

PC 部材破壊強度設計の基礎 (III)

“せん断”

研究小委員会

神 山 一* 小 林 明 夫** 阿 部 源 次***

1. ま え が き

部材のせん断に対する限界状態設計は、終局限界状態では、単純桁形式の支点に近い部分の断面における場合のように、荷重作用によって断面に生ずる最大耐荷力に相当する状態を断面破壊の終局限界状態、またくり返し荷重の作用による疲労破壊に相当する疲労終局限界状態などがあり、使用限界状態としては、ひびわれ発生に関する限界状態がある。

これらはいずれもコンクリート、鉄筋、PC鋼材等の材料強度、変形特性、荷重作用、断面形状、寸法、鉄筋PC鋼材の断面、配置、プレストレス力、部材製作誤差等が限界状態となる原因を左右する要素である。

部材のせん断による破壊には種々のタイプのあることが多くの実験研究により明らかにされている。

プレストレスが比較的大きいか、曲げモーメントがせん断力に比較して小さくウェブ幅がせまいような場合には、最初にウェブの中央付近に傾斜ひびわれを生じて、これが上下方向に発達しその上端でコンクリートが破壊するタイプがあり、一方、プレストレスが比較的小さいか、曲げモーメントがせん断力に比較して大きくウェブ幅が広いような場合には、最初に曲げによるひびわれを引張部に発生し、そのひびわれが発達進展するにともなってその上端が彎曲するか、曲げひびわれのごく近くに斜めひびわれを発生させ、このひびわれが発達して上縁部の圧縮部コンクリート断面の減少によるコンクリートの圧縮破壊をおこすタイプがある。前者をせん断引張破壊(図-1)、後者を曲げせん断破壊(図-2)という。

また、ウェブ幅が極端にせまい場合には、斜めひびわれ発生後に斜めひびわれ間のウェブコンクリートが

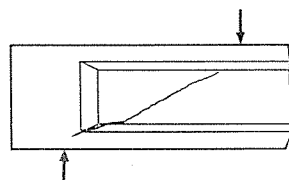


図-1

圧縮破壊をおこす場合もある(図-3)。

このように、せん断によるひびわれが発生した断面は、曲げ部材で仮定したような平面保持の仮定が成り立たず、内部応力の再配分がおこり、タイドアーチあるいはトラスのような構造となってしまう。

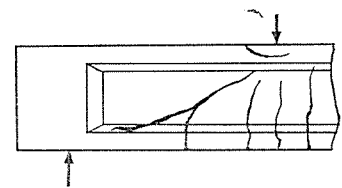


図-2

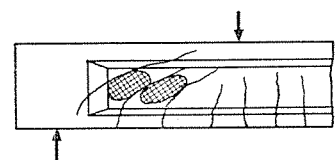


図-3

部材のせん断破壊ではトラス理論を適用するのが便利であるとされている。すなわち、斜めひびわれ間の斜材は圧縮材と考えるのである。従来、せん断破壊を考えるうえでトラスの上下弦材は平行であり、斜材は45°であると仮定しているが、多くの研究の結果、上下弦材は平行でなく上弦材の圧縮力は支点に向かってやや傾斜している、斜材も45°より小さい角度であることが明らかにされている。このことは、上弦材と考えている部材圧縮部の圧縮力は、実はその部分のせん断力との合力であり、上縁圧縮部分もせん断力の一部負担していることを示している。斜材の角度が45°より小さいことは、ウェブで均り合うべき鉛直引張力が45°の場合より小さいことを示している。

その他部材のせん断耐力に関係する機構としては、せん断面の骨材のかみ合いによるもの引張側鉄筋のホヅ作用による分担、せん断補強筋による効果などがあり、鉄筋のホヅ作用はひびわれが発生してのちは腹鉄筋で受けもたれることになる。

結局、部材のせん断力の分担機構は次のようになる。ひびわれの発生前ではせん断力のすべてはひびわれの入っていないコンクリートで分担され、曲げひびわれが発生し、次いで斜めひびわれが発生するまでの段階ではコンクリート、骨材等の内面せん断力による伝達、ホヅ作用等によって分担され、斜めひびわれ後はせん断力の一

* 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

部は補強筋が分担するようになる。次に、補強筋が降伏するとその負担力は期待できずにコンクリート、ホヅ作用、内面の伝達等によって伝達せざるを得なくなる。斜めひびわれが拡がるとコンクリートの分担が大きくなり、圧縮域がせん断との協同作用により破壊することになるのである。

2. 従来の設計法

土木学会の指針による現行の設計法は、コンクリート断面の全断面を有効としてひびわれがないとして設計しており、載荷荷重は本講座第2回曲げ部材の項で述べたと同じように破壊を検討する荷重をかけて斜引張応力度を算出し、表-1の許容値以下なら補強筋は不要であるが、許容値～最大値の範囲では補強筋量を算定して配置し、最大値を越える場合は断面の変更を要するとしている。

表-1 破壊安全度の検討の場合の許容斜引張応力度

| σ_{ck} (kg/cm ²) | 300 | 400 | 500 |
|-------------------------------------|-----|-----|-----|
| 最大値 | 32 | 40 | 48 |
| 許容値 | 16 | 20 | 24 |

斜引張応力度算出の際に、垂直方向プレストレスを考慮することもある。

許算式は、

斜引張応力度

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

垂直方向プレストレスを考慮する場合

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$




である。

せん断補強筋の算出方法は、破壊安全度を検討するための荷重を受けた場合のせん断力に、PC鋼材の受け持つせん断力を考えてこれを前者より差し引き、断面は全断面有効とし、ひびわれをまたぐ鉄筋の応力度は許容引張応力度として

$$A_{vs} = \frac{(S_u - S_p) \cdot s \cdot \sin \phi}{z \cdot \sigma_{sa} \cdot \sin(\theta + \phi)}$$

にて鉄筋量を算出している。この算式では、ひびわれを横切っているPC鋼材の引張応力度は、破壊前には大きい変形を生ずるので σ_{pu} を有効としているが、一方、同時にひびわれを横切っている鉄筋は $\sigma_{sa} = \sigma_y$ としている。

表-2 比較表

| | | 鉄 道 橋 | | | 道 路 橋 |
|--------------------|------------|---|--|---|------------------------------------|
| | | I 型 (8主桁) | 複線1箱型桁 | T 型 (4主桁) | |
| スパン (m) | | 44.200 m | 43.710 | 40.000 | |
| 桁高さ (m) | | H=3.100 m | 3.200 | 2.150 | |
| 断面形状 | |  |  |  | |
| 設計せん断力 | 現行 | (AB区間に相当) (C区間に相当) | S=254.3 t (x=4.310 m) S=215.1 t (x=7.590 m) | 1306.0 (x=1.370) 752.0 (x=12.330) | 139.3 (x=2.100) 106.2 (x=6.900) |
| | CEB FIP | A B 区 間 C 区 間 | S*=210.0 t (x=4.310 m) S*=184.4 t (x=7.590 m) | 1228.0 (x=1.370) 674.0 (x=12.330) | 116.1 (x=2.100) 88.5 (x=6.900) |
| AB区間とC区間との境界(支点より) | | | 5.060 m | 4.880 | 3.250 |
| コンクリート検討 | 現行 | (AB区間に相当) (C区間に相当) | $\sigma_1 = 4.4 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_1 = 7.8 \text{ kg/cm}^2$ | — 19.9 | 1.9 8.3 |
| | CEB FIP | A B 区 間 C 区 間 | $\sigma_1^* = 9.2 \text{ kg/cm}^2$ $\tau_c^* = 19.9 \text{ kg/cm}^2$ | 18.3 17.0 | 11.7 11.6 |
| 補強筋 | 現行 | (AB区間に相当) (C区間に相当) | $A_t = 1.1 \text{ cm}^2$ $A_t = 1.5 \text{ cm}^2$ | 15.9 1.8 | 3.6 3.6 |
| | CEB FIP | A B 区 間 C 区 間 | $A_t = \text{— cm}^2$ $A_t = 2.4 \text{ cm}^2$ | 9.2 6.6 | 0.4 1.5 (P_{tmin}) |

x: 桁支点より検討断面までの距離 (m) S: 鉄道橋 S=1.75(S_d+S_e), 道路橋 S=1.8(S_d+S_e)

S*: S*=1.5(S_d+S_e) σ_1 : $\sigma_c=0$ なる断面の値 σ_1^* : 断面図心位置の値

道路橋の補強筋については計算上斜め引張鉄筋は不必要のため桁のウェブの0.2%として決定(PC道示 斜め引張鉄筋の算定による)

表-3 セン断に関する各国の規定 (単位は各国使用のもの)

| | CEB-FIP (1970) | DIN 1045 (1972) | ACI 318-71 (1971) | BSI CP 110 (1972) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|--|--|---|--------|--------|--------|--|---|------------------------------------|----|----|-----|----|----|----|--------------------|---|-----|-----|-----|--|--------|--------|--------|--------|-------------------|----|----|----|----|-----|----|----|----|--|---|----------------|----|----|----|------|--|-----|-----|-----|-----|
| 1. 設計荷重 | 1.5(D _K +L _K) または 0.9 D _K +1.5 L _K | 1.75~2.1(D _K +L _K) | 1.4 D _K +1.7 L _K | 1.4 D _K +1.6 L _K | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 部分安全係数 コンクリート 鋼材 プレストレッ シング | 一般の場合 $\gamma_b=1.5$ $\gamma_a=1.15$ 最大荷重, 最小プレストレッシング $\gamma_p=0.9$ 最小荷重, 最大プレストレッシング $\gamma_p=1.0$ | 規定なし 規定なし 規定なし | 規定なし 規定なし 規定なし | $\gamma_m=1.5$ $\gamma_m=1.15$ 規定なし | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3. セン断の検討 区分 | <table border="1"> <tr> <td rowspan="2">フランジのひびわれの確率</td> <td>無視できる</td> <td>A</td> <td rowspan="2">C</td> </tr> <tr> <td>無視できない</td> <td>B</td> </tr> </table> | フランジのひびわれの確率 | 無視できる | A | C | 無視できない | B | 領域 a : 曲げひびわれの生じない領域 領域 b : 曲げひびわれからセン断ひびわれを生ずる領域 | ウェブセン断ひびわれ, 曲げセン断ひびわれの両方について検討し, その小さい方をとる. | 曲げひびわれのない断面とある断面の両方について検討し小さい方をとる. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| フランジのひびわれの確率 | 無視できる | | A | C | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 無視できない | B | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4. コンクリートの検討 | <p>i) 状態 A, B における桁腹部の耐荷力(スラブ, 幅広の桁をのぞく)</p> <p>$\sigma_{I*} \leq 0.125 R_b^{**}$ のとき $\sigma_{II*} \leq R_b^{**} - 4\sigma_{I*}$</p> <p>$\sigma_{I*} \geq 0.125 R_b^{**}$ のとき $\sigma_{II*} \leq 0.0625 \frac{R_b^{**}}{\sigma_{I*}} R_b^{**}$</p> <p>ii) 状態 C における桁腹部の耐荷力</p> <ul style="list-style-type: none"> 腹鉄筋が垂直, または垂直と斜めの鉄筋の組合せの場合 $\tau_o^* \leq 500 \text{ N/cm}^2$ または $0.20 R_b^{**}$ 腹鉄筋が 45° の場合 $\tau_o^* \leq 600 \text{ N/cm}^2$ または $0.25 R_b^{**}$ | <p>i) 領域 a 状態 I で算定する</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Bn 250</th> <th>Bn 350</th> <th>Bn 450</th> <th>Bn 550</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">$\sigma_{I \leq}$</td> <td>はり</td> <td>55</td> <td>70</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>スラブ</td> <td>32</td> <td>42</td> <td>48</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_{II \leq}$</td> <td>—</td> <td>125</td> <td>175</td> <td>225</td> </tr> </tbody> </table> <p>ここに $\sigma_{II(I)} = \sigma_{I(I)} + \sigma_{II(I)}$ $\sigma_{I(I)} = -\frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$ $\sigma_{II(I)} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$ $\sigma_{I(I)}, \sigma_{II(I)}$ は状態 I で算定した斜主引張応力度, 斜主圧縮応力度. 桁の図心において計算してよい.</p> <p>ii) 領域 b 状態 II で算定する.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Bn 250</th> <th>Bn 350</th> <th>Bn 450</th> <th>Bn 550</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">$\sigma_{I \leq}$</td> <td>はり</td> <td>55</td> <td>70</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>スラブ</td> <td>32</td> <td>42</td> <td>48</td> </tr> </tbody> </table> | | Bn 250 | Bn 350 | Bn 450 | Bn 550 | $\sigma_{I \leq}$ | はり | 55 | 70 | 80 | スラブ | 32 | 42 | 48 | $\sigma_{II \leq}$ | — | 125 | 175 | 225 | | Bn 250 | Bn 350 | Bn 450 | Bn 550 | $\sigma_{I \leq}$ | はり | 55 | 70 | 80 | スラブ | 32 | 42 | 48 | <p>i) $v_c \leq 0.6\sqrt{f_c'} + 700 \frac{V_u d}{M_u}$ ただし $5\sqrt{f_c'} \geq v_c \geq 2\sqrt{f_c'}$ d: コンクリート最大圧縮縁から緊張材中心までの距離</p> <p>ii) i) 以外の場合 v_c は v_{ci} または v_{cw} の小さい方を用いる.</p> $v_{ci} = 0.6\sqrt{f_c'} + \frac{V_d + \left(\frac{V_I M_{cr}}{M_{max}}\right)}{b_w d}$ $\geq 1.7\sqrt{f_c'}$ $M_{cr} = \left(\frac{I}{y_x}\right) (6\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d)$ $v_{cw} = 3.5\sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_w d}$ <p>d: コンクリート圧縮縁から緊張材中心までの距離または $0.8h$ 部材軸に直角なプレストレスの鉛直成分を無視</p> | <p>最大セン断応力度 (N/mm²)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>$\frac{V}{bd}$</th> <th>30</th> <th>40</th> <th>56</th> <th>60 <</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>4.1</td> <td>4.7</td> <td>5.3</td> <td>5.8</td> </tr> </tbody> </table> <p>i) 曲げひびわれのない断面 $\frac{V_{c0}}{bd} = 0.67\sqrt{f_c'^2 + 0.8 f_{cp} \cdot f_c'}$ +(プレストレス力の部材軸に直角な成分) $f_t = 0.24\sqrt{f_{cu}'}$</p> <p>ii) 曲げひびわれのある断面</p> <ul style="list-style-type: none"> I, II 種 $V_{cr} = 0.037 bd\sqrt{f_{cu}'} + \frac{M_I V}{M}$ $> 0.1 bd\sqrt{f_{cu}'}$ M_I: 考えている断面のひびわれモーメント $M_I = (0.37\sqrt{f_{cu}'} + 0.8 f_{pt}) \frac{I}{y}$ III 種 $V_{cr} = (1 - 0.55 f_{pe} / f_{pu}) v_c bd + \frac{M_0 V}{M}$ $> 0.1 bd\sqrt{f_u}$ $M_0 = 0.8 f_{pt} \frac{I}{y_0}$ 部材軸に直角なプレストレスの鉛直成分は無視する。 v_c 値 (N/mm²) | $\frac{V}{bd}$ | 30 | 40 | 56 | 60 < | | 4.1 | 4.7 | 5.3 | 5.8 |
| | Bn 250 | Bn 350 | Bn 450 | Bn 550 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\sigma_{I \leq}$ | はり | 55 | 70 | 80 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | スラブ | 32 | 42 | 48 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\sigma_{II \leq}$ | — | 125 | 175 | 225 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Bn 250 | Bn 350 | Bn 450 | Bn 550 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\sigma_{I \leq}$ | はり | 55 | 70 | 80 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | スラブ | 32 | 42 | 48 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| $\frac{V}{bd}$ | 30 | 40 | 56 | 60 < | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 4.1 | 4.7 | 5.3 | 5.8 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | |
|----------------------|------|------|------|------|
| $\frac{100 A_s}{bd}$ | 20 | 25 | 30 | 40< |
| 0.25 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 |
| 0.50 | 0.45 | 0.50 | 0.55 | 0.55 |
| 1.00 | 0.60 | 0.65 | 0.70 | 0.75 |
| 2.00 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 |
| 3.00 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |

5. 腹鉄筋の検討

i) 状態 A, B の腹鉄筋比

$$P_{t0} R_{at}^* = \frac{(\sigma_1^* - 1.60 \sqrt{R_{bk}'}) \cos \varphi}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \varphi)}$$

応力度は N/cm^2 で表示
腹鉄筋が垂直の場合

$$P_{t0} R_{at}^* = \sigma_1^* - 1.60 \sqrt{R_{bk}'}$$

ii) 状態 C の腹鉄筋比

$$P_{t0} = \frac{1.15 \eta \cdot \tau_{*0}}{\sigma_1^* (\sin \alpha + \cos \alpha) \sin \alpha}$$

η の値

- I, II, III 種の場合

$$\eta = 1 - 1.25 \frac{\sqrt{R_{bk}'}}{\tau_{*0}} \left(1 + 2 \frac{\sigma_0^*}{R_{c'}^*} \right)$$

- IV 種の場合

$$\eta = 1 - 1.25 \frac{\sqrt{R_{bk}'}}{\tau_{*0}} \psi$$

ψ の値は

$$\frac{100 A}{b_0 h} \geq 1.5 \text{ のとき } \psi = 1$$

$$\frac{100 A}{b_0 h} < 1.5 \text{ のとき } \psi = 0.50 + 0.33 p_0$$

i) せん断鉄筋の検討をしない場合の許容値

| | | | | |
|--------------|--------|--------|--------|--------|
| | Bn 250 | Bn 350 | Bn 450 | Bn 550 |
| はり | 14 | 18 | 20 | 22 |
| スラブ (うすい) | 8 | 10 | 12 | 14 |

• 状態 II の剛性を考慮して領域 a で検討する場合鉄筋許容値

| | | |
|-------------------------|----------------------------|------------|
| | 鉄筋 | 許容応力度 |
| 使用状態によって生ずる引張応力度をうけるときの | 22/34 42/50 50/55 異形 | $f_s/1.75$ |
| | 50/55 丸鋼 | 2400 |

ii) せん断補強を減じてよい許容値

| | | | | |
|---------------|--------|--------|--------|--------|
| | Bn 250 | Bn 350 | Bn 450 | Bn 550 |
| 許容 σ_1 | 32 | 42 | 48 | 52 |
| 許容 τ_0 | | | | |

この値を越える場合はせん断専用の鉄筋, P 鋼材を桁高 h 以内の間隔で配置する。

- 領域 a
- $\sigma_1^* \geq$ 許容 σ_1 の場合
完全せん断補強
- $\sigma_1^* <$ 許容 σ_1 の場合
 $\sigma_1 = \frac{\text{実際の } \sigma_1^2}{\text{許容 } \sigma_1} > 0.4 \times (\text{実際の } \sigma_1)$
についてせん断補強。
ただし, 鋼材引張応力度 $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$
- 領域 b
- $\sigma_1^* \geq$ 許容 σ_1 の場合
完全せん断補強
- $\sigma_1^* <$ 許容 σ_1 の場合
 $\tau_0 = \frac{\text{実際の } \tau_0^2}{\text{許容 } \tau_0} \geq 0.4 \times (\text{実際の } \tau_0)$

$$A_v = \frac{(v_u - v_c) b_w S}{f_y (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_w \cdot d \cdot \phi}$$

$\phi = 0.85$
 α : スターラップの角度

i) 終局荷重によるせん断力 $V < V_c$

- せん断鉄筋が不要な場合
 $V < 0.5 V_c$
重要でない部材
- せん断鉄筋が必要な場合
 $\frac{A_{sv}}{S_v} = \frac{0.4 b}{0.87 f_{yv}}$
 $f_{yv} < 425 \text{ N/mm}^2$
 S_v : スターラップ間隔

ii) $V > V_c$

$$\frac{A_{sv}}{S_v} = \frac{V - V_c}{0.87 f_{yv} \cdot d_t}$$

iii) スターラップ間隔

- $0.75 d_t \geq$
- $4 \times (\text{ウェブ厚さ}) \geq$
- $V > 1.8 V_c$ のとき $0.5 d_t$

| | CEB-FIP (1970) | DIN 1045 (1972) | ACI 318-71 (1971) | BSI CP 110 (1972) | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|--|---|-------------------|-------------------|-----------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--|--|
| 5. 腹鉄筋の検討 | | ただし、 PC鋼材応力度 = $(0.75\beta_s \text{ または } 0.55\beta_s)$ + 4200 kg/cm ² ≦ β_s (降伏点) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6. 腹鉄筋比の最小値 | $P_{tmin} = \frac{R_{bk}}{4R_{akt}} \begin{cases} \geq 0.25\% \text{ (軟鋼丸鋼)} \\ \geq 0.14\% \text{ (高強度異形)} \end{cases}$ | $b_0 < d_0$ の場合の最小値 (b_{0d} に対して) <table border="1"> <tr> <td>コンクリートの強度</td> <td>Bst 22/24</td> <td>Bst 42/50</td> </tr> <tr> <td>Bn 250</td> <td>0.26%</td> <td>0.14%</td> </tr> <tr> <td>Bn 350</td> <td>0.34%</td> <td>0.18%</td> </tr> <tr> <td>Bn 450</td> <td>0.38%</td> <td>0.20%</td> </tr> <tr> <td>Bn 550</td> <td>0.42%</td> <td>0.22%</td> </tr> </table> | コンクリートの強度 | Bst 22/24 | Bst 42/50 | Bn 250 | 0.26% | 0.14% | Bn 350 | 0.34% | 0.18% | Bn 450 | 0.38% | 0.20% | Bn 550 | 0.42% | 0.22% | $A_p = 50 \frac{b_w S}{f_y}$ または、曲げ補強筋の引張強度の 40% に等しい有効プレストレスを有する部材では、 $A_p = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot S}{80 \cdot f_y \cdot d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ | |
| コンクリートの強度 | Bst 22/24 | Bst 42/50 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Bn 250 | 0.26% | 0.14% | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Bn 350 | 0.34% | 0.18% | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Bn 450 | 0.38% | 0.20% | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Bn 550 | 0.42% | 0.22% | | | | | | | | | | | | | | | | | |

次に、全断面有効としているので、I種、II種部材の場合は適用できるにしても、III種のようにひびわれを許容する部材に対してこの式が適用できるかどうかの疑問は残る。

補強鉄筋の配置区間は、破壊を検討するための荷重を受けた場合に、斜引張応力度が許容値を越えたとき許容値の 75% をこえる区間の全せん断力を受けるよう配置することになっている。

しかし、計算上斜引張鉄筋が不要であっても、はりでは必ずスターラップを配置することとし、その最少値は鉄道橋の場合、部材高さの 1/2 以下の間隔でしかも 50 cm 以下の間隔、また、道路橋の場合、ウェブの水平断面積の 0.2% 以上のスターラップを部材高さの 3/4 以下または 50 cm 以下とすることになっている。これはスターラップを配置していない場合は、斜引張応力によるひびわれが万一発生すると破壊が急激におこり危険があるからである。

3. 限界状態設計によるせん断の設計法

部材のせん断破壊のタイプは、曲げひびわれから発達したせん断ひびわれによって破壊するか、あるいはせん断ひびわれがウェブに発生しこれが進展して破壊する場合が考えられる。CEB-FIP, DIN では、以上 2 種類の破壊状態を区別している。その検討方法は、全断面有効として計算した引張縁の応力度が、与えられた許容値(コンクリートの引張強度)を越えた場合をその境界としている。一方、ACI, BSI では、曲げせん断ひびわれ、ウェブせん断ひびわれについておのおの検討して小さい値を採用することになっている。

与えられた許容値は、せん断応力度あるいは主応力度について制限を設けている。

せん断補強筋の算定では、CEB-FIP, DIN では、ひびわれ発生状態の区分に従いが算定式を異にしており、全せん断力に対して圧縮側コンクリートが受持つせん断力を考慮している。ACI, BSI では、コンクリートによって負担されるせん断力は、斜めひびわれ発生後のせん断力と等しいとして全せん断力から差し引いた値に対して補強鉄筋の算定をしている。

表—2 にスパン 40 m 程度の鉄道橋、道路橋について検討した結果を示す。鉄道橋については複線 PC I 形 8 主桁と複線 1 箱型桁、道路橋については、2 車線 4 主桁である。

設計せん断力は、破壊荷重について検討しているので現行では 1.75 (道路橋の場合 1.80)、検討計算では 1.5 の荷重係数を考えている。斜引張応力度は、現行においては $\sigma_c=0$ の位置での σ_t 、検討計算では図心位置での

σ_I を考えている。その計算においては、桁に生ずるねじりは考慮していない。

補強筋量は、 σ_{Ia} に対する σ_I と鉄筋量についてみると AB 区間においては現行より少ないので、ウェブの拡幅区間は短かくできる。すなわち、 b_0 はスパン中央のウェブ幅と等しい幅にて検討したものであり、これが標準となるものではないがこの断面を桁支点付近まで延長できる。この場合は PC 鋼材の定着に必要なウェブ幅は確保する必要がある。逆に、現行の設計図と同様な拡幅されたウェブならばさらに補強筋量は少なくてよい。

4. せん断に関する各国の規定

せん断の設計に関係あると思われる設計項目を、各国の設計法について表-3 に示す。

5. 計算例

(1) 設計条件

橋種：プレストレストコンクリート鉄道橋

スパン：44.200 m

桁高：3.100 m

形式：複線 8 主桁ポストテンション I 型単純桁

コンクリート特性圧縮強度

$$R_{ck}' = 400 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート設計計算用圧縮強度

$$R_c'^* = \frac{R_{ck}'}{1.5} = 267 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート特性引張強度

$$R_{ck} = 8 + 0.06 R_{ck}' = 32 \text{ kg/cm}^2$$

腹鉄筋特性降伏点応力度

$$R_{skt} = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

腹鉄筋降伏点応力度の計算用値

$$R_{st}^* = \frac{R_{skt}}{1.15} = 3043 \text{ kg/cm}^2$$

(2) 計算用せん断力の計算

| 支点からの距離 (m) | $S = S_g + S_q(t)$ | $S^* = 1.5 S$ | $S_p^* = 0.9 P_e \sin \alpha$ | $S_u^* = S^* - S_p^*$ |
|-------------|--------------------|----------------|-------------------------------|-----------------------|
| 0 | 174.0 | 261.0 | 124.3 | 136.7 |
| 1.490 | max min | 164.1 246.2 | 144.6 108.5 | 101.6 137.7 |
| 4.310 | max min | 145.3 218.0 | 130.3 94.2 | 87.7 123.8 |
| 7.590 | max min | 122.9 184.4 | 104.7 68.7 | 79.7 115.7 |
| 10.590 | | 101.9 | 54.8 | 98.1 |
| 13.590 | | 80.8 | 24.4 | 96.8 |
| 22.100 | | 22.7 | 34.1 | 34.1 |

S ：設計せん断力

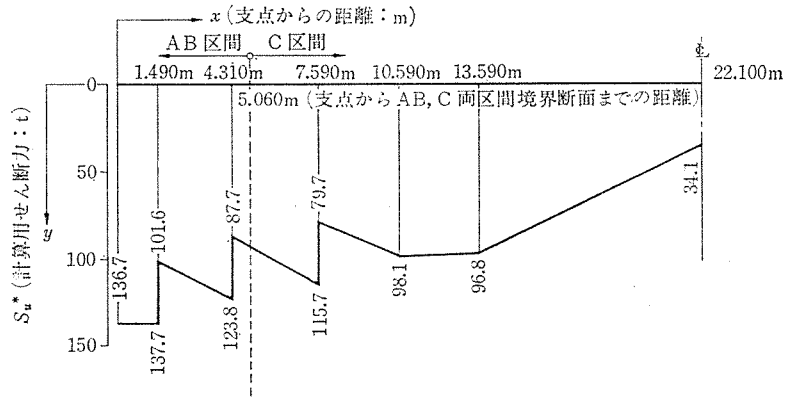
S_d ：死荷重せん断力

S_e ：活荷重せん断力（衝撃を含む）

$S^* = 1.5 S$ ：破壊荷重検討用割増しせん断力

$S_p^* = 0.9 P_e \sin \alpha$ ：有効プレストレッシングに 0.9 を乗じた鉛直成分

$S_u^* = S^* - S_p^*$ ：破壊安全度を検討する場合の計算用せん断力



計算用せん断力図

(3) 計算用曲げモーメントの計算

| 支点からの距離 | $M = M_d + M_e$ | $M^* = 1.5 M$ | $0.9 P_e$ | $M_p^* = 0.9 M_p$ | $M_u^* = M^* + M_p^*$ |
|---------|-----------------|---------------|-----------|-------------------|-----------------------|
| 0 | 0 | 0 | 426.4 | -31.6 | -31.6 |
| 1.490 | 271.1 | 406.7 | 511.7 | -111.0 | 295.7 |
| 4.310 | 653.2 | 979.8 | 597.0 | -355.2 | 624.6 |
| 7.590 | 1001.8 | 1502.7 | 682.3 | -613.4 | 889.3 |
| 10.590 | 1278.8 | 1918.2 | 682.3 | -846.1 | 1072.2 |
| 13.590 | 1507.7 | 2261.6 | 682.3 | -963.4 | 1298.2 |
| 22.100 | 1782.0 | 2673.0 | 682.3 | -1013.2 | 1659.8 |

M ：設計曲げモーメント

M_d ：死荷重モーメント

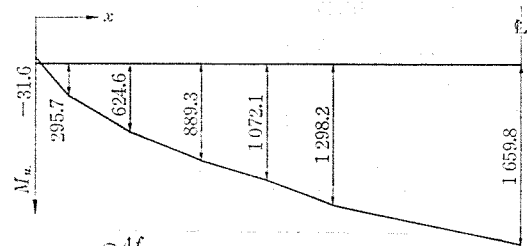
M_e ：活荷重モーメント（衝撃を含む）

$M^* = 1.5 M$ 破壊荷重検討用割増し曲げモーメント

P_e ：PC 鋼材の有効引張力

$M_p^* = 0.9 M_p$ 有効プレストレッシングに対する偏心モーメントに 0.9 を乗じた値

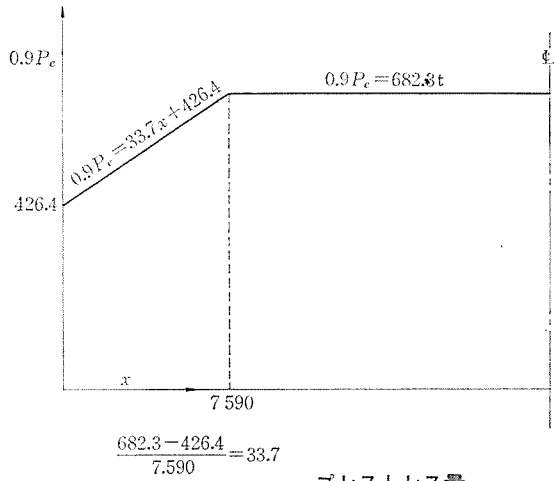
$M_u^* = M^* + M_p^*$ 破壊安全度を検討する場合の計算用曲げモーメント



$$M_u^* = -\frac{4f}{l^2} \cdot x \cdot (l-x)$$

$$= -\frac{4 \times 1659.8}{44.2^2} \cdot x \cdot (x-44.20) = -3.40x \cdot (x-44.20)$$

計算用曲げモーメント図

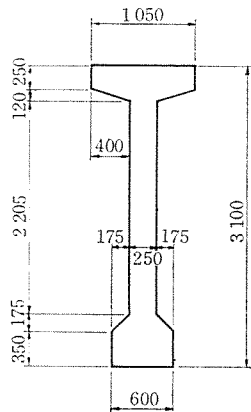


(4) 断面諸元

a) 使用断面形状

b) 断面諸係数

- $A_c = 1.176 \text{ m}^2$
- $Y_c' = 1.429 \text{ m}$
- $Y_c = -1.671 \text{ m}$
- $I_c = 1.3597 \text{ m}^4$
- $Z_c' = 0.951 \text{ m}^3$
- $Z_c = -0.814 \text{ m}^3$
- $r_c^2 = 1.156 \text{ m}^2$



使用断面形状

(5) A, B, C 両区間境界断面の計算

コンクリート引張強度特性値

$$R_{ck} = 8 + 0.06 R_{ck}' = 32 \text{ kg/cm}^2$$

破壊の終局限界状態の A, B, C 両区間境界断面の位置 x の計算

$$R_{ck} = \frac{0.9 P_e}{A_c} - \frac{M_u^*}{Z_c}$$

$$0.9 P_e = 33.7 x + 426.4$$

$$M_u^* = \ominus 3.40 x(x - 44.20)$$

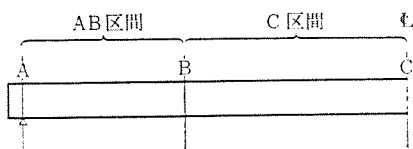
$$\ominus 320 = \frac{33.7 x + 426.4}{1.176} - \frac{\ominus 3.40 x(x - 44.20)}{0.814}$$

$$0.814(33.7 x + 426.4) + 3.998 x(x - 44.20) + 306.2 = 0$$

$$3.998 x^2 - 149.28 x + 653.29 = 0$$

$$x^2 - 37.34 x + 163.40 = 0$$

$$\therefore x = \frac{37.34 \pm \sqrt{37.34^2 - 4 \times 163.40}}{2} = \begin{cases} 32.28 \text{ m} \\ 5.06 \text{ m} \end{cases}$$



AB区間：引張線コンクリートに曲げひびわれの生じていない区間
C区間：引張線コンクリートに曲げひびわれの生じている区間

(6) AB 区間の検討 (支点から 4.310 m の位置について)

a) コンクリートについての検討 ひびわれなき断面

面図心における破壊荷重作用時の斜め引張応力度と斜め圧縮応力度 (σ_I^* と σ_{II}^*) の計算

$$S_u^* = S^* - S_p^* = 218 - 94.2 = 123.8 \text{ t}$$

$$M = 653.2 \text{ t-m}$$

$$M^* = 979.8 \text{ t-m}$$

$$0.9 P_e = 0.9 \times 94.758 \times 6 = 511.7 \text{ t}$$

$$M_p = 0.9 M_p = 511.7 \times \ominus 0.937 = \ominus 479.5 \text{ t-m}$$

$$M_u^* = M^* + M_p^* = 979.8 - 479.5 = 500.3 \text{ t-m}$$

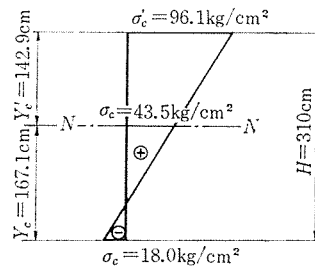
断面の曲げ応力度は次式で計算される。

$$\text{(桁上縁)} \sigma_c' = \frac{0.9 P_e}{A_c} + \frac{M_u^*}{Z_c'}$$

$$\text{(桁下縁)} \sigma_c = \frac{0.9 P_e}{A_c} + \frac{M_u^*}{Z_c}$$

$$\sigma_c' = \frac{511.7 \times 10^3}{1.176 \times 10^4} + \frac{500.3 \times 10^5}{0.951 \times 10^6} = 96.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{511.7 \times 10^3}{1.176 \times 10^4} + \frac{500.3 \times 10^5}{\ominus 0.814 \times 10^6} = \ominus 18.0 \text{ kg/cm}^2$$



断面図心位置のせん断応力度 τ^* の計算

τ^* は次式で計算することにする。

$$\tau^* = \frac{S_u^* \cdot Q_c}{b_0 \cdot I_c}$$

ここに、 S_u^* ：計算用せん断力 = $123.8 \times 10^3 \text{ kg}$

Q_c ：断面図心位置における断面一次モーメント = $5.70960 \times 10^5 \text{ cm}^3$

b_0 ：桁ウェブ幅 = 25 cm

I_c ：桁の断面二次モーメント = $1.359 \times 10^8 \text{ cm}^4$

$$\therefore \tau^* = \frac{123.8 \times 10^3 \times 5.70960 \times 10^5}{25 \times 1.359 \times 10^8} = 20.8 \text{ kg/cm}^2$$

また斜め引張応力度 σ_I^* 、斜め圧縮応力度 σ_{II}^* は次式で計算する。

$$\sigma_I^* = \frac{\sigma_c}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4 \tau^{*2}}$$

$$\sigma_{II}^* = \frac{\sigma_c}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4 \tau^{*2}}$$

$$\therefore \sigma_I^* = \frac{43.5}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{43.5^2 + 4 \times 20.8^2}$$

$$= \ominus 9.2 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.125 R_c'^* = 33.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{II}^* = \frac{43.5}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{43.5^2 + 4 \times 20.8^2}$$

$$= 51.8 \text{ kg/cm}^2 \leq R_c'^* - 4 \sigma_I^*$$

$$= 230.2 \text{ kg/cm}^2$$

b) 腹鉄筋断面積についての検討 腹鉄筋断面積比は次式による。

$$P_{t0} = \frac{A_t}{S \cdot b_0 \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 A_t : 腹鉄筋断面積
 S : 腹鉄筋配置間隔
 α : 鉄筋の傾斜角

鉛直スタールラップの場合

$$P_{t0} \cdot R_{st}^* = \sigma_I^* - 0.5 \sqrt{R_{ck}'} \dots \dots \dots (2)$$

R_{st}^* : 腹鉄筋降伏点応力度の計算用値で一般には降伏点応力度の特性値/1.15

R_{ck}' : コンクリートの特性圧縮強度

$$R_{st}^* = \frac{3500}{1.15} = 3043 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{ck}' = 400 \text{ kg/cm}^2$$

σ_I^* は前項で計算の結果 9.2 kg/cm^2

$$\therefore P_{t0} \cdot R_{st}^* = \sigma_I^* - 0.5 \sqrt{R_{ck}'}$$

$$= 9.2 - 0.5 \sqrt{400} < 0$$

となり、この計算例では腹鉄筋の計算値は算出されない。

$P_{t0} \cdot R_{st}^* > 0$ の場合は式 (2) より P_{t0} を求め

式 (1) より

$$A_t = P_{t0} \cdot S \cdot b_0 \cdot \sin \alpha$$

に必要な腹鉄筋量が算出できる。

(7) C 区間での検討 (支点から 7.590 m 離れた断面)

a) コンクリートについての検討

鉛直スタールラップの場合

$$\tau_0^* = \frac{S_u^*}{b_0 \cdot d} \leq 0.20 R_c'^* \text{ であつ } \leq 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_u^* = 115.7 \text{ t}$$

$$b_0 = 25 \text{ cm (桁ウェブ幅)}$$

$$d = 310 - 77.2 = 232.8 \text{ cm (桁の有効高さ)}$$

$$\therefore \tau_0^* = \frac{S_u^*}{b_0 \cdot d} = \frac{115.7 \times 10^3}{25 \times 232.8} = 19.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\leq 0.2 \times 267 = 53.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\leq 50 \text{ kg/cm}^2$$

b) 腹鉄筋断面積についての検討

$$P_{t0} = \frac{A_t}{b_0 \cdot S \cdot \sin \alpha} = \eta \cdot \frac{1.15 \tau_0^*}{R_{st}^*}$$

ここに、 η : トラス理論に対する補正係数

$$\eta = 1 - 0.4 \frac{R_{ck}'}{\tau_0^*} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{\sigma_0^*}{R_c'^*} \right)$$

σ_0^* : 平均有効プレストレスに 0.9 を乗じた値

$$\therefore \tau = 1 - 0.4 \frac{400}{19.9} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{58.0}{267} \right) = 0.423$$

$$\therefore P_{t0} = \eta \frac{1.15 \tau_0^*}{R_{st}^*}$$

$$= 0.423 \times \frac{1.15 \times 19.9}{3043} = 0.00318$$

最少鉄筋量

$$P_{tmin} = 0.25 R_{ck}/R_{skt}$$

$$= 0.25 \times 32/3500 = 0.00229$$

$$P_{t0} > P_{tmin}$$

したがって、腹鉄筋の必要断面積 A_t は

$$\therefore A_t = P_{t0} \cdot b_0 \cdot S \cdot \sin \alpha$$

$$= 0.00318 \times 25 \times 30 \times 1.0 = 2.4 \text{ cm}^2$$

参 考 文 献

- 1) 猪股俊司 : プレストレストコンクリートのせん断に関する耐力について, PC協会誌 Vol. 14, No. 5
- 2) 神山 一 : 鉄筋コンクリートはりのせん断破壊機構, コンクリート ジャーナル, Vol. 6, No. 8
- 3) 土木学会編 : 最近におけるプレストレスト コンクリート, 1961年 8月
- 4) 鉄筋コンクリート終局強度理論の参考, 土木学会コンクリートライブラリー第 34号
- 5) 鉄筋コンクリート設計法の動向, 土木学会コンクリートライブラリー第 41号
- 6) コンクリート構造物設計施工国際指針, 鹿島出版会
- 7) Handbook on the United Code for Structural Concrete (CP 110 1972)
- 8) Code for practice for the structural use of concrete (CP 110 1972)
- 9) ACI 規準 : 鉄筋コンクリート構造設計基準 (ACI 318-71)
- 10) ドイツ規格 : 無筋ならびに鉄筋コンクリートの規定と施工 (DIN 1045)
- 11) ドイツ規格 : プレストレスト コンクリート設計施工指針 (DIN 4227)