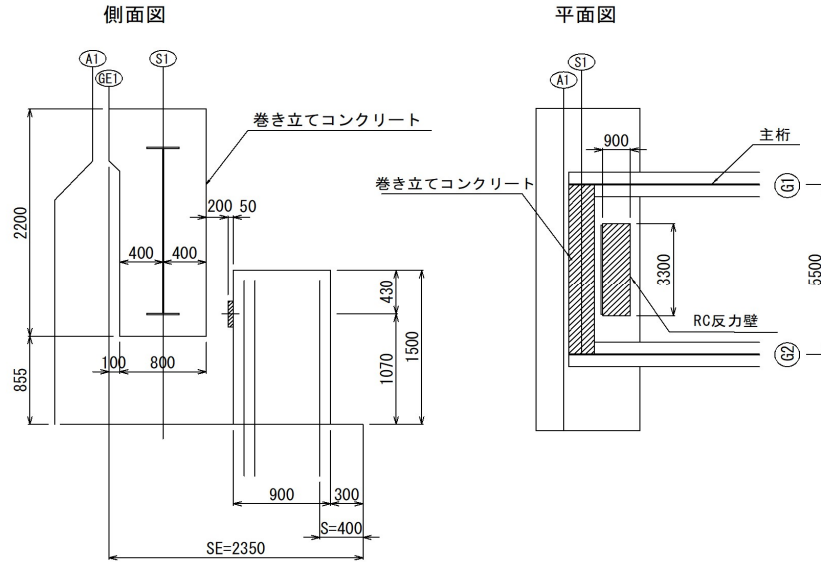


5.4 落橋防止構造（巻き立てコンクリート-RC反力壁形式）

5.4.1 設計方針

落橋防止構造は、RC巻き立てした端横桁と下部構造橋座面に設けたRC反力壁で水平力に抵抗する構造とする。

(1) 構造図



- (2) RC巻き立てした端横桁は、複鉄筋断面とし端横桁断面を考慮したSRC断面として設計する。
下部工付き突起は単鉄筋断面として設計する。
- (3) 曲げモーメントを受ける部材は、限界状態1及び限界状態3の規定に準じて必要な強度を発揮し、また、弾性域に留まるように設計する。
- (4) せん断力を受けるコンクリート部材は、【道示Ⅲ5.5.2】の限界状態3の規定に準じて必要な強度を発揮し、また、弾性域に留まるように設計する。
- (5) 支圧応力を受けるコンクリート部材は、【道示Ⅲ5.5.5】の限界状態3の規定に準じて必要な強度を発揮し、また、弾性域に留まるように設計する。
- (6) ずれ止めは、【道示Ⅱ14.7.4】により限界状態1の規定に準じて必要な強度を発揮し、また弾性域に留まるように設計する。

5.4.2 設計水平力

$$\text{死荷重反力 } \Sigma R_d = 2,500.0 \text{ kN (1支承線当り)}$$

$$\text{設計水平力 } H_F = 1.5 \cdot \Sigma R_d = 1.5 \times 2,500.0 = 3,750.0 \text{ kN} \quad \text{【道示V式(13.3.5)】}$$

5.4.3 設計遊間量

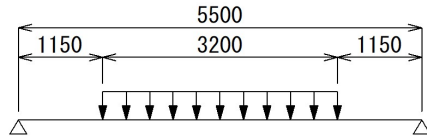
RC反力壁との遊間は、桁かかり長の0.75倍以下かつ支承の最大移動量(130mm)以上より設計遊間量 $S_F = 200 \text{ mm}$ とする。

5.4.4 RC巻き立て（横桁）の計算

(1) 断面力の算出

主桁を支点とした単純梁として断面力を算出する。

$$W = H_F / B = 3,750.0 / 3.200 = 1,171.9 \text{ kN/m}$$



※荷重載荷幅は、緩衝材幅とする。

曲げモーメント

$$M = 3.200 / 4 \times 1,171.9 \times (5.500 - 3.200 / 2) \\ = 3,656.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

せん断力

$$S = 3,750.0 / 2 = 1,875.0 \text{ kN}$$

(2) 曲げモーメントに対する照査（限界状態1の規定に準じた照査）

1) 降伏曲げモーメントの特性値

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

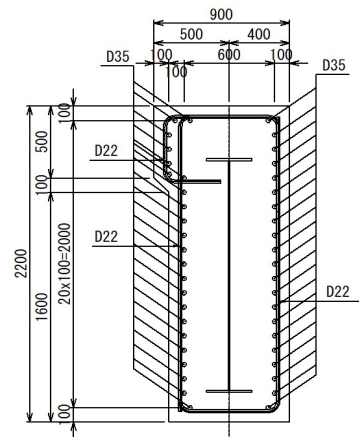
鉄筋の降伏強度 SD345 $\sigma_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$

鋼桁の降伏強度 SM400 $\sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2$

ヤング係数比 $n = 15$

部材有効幅 $b = 220 \text{ cm}$

圧縮側鉄筋断面積 $A_s' = 200.9 \text{ cm}^2$



コンクリートの圧縮縁より引張鉄筋中心までの距離 $d = 70.0 \text{ cm}$

コンクリートの圧縮縁より圧縮鉄筋中心までの距離 $d' = 10.0 \text{ cm}$

コンクリートの圧縮縁より端横桁中心までの距離 $d'' = 40.0 \text{ cm}$

中立軸の算出

	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$A_{sy} \text{ (cm}^3\text{)}$
21 - D35(圧縮)	200.9	10.0	2,009
1 - Web PL 1600×10	160.0	40.0	6,400
24 - D35(引張)	229.6	70.0	16,072
$\Sigma A_s =$	590.5		$\Sigma A_{sy} = 24,481$

$$X = - \frac{n \cdot \Sigma A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot \Sigma A_s}{b} \right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \cdot \Sigma A_{sy}} \\ = - \frac{15 \times 590.5}{220} + \sqrt{\left(\frac{15 \times 590.5}{220} \right)^2 + \frac{2 \times 15}{220} \times 24,481} \\ = 30.16 \text{ cm}$$

コンクリートの断面係数

$$\begin{aligned}
 K_c &= \frac{b \cdot X}{2} \cdot \left(d - \frac{X}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{X - d'}{x} \cdot (d - d') \\
 &= \frac{220 \times 30.16}{2} \times \left(70.0 - \frac{30.16}{3} \right) \\
 &\quad + 15 \times 200.9 \times \frac{30.16 - 10.0}{30.16} \times (70.0 - 10.0) \\
 &= 319,738.8 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

引張鉄筋の断面係数

$$\begin{aligned}
 K_s &= \frac{1}{n} \cdot \frac{X}{d - X} \cdot K_c + \frac{1}{n} \cdot \frac{X}{d'' - X} \cdot K_c \\
 &= \frac{1}{15} \times \frac{30.16}{70.0 - 30.16} \times 319,738.8 \\
 &\quad + \frac{1}{15} \times \frac{30.16}{40.0 - 30.16} \times 319,738.8 = 81,470.9 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

降伏曲げモーメントの特性値は、コンクリートに生じる圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合、または、引張側鉄筋が降伏強度に達した場合のいずれか小さい方とする。

圧縮強度の2/3の場合

$$M_{rc} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{ck} \cdot K_c = \frac{2}{3} \times 24 \times 319,738.8 \times 10^{-3} = 5,115.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

引張側鉄筋が降伏強度に達した場合

$$M_{rs} = \sigma_{sy} \cdot K_s = 345 \times 81,470.9 \times 10^{-3} = 28,107.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rc} < M_{rs} \text{ より、降伏曲げモーメントの特性値は } M_{yc} = 5,115.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.5.1)】}$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 5,115.8 \times 10^6 = 5,115,800,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値(N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数

Φ_y : 抵抗係数

M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値(N・mm)

3) 部材降伏に対する曲げモーメントの照査

$$M = 3,656,300,000 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq M_{yd} = 5,115,800,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

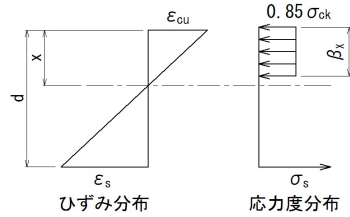
(3) 曲げモーメントに対する照査（限界状態3の規定に準じた照査）

1) 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

鉄筋引張力の合力

$$T = A_s \cdot \sigma_{sy} = 229.6 \times 100 \times 345 = 7,921,200 \text{ N}$$

中立軸 (X) の算出



$$\sigma_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \text{ のとき } \beta = 0.8$$

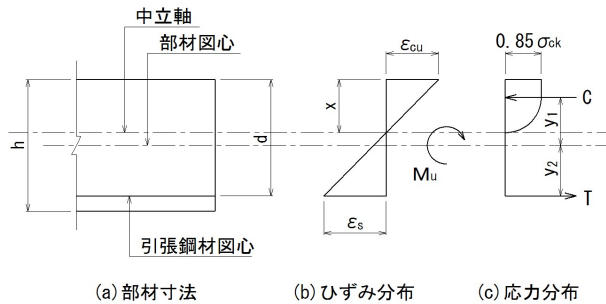
$$X = \frac{T}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot 0.8 \cdot b_w} = \frac{7,921,200}{0.85 \times 24 \times 0.8 \times 2200} = 220.6 \text{ mm}$$

図心～引張合力の作用位置 (y_2) の算出

$$y_2 = d - L / 2 = 70.0 - 80.0 / 2 = 30.0 \text{ cm}$$

図心～圧縮合力の作用位置 (y_1) の算出

$$\begin{aligned} y_1 &= L / 2 - 0.8 \cdot X / 2 \\ &= 80.0 / 2 - 0.8 \times 22.06 / 2 = 31.2 \text{ cm} \end{aligned}$$



鉄筋ひずみ

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d - X)}{X} \\ &= \frac{0.0035 \times (70.0 - 22.06)}{22.06} = 0.008 \end{aligned}$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\epsilon_y = \sigma_{sy} / E_s = 345 / 200,000 = 0.002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y$ より、鉄筋は降伏する。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値

$$\begin{aligned} M_{uc} &= T \cdot (y_2 + y_1) \\ &= 7,921,200 \times (30.0 + 31.2) / 100,000 = 4,847.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.1)】}$$

$$= 1.00 \times 0.90 \times 1.00 \times 4,847.8 \times 10^6 = 4,363,020,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値(N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_u : 抵抗係数

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値(N・mm)

3) 部材破壊に対する曲げモーメントの照査

$$M = 3,656,300,000 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq M_{ud} = 4,363,020,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(4) せん断力に対する照査 (限界状態3の規定に準じた照査)

1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.3)】}$$

$$= 1.30 \times 0.693 \times 2,200 \times 700 = 1,387,386 \text{ N}$$

$$\leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.2 \times 2,200 \times 700 = 1,848,000 \text{ N}$$

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値(N)

ただし, $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d$

k : 補正係数

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

d : 部材断面の有効高(mm)

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot C_c \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.4)】}$$

$$= 0.35 \times 1.156 \times 1.712 \times 1.0 \times 1.0 = 0.693 \text{ N/mm}^2$$

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値(N/mm²)

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

C_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数

C_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

C_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度(N/mm²)

2) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値

$$S_s = C_{ds} \cdot k \cdot \left\{ \sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right\} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.5)】}$$

$$= 1.0 \times 1.30 \times \left\{ \sum \times \frac{387.10 \times 345 \times 700 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 200} \right\}$$

$$= 1,056,783 \quad \text{N}$$

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値(N)

C_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

k : 補正係数

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積(mm^2) (D22 $n=2$)

σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値(N/mm^2)

d : 部材断面の有効高(mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値

$$S_{ucw} = \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.8)】}$$

$$= 3.2 \times 2,200 \times 700 = 4,928,000 \quad \text{N}$$

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値(N)

τ_{cmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値(N/mm^2)

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

d : 部材断面の有効高(mm)

4) せん断力に対する照査

斜引張破壊に対するせん断力の制限値

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\phi_{uc} \cdot S_c + \phi_{us} \cdot S_s) \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.2)】}$$

$$= 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 1,387,386 + 0.95 \times 1,056,783)$$

$$= 1,973,666 \quad \text{N}$$

S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値(N)

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値(N)

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値(N)

調査・解析係数 ξ_1	部材・構造係数 ξ_2	抵抗係数 ϕ_{uc} ϕ_{us}
1.00	0.85	0.95

斜引張破壊に対するせん断力の照査

$$S = 1,875.0 \text{ kN} \leq 1,973.7 \text{ kN}$$

圧壊に対するせん断力の制限値

$$\begin{aligned} S_{ucd} &= \xi_1 \cdot \xi_2 \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} && \text{【道示Ⅲ式(5.8.7)】} \\ &= 1.00 \times 1.00 \times 4,928,000 = 4,928,000 \text{ N} \end{aligned}$$

S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値(N)

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値(N)

ξ_1 : 調査・解析係数

$\xi_2 \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

圧壊に対するせん断力の照査

$$S = 1,875.0 \text{ kN} \leq 4,928.0 \text{ kN}$$

(5) ずれ止めの照査 (限界状態1の規定に準じた照査)

スタッドジベル 軸径 $d = 22 \text{ mm}$ 全高 $H = 150 \text{ mm}$

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

$H/d = 150 / 22 = 6.82$ より

スタッドの制限値

$$\begin{aligned} Q_i &= 12.2 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} && \text{【道示Ⅱ式(14.6.1)】} \\ &= 12.2 \times 22^2 \times \sqrt{24} = 28,927 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 主桁ウェブスタッドの照査

設計せん断力は、横桁フランジ (F1g PL 300×12) が抵抗するせん断力を除いた値とする。

$$\begin{aligned} S' &= S - \tau_y \cdot A_f \\ &= 1,875.0 \times 10^3 - 135 \times 2 \times 300 \times 12 = 903,000 \text{ N} \end{aligned}$$

スタッドの必要本数

$$n_{\text{req}} = \frac{S'}{Q_i} = \frac{903,000}{28,927} = 31.2 \rightarrow 32 \text{ 本以上}$$

2) 横桁ウェブスタッドの照査

横桁ウェブを鉄筋コンクリート断面の鋼材として考慮しているため、境界面に生ずる水平せん断力に抵抗するスタッドを配置する。

水平せん断力

$$S_h = \frac{S \cdot q}{I} = \frac{1,875.0 \times 10^3 \times 10,721 \times 10^3}{595,672 \times 10^4} = 3,374.6 \quad \text{N/mm}$$

S_h : 曲げに伴う単位長さあたりの水平せん断力(N/mm)

I : 総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント(cm⁴)

q : 断面内の着目点を通り中立軸に平行な線より外側にある総断面の中立軸まわりの断面一次モーメント(cm³)

中立軸 $X = 30.16 \text{ cm}^3$ ((2)曲げモーメントの照査より)

断面二次モーメント

			As (cm ²)	y (cm)	Asy (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - Con	2200 × 301.6 /15		442.4	-15.1	-6,671	134,124
21 - 圧縮	D35		200.9	-20.2	-4,050	81,647
1 - Web PL	1600 × 10		160.0	9.8	1,574	15,505
24 - 引張	D35		229.6	39.8	9,146	364,395
			1,032.8			595,672

p : 鉛直方向スタッド間隔(mm)

g : 水平方向スタッド間隔(mm)

H_w : 横桁ウェブ高(mm)

スタッドに作用する水平せん断力

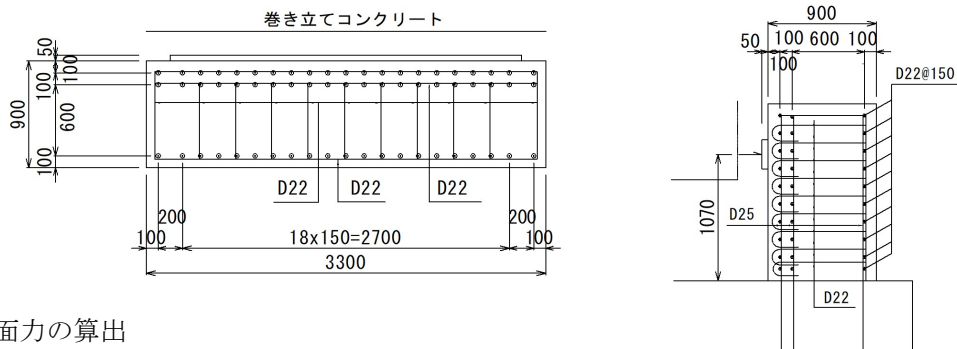
$$Q = \frac{S_h \cdot p \cdot g}{2 \cdot H_w} = \frac{3,374.6 \times 150 \times 175}{2 \times 1,600} = 27,682 \quad \text{N}$$

横桁ウェブスタッドの照査

$$Q = 27,682 \text{ N} \leq Q_i = 28,927 \text{ N}$$

5.4.5 RC反力壁の計算

RC反力壁は、壁部を片持ち梁とみなし、単鉄筋矩形断面として計算する。



(1) 断面力の算出

$$\text{設計水平力 } H_F = 1.5 \cdot \Sigma R_d = 3,750.0 \quad \text{kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = h \cdot H_F = 1.070 \times 3,750.0 = 4,012.5 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = H_F = 3,750.0 \quad \text{kN}$$

(2) 曲げモーメントに対する照査 (限界状態1の規定に準じた照査)

1) 降伏曲げモーメントの特性値

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

鉄筋の降伏強度 SD345 $\sigma_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$

鋼桁の降伏強度 SM400 $\sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2$

ヤング係数比 $n = 15$

部材有効幅 $b = 330 \text{ cm}$

圧縮側鉄筋断面積 $A_s' = 0.0 \text{ cm}^2$

コンクリートの圧縮縁より外側引張鉄筋中心までの距離 $d = 80.0 \text{ cm}$

コンクリートの圧縮縁より圧縮鉄筋中心までの距離 $d' = 0.0 \text{ cm}$

コンクリートの圧縮縁より内側引張鉄筋中心までの距離 $d'' = 70.0 \text{ cm}$

中立軸の算出

	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$A_{sy} \text{ (cm}^3\text{)}$
21 - D25(引張)	106.4	70.0	7,449
21 - D25(引張)	106.4	80.0	8,513
$\Sigma A_s =$	212.8	$\Sigma A_{sy} =$	15,962

$$X = -\frac{n \cdot \Sigma A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot \Sigma A_s}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \cdot \Sigma A_{sy}}$$

$$= -\frac{15 \times 212.8}{330} + \sqrt{\left(\frac{15 \times 212.8}{330}\right)^2 + \frac{2 \times 15}{330} \times 15,962}$$

$$= 29.63 \text{ cm}$$

コンクリートの断面係数

$$K_c = \frac{b \cdot X}{2} \cdot \left(d - \frac{X}{3}\right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{X - d'}{x} \cdot (d - d')$$

$$= \frac{330 \times 29.63}{2} \times \left(80.0 - \frac{29.63}{3}\right) = 342,829.5 \text{ cm}^3$$

引張鉄筋の断面係数

$$K_s = \frac{1}{n} \cdot \frac{X}{d - X} \cdot K_c + \frac{1}{n} \cdot \frac{X}{d'' - X} \cdot K_c$$

$$= \frac{1}{15} \times \frac{29.63}{80.0 - 29.63} \times 342,829.5$$

$$+ \frac{1}{15} \times \frac{29.63}{70.0 - 29.63} \times 342,829.5 = 30,219.5 \text{ cm}^3$$

降伏曲げモーメントの特性値は、コンクリートに生じる圧縮応力度が圧縮強度の2/3となる場合、または、引張側鉄筋が降伏強度に達した場合のいずれか小さい方とする。

圧縮強度の2/3の場合

$$M_{rc} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{ck} \cdot K_c = \frac{2}{3} \times 24 \times 342,829.5 \times 10^{-3} = 5,485.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

引張側鉄筋が降伏強度に達した場合

$$M_{rs} = \sigma_{sy} \cdot K_s = 345 \times 30,219.5 \times 10^{-3} = 10,425.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rc} < M_{rs} \text{ より、降伏曲げモーメントの特性値は } M_{yc} = 5,485.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.5.1)】}$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 5,485.3 \times 10^6 = 5,485,300,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値(N・mm)

M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値(N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数

Φ_y : 抵抗係数

3) 部材降伏に対する曲げモーメントの照査

$$M = 4,012,500,000 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq M_{yd} = 5,485,300,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(3) 曲げモーメントに対する照査 (限界状態3の規定に準じた照査)

1) 破壊抵抗曲げモーメントの特性値

鉄筋引張力の合力

$$T = A_s \cdot \sigma_{sy} = 212.8 \times 100 \times 345 = 7,341,600 \text{ N}$$

中立軸 (X) の算出 (5.4.4 (3) 参照)

$$X = \frac{T}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot 0.8 \cdot b_w} = \frac{7,341,600}{0.85 \times 24 \times 0.8 \times 3,300} = 136.3 \text{ mm}$$

図心～引張合力の作用位置 (y_2) の算出

$$y_2 = d - h / 2 = 80.0 - 90.0 / 2 = 35.0 \text{ cm}$$

図心～圧縮合力の作用位置 (y_1) の算出

$$\begin{aligned} y_1 &= h / 2 - 0.8 \cdot X / 2 \\ &= 90.0 / 2 - 0.8 \times 13.63 / 2 = 39.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

鉄筋ひずみ

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - X)}{X} \\ &= \frac{0.0035 \times (80.0 - 13.63)}{13.63} = 0.017\end{aligned}$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\varepsilon_y = \sigma_{sy} / E_s = 345 / 200,000 = 0.002$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_y$ より、鉄筋は降伏する。

破壊抵抗曲げモーメントの特性値

$$\begin{aligned}M_{uc} &= T \cdot (y_2 + y_1) \\ &= 7,341,600 \times (35.0 + 39.5) / 100,000 = 5,469.5 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

2) 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

$$\begin{aligned}M_{ud} &= \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc} && \text{【道示Ⅲ式(5.8.1)】} \\ &= 1.00 \times 0.90 \times 1.00 \times 5,469.5 \times 10^6 = 4,922,550,000 \text{ N} \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値(N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_u : 抵抗係数

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値(N・mm)

3) 部材破壊に対する曲げモーメントの照査

$$M = 4,012,500,000 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq M_{ud} = 4,922,550,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(4) せん断力に対する照査 (限界状態3の規定に準じた照査)

1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値

$$\begin{aligned}S_c &= k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d && \text{【道示Ⅲ式(5.8.3)】} \\ &= 1.30 \times 0.552 \times 3,300 \times 800 = 1,894,464 \text{ N} \\ &\leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d = 1.2 \times 3,300 \times 800 = 3,168,000 \text{ N}\end{aligned}$$

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値(N)

ただし、 $S_c \leq \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d$

k : 補正係数

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

d : 部材断面の有効高(mm)

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm^2)

$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot C_c \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.4)】}$$

$$= 0.35 \times 1.100 \times 1.435 \times 1.0 \times 1.0 = 0.552 \quad (\text{N}/\text{mm}^2)$$

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm^2)

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

C_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋に関する補正係数

C_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数

C_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度 (N/mm^2)

2) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値

$$S_s = C_{ds} \cdot k \cdot \left\{ \sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot a} \right\} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.5)】}$$

$$= 1.0 \times 1.30 \times \left\{ \sum \times \frac{387.1 \times 345 \times 800 \times (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)}{1.15 \times 150} \right\}$$

$$= 8,857,000 \quad \text{N}$$

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (N)

C_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数

k : 補正係数

A_w : 間隔a及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (mm^2) (D22 $n = 11$)

σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の
降伏強度の特性値 (N/mm^2)

d : 部材断面の有効高 (mm)

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

3) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値

$$S_{ucw} = \tau_{cmax} \cdot b_w \cdot d \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.8)】}$$

$$= 3.2 \times 3,300 \times 800 = 8,448,000 \quad \text{N}$$

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (N)

τ_{cmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm^2)

b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

4) せん断力に対する照査

斜引張破壊に対するせん断力の制限値

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\Phi_{uc} \cdot S_c + \Phi_{us} \cdot S_s) \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.2)】}$$

$$= 1.00 \times 0.85 \times (0.95 \times 1,894,464 + 0.95 \times 8,857,000)$$

$$= 8,681,807 \quad \text{N}$$

S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (N)

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値(N)

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値(N)

調査・解析係数 ξ_1	部材・構造係数 ξ_2	抵抗係数 Φ_{uc} Φ_{us}
1.00	0.85	0.95

斜引張破壊に対するせん断力の照査

$$S = 3,750.0 \quad \text{kN} \leq 8,681.8 \quad \text{kN}$$

降伏曲げモーメント発生時の水平力に対する照査

$$H_{yc} = M_{yc} / h = 5,485.3 / 1.070 = 5,126.4 \quad \text{kN} \leq 8,681.8 \quad \text{kN}$$

圧壊に対するせん断力の制限値

$$S_{ucd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \Phi_{ucw} \cdot S_{ucw} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.8.7)】}$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 8,448,000 = 8,448,000 \quad \text{N}$$

S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値(N)

S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値(N)

ξ_1 : 調査・解析係数

$\xi_2 \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積

圧壊に対するせん断力の照査

$$S = 3,750.0 \quad \text{kN} \leq 8,448.0 \quad \text{kN}$$

降伏曲げモーメント発生時の水平力に対する照査

$$H_{yc} = M_{yc} / h = 5,485.3 / 1.070 = 5,126.4 \quad \text{kN} \leq 8,448.0 \quad \text{kN}$$

(5) 支圧に対する照査 (限界状態3の規定に準じた照査)

支圧破壊に対する支圧応力度の制限値

$$\sigma_{bad} = \xi_1 \cdot \xi_2 \Phi_{ba} \cdot \sigma_{ba} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.7.7)】}$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 17 = 17 \quad \text{N/mm}^2$$

σ_{bad} : 支圧破壊に対する支圧応力度の制限値(N/mm²)

σ_{ba} : コンクリートの支圧強度の特性値(N/mm²)

$$\sigma_{ba} = k \cdot \left(0.25 + 0.05 \cdot \frac{A_c}{A_b} \right) \cdot \sigma_{ck} \quad \text{【道示Ⅲ式(5.7.8)】}$$

$$= 1.70 \times \left(0.25 + 0.05 \times \frac{2,838,000}{800,000} \right) \times 24 = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 0.5 \cdot k \cdot \sigma_{ck} = 0.5 \times 1.70 \times 24 = 20$$

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積(mm²)

$$A_c = 3,300 \times 860 = 2,838,000 \text{ mm}^2$$

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積(mm²)

$$A_b = 3,200 \times 250 = 800,000 \text{ mm}^2$$

K : 補正係数

ξ_1 : 調査・解析係数

$\xi_2 \cdot \Phi_{ba}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積

支圧応力の照査

$$\sigma_b = H_F / A_b = 3,750.0 \times 10^3 / 800,000 = 4.7 \text{ N/mm}^2 \leq 17 \text{ N/mm}^2$$

降伏曲げモーメント発生時の水平力に対する照査

$$H_{yc} = M_{yc} / h = 5,485.3 / 1.070 = 5,126.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{byc} = H_{yc} / A_b = 5,126.4 \times 10^3 / 800,000 = 6.4 \text{ N/mm}^2 \leq 17 \text{ N/mm}^2$$

(6) アンカー鉄筋に対する照査 (限界状態3の規定に準じた照査)

アンカー鉄筋の埋込み長は、鉄筋の定着長に等しい長さ以上とする。

鉄筋の埋込み長

【道示Ⅲ式(5.2.1)】

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot \phi = \frac{200}{4 \times 1.60} \times 25 = 781 \rightarrow 800 \text{ mm}$$

l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の付着応力度の基本値 (N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの付着応力度の基本値 (N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

アンカー鉄筋の引抜き力に対する照査

コンクリートの付着破壊に対する軸方向引張力の制限値

$$T_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{tuc} \cdot T_{uc} \quad \text{【道示Ⅲ式(7.5.7)】}$$

$$= 1.00 \times 1.00 \times 169,600 = 169,600 \text{ N}$$

T_{ud} : コンクリートの付着破壊に対する軸方向引張力の制限値 (N)

ξ_1 : 調査・解析係数

$\xi_2 \Phi_{ba}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積

T_{uc} : 付着破壊に対する軸方向引張力の特性値 (N)

$$\begin{aligned} T_{uc} &= \tau_{0a} \cdot \pi \cdot D \cdot L \\ &= 2.7 \times \pi \times 25 \times 800 = 169,600 \text{ N} \end{aligned}$$

τ_{0a} : コンクリートの付着強度の特性値 (N/mm²)

D : アンカー鉄筋の直径 (mm)

L : アンカー鉄筋の有効埋込み長 (mm)

アンカー鉄筋の引抜き力に対する照査

$$T = 67,300 \text{ N} \leq T_{ud} = 169,600 \text{ N}$$

作用力

$$T = \frac{M}{K_s} \cdot A_s = \frac{4,012,500,000}{30,219,500} \times 506.7 = 67,300 \text{ N}$$

アンカー鉄筋の引張応力度とせん断応力度の組合せ応力の照査

引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{K_s} = \frac{4,012,500,000}{30,219,500} = 133 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ud} = 345 \text{ N/mm}^2$$

σ_s : アンカー鉄筋 1 本あたりに生じる引張応力度 (N/mm²)

せん断応力度

$$\tau_s = \frac{S - S_c}{n \cdot A_s} = \frac{3,750,000 - 1,894,464}{63 \times 506.7} = 58 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{UD} = 200 \text{ N/mm}^2$$

τ_s : アンカー鉄筋 1 本あたりに生じるせん断応力 (N/mm²)

引張応力度及びせん断応力度の制限値

$$\begin{aligned} \sigma_{UD} &= \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{syd} \cdot \sigma_{sy} && \text{【道示Ⅲ式(7.5.9)】} \\ &= 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 345 = 345 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{UD} &= \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{tyd} \cdot \tau_{sy} && \text{【道示Ⅲ式(7.5.9)】} \\ &= 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 200 = 200 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

σ_{UD} : アンカー鉄筋の破断に対する引張応力度 (N/mm²)

τ_{UD} : アンカー鉄筋の破断に対するせん断応力度 (N/mm²)

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_{syd}, Φ_{tyd} : 抵抗係数

σ_{sy} : アンカー鉄筋の引張降伏強度の特性値 (N/mm²)

τ_{sy} : アンカー鉄筋のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)

アンカー鉄筋の引張応力度とせん断応力度の組合せ応力の照査 【道示Ⅲ式(7.5.8)】

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{UD}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{UD}}\right)^2 = \left(\frac{133}{345}\right)^2 + \left(\frac{58}{200}\right)^2 = 0.23 \leq 1$$

(7) 緩衝材の照査

緩衝材には、クロロプレンゴム相当(硬度55° ±5° 程度)を使用し

平面寸法は 250mm×2900mm , 厚さは 50mm とする。

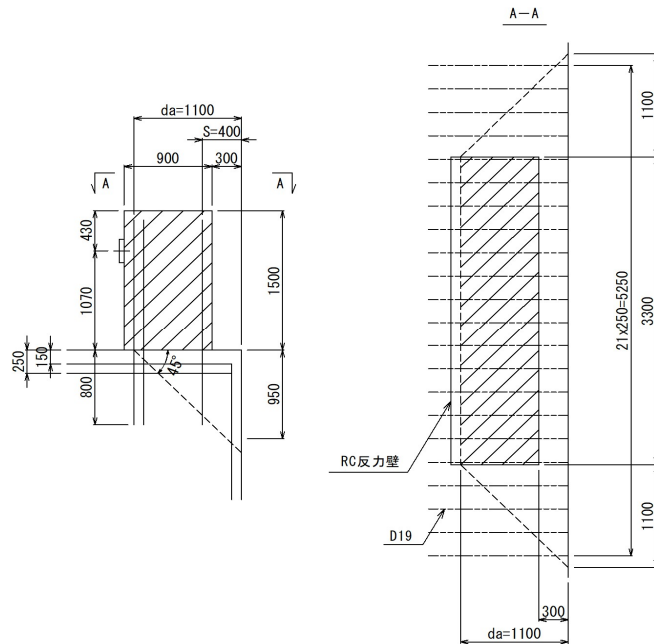
(8) 下部構造の照査

【道示Ⅳ7.6】により、橋座部としての欠け落ちに対する照査を行う。

ここでは、支間長 : L=40mとしてRC反力壁アンカー鉄筋の縁端距離を以下とする。

$$S = 0.2 + 0.005 \cdot L \quad \text{【道示Ⅳ式(7.6.1)】}$$

$$= 0.2 + 0.005 \times 40 = 0.400 \text{ m}$$



コンクリートの負担する耐力

$$P_c = 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad \text{【道示Ⅳ式(7.6.3)】}$$

$$= 0.32 \times 0.15 \times \sqrt{24} \times 8,555,992.0 = 2,011,950.2 \text{ N}$$

P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)

α : コンクリートの負担分を算出するための係数

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)

底面

$$1 / 2 \times (3,300 + 5,500) \times 1,100 \times \sqrt{2} = 6,844,793.6 \text{ mm}^2$$

側面

$$1 / 2 \times 1,100 \times 1,100 \times \sqrt{2} \times 2 = 1,711,198.4 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 8,555,992.0 \text{ mm}^2$$

鉄筋の負担する耐力

$$P_s = \Sigma \cdot \beta \cdot (1 - h_i / d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \quad \text{【道示IV式(7.6.4)】}$$

$$\begin{aligned} &= 0.5 \times (1 - 150 / 1,100) \times 345 \times 22 \times 286.5 \\ &\quad + 0.5 \times (1 - 250 / 1,100) \times 345 \times 22 \times 286.5 \\ &= 939,003.8 + 840,161.3 = 1,779,165.1 \text{ N} \end{aligned}$$

P_s : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)

β : 補強鉄筋の負担分に関する係数 0.5

h_i : i番目の補強鉄筋の橋座面からの距離 (m)

d_a : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (m)

σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)

A_{si} : i番目の補強鉄筋の断面積 (mm²) (D19 n=22 2段)

水平力の照査

$$P_{bs} = P_c + P_s \quad \text{【道示IV式(7.6.2)】}$$

$$= 2,011,950.2 + 1,779,165.1 = 3,791,115.3 \text{ N}$$

$$\geq H_F = 3,750,000.0 \text{ N}$$