プレストレストコンクリート梁の設計計算について

加賀美　一二三

要　旨

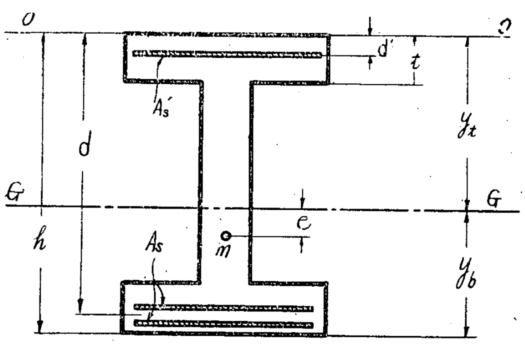
本文はPSコンクリートのプレテンシヨン方式による梁の設計計算に対して、コンクリートの応力分布を放物線状とした設計方法を述べたものである。

緒　言

1907年 Koenen がプレテンシヨンの理論方式を提案したものに対し、1928年Freyssinetは高強度鋼と高強度コンクリートを使用してその実際化に成功し、さらに1907年の Lund のポストテンシヨンニング理論方式の実用化に転向して成功している。1939年 Hoyer は鋼線にピアノ線を用いはじめ、プレテンシヨン式に対して付着力による碇着方式をとり、1948年 Magnel はポストテンシヨンニング式に対して特殊碇着方式を考案し良結果をえていることは衆知のことである。以上のように現下急速の進展をみているPSコンクリートの設計計算において、著者は本文において鉄筋コンクリートと同様 Koenen がコンクリート中の応力分布を直線的であると仮定して提案した現在使用中の計算式に対し、著者が鉄筋コンクリート梁の場合に誘導した応力分布[1]を用いて、プレテンシヨン式の場合について設計法を述べ、その計算例を附記したものである。ポストテンシヨンニングの場合については別に述べる予定である。

1　PSコンクリート梁の図心位置

PSコンクリート梁は種々なる梁断面をとる



図—1　PSコンクリート梁の図心位置の関係

が、プレテンシヨン式においては一般に図-1のI型が採用される。PSコンクリート梁においては後述8、(3)の等価断面の計算結果に示すように縁維応力度に対する梁断面中の鋼線の影響は安全側であるので、本計算法においては設計計算に当りコンクリート断面についてのみの図心を定めて計算を進め、後で等価断面として照査計算する方法によることにする。

従つて、
$$\left.\begin{aligned} y_t &= \frac{\text{0−0 軸に関する梁の全断面の1次モーメント}}{A_c} \\ y_b &= h - y_t \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

ここに、

y_t, y_b = PSコンクリート梁断面の図心軸よりの上縁及び下縁維応力度までの距離、cm

A_c = PSコンクリート梁のコンクリート断面積、cm^2

2　プレテンシヨン梁の断面算定

プレストレス導入時；

$$\text{上縁維,}\quad \frac{P}{A_c} - \frac{P_e}{\nu y_t A_c} \geqq \sigma_{tp} \qquad (a)$$

$$\text{下縁維,}\quad \frac{P}{A_c} + \frac{P^e}{\nu y_b A_c} \leqq \sigma_{cp} \qquad (b)$$

設計荷重時；

$$\text{上縁維,}\quad \frac{P_e}{A_c} - \frac{P_e e}{\nu y_t A_c} + \frac{M_T}{\nu y_t A_c} \leqq \sigma_{cw} \qquad (c)$$

$$\text{下縁維,}\quad \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e e}{\nu y_b A_c} - \frac{M_T}{\nu' y_b A_c} \geqq \sigma_{tw} \qquad (d)$$

所要断面積；

上縁維、(a)式と(c)式との関係より

$$\nu y_t A_c = \frac{M_T}{\sigma_{cw} - \mu \sigma_{tp}} \qquad (2)$$

下縁維、(b)式と(d)式との関係より

$$\nu' y_b A_c = \frac{M_T}{\mu \sigma_{cp} - \sigma_{tw}} \qquad (3)$$

ここに、

σ_{tp} =プレストレス導入時の上縁維引張応力度（一般には0値が望ましい），kg/cm^2

σ_{cp}＝プレストレス導入時の下縁縁維圧縮応力度(コンクリート極強度の1/3の値以下), kg/cm²

σ_{cw}＝設計荷重作用時の上縁維圧縮応力度(コンクリート極強度の1/3の値以下), kg/cm²

σ_{tw}＝設計荷重作用時の下縁維引張応力度(一般には０値が望ましい), kg/cm²

P＝全鋼線の導入プレストレス(導入直後の値), kg

e＝ＰＳコンクリート梁断面の図心に対する全鋼線図心の偏心距離、cm

P_e＝全鋼線の有効プレストレス、kg

M_T＝全設計曲げモーメント、kgcm

μ＝鋼線の有効プレストレスと導入プレストレスとの比、すなわち$\dfrac{P_e}{P}$

ν, ν'＝上、下縁維応力度位置よりコンクリート応力分布図図心までの距離係数[1]、すなわち$n/(2n+1)$, n＝放物線応力度曲線次数、図心軸上側は1.5次放物線、図心軸下側は５次放物線、0.357及び0.454

3　導入プレストレスＰの偏心量の決定

図-1の点mは上下鋼線断面の図心とする。プレストレス導入時上縁応力度は引張応力度が許されないことが望ましいので、(a)式より

$$\frac{P}{A_c}-\frac{P_e}{\nu y_t A_c}=0 \qquad \therefore e=\nu y_t \tag{4}$$

4　全設計曲げモーメントに対する応力度

鋼線断面積を決定する前に全設計曲げモーメントによる縁維応力度を照査し、もし断面要素の値が不足する場合は断面寸法を変化させる必要がある。

上縁維、(a)式と(c)式において一般にσ_{cp}は０として設計されるので

$$\frac{M_T}{\nu y_t A_c}\leqq\sigma_{cw} \tag{5}$$

下縁維、(b)と(d)式において一般にσ_{tw}は０として設計されることが望ましいので

$$\frac{M_T}{\mu\nu' y_b A_c}\leqq\sigma_{cp} \tag{6}$$

5　鋼線断面積の決定

全設計曲げモーメントM_TとプレストレスＰとが作用するとき、一般に下縁維には引張応力が生じてはいけないので、(d)式より

$$\frac{P_e}{A_c}+\frac{P_e e}{\nu y_b A_c}-\frac{M_T}{\nu y'_b A_c}=0$$

$$P_e=\frac{M_T}{\nu' y_b\left(1+\dfrac{e}{\nu y_b}\right)}$$

ＰＳコンクリート断面は全断面圧縮応力中にあり、この場合コンクリートの乾燥収縮、クリープによるプレストレスの減少量は15％程度とされているから、導入時のＰは

$$P=\frac{M_T}{0.85\left\{\nu' y_b\left(1+\dfrac{e}{\nu y_b}\right)\right\}} \tag{7}$$

故に、鋼線断面積は

$$A_s+A'_s=\frac{P}{\sigma_{sp}} \tag{8}$$

ここに、

σ_{sp}＝鋼線のプレストレス導入時の許容引張応力度、kg/cm²

6　Ｐだけによる下縁維応力度

プレストレスを解放した直後の下縁維応力度は(b)式より

$$\frac{P}{A_c}+\frac{P_e}{\nu y_b A_c}\leqq\sigma_{cp} \tag{9}$$

但し、(9)式の左辺値はσ_{cp}より大きい値となることがあるが、梁自重の作用により許容圧縮応度以下となればよい。

7　プレストレスと梁自重並びに全設計曲げモーメントによる部材応力度の合成

前項にて説明したように常に上、下縁維応力度は各荷重状態条件下許容応力度以下であれば、梁の取扱い、乾燥、温度変化などに対して安全であると考えられる。すなわち

梁自重による場合;

上縁維応力度,

$$\frac{P}{A_c}-\frac{Pe}{\nu y_t A_c}+\frac{M_{Dl}}{\nu y_t A_c}\geqq\sigma_{tp} \tag{10), (a}$$

下維応力度;

$$\frac{P}{A_c}+\frac{Pe}{\nu y_b A_c}-\frac{M_{Dl}}{\nu y_b A_c}\leqq\sigma_{cp} \tag{10), (b}$$

ここに、

M_{Dl}＝梁自重による最大曲げモーメント、kgcm

有効プレストレスと全設計曲げモーメントの働く場合：

上縁維応力、

$$\frac{P_e}{A_c}-\frac{P_e e}{\nu y_t A_c}+\frac{M_T}{\nu y_t A_c}\leqq\sigma_{cw} \qquad (10),(c)$$

下縁維応力度、

$$\frac{P_e}{A_c}+\frac{P_e e}{\nu y_b A_c}-\frac{M_T}{\nu' y_b A_c}\geqq\sigma_{tw} \qquad (10),(d)$$

8　近似計算法法に対する補正

(1)　プレストレス導入直後のコンクリートの弾性歪に対する補正

Pを解放後、付着力のためコンクリートに生ずる弾性歪によつてPが減少する。すなわち、弾性歪ε_c及びそれによる応力度σ_sは

$$\varepsilon_c=\frac{P}{A_c E_c} \quad \therefore \sigma_s=\frac{E_s}{E_c}\frac{P}{A_c} \qquad (11)$$

この(11)式のσ_sだけプレストレスに増加した応力度で緊張すればよいことになる。

(2)　設計荷重作用時の有効プレストレスによる合成応力度の補正

設計荷重が作用したときの部材断面におこつている応力度を計算するのであるが、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、鋼材のクリープによる有効プレストレスの変化に対する合成応力度の補正をしなければならない。すなわち上側の鋼線A'_sは短くなり従つてその応力度は小さくなるが、下側の鋼線A_sは長くなりそのプレストレスは大となる。

この場合、この鋼線応力度の変化は

$$\left.\begin{aligned}&\text{上縁部、}-\frac{E_s}{E_c}\left(\frac{P_e e}{\nu y'_t A_c}-\frac{M_T}{\nu y'_t A_c}\right)\\&\text{下縁部、}+\frac{E_s}{E_c}\left(\frac{P_e e}{\nu y'_b A_c}-\frac{M_T}{\nu' y'_b A_c}\right)\end{aligned}\right\} \qquad (12)$$

ここに、

y'_t, y'_b＝図心軸より上縁側及び下縁側鋼線図心までの距離、cm.

(12)式にて求められる鋼線応力度は長期有効率0.85を加味した緊張応力度と比較し、これをA_s及びA_s'に応ずる鋼線引張及び圧縮応力度の変化とし、この変化に対してコンクリート応力度の変化を求め、コンクリート縁維応力度としての補正をして許容応力度と比較すればよい。

(3)　等価断面の照査計算

以上の計算においてはコンクリート断面のみについて考察したもので、鋼線断面積を考慮に入れた等価断面について計算することが理論的である。この場合は著者の報文[2]の考察により

$$A_i=A_c+\gamma_a(A_s+A'_s) \qquad (13)$$

$$\left.\begin{aligned}y_t&=\frac{A_c\bar{y}+\gamma_a(A_s d+A'_s d')}{A_c+\gamma_a(A_s+A_s')}\\y_b&=h-y_t\end{aligned}\right\} \qquad (14)$$

ここに、

A_i＝梁断面の等価断面積、cm^2

$\gamma_a=\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$，$\sigma_s$＝鋼線の許容引張応力度　σ_c＝コンクリートの許容圧縮応力度、kg/cm^2

$\bar{y}$＝コンクリート全断面の図心より上縁維応力度までの距離、cm.

y_t, y_b＝等価断面の場合の図心より上、下縁維応力度までの距離、cm.

d, d'＝上縁維応力度位置よりA_s, A_s'の図心までの距離、cm.

以上の値を求めた後、Pの偏心量の決定、全設計曲げモーメントに対する上、下縁維応力度の計算をして近似計算法と比較しその安全度を照査してみればよい。

9　撓み計算

活荷重曲げモーメントM_Lを受ける場合，M_Lを等分布荷重による、$wl^2/8$とし一般式$\delta=5wl^4/384E_cI_e$にM_Lの値を代入すると、撓みδ，cmは

$$\delta=\frac{5}{48}\frac{M_L l^2}{E_c I_e} \qquad (15)$$

ここに

$I_e=I_c+\gamma_a\{A_s(d-y_t)^2+A_s'(y_t-d')^2\}$, cm^4

I_c＝図心軸に関するコンクリート断面の2次モーメント、cm^4

以上の他、プレストレス（上方に凸の作用）、自重及び死荷重の場合については$\delta=P_e e l^2/8E_cI_e$，$\delta=5w_{d1}l^4/384E_cI_e$及び$\delta=5w_{d2}l^4/384E_cI_e$，ここに$w_{d1}$＝梁自重、kg/lin, m.，$w_{d2}$＝死荷重、kg/lin, m.，にて計算すればよい。そして実際に数値計算をするとこれらのδはみな安全側の値となる。

10　亀裂発生時の曲げモーメントの計算

亀裂発生曲げモーメントを計算して、亀裂発

生に対する安全率を求める必要がある。下縁維に生ずる引張応力度がコンクリートの曲げ引張応力度σ_{ct}に等しくなつたときに亀裂を発生するのであるから、この場合亀裂曲げモーメントM_{cr}の式は

$$M_{cr}=M_T+\sigma_{ct}\nu' y_b A_c \qquad (16)$$

このM_{cr}に対するM_T及びM_Lに対する安全率はM_{cr}/M_T及び$(M_{cr}-M_D)/M_L$, ここに$M_D=M_{D1}+M_{D2}$にてM_{D2}は梁の死荷重曲げモーメントである。

11　破壊曲げモーメントの計算

破壊曲げモーメントも計算して安全率を求める必要がある。破壊の場合は鉄筋コンクリートの場合と同様引張側のコンクリート応力度は無視し、プレストレスの影響は入れないので最初の緊張応力度に相当する歪はこれを無視できるので、鉄筋コンクリート梁の場合の塑性理論による破壊曲げモーメントの計算と同様になる。この場合著者の式(1)は猪股氏の報文(12)に示すものと比較するとき、図-2の如くpが0.6%をこえても実験値に対しよくあてはまることがわかる。

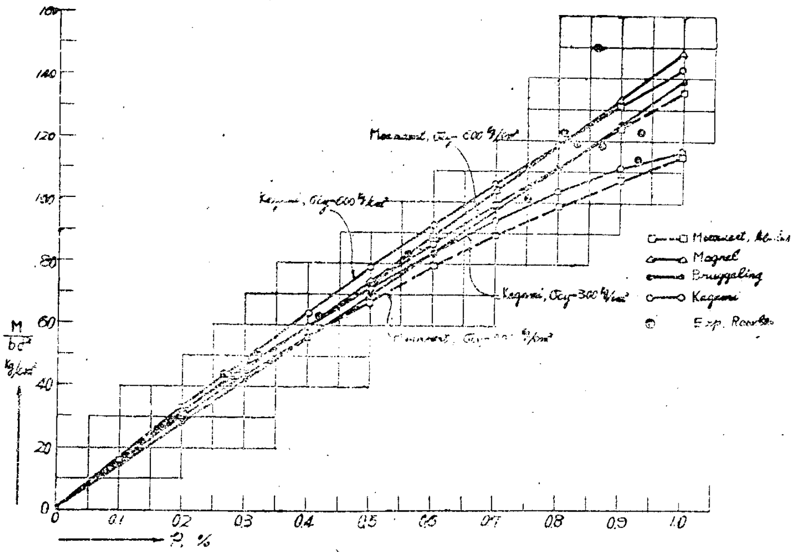


図-2各式によるpに対するM/bd^2の比較

故に次式を用いてよいと考えられる。

(1)　中立軸が突縁中にある場合

$$M_u=bd^2\sigma_{cy}\left(\frac{P\gamma_y}{\alpha+\beta p\gamma_y}\right) \qquad (17)$$

(2)　中立軸が腹部中にある場合

$$M_u=bd^2\sigma_{cy}P\gamma_y j \qquad (18)$$

ここに、

$$j=1-\frac{\phi}{2},\quad \phi=\frac{t}{d}$$

2	β	$P\gamma_y$
0.982	0.725	0〜0.45
0.702	1.32	0.45以上

破壊に対する安全率が不足であることが明かになつた場合には引張側の鋼線断面積を増加させる必要があり、緊張しないで引張側に配置しておけばよい。

12　斜張応力度の計算

亀裂の発生していない一定の梁高の場合は鉄筋コンクリート梁の引張応力側のコンクリート

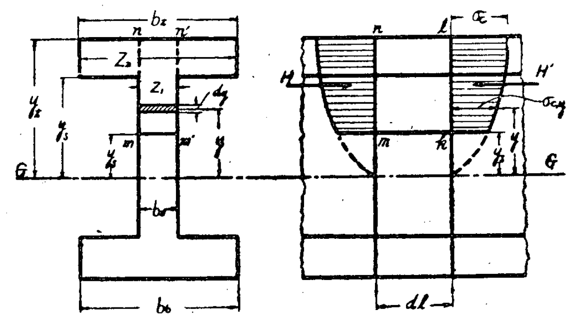


図-3梁の任意断面におけるせん断応力度関係

引張応力度を無視する仮定の場合と異なり、外力によるせん断応力度は図心軸以下のコンクリートにも曲げ応力度が働くので、コンクリートの応力分布は圧縮、引張応力度により応力分布放物線次数が異なるのみで、ほぼ相似的せん断応力分布(9)を示すものと考えられるので、いま圧縮側のみの一般関係を求めてみることにする。

図-3中のσ_{cy}は$\sigma_c(y/y_t)^{\frac{1}{n}}$であらわされる。故にm-k線以上の部分について考えると

$$H=\int_{y_s}^{y_t}\sigma_{cy}Zdy=\frac{\sigma_c}{y_t^{\frac{1}{n}}}\int_{y_s}^{y_t}y^{\frac{1}{n}}Zdy$$

しかるに　$\sigma_c=M/\nu y_t A_c$であるから

$$H=\frac{M}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c}\int_{y_s}^{y_t}Zy^{\frac{1}{n}}dy$$

同様に

$$H'=\frac{M'}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c}\int_{y_s}^{y_t}zy^{\frac{1}{n}}dy$$

$$T=\frac{dM}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c}\int_{y_s}^{y_t}zy^{\frac{1}{n}}dy,\ dM=M'-M,\ T=H'-H$$

また, $T=\tau_{ey_s}bdl$, $dM/dl=S$ であるから

$$\tau_{ey_s}=\frac{S}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c b}\left(\int_{y_s}^{y_s'}z_1y^{\frac{1}{n}}dy+\int_{y_s'}^{y_t}z_2y^{\frac{1}{n}}dy\right)$$

故に

$$\tau_{ey_s}=\frac{\mu S}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c b}\left\{z_1\left(y_s'^{\frac{1}{\mu}}-y_s^{\frac{1}{\mu}}\right)+z_2\left(y_t^{\frac{1}{\mu}}-y_s'^{\frac{1}{\mu}}\right)\right\} \quad (19)$$

ここに $\mu=n/(n+1)$

そしてy_s'の位置においては異なる２値となり

$$\left.\begin{aligned}\tau_{ey_s'}&=\frac{\mu S}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c}\left(y_t^{\frac{1}{\mu}}-y_s'^{\frac{1}{\mu}}\right)\\ \tau_{ey_s'}&=\frac{\mu S}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c b_0}\left\{b_t\left(y_t^{\frac{1}{\mu}}-y_s'^{\frac{1}{\mu}}\right)\right\}\end{aligned}\right\} \quad (19)'$$

図心軸の位置においては

$$\tau_{ey_{s0}}=\frac{\mu S}{\nu y_t^{\frac{1}{\mu}}A_c b_0}\left\{b_0y_s'^{\frac{1}{\mu}}+b_t\left(y_t^{\frac{1}{\mu}}-y_s'^{\frac{1}{\mu}}\right)\right\} \quad (19)''$$

もし突縁中の端部を無視するときは、梁巾一定の場合となり

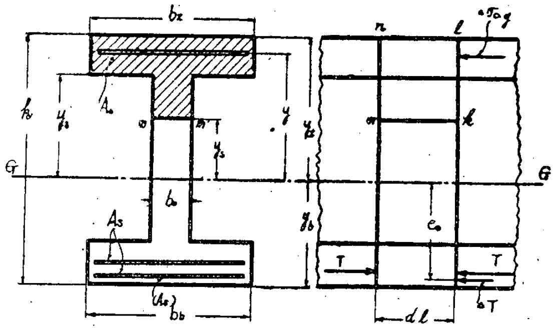
$$\tau_{ey_s}=\frac{\mu S}{\nu A_c}\frac{y_s'^{\frac{1}{\mu}}}{y_t^{\frac{1}{\mu}}} \quad (20)$$

図心軸においては

$$\tau_{ey_{s0}}=\frac{\mu S}{\nu A_c} \quad (20)'$$

プレストレスによる場合のせん断応力度、いわゆる第２次せん断応力度[9]は図—４の関係より求められる。

$\Delta T=\Delta\sigma_s(A_s)$＝図心軸から$e_0$の距離にある碇着された鋼線により誘起される加力, kg



図—４ プレストレスのずれ配置により誘起されるせん断応力図の関係

ここに

(A_s)＝図—４のA_s中の離心黒部の鋼線面積 cm_2

$\Delta\sigma_s$＝有効プレストレス, kg/cm^2

部材の任意左、右断面間のコンクリート維応力度の差は

$$\Delta\sigma_{c_y}=\frac{\Delta T}{A_c}-\frac{\Delta Te_0}{\nu yA_c}$$

図心軸よりy_sの距離にある水平断面のせん断応力度は$\Delta\sigma_{cy}$の積分値に等しい。

故に、

$$\tau_{py_s}b_0dl=\int_{y_s}^{y_t}\Delta\sigma_{cy}dA_c=\frac{\Delta T}{A_c}\int_{y_s}^{y_t}dA_c-\frac{\Delta Te_0}{\nu A_c}\int_{y_s}^{y_t}\frac{1}{y}dA_c$$

$$\therefore \tau_{py_s}=\frac{\Delta T}{b_0dlA_c}\left[A_c^{(c)}-\frac{e_0}{\nu}\{b_0(\log y_s'-\log y_s)+b_t(\log y_t-\log y_s')\}\right] \quad (21)$$

もし$b_0\fallingdotseq b_t$とすると

$$\tau_{py_s}=\frac{\Delta T}{dlA_c}\left\{y_t-\frac{e_0}{\nu}(\log y_t-\log y_s)\right\} \quad (21)'$$

ここに、

$A_c^{(c)}=y_tb_0$＝せん断応力度を考える位置より上のコンクリートの面積, cm^2

この場合y_sにおける純せん断応力度は次式にて示される。

$$\tau y_s=\tau ey_s-\tau py_s \quad (22)$$

(22)式の計算に当つては、略値としては(20)及び(21)′を用いてもよい程度と考えられるが、第２次せん断応力度は一般には計算に加味していない。

亀裂発生後のせん断応力度は鉄筋コンクリート[1]の場合と同様と考えられるから

$$\tau_{y_s}=\frac{S(y_t^{\frac{1}{\mu}}-y_s^{\frac{1}{\mu}})}{b_0 y_t^{\frac{1}{\mu}}(d-\nu y_t)} \tag{23}$$

図心軸の位置におけるτは$y_s=0$となるから

$$\tau=\frac{S}{b_0(d-\nu kd)}=\frac{S}{b_0 jd} \tag{23'}$$

コンクリート断面の図心よりある距離にある点に働いている斜張応力度σ_1は、水平圧縮応力度中に働いているので次式により計算される。

$$\sigma_1=\frac{\sigma_y}{2}-\sqrt{\frac{\sigma_y^2}{4}+\tau^2} \tag{24}$$

ここに、

τ＝一般には(22), (20)′式の値, kg/cm^2

τ_y＝考えている点に働いている有効プレストレスと荷重による曲げ応力度の和、すなわち2, (c) あるいは (d) 式に準ずる式で

図心より上側　$\sigma_y=\frac{P_e}{A_c}-\frac{P_e e}{\nu y A_c}+\frac{M_T}{\nu y A_c}$

図心より下側　$\sigma_y=\frac{P_e}{A_c}+\frac{P_e e}{\nu y A_c}-\frac{M_T}{\nu' y A_c}$

但し、プレストレストコンクリート梁は鉄筋コンクリート梁と異なり、斜張応力度σ_1は割合に小さい値となる。そして斜張応力度を少くするためには腹部の厚さを比較的薄くすることにある。

13　付着応力度の計算

プレストレスコンクリート梁における最大付着応力度はせん断力の最大となる断面におこるのは当然であるが、鋼線による緊張力が梁の両端の長さに亘るくさび作用による碇着力とコンクリートに対する付着力との和に釣合わねばならない。鉄筋コンクリートの鉤端と異なり、くさび作用が鋼線径の80倍程度の有効伝達区間があるとされ、緊張力解放後数週間程度くさび作用が上昇するものといわれ、鋼線を通してのプレストレスの伝達が梁のコンクリートに徐進するので、鋼線の緊張力解放方法に注意しないと突縁との界附近の腹部中に亀裂が水平状に入り、梁全長に亘り進展する傾向がある。ドイツの示方書では破壊荷重に対して緊張力が端碇着を含む付着応力度に等しくなければならないとされている。またHoyerも以上の主旨にもとずく碇着長の式を提案している。

一般に破壊状態においては付着応力度は鉄筋コンクリートの場合と同様次式(1)で計算してよいと考えられる。

$$\tau_0=\frac{S}{u(d-\nu kd)}=\frac{S}{ujd} \tag{25}$$

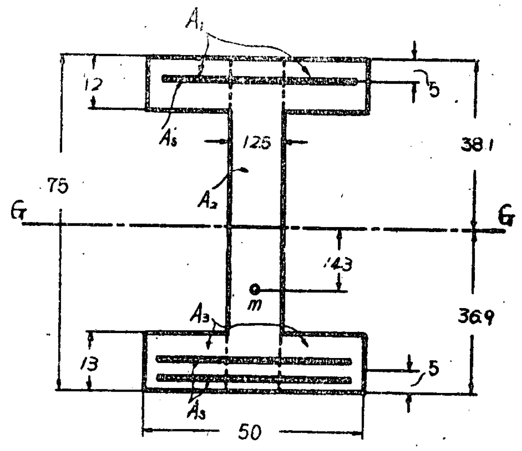
ここに　u＝鋼筋断面周長の総和, cm

計算例;～

プレテンション梁の設計計算において次の項目が与えられたとする。

径間15m, $M_L=21^{t.m.}$, $V_L=8.1t$, $\sigma_{ca}=\sigma_{cp}=\sigma_w=150$kg/cm^2, $\sigma_{tw}=0$, $\sigma_{tp}=0$, $\sigma_{cy}=500$kg/cm$_2$, 亀裂荷重の場合のコンクリートの曲げ引張応力度$\sigma_{cbt}=60$kg/cm$_2$, $\tau_{tp}=7$kg/cm^2, 破壊荷重に対する許容せん断応力度＝18kg/cm^2, $\sigma_{sy}=16500$kg/cm^2, 鋼線の最初の緊張応力度＝11000kg/cm^2, コンクリートの乾燥収縮, クリープによるプレストレスの減少量15%とし、鋼線径は5mmのものとする。

1．プレテンション梁の図心位置



図—5 題意の断面関係図

$A_1=450$cm^2,　$A_1\times 6=$　2700cm^3

$A_2=938$cm$_2$,　$A_2\times 37.5=35200$cm^3

$A_3=487$cm^2,　$A_3\times 68.5=33400$cm^3

$A_c=1875$cm^2　ΣStat.M＝71300cm^3

(1)式より

$y_t=38.1$cm,　$y_b=36.9$cm

2．プレテンション梁の断面決定

荷重状態 ＼ 部材位置		上縁維	下縁維
P導入時	引張	$\sigma_{tp}=0$	$\sigma_{cp}=150kg/cm^2$
	圧縮		
設計荷重作用時	引張		$\sigma_{tw}=0$
	圧縮	$\sigma_{cw}=150kg/cm^2$	
	斜張	$\tau_{tp}=7$, $\tau_{tp.max}=18kg/cm^2$	

梁1本当りの曲げモーメントの計算；

$M_{D1}=12.67t.m.$

$M_{D2}=5.07t.m.$

$M_L=21.0t.m.$

$M_T=38.74t.m.$

梁所要断面要素；

(2)式により、

上縁、$\nu y_t A_c=3874000/150=25850cm^3$

下縁、$\nu' y_b A_c=3874000/0.85\times150=30400cm^3$

しかるに図―5の仮定断面より

$\nu y_t A_c=0.375\times38.1\times1875=26800cm^3>25850cm^3$

$\nu' y_b A_c=0.454\times36.9\times1875=31400cm^3>30400cm^3$

3　導入プレストレスPの偏心量の決定

(4)式より、$e=0.375\times38.1=14.3cm$

4　全設計曲げモーメントに対する応力度

(5)式により、上縁、$3874000/0.375\times38.1\times1875=144.5<150kg/cm^2$

(6)式により、下縁、$3874000/0.85\times0.454\times36.9\times1875=145.2<150kg/cm^2$

5　鋼線断面積の決定

(7)式により

$P=3874000/[0.85\{0.454\times36.9(1+14.3/0.375\times36.9)\}]=133600kg$

(8)式により

$A_s+A_s'=133600/11000=12.14cm^2$

この場合、5 mmφ鋼線（$0.196cm^2$）を使用するので、鋼線量はA_s, A_s'の図心距離65cmをm点に対して逆比に按分すればよい。すなわち

$A_s'=12.14\times17.6/65=329cm^2\sim17$本、5 mm.φ

$A_s=12.14\times47.4/65=8.87cm^2\sim46$本

（2本撚23本）

6　Pだけによる下縁維応力度

(9)式により、

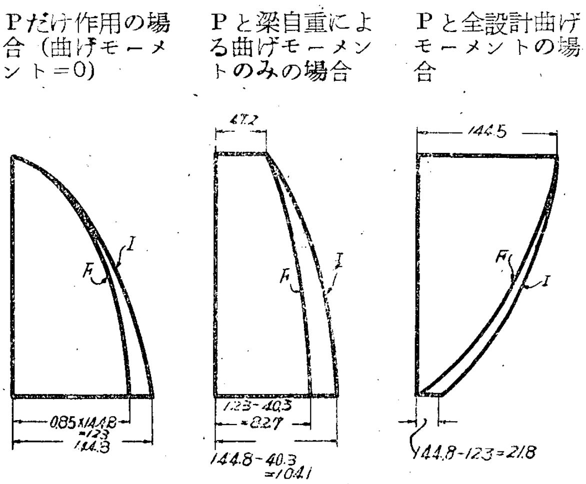
$133600/1875+133600\times14.3/0.375\times36.9\times1875=144.8<150kg/cm^2$

7　プレストレスと梁自重並びに全曲げモーメントによる部材応力度の合成

M_{D1}は12.67tmであるから、これによる維応力度は(10)式左辺の第3項により

上縁維、$1267000/0.375\times38.1\times1875=47.2kg/cm^2$（圧縮応力度）

下縁維、$1267000/0.454\times36.9\times1875=40.3kg/cm^2$（引張応力度）



図―6 梁断面の部材応力度の分布と合成

図中、I＝Pを解放した直後の応力分布

F＝コンクリートの乾燥収縮及びクリープの終つた後の応力分布

8　近似計算法に対する補正

(1)　プレストレス導入直後のコンクリート弾性歪に対する補正

(11)式による応力度だけ、プレストレス導入時の応力度に増加したもので緊張すればよい。すなわち

$\sigma_s=(1960000/325000)(133600/1875)=429kg/cm^2$

(2)　設計荷重作用時の有効プレストレスによる合成応力度の補正

解放直後のP133.6tは次第に減少して0.85×

133.6=113.5tとする。これは鋼線応力度が0.85×11000=9350kg/cm²のままで変化がないものとしたときである。しかるに(12)式に示す値の変化があるので

上縁、$-\dfrac{1960000}{325000}\left(\dfrac{113500\times14.3}{0.375\times33.1\times1875}-\dfrac{3874000}{0.375\times33.1\times1875}\right)=586\text{kg/cm}^2$

下縁、$-\dfrac{1960000}{3250000}\left(\dfrac{113500\times14.3}{0.375\times31.9\times1875}-\dfrac{3874000}{0.454\times31.9\times1875}\right)=-440\text{kg/cm}^2$

この応力度の変化の9350 kg/cm²に対する%は

$(586/9350)\times100=6.28\%$,

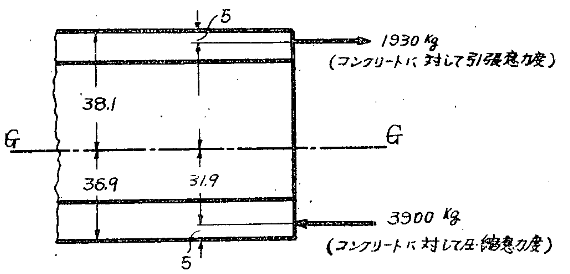
$(440/9350)\times100=4.71\%$

鋼線A_s'、A_sに対するプレストレスの変化は

A_s';3.29×586=1930kg(鋼線に圧縮応力度)

A_s;8.87×440=3900kg(鋼線に引張応力度)

以上の鋼線に対するプレストレスの変化は、コンクリート断面には図—7の如き作用となり、コンクリートの上、下縁維応力度には次式の計算結果の応力度の変化となる。



図—7 プレストレス変化の結果

上縁維、$\dfrac{3900-1930}{1875}-\dfrac{3900\times31.9+1930\times33.1}{0.375\times33.1\times1875}=-7.23\text{kg/cm}^2$

下縁維、$\dfrac{3900-1930}{1875}+\dfrac{3900\times31.9+1930\times33.1}{0.454\times31.9\times1875}=8.14\text{kg/cm}^2$

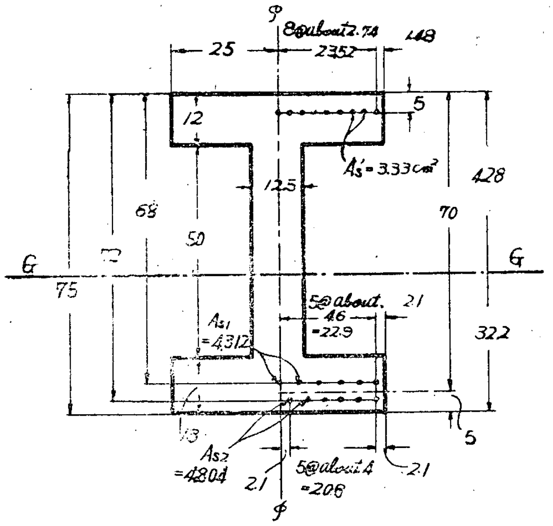
結局の縁維応力度は

上縁、144.5−7.23=137.3kg/cm²

(圧縮応力度)

下縁、　8.14kg/cm²(圧縮応力度)

(3) 等価断面の照査計算



図—8 断面寸法及び鋼線配置図

γ_a=11000/150=73.3

(13),(14)式より

A_i=1875+73.3×12.45=2787cm²

y_t=(71200+73.3×655.8)/2787=42.8cm

y_b=75−42.8=32.2cm

そして、e=0.375×42.8=16.1cm

上縁維応力度、3874000/0.375×42.8×2787

=86.6for144.5<150kg/cm²

下縁維応力度、3874000/0.454×322×2787

=95.0for123.3<150kg/cm²

断面要素としては

上縁維、0.375×42.8×2787=44800cm³

>25850cm³

下縁維、0.454×322×2787=40750cm²

>30400cm³

9 撓み計算

(15)式により計算する。この場合のI_e値は

I_e=1710000+849000 ≒2560000m⁴

$$\delta=\frac{5}{48}\times\frac{2100000\times1500^2}{325000\times2560000}=0.592\text{cm}<\frac{1}{1000}$$

10 亀裂発生時の曲げモーメントの計算

(16)式により、

Mcr=3874000+60×0.454×36.9×1875

=5759000kg.cm.

亀裂に対する安全率 57.59/38.74≒1.49

活荷重に対する亀裂発生安全率、(57.59−17.74)/21.0≒1.90

11　破壊曲げモーメントの計算

この場合、$A_s=8.87\mathrm{cm}^2$, $bd^2=245000\mathrm{cm}^3$, $p=0.00253$, $\gamma_y=16500/500=33$, $p\gamma_y=0.0836$, $k=p\gamma_y/\mu=0.0836/0.834=0.100$, $x=kd\fallingdotseq7\mathrm{cm}<12\mathrm{cm}$, 中立軸が突縁中にあることとなるので(17)式により、

$$M_u=245000\times500(0.0836/0.982\times0.725\times0.0836)=9810000\mathrm{kg.cm.}$$

全荷重に対する安全率、98.1/38.74=2.53

活荷重に対する安全率、(98.1−17.74)/21.0=3.83

12　斜張応力度の計算

この場合は第2次せん断応力度は計算に加味しないこととし、外力による図心軸におけるせん断応力度は(20)′式により、

$$\tau_{eys_0}=(0.600/0.375)/(8100/1875)=6.91\mathrm{kg/cm^2}$$

比較のため亀裂の発生した場合の図心軸におけるせん断応力度は(23)′式により、

$$\tau=8100/\{12.5(75-0.454\times7.0)\}\fallingdotseq13.2\mathrm{kg/cm^2}$$

いま、せん断力Sの最大である支点の図心における斜張応力度を計算することとし、(24)式より求めると図心の場合であるから$y=0$となり

$$\sigma_y=(0.85\times133600)/1875=60.5\mathrm{kg/cm^2}$$

故に、

$$\sigma_1=\frac{60.5}{2}-\sqrt{\frac{\overline{60.5}^2}{4}+\overline{6.91}^2}=-0.7\mathrm{kg/cm^2}$$

13　付着応力度の計算

亀裂発生後の付着応力度の照査として、(25)式により

全せん断力による場合、$S_T=11470\mathrm{kg}$にて

$$\tau_0=11470/(1.57\times46\times66.8)=2.38\mathrm{kg/cm^2}$$

もし、S_Lのみの場合であると

$$\tau_0=8100/(1.57\times46\times66.8)=1.68\mathrm{kg/cm^2}$$

結　言

プレテンション梁の設計に対して放物線応力分布を採用した設計式を述べたのであるが、理論的には直線応力分布の公式より一層合理的であるとともにその計算式は簡単であるといえるので、本設計計算法を提案する次第である。

終りに御高閲を賜わつた京都大学村山朔郎、岡田清両先生に厚く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

① 著者「鉄筋コンクリート梁の破壊強度並びに許容設計に関する研究」土木学会論文集第19号、1954

② 著者「鉄筋コンクリート部材において偏心軸方向力を受ける場合の応力度並びに許容設計に関する研究」土木学会、投稿中、1954　5月

③ 仁杉巖「鋼弦コンクリート桁の設計法に関する実験的研究」土木学会論文集第7号、1950

④ 猪股俊司「プレストレストコンクリート桁に関する研究」土木学会論文集第17号、1953

⑤ 佐伯俊一、「プレストレストコンクリート桁の設計実例とその解説」土木技術、第9巻1，2，3，4，5号、1954

⑥ 猪股俊司「プレストレストコンクリート」日本セメント技術協会、パンフレット

⑦ 土木学会「プレストレストコンクリートと構造力学」1953

⑧ 上村義夫「プレストレスコンクリートの性質、設計及び施工法」1954

⑨ K. Billing, 「Prestressed Concrete」, 1952

⑩ A. E. Komendant, 「Prestressed Concrete Structures」, 1952

⑪ 木村惠雄「プレストレストコンクリートはり断面設計について」日本セメント技術協会誌第1号1954

⑫ 猪股俊司「プレストレスコンクリート国際会議に出席して」土木学会誌第39巻第5号1954