート引張強度を無視して断面の経時変化を検討する必要がある。永久荷重作用のみの状態でひびわれが許容された断面におけるコンクリートクリープ、乾燥収縮の影響を取り扱った研究結果はその数が非常に少ない<sup>26)~29)</sup>。ここではコンクリート断面がすべて有効な場合、引張区間を無視する場合、いずれにも適用可能な一般解を示すこととする。

#### (2) クリープ解

コンクリートに経時的応力変化が作用するとき、任意時点でのひずみを求める計算式として、Troost<sup>21)28)</sup>の Aging Coefficient を用いるものによることとする。すなわち、 $t_0$ 時点コンクリート応力 $\sigma_c(t_0)$ が $t_\infty$ 時点で $\sigma_c(t_\infty)$ となるとき時点 $t_\infty$ におけるコンクリートひずみは次式で求まる。

$$\begin{aligned} \epsilon_c(t_\infty) &= \sigma_c(t_0) \{ 1 + \varphi(t_\infty, t_0) / E_c \\ &\quad + [ \sigma_c(t_\infty) - \sigma_c(t_0) ] \{ 1 + \chi(t_\infty, t_0) \\ &\quad \cdot \varphi(t_\infty, t_0) / E_c + \epsilon_{cs}(t_\infty, t_0) \} \} \text{ .....(24)} \end{aligned}$$

ここに、 $\varphi(t_\infty, t_0)$ は材令 $t_0$ で載荷されたコンクリートクリープ係数、 $\chi(t_\infty, t_0)$ は材令 $t_0$ で載荷されたコンクリートの Aging Coefficient、 $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ は材令 $t_0$ からのコンクリート乾燥収縮、である。以下 $(t_\infty, t_0)$ は省略する。

式(24)を書き換えて、

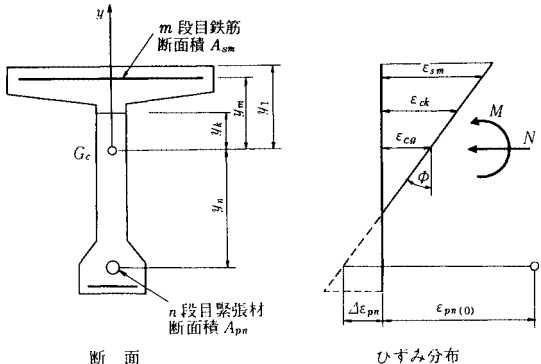
$$\begin{aligned} \sigma_c(t_\infty) &= [ E_c / (1 + \chi\varphi) ] \{ \epsilon_c(t_\infty) - [ \epsilon_c(t_0)(1 - \chi)\varphi + \epsilon_{cs} ] \\ &= \Psi E_c [ \epsilon_c(t_\infty) - \bar{\epsilon}_c(t_0) ] \} \text{ .....(25)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\Psi = 1 / (1 + \chi\varphi)$$

$$\bar{\epsilon}_c(t_0) = (1 - \chi)\varphi\epsilon_c(t_0) = (1 - \chi)\varphi\sigma_c(t_0) / E_c$$

図—6 に示すように純コンクリート断面図心 $G_c$ に



図—6 PC 部材断面ひずみ

おける軸方向ひずみを  $t_\infty$  時点で  $\epsilon_{cg}(t_\infty)$ 、断面曲率を  $\Phi(t_\infty)$  と表わす。任意維  $k$  のコンクリートひずみは平面保持仮定より、

$$\epsilon_{ck}(t_\infty) = \epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_k \dots\dots\dots(26)$$

となる。 $t_0$  時点維  $k$  でのコンクリート応力を  $\sigma_{ck}(t_0)$ 、ひずみを  $\epsilon_{ck}(t_0)$  とすれば、(25)、(26)両式より、

$$\sigma_{ck}(t_\infty) = \Psi E_c \{ [\epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_k] - [\bar{\epsilon}_{ck}(t_0) + \epsilon_{cs}] \} \dots\dots\dots(27)$$

となる。

維  $m$ 、 $n$  での鉄筋 (断面積  $A_{pm}$ ) および付着ある PC 鋼材 (断面積  $A_{pn}$ ) の応力は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sm}(t_\infty) &= E_s \{ \epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_m \} \\ \sigma_{pn}(t_\infty) &= \sigma_{pm0} + E_p \{ \epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_n \} \\ &\quad + \delta\sigma_{pn}(t_\infty) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(28)$$

ここに、 $\sigma_{pm0}$  はコンクリート断面応力 0 状態での第  $n$  段 PC 鋼材引張応力 (すなわち引張台引張応力) であって引張は負号にとる。 $\delta\sigma_{pn}(t_\infty)$  は時点  $t_\infty$  における第  $n$  段 PC 鋼材レラクセーションによる引張応力減少量で正号をとる。

PC 部材に持続軸圧縮力  $N$ 、曲げモーメント  $M$  が  $G_c$  点位置に作用しているとつり合い条件は次のようになる。

$$N = \int \sigma_{ck}(t_\infty) dA_c + \sum A_{sm} \sigma_{sm}(t_\infty) + \sum A_{pn} \sigma_{pn}(t_\infty) \dots\dots\dots(29)$$

$$M = \int \sigma_{ck}(t_\infty) y_k \cdot dA_c + \sum A_{sm} \sigma_{sm} y_m + \sum A_{pn} \sigma_{pn}(t_\infty) y_n \dots\dots\dots(30)$$

上式各第 1 項の積分はコンクリート引張強度を無視する場合 (いったんひびわれ発生があった断面) には、コンクリート圧縮応力のみ作用している区間についてのみ実施される。このコンクリート区間を有効コンクリート区間と呼ぶこととする。もちろんコンクリート引張強度を考慮できる場合にはコンクリート全断面区間にわたつ

て積分は実施される。

式(27)より明らかなようにコンクリート応力は  $t_\infty$  時点にあって次の 2 つの応力差である。

$$\Psi E_c \{ \epsilon_{ck}(t_\infty) - \epsilon_{cs} \}, \Psi E_c \bar{\epsilon}_{ck}(t_0)$$

したがって図-7 に示すように  $t_\infty$  時点全ひずみから乾燥収縮を差し引いたひずみと、 $t_0$  時点ひずみに  $(1-\chi)\phi$  を乗じたひずみとの差に見掛けヤング係数  $\Psi E_c$  を乗じてコンクリート応力は求まる。したがって図-7 に示すように応力中立軸深さ  $x_0$  ( $t_0$  時点) と  $x_\infty$  ( $t_\infty$  時点) との大小関係で異なっており、 $x_\infty$  が  $x_0$  より大きい (a) の場合、応力分布は bi-linear となり  $x_\infty$  が  $x_0$  より小さい (b) の場合に直線応力分布となる。

(27)、(28)両式を式(29)、(30)に代入すると  $\epsilon_{cg}(t_\infty)$ 、 $\Phi(t_\infty)$  に関して次式が得られる。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} D_1 & D_2 \\ D_2 & D_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_{cg}(t_\infty) \\ \Phi(t_\infty) \end{bmatrix} \\ &\quad + \begin{bmatrix} FP1 \\ FP2 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} F1 \\ F2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(31) \end{aligned}$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= \Psi E_c A_c + E_s A_s + E_p A_p \\ D_2 &= \Psi E_c Q_c + E_s Q_s + E_p Q_p \\ D_3 &= \Psi E_c I_c + E_s I_s + E_p I_p \\ FP1 &= \sum A_{pm} \{ \sigma_{pm0} + \delta\sigma_{pn}(t_\infty) \} \\ FP2 &= \sum A_{pn} \{ \sigma_{pm0} + \delta\sigma_{pn}(t_\infty) \} y_n \\ F1 &= \Psi E_c \int [\bar{\epsilon}_{ck}(t_0) + \epsilon_{cs}] dA_c \\ F2 &= \Psi E_c \int [\bar{\epsilon}_{ck}(t_0) + \epsilon_{cs}] y_k \cdot dA_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(32)$$

ここに、 $A_c$ 、 $A_s$ 、 $A_p$  はそれぞれ有効コンクリート、鉄筋、付着ある PC 鋼材断面積、 $Q_c$ 、 $Q_s$ 、 $Q_p$  はそれぞれ  $G_c$  まわり有効コンクリート、鉄筋、付着ある PC 鋼材面積の 1 次モーメント、 $I_c$ 、 $I_s$ 、 $I_p$  はそれぞれ  $G_c$  まわり有効コンクリート、鉄筋、付着ある PC 鋼材面積の 2 次モーメント、である。式(32) F1、F2 第 1 項有効コンクリート面積に関する積分にあたり、図-7 の (a)、(b) 両場合によって  $\bar{\epsilon}_{ck}(t_0)$  の積分区間が異なることに注意する必要がある。すなわち、(a) の場合の積分区間は深さ  $x_0$  の範囲であり、(b) の場合の積分は  $x_\infty$  の範囲内でのみ実施される。 $\epsilon_{cs}$  の積分区間は  $x_\infty$  の範囲内である。

コンクリート全断面有効の場合  $D_1$ 、 $D_2$ 、 $D_3$  は定数であり、F1、F2 も全コンクリート断面区間に関する積分値として容易に定まるから、式(31)を解いて容易に  $\epsilon_{cg}(t_\infty)$ 、 $\Phi(t_\infty)$  は求められる。ひびわれ断面にあっては  $D_1$ 、 $D_2$ 、 $D_3$  は  $x_\infty$  の関数であり、F1、F2 も  $x_\infty$  の関数である。したがって式(31)未知数は 3 個となり解は求められない。

第 3 の条件式は  $x_\infty$  維コンクリート応力 0 の条

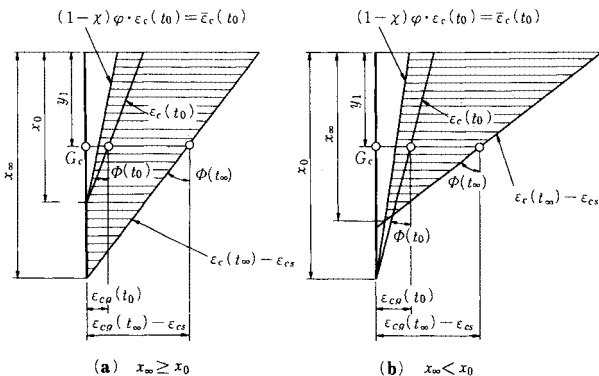


図-7 ひびわれ断面有効コンクリート区間ひずみ分布

件で与えられ、 $G_c$  と圧縮縁との距離  $y_1$  に対し、次のようである。

•  $x_\infty \geq x_0$  の場合  

$$\epsilon_{cg}(t_\infty) - \epsilon_{cs} + \Phi(t_\infty)(y_1 - x_\infty) = 0 \dots\dots\dots (33 \cdot a)$$

•  $x_\infty < x_0$  の場合  

$$\epsilon_{cg}(t_\infty) - \epsilon_{cs} + \Phi(t_\infty)(y_1 - x_\infty) - (1 - \chi)\varphi\{\epsilon_{cg}(t_0)\Phi(t_0)(y_1 - x_\infty)\} = 0$$

すなわち、  

$$\epsilon_{cg}(t_\infty) - \epsilon_{cs} - (1 - \chi)\varphi\epsilon_{cg}(t_0) + \{\Phi(t_\infty) - (1 - \chi)\varphi\Phi(t_0)\}(y_1 - x_\infty) = 0 \dots\dots\dots (33 \cdot b)$$

式(31)を  $\epsilon_{cg}(t_\infty)$ 、 $\Phi(t_\infty)$  について解き式(33)に代入すると  $x_\infty$  を定める方程式が求められる。

•  $x_\infty \geq x_0$  の場合  

$$\frac{(E_1 D_3 - E_2 D_2) - \epsilon_{cs}(D_1 D_3 - D_2^2)}{(E_2 D_1 - E_1 D_2)} x_\infty = -y_1 \dots\dots\dots (34 \cdot a)$$

•  $x_\infty < x_0$  の場合  

$$\frac{(E_1 D_3 - E_2 D_2) - \{\epsilon_{cs} + (1 - \chi)\varphi\epsilon_{cg}(t_0)\}(D_1 D_3 - D_2^2)}{(E_2 D_1 - E_1 D_2) - (1 - \chi)\varphi\Phi(t_0)(D_1 D_3 - D_2^2)} x_\infty = -y_1 \dots\dots\dots (34 \cdot b)$$

ここに、

$$\begin{bmatrix} E_1 \\ E_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} FP1 \\ FP2 \end{bmatrix}$$

式(34)は一般に  $x_\infty$  に関する 5 次方程式となり、これを解いて  $x_\infty$  が求まる。式(31)より  $\epsilon_{cg}(t_\infty)$ 、 $\Phi(t_\infty)$  が求められ付着ある鋼材応力が計算される。コンクリート応力は式(27)より次のように計算される。

•  $x_\infty \geq x_0$  の場合  

$$(y_1 - x_\infty) \leq y_k < (y_1 - x_0) \dots \sigma_{ck}(t_\infty) = \Psi E_c [\{\epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_k\} - \epsilon_{cs}] \dots\dots\dots (35 \cdot a)$$

$$(y_1 - x_0) \leq y_k \leq y_1 \dots \sigma_{ck}(t_\infty) = \Psi E_c [\{\epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_k\} - \epsilon_{cs} - \{(1 - \chi)\varphi\{\epsilon_{cg}(t_0)\Phi(t_0)y_k\}\}] \dots\dots\dots (35 \cdot b)$$

•  $x_\infty < x_0$  の場合  

$$(y_1 - x_\infty) \leq y_k \leq y_1 \dots \sigma_{ck}(t_\infty) = \Psi E_c [\{\epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_k\} - \epsilon_{cs} - (1 - \chi)\varphi\{\epsilon_{cg}(t_0) + \Phi(t_0)y_k\}] \dots\dots\dots (35 \cdot c)$$

以上の計算に用いた  $\sigma_{pm0}$  は既述のようにコンクリート断面応力 0 状態における第  $n$  段 PC 鋼材引張応力である。したがってプレテンション部材にあっては引張台緊張材端定着を解放する直前の PC 鋼材引張応力である。

ポストテンション部材では摩擦、定着具セット、コンクリート弾性変形、等による緊張材引張応力損失を緊張端引張応力から差し引いてプレストレスを与えた直後の引張応力  $\sigma_{pm}(t_0)$  は既知である。よって  $t_0$  時点第  $n$  段緊張材位置コンクリートひずみ  $\epsilon_{cn}(t_0)$  が既知であれば、

$\sigma_{pm0}$  は付着ある PC 鋼材を考慮に入れた断面に対しては、

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{pm}(t_0) - E_p \cdot \epsilon_{cn}(t_0) \dots\dots\dots (36)$$

プレストレスを与えた直後  $t_0$  時点での  $\epsilon_{cg}(t_0)$ 、 $\Phi(t_0)$  を求めるには、 $t_0$  時点にあって、 $\varphi = \epsilon_{cs} = \delta\sigma_p = 0$  であるから、式(31)は次のように与えられる。

$$\begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_1 & D_2 \\ D_2 & D_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_{cg}(t_0) \\ \Phi(t_0) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} FP1 \\ FP2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (37)$$

ここに、 $D_1$ 、 $D_2$ 、 $D_3$  等は式(32)のそれらと同一であり、コンクリートに関する各項はもちろん有効コンクリート(ひびわれ断面では深を  $x_0$  の区間)に関するものである。FP1、FP2 の値は式(32)で  $\delta\sigma_{pm}(t_\infty) = 0$  とおいて求めることは当然である。ひびわれ断面に関する第 3 条件式は、

$$\epsilon_{cg}(t_0) + \Phi(t_0)(y_1 - x_0) = 0 \dots\dots\dots (38)$$

と与えられる。

ひびわれ断面では式(37)、(38)を  $x_0$  についての方程式で表わすと一般に 3 次方程式となり  $x_0$  は容易に求まる。

ポストテンション方式にあってはプレストレッシング時 PC 鋼材は付着がないので、 $D_1$ 、 $D_2$ 、 $D_3$  式の  $A_p$ 、 $Q_p$ 、 $I_p$  はすべて 0 であり、 $\sigma_{pm0}$  にはプレストレスを与えた直後の緊張材引張応力  $\sigma_{pm}(t_0)$  を用いる必要がある。ダクト注入後 PC 鋼材は付着が生ずるので、 $D_1$ 、 $D_2$ 、 $D_3$  式で  $A_p$ 、 $Q_p$ 、 $I_p$  は考慮され、 $\sigma_{pm0}$  は式(36)で求めた値を用いる必要がある。

全断面有効として計算されたプレストレスを与えた直後の部材引張縁コンクリート引張応力がコンクリート引張強度をこえず曲げひびわれ発生がなくとも、変動荷重が早期に作用しひびわれ発生があれば、その後永久荷重作用に関するクリープ解はコンクリート引張強度を無視して実施される必要がある。

(3) コンクリート断面変形経時変化終了後変動荷重作用

ひびわれ断面に関する解を求めるには断面コンクリート応力 0 の状態を基準とするのが便利である。すなわち 3.(2)の  $t_\infty$  時点で永久荷重作用を弾性的に除去した状態を基準状態とする。これにはコンクリート応力に相当する弾性ひずみを  $t_\infty$  時点ひずみから差し引けばよい<sup>31)</sup>。図-8(a)は全断面有効であり、(b)、(c)はひびわれ断面の場合である。(a)、(b)の場合はコンクリート応力中立軸  $x_\infty$  位置ひずみ分布上の点を中心とし  $\sigma_{ck}(t_\infty)/E_c$  だけひずみ分布を回転させる。(c)にあっては  $t_\infty$  時点応力中立軸位置ひずみ分布上の点を中心として  $\Psi|\epsilon_{ck}(t_\infty) - \epsilon_{cs}|$  だけ回転させ、このひずみ分布上の  $x_0$  点を回転中心として、 $\Psi\bar{\epsilon}_{ck}(t_0)$  だけ前者と逆方向に回転させて基本状態ひずみ分布が求まる。よって基本状態鋼材ひ

コンクリート断面応力分布

コンクリート断面ひずみ分布

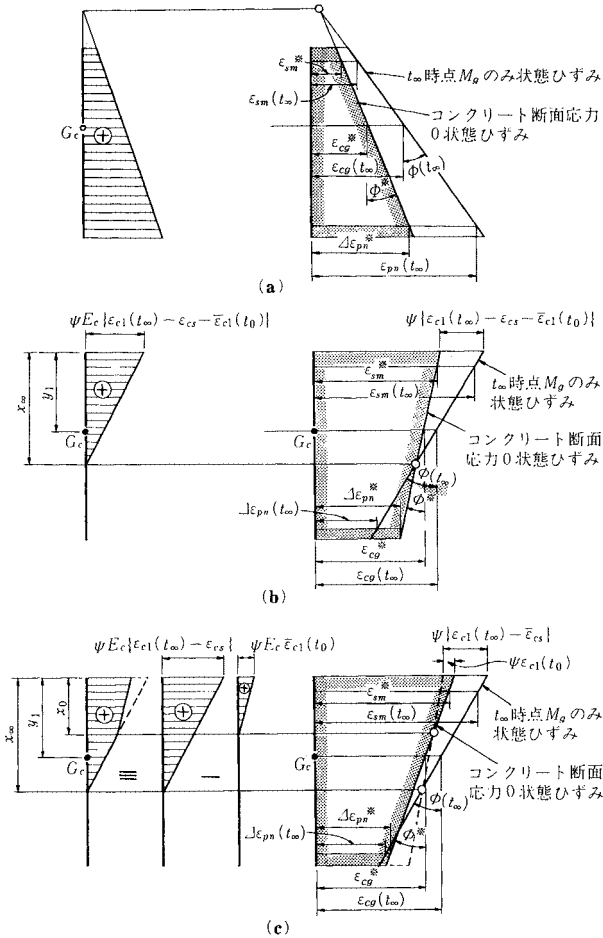


図-8 コンクリート断面応力0状態断面ひずみ

ずみは次のようである。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{sm}^* &= (1-\Psi)\epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_m + \Psi\epsilon_{cs} \\ &\quad + \Psi(1-\chi)\phi\epsilon_{cg}(t_0) + \Phi(t_0)y_m \\ \Delta\epsilon_{pn}^* &= (1-\Psi)\phi\epsilon_{cg}(t_\infty) + \Phi(t_\infty)y_m + \Psi\epsilon_{cs} \\ &\quad + \Psi(1-\chi)\phi\epsilon_{cg}(t_0) + \Phi(t_0)y_m \end{aligned} \right\} \dots(39)$$

基準状態鋼材応力は次のようである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sm}^* &= E_s \epsilon_{sm}^* \\ \sigma_{pn}^* &= \sigma_{pn0} + \delta\sigma_{pn}(t_\infty) + E_p \cdot \Delta\epsilon_{pn}^* \end{aligned} \right\} \dots(40)$$

基準状態断面変形は次のようになる。

$$G_c \text{ 位置コンクリート軸ひずみ } \epsilon_{cg}^* \\ \epsilon_{cg}^* = (1-\Psi)\epsilon_{cg}(t_\infty) + \Psi\epsilon_{cs} + \Psi(1-\chi)\phi\epsilon_{cg}(t_0) \dots(41)$$

$$\text{断面曲率 } \Phi^* \\ \Phi^* = (1-\Psi)\Phi(t_\infty) + \Psi(1-\chi)\phi\Phi(t_0) \dots(42)$$

$\sigma_{sm}^*$ ,  $\sigma_{pn}^*$  を引張台引張応力とし、変動荷重作用時つり合い式は次のようになる。

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} N_g + N_q \\ M_g + M_q \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} D_1 & D_2 \\ D_2 & D_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\epsilon_{cg} \\ \Delta\Phi \end{bmatrix} \\ &+ \begin{bmatrix} \Sigma A_{sm} \sigma_{sm}^* + \Sigma A_{pn} \sigma_{pn}^* \\ \Sigma A_{sm} \sigma_{sm}^* y_m + \Sigma A_{pn} \sigma_{pn}^* y_n \end{bmatrix} \dots(43) \end{aligned}$$

ここに、 $D_1, D_2, D_3$  は弾性値で式(32)のコンクリートに関する項には  $E_c$  を乗じコンクリート断面は有効コンクリート区間のみを考慮することはもちろんである。 $\Delta\epsilon_{cg}, \Delta\Phi$  は基準断面ひずみからの変化量を示す(図-9)。

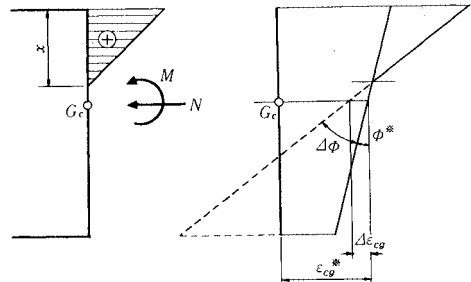


図-9 全荷重作用時断面ひずみ分布

コンクリート応力0となる維に関する条件式は、

$$\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi(y_1 - x) = 0 \dots(44)$$

式(43), (44) から  $\Delta\epsilon_{cg}, \Delta\Phi$  を消去して  $x$  に関する方程式を求め、これを解いて  $x$  を求め  $\Delta\epsilon_{cg}, \Delta\Phi$  が定まる。したがって使用状態断面応力、断面変形は次のようである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ck} &= E_c (\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi y_k) \\ \sigma_{sm} &= \sigma_{sm}^* + E_s (\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi y_m) \\ \sigma_{pn} &= \sigma_{pn}^* + E_p (\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi y_n) \end{aligned} \right\} \dots(45)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{cg} &= \epsilon_{cg}^* + \Delta\epsilon_{cg} \\ \Phi &= \Phi^* + \Delta\Phi \end{aligned} \right\} \dots(46)$$

以上解法は  $x \leq x_0$  の場合にのみ成立するものである。すなわち  $x_\infty > x_0$  で  $t_\infty$  時点永久荷重作用のみの状態でコンクリート応力分布が bi-linear であっても  $x \leq x_0$  の場合には上記解法は適用できる。しかし、 $x > x_0$  となる場合には上記解法をそのまま適用する事はできない。すなわち、 $t_\infty$  時点コンクリート応力は中立軸深さがそれぞれ  $x_\infty, x_0$  である2つの直線応力分布の差として与えられている。後者は  $t_0$  時点コンクリート応力に  $\Psi(1-\chi)\phi$  を乗じたものである。したがって前者のコンクリート応力分布を弾性計算で求めるには基準状態断面に次の断面力を作らせなければならない。

$$\begin{bmatrix} N_g \\ M_g \end{bmatrix} + \Psi(1-\chi)\phi \begin{bmatrix} N_g - \Sigma A_{pn} \sigma_{pn0} \\ M_g - \Sigma A_{pn} \sigma_{pn0} y_n \end{bmatrix} \dots(47)$$

すなわち、式(43)の断面力の代りに式(47)の断面力を



用い、式(44)とともに解くと、 $x = x_m$  となり前者のコンクリート応力分布が求まり、これから後者のコンクリート応力分布を差引いて  $t_0$  時点応力は求められる。

使用状態にあっては式(43)左辺に式(47)の第2項すなわち  $t_0$  時点 RC 断面に対する断面力に  $\Psi(1-\chi)\varphi$  を乗じた項を加算して式(44)と組合せ  $x$ ,  $\Delta\epsilon_{cg}$ ,  $\Delta\Phi$  を求める。求められた  $x$  が  $x_0$  より大きい場合はこの解に相応するコンクリート応力分布から、付加した断面力によるコンクリート応力を差引いてコンクリート応力は求まる。すなわち、

$$(y_1 - x) \leq y_k < (y_1 - x_0) \cdots \sigma_{ck} = E_c(\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi y_k)$$

$$\left. \begin{aligned} (y_1 - x_0) \leq y_k \leq y_2 \cdots \sigma_{ck} &= E_c(\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi y_k) \\ &- \Psi(1-\chi)\varphi\sigma_{ck}(t_0) \\ \sigma_{sm} &= \sigma_{sm}^* + E_s(\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi y_m) \\ &- \Psi(1-\chi)\varphi\epsilon_{cg}(t_0) + \Phi(t_0)y_m \cdot E_s \\ \sigma_{pm} &= \sigma_{pm}^* + E_p(\Delta\epsilon_{cg} + \Delta\Phi y_m) \\ &- \Psi(1-\chi)\varphi\epsilon_{cg}(t_0) + \Phi(t_0)y_m \cdot E_p \\ \epsilon_{cg} &= \epsilon_{cg}^* + \Delta\epsilon_{cg} - \Psi(1-\chi)\varphi\epsilon_{cg}(t_0) \\ \Phi &= \Phi^* + \Delta\Phi - \Psi(1-\chi)\varphi\Phi(t_0) \end{aligned} \right\} \cdots (48)$$

計算順序は図-10 に示してある。計算するためのプログラムを用意し以下に示すパーシャル PC 部材断面に適用した。

計算例題 1 (図-11(a))

使用材料各種性質を以下のように仮定する。

コンクリート…… $f_{ck} = 50 \text{ MN/m}^2$ ,  
 $E_c = 35\,000 \text{ MN/m}^2$ ,  
 $\varphi = 2.6$ ,  
 $\epsilon_{cg} = 25 \times 10^{-5}$ ,  
 $\chi = 0.80$

鉄筋…… $f_{syk} = 350 \text{ MN/m}^2$ ,

$E_s = 2.10 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$

PC 鋼材 ……SWPR-7B 12.4 mm 直径,  
 $E_p = 2.00 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$   
 レラクセーション損失 5%

断面力, 永久荷重  $g = 13.37 \text{ kN/m}$ ,  
 $M_g = 1\,044.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 変動荷重  $q = 4.41 \text{ kN/m}$ ,  
 $M_q = 344.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $t_0$  時点プレストレス力  
 $= 1\,300.0 \text{ kN}$

部材断面変形および応力を次の断面力組合せについて計算するものとする。

- ① = G + P ( $t_0$  時点初載荷)
- ② = ① + Q ( $t_0$  時点全載荷)
- ③ = ② - Q ( $t_0$  時点永久荷重のみ作用)
- ④ = ③ + C + S + R (経時変形終了  $t_\infty$  時点)
- ⑤ = ④ + Q ( $t_\infty$  時点全載荷)

ここに、C, S, R はそれぞれコンクリートクリープ、乾燥収縮、PC 鋼材レラクセーション作用を示す。

計算結果を図-12 に示してある。①状態で引張縁コンクリート応力はコンクリート引張強度を越えないが、②ではひ

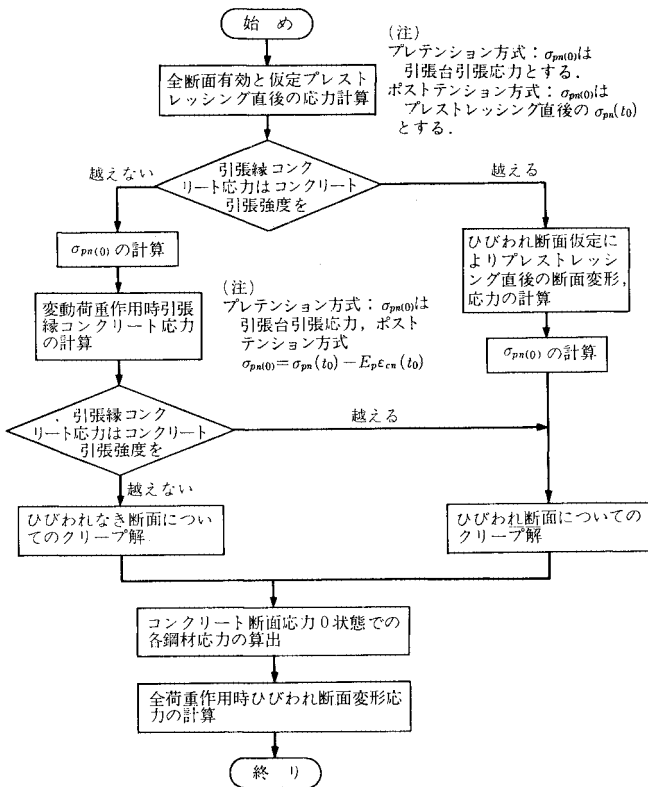


図-10 パーシャル PC 部材断面変形、応力の計算

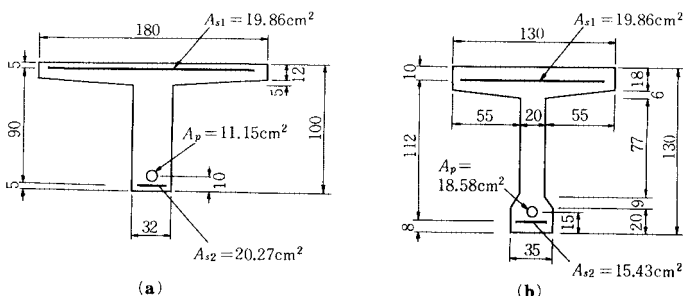
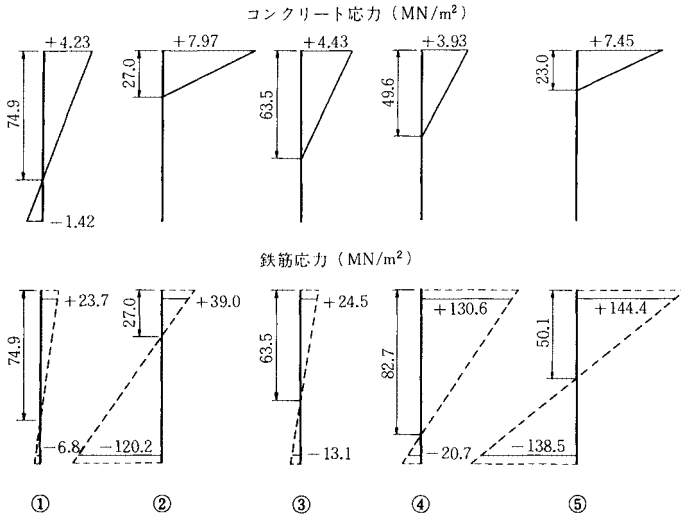
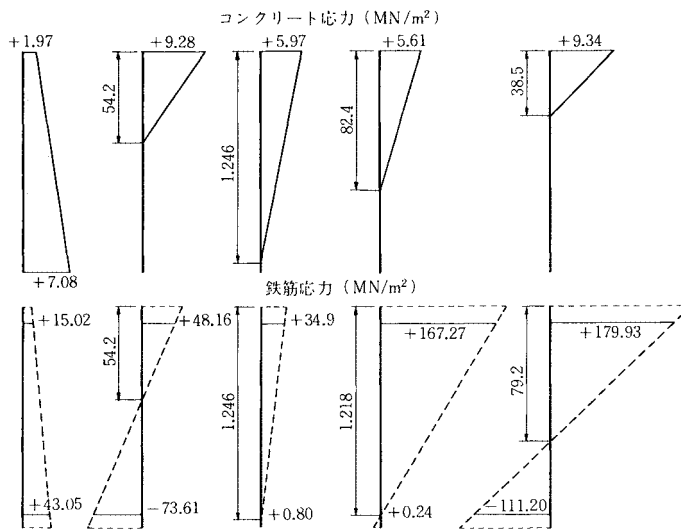


図-11 計算例題断面



図—12 計算例1 断面応力分布



図—13 計算例2 断面応力分布

表—1  $\Delta\epsilon_{cg}, \Phi (\times 10^{-5})$

断面力組合せ	①	②	③	④	⑤
$\epsilon_{cg}$	6.869	-4.462	6.222	40.312	27.834
$\Phi(1/m)$	16.162	84.200	19.911	80.061	149.655

表—2  $\Delta\epsilon_{cg}, \Phi (\times 10^{-5})$

断面力組合せ	①	②	③	④	⑤
$\epsilon_{cg}$	11.186	5.415	11.720	55.625	43.799
$\Phi(1/m)$	-11.919	51.776	14.504	71.019	123.767

びわれが発生するので、以下クリープ解はひびわれ断面について実施されている。コンクリートのクリープなどの結果コンクリート応力中立軸は移動し  $t_0$  時点より減少する。図—12より明らかなようにコンクリート応力に関する中立軸と断面ひずみに関する中立軸とは経時変形後は一致しなくなることが明らかである。

コンクリート断面図心ひずみ  $\epsilon_{cg}$  および断面曲率  $\Phi$  は表—1 のようである。

計算例2 (図—11(b))

使用材料各種性質を以下のように仮定する。

コンクリート…… $f'_{ck}=40 \text{ MN/m}^2$ ,

$E_c=33\,000 \text{ MN/m}^2$

$\phi=2.6$ ,

$\epsilon_{cs}=25 \times 10^{-5}$ ,

$\chi=0.80$

鉄筋…… $f_{syk}=300 \text{ MN/m}^2$ ,  $E_s=2.10$

$\times 10^5 \text{ MN/m}^2$

PC 鋼材……SWPR-7A, 12.4 mm 直

径,  $E_p=2.00 \times 10^5 \text{ MN}$

$/m^2$ , レラクセーション

損失 7%

断面力, 自重  $g_0=13.18 \text{ kN/m}$ ,  $M_{g_0}$

$=1\,030.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

付加永久荷重  $g_1=11.50 \text{ kN}$

$/m$ ,  $M_{g_1}=898.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

変動荷重  $q=6.00 \text{ kN/m}$ ,  $M_q$

$=468.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

プレストレス ( $t_0$  時点) $=2$

$006.6 \text{ kN}$

計算にあたっての断面力組合せは計算例 1 の場合と同じであるが、①では  $P$

と  $G_0$  との組合せ、②では  $P$  と  $\Sigma G$  と  $Q$  との組合せ、③は  $P$  と  $\Sigma G$  との組合せである。以下常に全永久荷重組合せを考慮してある。

計算結果は図—13に示してある。この場合もコンクリート等の経時変形終了後はコンクリート応力中立軸とひずみ分布中立軸とは一致しないことが明らかとなっている。

コンクリート断面図心ひずみ  $\epsilon_{cg}$  および断面曲率  $\Phi$  は表—2 のようである。

4. 結 論

本研究の範囲内において次のように結論できる。

(1) プレストレッシングの程度を表わす特別な指標を用いることなしに、終局曲げ破壊安全度と使用状態ひびわれ幅限界状態または疲労限界状態とを同時に満足するよう緊張材断面積および引張鉄筋断面積とを算定することが可能である。この方法を拡張することで、従来の鉄筋コンクリートからPC鋼材のみを用いたPCまでの設計法を統一することが可能となる。

(2) コンクリート引張強度を無視するひびわれ断面の変形、応力、等に対するコンクリートクリープ、乾燥収縮、PC鋼材レラクセーション、等の影響を容易に算定できる方法が明らかとなった。この結果配置されている鉄筋のコンクリート変形拘束効果が大いこと、コンクリート応力中立軸と断面ひずみ中立軸とは一致しないこと、等が明らかとした。

(3) パーシャルPC部材断面に全使用荷重が作用したときの断面変形、応力、等の計算にあたってコンクリート経時変形結果発生している基準状態鋼材応力をどのように考慮するかを明らかとした。

(4) コンクリート断面図心位置軸ひずみおよび断面曲率をひびわれ断面で計算する方法を明らかとし、これらを用いて部材軸変形、たわみ、等を定めることが可能である。ただしこの場合相隣れるひびわれ間コンクリートの補剛効果を考慮し、平均軸ひずみ、平均断面曲率を用いて数値積分を実施する必要があることはもちろんである。

本研究は理論的考察の範囲に限られており、将来長期載荷試験によって理論の妥当性を確かめる必要がある。なお電算プログラムは(株)日本構造橋梁研究所 酒井一君の労によるものである。

#### 参 考 文 献

- 1) Bachmann, H. : From Full to Partial Prestressing, Prestressed Concrete in Switzerland for 9th FIP Congress, Stockholm, 1982.
- 2) Kulka, F., Lin, T. Y., Chow, P. Y. : Economy and Behaviour of Structures Designed with Partial Prestressing, Proceedings FIP Symposium on Partial Prestressing, Bucharest, 1980.
- 3) Leonhardt, F. : Partial Prestressing Improves Serviceability, Proceedings FIP Symposium on Partial Prestressing, Bucharest, 1980.
- 4) Inomata, S. : Conclusions on the FIP Symposium on Partial Prestressing, Bucharest, Sept. 1980, FIP Notes No. 90, Jan.-Feb. 1981.
- 5) Bachmann, H. : Partial Prestressing of Concrete Structures, IABSE Surveys, S-11/79, Nov. 1979.
- 6) Bachmann, H. : Partial Prestressed Concrete : Simplified Design Based on Swiss Practice Since 1968, International Symposium on Non-linearity and Continuity in Prestressed Concrete, Preliminary Publication, Vol. 1, University of Waterloo, July 1983.
- 7) Naaman, A. E., Siriakorn, A. : Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, PCI Journal, Part 1, Vol. 24, No 2, 1979 ; Part 2, Vol. 24, No. 3, 1979.
- 8) Naaman, A. E. : Partially Prestressed Beams ; A Unified Design procedure for Strength and Serviceability, Proceedings FIP Symposium on Partial Prestressing, Bucharest, 1980.
- 9) Thurlimann, B. : A Case for Partial Prestressing, PCA-University of Toronto Structural Concrete Symposium, Toronto, May 1971.
- 10) Thurlimann, B. : Research on Prestressed Concrete, Prestressed Concrete in Switzerland, for 9th FIP Congress, Stockholm, 1982.
- 11) FIP Recommendations on Practical Design of Reinforced and Prestressed Concrete Structures Based on the CEB-FIP Model Code (Draft), June 1982.
- 12) Bennett, E. W. : Design of Partially Prestressed Concrete with Reference to the CEB-FIP Model Code, Proceedings FIP Symposium on Partial Prestressing, Bucharest, 1980.
- 13) Bruggeling, A. S. G. : Le Defi du Béton Précontraint Partiel, Annales de L'institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N. 416, Serie : Béton 215, 1983.
- 14) Huber, A. : Beitrag zur praktischen Bemessung von teilweise vorgespannten Bauteilen, Beton-und Stahlbetonbau, Vol. 77, No. 2 1982.
- 15) Huber, A. : Practical Design of Partially Prestressed Concrete Beams, Concrete International, Vol. 5, No. 3, 1983.
- 16) Moustafa, S. E. : Design of Partially Prestressed Concrete Flexural Member, PCI Journal, Vol. 22, No. 3, 1977.
- 17) Inomata, S. : A Design Procedure for Partially Prestressed Concrete Beams based on Strength and Serviceability, PCI Journal Vol. 27, No. 5, 1982.
- 18) Menn, C. : Partial Prestressing from the Designer Point of View, Concrete International, Vol. 5, No. 3, 1983.
- 19) Code-Modèle CEB-FIP Pour les Structures en Béton, 3e édition 1978 des Recommandations Internationales CEB-FIP.
- 20) Favre, R., Koprna, M., Putallaz, I. C. : Deformation of Concrete Structures, Theoretical Basis for the Calculation, IABSE Surveys S-16/81, 1981.
- 21) 猪股俊司 : プレストレストコンクリートに対するクリープの影響, プレストレストコンクリート, Vol. 18, No. 2, 1976.
- 22) Trost, H., Mainz, B., Wolff, H. : Zur Berechnung Von Spann-beton-tragwerken im Gebrauchzustand unter Berücksichtigung des zeitabhängig Betonverhaltens, Beton-und Stahlbetonbau, 9/1971, 10/1971.
- 23) Abeles, P. W., Kuing, R. : Der Einfluss schlaffer Bewehrung auf den Vorspannverlust infolge Schwinden und Kriechen, Der Bauingenieur 50, 1975.

- 24) OKada, K., Kobayashi, K., Hatamura, H. : Effects of Supplementary Reinforcement on Flexural and Longterm Behaviour in Unbonded Prestressed Concrete Beams, Proceedings ; Part 1. FIP Symposia on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Bucarest, 1980.
- 25) Dilger, W.H. : Creep Analysis of Prestressed Concrete Structures Using Creep-transformed Section Properties, PCI Journal Vol.27, No.1, 1982.
- 26) Madsen, K. : Matrix Formalism for Practical Solution of Concrete Creep Problems, Dialog 1-79 Danmark Ingeniorakademi.
- 27) Frey, J., Trost, H. : Zur Berechnung von teilweise vorgespannten Betontragwerken in Gebrauchzustand, Beton-und Stahlbetonbau, 11/1983, 12/1983.
- 28) Maia, F., Grelat, A., Foure, B. : Analyse non linéaire des ossatures béton arme ou précontraint compute tenu du retrait, du fluage et de la relaxation, Annales de L'institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N.412 Fevrier 1983.
- 29) Trost, H. : Auswirkung des Superpositionsprinzips auf Kriech-und Relaxations-probleme bei Beton und Spannbeton, Beton-und Stahlbetonbau 10/1967, 11/1967.
- 30) Debernardi, P.G. : Analuse systématique de la curbure instantanée et a long terme des pièces en béton armé, Annales de L'institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N.419 Novembre 1983.
- 31) Tadros, M.K. : Expedient Service Load Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections, PCI Journal Vol.27, No.6, 1982.

(1984. 3. 10・受付)