

第5章 部材の照査

5.1 総 則

- (1) 部材の照査は、(2)項の規定にしたがって断面力を算出し、5.2から5.6の規定にしたがって行うものとする。
- (2) 設計荷重作用時および終局荷重作用時の構造部材の照査に用いる断面力の算定は、棒部材を用いた線形解析に基づくものとする。この場合、部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、補強材を無視して算出した値を用いてよい。

(2)コンクリートは、応力度とひずみが直線状に比例せず、完全な弾性体ではない。しかしながら、これを弾性体と見なすことで断面力の算出が容易になり、またその断面力によって設計される部材は、材料非線形性を考慮して算出される部材と比較して、その安全度を一般に損なうものではない。このような理由により、設計荷重作用時および終局荷重作用時の構造部材の照査に用いる断面力は、コンクリートを完全な弾性体と見なして線形解析により算出することとした。

また、構造部材に生じる断面力は、構造物を構成する部材相互の剛性の比により定まり、剛性の大きさそのものの影響は少ない。したがって、断面力の算出にあたっては、簡略化のためコンクリートの全断面を有効として算出した断面の剛性を用いてよいものとした。同時に、部材の剛比に及ぼす補強材の影響は一般に小さいので、これを無視してよいものとした。

5.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査

5.2.1 一般

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、5.2.3の規定により行うものとする。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、5.2.6の規定により行うものとする。

(1)(2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材については、設計荷重作用時および終局荷重作用時の照査を行わなければならない。

終局荷重作用時の照査としては、部材に曲げ破壊が生じないことを照査するものとする。なお、不静定構造物の終局荷重作用時の照査としては、その崩壊機構まで想定して破壊に至らないことを照査する方法もあるが、ここでは個々の部材が曲げ破壊を生じないことを照査するものとした。

部材が曲げ破壊する場合、コンクリートが終局ひずみに達する場合と、緊張材が終局ひずみに達する場合とがあるが、そのいずれであるのかは問わないこととする。

5.2.2 有効断面

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力に対する部材の有効断面は、せん断遅れ現象やダクトの配置等を考慮して定めるものとする。
- (2) 部材の有効断面の算出を、(3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメントに対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(5.2.1)により算出するものとする。

1) 主げた、支点横げた(直接支持されたけた)

$$\lambda = \frac{l}{8} + b_s$$

ただし、連続版および単純版の場合 $\lambda \leq l_b/2$

片持版の場合 $\lambda \leq l_c$

2) 中間横げた(間接支持されたけた)

$$\lambda = \frac{n-1}{6}(l_b + b_w) + b_s$$

ただし、連続版および単純版の場合 $\lambda \leq l_t/2$

片持版の場合 $\lambda \leq l_c$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅(mm)

l : 有効幅算出のための支間長(mm) (図-5.2.1の値)

b_s : ハンチ部の有効幅(mm)

l_b : 主げたの純間隔(mm)

l_c : 片持版の張出し長(mm)

l_t : 横げたの純間隔(mm)

n : 主げたの本数(本)

b_w : 主げたのウェブ厚(mm)

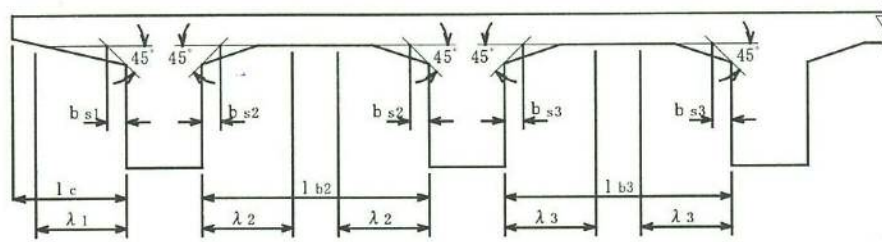


図-5.2.1 圧縮フランジの片側有効幅（主げたの場合）

(4) 軸方向力に対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(5.2.2)により算出するものとする。

1) 主げた、支点横げた(直接支持されたけた)

連続版および単純版の場合 $\lambda = l_b / 2$

片持版の場合 $\lambda = l_c$

2) 中間横げた(間接支持されたけた) (5.2.2)

連続版および単純版の場合 $\lambda = l_t / 2$

片持版の場合 $\lambda = l_c$

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅(mm)

l_b : 主げたの純間隔(mm)

l_c : 片持版の張出し長(mm)

l_t : 横げたの純間隔(mm)

(5) プレストレストコンクリート構造のダクトは、有効断面に含めないものとする。

有効断面の考え方は、「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の規定に準じている。

5.2.3 設計荷重作用時の照査

- (1) 設計荷重作用時には、5.1により算出した断面力で(2)から(4)項の規定により算出したコンクリートと連続繊維補強材の応力度が、4章に規定する許容応力度以下であることを照査するものとする。
- (2) 連続繊維補強筋によって補強されたコンクリート構造
 - 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
 - 2) コンクリートの引張強度は無視する。
 - 3) 連続繊維補強筋とコンクリートのヤング係数比は、コンクリートのヤング係数を $1.33 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、連続繊維補強筋の有効ヤング係数を表-3.4.1の値として算定する。
- (3) プレストレストコンクリート構造
 - 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
 - 2) コンクリートの引張強度は考慮する。
 - 3) 連続繊維緊張材とコンクリートのヤング係数比は、表-3.4.1および道路橋示方書のヤング係数より算出する。
- (4) 直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査するものとする。
- (5) 設計荷重作用時には、コンクリートに発生するひび割れが、構造物の機能、耐久性および美観等その使用目的を損なわないことを、適切な方法によって検討しなければならない。

原則として、「土木学会FRP指針案」の考え方に準ずるものとする。

- (2) 3) 鉄筋コンクリート構造では、鉄筋とコンクリートのヤング係数比(n)は従来から15として応力度を算出しており、この値の妥当性は多くの実験により確かめられている。したがって、ここでは、従来の鉄筋のヤング係数 $E_s=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ に対して $n=15$ となる、コンクリートのヤング係数 $E_c=1.33 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ をコンクリートの強度に関係なく採用することとし、連続繊維補強筋の有効ヤング係数は使用材の実験値を用いることとした。

5.2.4 許容ひび割れ幅

- (1) 許容曲げひび割れ幅 w_a は、構造物の使用目的、環境条件、部材の条件等を考慮して定めることを原則とする。
- (2) 美観上の問題から定まる許容ひび割れ幅は、一般に、構造物が置かれる環境に応じて0.5mm以下の値に定めてよい。
- (3) 水密性に対するひび割れ制御もしくは許容ひび割れ幅は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]7.4.2(3)によるものとする。

原則として、「土木学会FRP指針案」の考え方に準ずるものとする。

5.2.5 曲げひび割れの検討

(1) 曲げひび割れの検討は、一般に、式(5.2.3)によって求めたひび割れ幅 w が、許容ひび割れ幅 w_a 以下であることを確かめることとする。

$$w = k \{ 4c + 0.7(c_f - \phi) \} \left(\sigma_{fe} / E_f \text{ (または } \sigma_{pe} / E_{fp}) + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (5.2.3)$$

ここに、 k : 付着性状や多段配筋の影響を示す定数で、一般に1.0~1.3とする。

c : かぶり (mm)

c_f : 補強材の中心間隔 (mm)

ϕ : 補強材直径 (mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{fe} : 補強筋応力度の増加量

E_f : 補強筋のヤング係数

σ_{pe} : 緊張材応力度の増加量

E_{fp} : 緊張材のヤング係数

(2) 曲げひび割れの検討で対象とする補強筋および緊張材は、原則としてコンクリートの表面に最も近い位置にある引張補強材とし、応力度およびひずみは、5.2.3に従って求めるものとする。

原則として、「土木学会FRP指針案」の考え方に準ずるものとする。

ネフマックの場合の曲げひび割れ幅は、以下を参考に求めることができる。

「土木学会FRP指針案」解説では「格子状の連続繊維補強材を用いた場合には、ひび割れ間隔は格子間隔にも影響されるので、それを考慮してひび割れ間隔 l_k を算定し、(解7.4.1)式によりひび割れ幅を求めることができる」としている。

$$w = l_k - (\sigma_{fe} / E_f + \varepsilon'_{csd}) \quad (\text{解7.4.1})$$

上式で l_k は最大ひび割れ間隔を示していると考えられる。格子状の連続繊維補強材を用いた場合に、最大ひび割れ間隔 l_{max} は実験により、荷重軸と直角方向の格子筋間隔 S を用いた下式が成り立つことが報告されている。

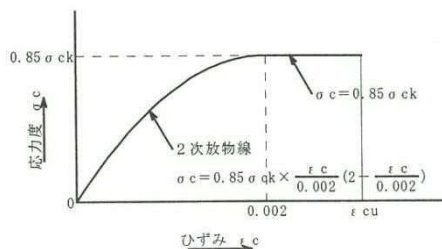
$$l_{max} < 2S$$

格子状の連続繊維補強材を用いた場合には、 $l_k = 2S$ として計算しても良い。

*趙、丸山、山本、清水：「FRPロッドを主筋に用いたコンクリートはりの曲げひび割れ性状」コンクリート技術シリーズ1連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム講演論文報告集、P123-128、土木学会、1994年4月。

5.2.6 終局荷重作用時の照査

- (1) 終局荷重作用時には、5.1により算出した断面力が(2)から(4)項の規定により算出した部材の破壊抵抗曲げモーメント以下であることを照査するものとする。
- (2) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次の規定により算出するものとする。
 - 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
 - 2) コンクリートの引張強度は無視する。
 - 3) コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、図-5.2.3に示したものをを用いるものとする。このときコンクリートの終局ひずみは、表-5.2.2の値を用いるものとする。
 - 4) 連続繊維補強材の応力度-ひずみ曲線は、図-5.2.4に示したものをを用いるものとする。



ここに、

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm^2)

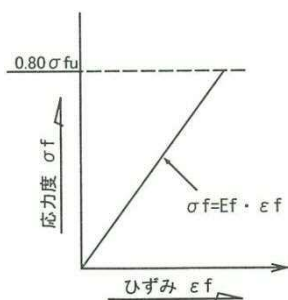
ϵ_c : コンクリートのひずみ

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

図-5.2.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
コンクリートの応力度-ひずみ曲線

表-5.2.2 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm^2)	$\sigma_{ck} \geq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ	0.0035	0.0035から0.0025の間を 直線補完	0.0025



ここに、

σ_{fu} : 連続繊維補強材の設計基準強度 (N/mm^2)

σ_f : 連続繊維補強材の応力度 (N/mm^2)

E_f : 連続繊維補強材の有効ヤング係数 (N/mm^2)

ϵ_{fu} : 連続繊維補強材のひずみ

図-5.2.4 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
連続繊維補強材の応力度-ひずみ曲線

- (3) 部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重作用時の軸方向力が作用しているものとして(2)項の規定により算出するものとする。
- (4) プレストレストコンクリート構造において、連続繊維緊張材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは、(2)又は(3)項の規定により算出する値の70%とする。

原則として、「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の考え方に準じるものとする。

- (2)4) 破壊抵抗曲げモーメント計算時の連続繊維補強材の応力度-ひずみ曲線は、使用する連続繊維補強材各々の特性に応じたものをを用いることとし、更にこの曲線は一般にやや下に凸な曲線となる

ことが知られているが、ここではその誤差が小さいことから、全連続繊維補強材について直線を設定した。なお、この応力度－ひずみ曲線は、連続繊維緊張材および連続繊維補強筋の両者に適用する。また、連続繊維補強材の終局限界応力度は表-3.4.1に定める設計基準強度の80%とする。破壊抵抗曲げモーメントの算出において破壊形式の推定を誤るとぜい性的な破壊性状を示しやすいので留意する必要がある。

- (4) PC部材において連続繊維緊張材とコンクリートの付着がない場合は、曲げひび割れが1ヶ所に集中することによるひび割れ幅の拡大と部材の角折れ発生等を制御するとともに、定着部に作用する緊張力変動に対する定着具定着能力の信頼性を高めることを目的として、「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の規定と同様、破壊抵抗曲げモーメントを算定値の70%へ低減することとした。

5.3 せん断力が作用する部材の照査

5.3.1 一般

- (1) せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、5.3.3の規定により行うものとする。
- (2) せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、5.3.4の規定により行うものとする。
- (3) 照査に用いる設計せん断力は、5.1により算出したせん断力に、式(5.3.1)にしたがって部材の有効高の変化の影響を考慮するものとする。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力は、部材の有効高の変化の影響は考慮しないものとする。

$$S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \beta + \tan \gamma) \quad \dots \dots \dots (5.3.1)$$

ここに、

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力(N)

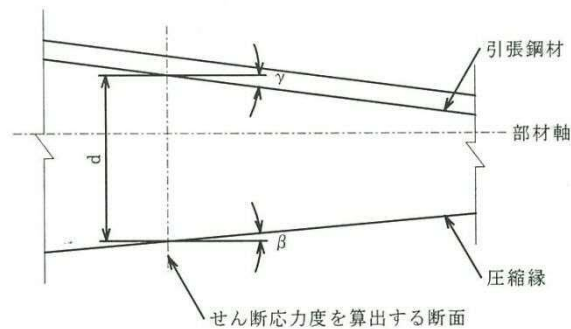
S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

d : 部材断面の有効高(mm) (図-5.3.1参照)

β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度 (図-5.3.1参照)

γ : 引張補強筋が部材軸となす角度 (図-5.3.1参照)



(注) βおよびγは、曲げモーメントの絶対値が増すにしたがって有効高が増す場合には正、減じる場合には負とする。

図-5.3.1 β、γおよびdのとり方

- (4) けたの支点付近およびラーメンの節点部付近におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、支点反力によりウェブに作用する圧縮応力を考慮して行うものとする。ここで、せん断力に対する照査を図-5.3.2に示す部材断面に対して行った場合は、この影響を考慮したものとしてよい。
- (5) けたの支点付近およびラーメンの節点部付近(図-5.3.2の斜線部)の斜引補強筋は、(4)項に規定する部材断面について必要となる補強筋量以上を配置するものとする。

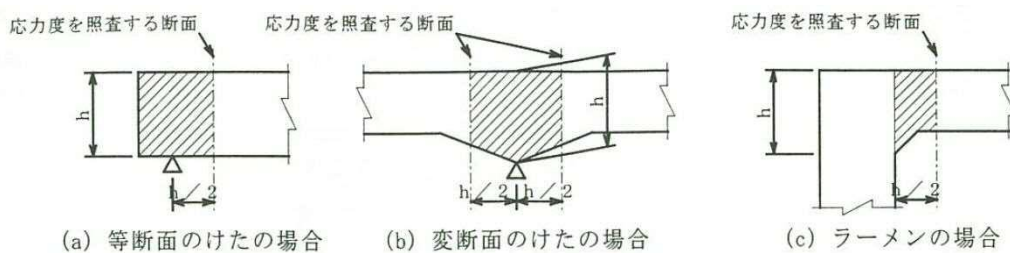


図-5.3.2 せん断力に対する照査断面

(6) せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)項に規定する最小補強筋量以上の斜引張補強筋を配置するものとする。

せん断力に照査に関する基本的考え方、証左方法および照査の基準とするせん断力と等は、「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の規定とおりとす。

なお、せん断力が作用する部材の安全度照査には、使用限界、せん断ひび割れ限界、終局限界などの各種限界状態の照査があるが、ここではこれらの照査にかわるものとして、それぞれの状態を代表するせん断応力度がそれぞれの許容せん断応力度を満足することを照査する方法を採用している。

5.3.2 有効断面

- (1) せん断力に対する部材の有効断面は、その耐荷機構のモデルに応じて定めるものとする。
- (2) 部材の有効断面の算出を、(3)および(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 設計荷重作用時に対する照査においては、補強されたコンクリート構造についてはトラス理論に基づき有効高を定めるものとする。また、プレストレストコンクリート構造については全断面有効とするものとする。
- (4) 終局荷重作用時に対する照査においては、トラス理論に基づき有効高を定めるものとする。

5.3.3 設計荷重作用時の照査

(1) 設計荷重作用時には、5.3.1(3)項により算出した設計せん断力を用いて(3)又は(4)項の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査するものとする。なお、式(5.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-5.3.1の値以下の場合には、(3)項に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引補強筋の応力度は照査しなくてよい。

$$\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \dots \dots \dots (5.3.2)$$

ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力(N)

S_p : 緊張材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

d : 部材断面の有効高(mm)

A_p : 部材断面における緊張材の断面積(mm²)

σ_{pe} : 部材断面における緊張材の有効引張応力度(N/mm²)

α : 緊張材が部材軸となす角度

表-5.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70

(2) せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式(5.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-5.3.1の値以下とするものとする。

(3) 連続繊維補強筋で補強されたコンクリート構造における斜引張連続繊維補強筋の応力度

$$\sigma_f = \frac{1.15 S_{fs} \cdot a}{\Sigma A_{fw} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)} \dots \dots \dots (5.3.3)$$

ここに、

σ_f : 斜引張連続繊維補強筋の応力度 (N/mm²)

S_{fs} : 斜引張連続繊維補強筋が負担するせん断力の合計 (N)

$$S_{fs} = S_h - S_c$$

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

ただし、 $k = 1 + \frac{M_o}{M_d}$

A_{fw} : 間隔 a および角度 θ で配筋される斜引張連続繊維補強筋の断面積 (mm²)

a : 斜引張連続繊維補強筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : 斜引張連続繊維補強筋が部材軸となす角度

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) (表-5.3.1の値)。

ただし、荷重の組合せによる応力度の割増しを行ってはならない。

M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

M_o : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm)

(4) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度

$$\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \dots \dots \dots (5.3.4)$$

$$\tau = \frac{(S - S_h) \cdot Q}{b_w \cdot I}$$

ここに、

σ_I : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm²)

τ : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

σ_x : 部材軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_y : 部材軸直角方向圧縮応力度 (N/mm²)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

S_p : 緊張材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p=0$ とする。

Q : せん断応力度を算出する位置より外側部分の、図心軸に関する断面一次モーメント (mm^3)

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

I : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm^4)

A_p : 部材断面における緊張材の断面積 (mm^2)

σ_{pe} : 部材断面における緊張材の有効引張応力度 (N/mm^2)

α : 緊張材が部材軸となす角度

諸値の算出方法等は、「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の規定通りとする。

5.3.4 終局荷重作用時の照査

- (1) 終局荷重作用時には、5.3.1(3)項により算出した設計せん断力が、(2)および(3)項の規定により算出した耐力以下であることを照査するものとする。なお、5.3.3に規定する設計荷重作用時の照査において、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-5.3.1の値以下の場合には、せん断力が作用する方向の厚さが薄いプレストレストコンクリート構造の部材を除いて(3)項に規定する斜引張破壊に対する耐力は照査しなくてよい。
- (2) 部材のウェブコンクリートの圧壊に対する耐力は、式(5.3.5)により算出するものとする。

$$S_{uc} = \tau_{\max} \cdot b_w \cdot d + S_p \quad \dots \dots \dots (5.3.5)$$

ここに、
 S_{uc} : ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力 (N)
 τ_{\max} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、表-5.3.2の値を用いてよい。
 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)
 d : 部材断面の有効高 (mm) (図-5.3.1参照)
 S_p : 緊張材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p=0$ とする。

A_p : 部材断面における緊張材の断面積 (mm^2)
 σ_{pe} : 部材断面における緊張材の有効引張応力度 (N/mm^2)
 α : 緊張材が部材軸となす角度

表-5.3.2 コンクリートの平均せん断応力度の最大値 (N/mm^2)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0

- (3) 部材の斜引張破壊に対する耐力は、式(5.3.6)により算出するものとする。

$$S_{us} = S_c + S_s + S_f + S_p \quad \dots \dots \dots (5.3.6)$$

ここに、
 S_{us} : 斜引張破壊に対する耐力
 S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = \alpha_c \cdot k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{ただし、} k = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$$

S_s : 主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力(N)

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d(\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a}$$

S_f : 主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張連続繊維補強筋が負担できるせん断力(N)

$$S_f = \alpha_w \cdot \frac{A_{fw} \cdot \sigma_{fy} \cdot d(\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a}$$

S_p : 緊張材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、S_p=0とする。

α_c : コンタリートの負担できるせん断力の補正係数

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²) (表-5.3.1の値)。

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

d : 部材断面の有効高(mm) (図-5.3.1参照)

M_d : 材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

M_o : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント(N・mm)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm²)

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点(N/mm²)

a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度

α_c : 斜引張連続繊維補強筋の有効断面積算出用補正係数

A_{fw} : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される斜引張連続繊維補強筋の断面積(mm²)

σ_{fy} : 斜引張連続繊維補強筋の終局時に許される応力度(N/mm²)

a_f : 斜引張連続繊維補強筋の部材軸方向の間隔(mm)

θ_f : 斜引張連続繊維補強筋が部材軸となす角度

A_p : 部材断面における緊張材の断面積(mm²)

σ_{pe} : 部材断面における緊張材の有効引張応力度(N/mm²)

α : 緊張材が部材軸となす角度

α_w : 補正係数

(3) 部材の斜引張破壊に対する考え方

①RC部材およびPC部材について

斜引張補強筋量算出の基本とする考え方と算出方法および検討対象とする荷重作用条件等については、「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の規定に準ずるものとした。しかし、従来の鋼材に代

って連続繊維補強筋を斜引張補強筋として使用する場合、一般に、下記の特性があり、部材のせん断耐力を大きく左右する。

- 1) 曲げ加工した斜引張連続繊維補強筋は、曲げ加工部分において、連続繊維補強筋の保証強度以下で破断する場合がある、
- 2) 一般に、連続繊維補強筋は高強度でかつヤング率が小さいために、鉄筋に比較して引張剛性が小さい。

したがって、連続繊維補強筋を斜引張補強筋として使用する場合に、これらの特性を考慮した式(5.3.6)に示す補正係数 α_w 、 α_c を導入することとした。

②斜引張連続繊維補強筋の有効断面積算出用の補正係数 α_w について

部材断面にせん断力を負担する斜引張連続繊維補強筋を配置するとき、その効率を良くするためには、部材のウェブ部分断面形状に合わせて補強筋を曲げ加工する必要がある。しかし、曲げ加工した連続繊維補強筋は、引張力が作用すると、曲げ加工部分において連続繊維補強筋の保証強度以下で破断することがある。したがって、斜引張連続繊維補強筋量を算出するに当たっては、算出の基準とする連続繊維補強筋の許容応力度を改めて規定した。

斜引張連続繊維補強筋の破断強度は、連続繊維補強筋の素材材質、斜引張補強筋としての製造方法と曲げ加工方法、および、曲げ半径等により異なり、現時点でこれを一義的に定めるのは困難である。したがって、連続繊維補強筋ごとに定めた。

設計荷重作用時においては表-4.3.1に示す許容応力度をもちいる。終局荷重作用時においては表-3.4.1から求める設計基準強度の80%に対して補正係数 α_w で修正することとした。

補正係数 α_w は以下により求めることができる。

(参考5.1)「土木学会FRP指針案 6.3 せん断力に対する安全性の検討」によれば、設計せん断耐力 V_{ud} は、 V_{cd} 、 V_{sd} 、 V_{ped} 各々の算定式を規定している。

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped}$$

ここに、 V_{cd} ：せん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} ：せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力

V_{ped} ：軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分

これらの算定式のうち、せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力 V_{sd} の算定式である式(6.3.4)において、せん断補強筋の効果を示している第1項を対象として $Z=d/1.15$ を代入し A_w を求める式へ書き換えると次式を得る。

$$A_w = \frac{1.15 \cdot V_{sd} \cdot s_s}{d \cdot E_w \cdot \varepsilon_{fwd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \cdot \gamma_b$$

上記と本文中の式(5.3.6)とを対比することにより、補正係数 α 、算定式は次の通りとなる。

$$\alpha_w = \frac{E_w \cdot \varepsilon_{fwd} \cdot 1}{\sigma_{fy} \cdot \gamma_b}$$

ここで、 α_w の算定式は ε_{fwd} のを含み取り扱いが煩雑であるので、以下に算定式の簡略化を試みる。

(参考5.1)において、部材高さを $h=0.5\sim 1.0\text{m}$ と仮定すると、寸法効果を考慮したコンクリートの設計圧縮強度 f'_{mcd} は、次のようになる。

$$f'_{mcd} = \left(\frac{h}{0.3} \right)^{-1/10} \cdot f'_{cd} = (0.950 \approx 0.887) \cdot f'_{cd}$$

$$\therefore f'_{mcd}{}^{1/2} \cong 0.958 \cdot f'_{cd}{}^{1/2}$$

であり、平均軸圧縮力を $\sigma'_N = (1/6 \approx 1/4) \cdot f'_{mcd}$ と仮定すると、次式を得る。

$$\left(1 + 2 \cdot \frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}} \right) = \left(1 + 2 \cdot \frac{(1/6 - 1/4) \cdot f'_{mcd}}{f'_{mcd}} \right) \cong 1.42$$

式(6.3,5)は、 $E_c f = E_w$ とすると、次式を得る。

$$\varepsilon_{fwd} = 0.958 \cdot \left(\frac{p_w}{p_{web}} \cdot f'_{cd} \right)^{1/2} \cdot 1.42 \times 10^{-4} = 1.36 \left(\frac{p_w}{p_{web}} \cdot f'_{cd} \right)^{1/2} \cdot 10^{-4}$$

すると補正係数 α_w の簡略式を得ることができる。

$$\begin{aligned} \alpha_w &= \frac{E_w}{\sigma_{fy}} \cdot 1.36 \cdot \left(\frac{p_w}{p_{web}} \cdot f'_{cd} \right)^{1/2} \cdot 10^{-4} \cdot \frac{1}{1.15} \\ &\cong 1.18 \cdot \frac{E_w}{\sigma_{fy}} \cdot \left(\frac{p_w}{p_{web}} \cdot f'_{cd} \right)^{1/2} \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

本簡略式による補正係数 α_w の目安は、 $f'_{cd} = 50 \text{ N/mm}^2$ とし、 $p_w/p_{web} = 0.05 \sim 20.0$ 、 $E_w/\sigma_{fy} = 50 \sim 200$ のとき、表-解5.3.1、表-解5.3.2に示す値程度となる。

表-解5.3.1 補強筋比 p_w (引張補強筋比) / p_{web} (せん断補強筋比) 表

p_w \ p_{web}	0.25	0.50	1.00	2.50	5.00
0.25	1.00	2.00	4.00	10.00	20.00
0.50	0.50	1.00	2.00	5.00	10.00
1.00	0.25	0.50	1.00	2.50	5.00
2.50	0.10	0.20	0.40	1.00	2.00
5.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00

表-解5.3.2 α_w の目安 ($f'_{cd} = 50 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ kgf/cm}^2$)

E_w/σ_{fy}	p_w (引張補強筋比) / p_{web} (せん断補強筋比)						
	0.05	0.1	0.5	1	5	10	20
50	0.01	0.01	0.03	0.04	0.09	0.13	0.19
100	0.02	0.03	0.06	0.08	0.19	0.26	0.37
150	0.03	0.04	0.09	0.12	0.28	0.39	0.56
200	0.04	0.05	0.12	0.17	0.37	0.52	0.74

③コンクリートが負担できるせん断力算出用補正係数 α_c について

コンクリートが負担できるせん断力は、ひび割れ発生後のせん断面におけるコンクリートの噛み合い効果、補強筋のダウエル効果とひび割れ幅拡大抑制効果等に大きく左右されることが明らかにされている。このことから、式本文中(5,3.6)で適用されているコンクリートが負担できる平均せん断応力

度は、斜引張補強筋として従来から使用されている鋼材を用いた場合、上記諸要因の効果を勘案して実験的に定められた値と考えられる。

一方、現在一般的に製造されている連続繊維補強筋を斜引張補強筋として用いた場合に、コンクリートが負担できるせん断力は、鋼材製補強材の場合より小さいことが実験的に知られている。したがって、斜引張連続繊維補強筋の使用時にコンクリートが負担できるせん断力を求めるにあたっては、ここで改めて平均せん断応力度の許容値を一義的に定めるのが妥当であるが、従来から一般的に用いられている値と異なることとなり煩雑であること、決定に大きな影響を与えるヤング係数Efが連続繊維補強筋の種類により異なること、等の理由により、ここでは、補正係数 α_c を適用することとした。しかし、この補正係数 α_c の適用にあたっては、例えば、斜引張補強筋専用に、鋼材と同等のヤング係数Efおよび付着性状を持つ連続繊維補強筋の開発・適用を研究するなど、各連続繊維補強筋特有の事情があることから、補正係数 α_w と同様、その適用条件等には十分留意する必要がある。

補正係数 α_c は以下により求めることができる。(参考5.1「土木学会FRP指針案 6.3 せん断力に対する安全性の検討」に定めるせん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力Vcdの算定式である式(6.3.2)において、当式と本文中の式(5.3.6)とを対比することにより、補正係数 α_c 算定式は次の通りとなる。

$$\alpha_c = (\beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} / \gamma_b) \frac{1}{\tau_c}$$

ここでは、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編が扱っていない寸法効果を見捨てる。許容コンクリートの負担できる平均せん断応力度は、参考資料とほぼ同等であるので、ここではコンクリート橋編に従うものとする。すると、影響するパラメーターは β_p のみとなる。

$$\alpha_c \cong \sqrt[3]{100 \cdot p_w \cdot E_{fu} / E_o}$$

本簡略式による補正係数 α_c の目安は、表-解5.3.3に示す程度となる。

表-解 5.3.3 α_c の目安

E_{fu} (kN/mm ²)	E_{fu}/E_o	p_w (引張補強筋比 %)				
		0.25	0.50	1.00	2.50	5.00
50	0.25	0.40	0.50	0.63	0.85	10.8
100	0.50	0.50	0.63	0.79	1.08	1.36
150	0.75	0.57	0.72	0.91	1.23	1.50

(参考5.1)「土木学会FRP指針案 6.3 せん断力に対する安全性の検討」よりの抜粋

6.3 せん断力に対する安全性の検討

6.3.1 一般

6.3.2 棒部材の設計せん断力

6.3.3 棒部材の設計せん断耐力

(1)設計せん断耐力 V_{ud} は、式(6.3.1)によって求めてよい。

ただし、せん断補強筋として折曲補強筋とスターラップを併用する場合は、せん断補強筋が受け持つべきせん断力の50%以上をスターラップで受け持たせるものとする。

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad \dots \dots \dots (6.3.1)$$

ここに、 V_{cd} ：せん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力で、式(6.3.2)による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad \dots \dots \dots (6.3.2)$$

$$f_{vcd} = 0.2 \sqrt[3]{f'_{cd}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ N/mm}^2 \text{ とする。} \dots \dots (6.3.3)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d : \text{m}) \text{ ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w \cdot E_{fu} / E_o} \quad \text{ ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \text{ ただし、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$1 + M_o / M_d \quad (N'_d \leq 0 \text{ の場合}) \text{ ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

N'_d ：設計軸方向圧縮力

M_d ：設計曲げモーメント

M_o ：設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

E_{fu} ：引張補強筋のヤング係数

E_o ：基準のヤング係数(=200kN/mm²)

b_w ：腹部の幅

d ：有効高さ

$$p_w = A_f / (b_w d)$$

A_f ：張補強筋の断面積

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度で単位はN/mm²である。

γ_b ：一般に、1.3としてよい。

V_{sd} ：せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力で式(6.3.4)による。

$$V_{sd} = \left[A_w E_w \varepsilon_{fwd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s + A_{pw} \sigma_{pw} (\sin \alpha_p + \cos \alpha_p) / s_p \right] z / \gamma_b \quad \dots \dots (6.3.4)$$

A_w ：区間 s_s におけるせん断補強筋の総断面積

E_w ：せん断補強筋のヤング係数(= E_{fu})

ε_{fwd} ：終局限界状態におけるせん断補強筋のひずみの設計用値で、式(6.3.5)により求めてよ

い。ただし、 $E_w \varepsilon_{fwd}$ が曲げ成形部強度の設計用値 f_{fbd} より小さい場合は、 $E_w \varepsilon_{fwd}$ を f_{fbd} に置換する。なお、 f_{fbd} は式(3.4.1)によ求めてよい。

$$\varepsilon_{fwd} = \sqrt{f'_{mcd} \frac{p_w E_{fu}}{p_{web} E_w} \left[1 + 2 \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}} \right) \right]} \times 10^{-4} \quad \dots \dots \dots (6.3.5)$$

α_s : せん断補強筋が部材軸となす角度

s_s : せん断補強筋の配置間隔

$$p_{web} = A_w / (b_w \cdot s_s)$$

A_w : 区間 s_s におけるせん断補強筋用緊張材の総断面積

σ_{pw} : 終局限界状態におけるせん断補強用緊張材の引張応力度

$$\sigma_{pw} = \sigma_{wpe} + E_{fpd} \varepsilon_{fwd} \leq f_{fpud}$$

σ_{pw} : せん断補強用緊張材の有効引張応力度

E_{fpd} : せん断補強用緊張材のヤング係数

f_{fpud} : せん断補強用緊張材の設計引張強度

α_p : せん断補強用緊張材が部材軸となす角度

s_p : せん断補強用緊張材の配置間隔

Z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張補強材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい。

σ'_N : 平均軸圧縮応力

$$\sigma'_N = (N'_d + P_{ed}) / A_g$$

ただし、 $\sigma'_N > 0.4 f'_{mcd}$ となる場合には $\sigma'_N = 0.4 f'_{mcd}$ とする。

P_{ed} : 軸方向緊張材の有効引張力

A_g : 全断面の断面積

f'_{mcd} : 寸法効果を考慮したコンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

$$f'_{mcd} = \left(\frac{h}{0.3} \right)^{-1/10} \cdot f'_{cd}$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

h : 部材の高さ (m)

γ_b : 一般に、1.5としてよい。

V_{ped} : 軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分で、式(6.3.6)による。

$$V_{ped} = P_{ed} \sin \alpha_p / \lambda_b \quad \dots \dots \dots (6.3.6)$$

α_p : 軸方向緊張材が部材軸となす角度

γ_b : 一般に1.15としてよい。

5.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査

ねじりモーメントに対する照査は、ねじりモーメントの影響が大きい部材について行うことを原則とする。

5.5 鉄筋とコンクリートとの付着に関する照査

- (1) 鉄筋とコンクリートとが一体として挙動することを前提としている部材については、鉄筋とコンクリートとの適切な付着を確保するものとする。
- (2) (3)および(4)項により付着に関する照査を行う場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 設計荷重作用時の軸方向主鉄筋とコンクリートの付着応力度は、表-3.2.6に規定する許容付着応力度以下であることを照査するものとする。
- (4) 軸方向主鉄筋とコンクリートの付着応力度は、式(5.5.1)により算出するものとする。

$$\tau_o = \frac{1.15S_h}{U \cdot d} \dots \dots \dots (5.5.1)$$

ここに、 τ_o : 鉄筋とコンクリートの付着応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N) (5.3.1参照)

U : 鉄筋の周長の総和 (mm)

d : 部材の有効高 (mm)

「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の規定に準ずるものとする。

5.6 押抜きせん断に関する照査

- (1) 厚さの薄い部材に面外から集中荷重が作用する場合は、コンクリートの押抜きせん断破壊についての安全を確保するものとする。
- (2) (3)および(4)項により押抜きせん断に関する照査を行う場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 設計荷重作用時のコンクリートの押抜きせん断応力度は、表-3.2.7に規定する許容押抜きせん断応力度以下であることを照査するものとする。
- (4) コンクリートの押抜きせん断応力度は、式(5.6.1)により算出するものとする。

$$\tau_p = \frac{P}{b_p \cdot d} \quad \dots \dots \dots (5.6.1)$$

ここに、 τ_p ：押抜きせん断応力度(N/mm²)

P：荷重(N)

b_p ：断面の分布形状を、部材の有効高の1/2の距離だけ離れた面へ45°の角度で投影した形状の外周の長さ(mm) (図-5.6.1参照)

d：部材断面の有効高(mm)

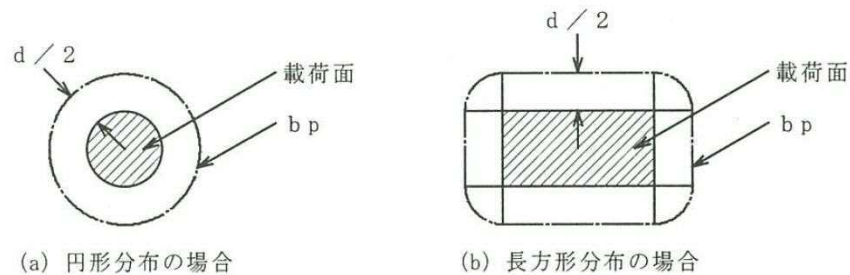


図-5.6.1 式(5.6.1)における b_p のとり方

「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の規定に準ずるものとする。