

# 計算例

## ( 建築基準 )

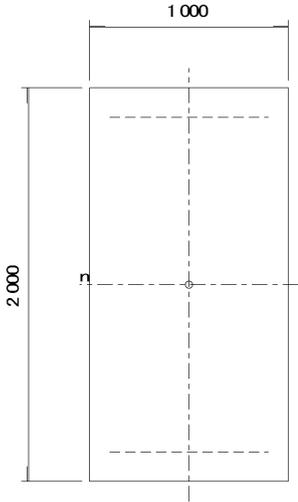
# 目次

1章 Case 1	1
1.1 計算書概略出力	1
1.1.1 耐力計算	1
1.2 入力データ	2
1.2.1 RC断面	2
1.2.2 設計資料	2
1.3 計算結果	3
1.3.1 曲げ耐力照査	3
1.4 せん断耐力の計算	4
2章 Case 2	5
2.1 計算書概略出力	5
2.1.1 耐力計算	5
2.2 入力データ	6
2.2.1 RC断面	6
2.2.2 設計資料	6
2.3 計算結果	7
2.3.1 曲げ耐力照査	7
2.4 せん断耐力の計算	9
3章 Case 3	11
3.1 計算書概略出力	11
3.1.1 耐力計算	11
3.2 入力データ	12
3.2.1 RC断面	12
3.2.2 設計資料	12
3.3 計算結果	13
3.3.1 曲げ耐力照査	13
3.4 せん断耐力の計算	15
4章 Case 4	17
4.1 計算書概略出力	17
4.1.1 耐力計算	17
4.2 入力データ	18
4.2.1 RC断面	18
4.2.2 設計資料	18
4.3 計算結果	19
4.3.1 曲げ耐力照査	19
4.4 せん断耐力の計算	20

# 1章 Case 1

## 1.1 計算書概略出力

### 1.1.1 耐力計算

タイトル		矩形断面	
		鋼種 位置	
		(0) HPB235 0.150 HPB235 1.850	
		鉄筋量の合計	7263.00 mm <sup>2</sup>
断面全幅b (mm) 断面全高h (mm) 部材種類 耐震レベル 計算スパン(mm) 受力情況 スターラップ筋 常鉄筋 A <sub>sv</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 折曲鉄筋 A <sub>sb</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 折曲PC鋼材 A <sub>sb</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>py</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 0 RE	1000.0 2000.0 梁 考慮しない 5000.0 曲げのみ 157.00 210 628.00 210 628.00 0 1.10 1.00		
軸力耐力照査 設計軸力 N(kN) 軸耐力 N <sub>u</sub> (kN) ( 0 ・ N/ RE ) /N <sub>u</sub>	--- --- ---		
曲げ耐力照査 設計曲げモーメントM(kNm) 曲げ耐力 M <sub>u</sub> (kNm) 中立軸 x(mm) ( 0 ・ M/ RE ) /M <sub>u</sub>	2000.000 2884.050 84.9 2200.000		
せん断耐力照査 設計せん断力 V(kN) せん断耐力 V <sub>u</sub> (kN) ( 0 ・ V/ RE ) /V <sub>u</sub>	1000.000 3045.351 1100.000		

## 1.2 入力データ

### 1.2.1 RC断面

出力タイトル: 矩形断面  
ケースNo: 1  
断面形状: 矩形  
部材種類: 梁  
適用対象: 建築

### 1.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C25

$f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 2.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: HPB235

$f_y = 300 \text{ N/mm}^2$   $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: HPB235

$f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$

寸法:  $b \times h = 1000.0 \text{ mm} \times 2000.0 \text{ mm}$

有効高:  $h_0 = h - a_s = 1850.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント:  $M = 2000.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋:  $A_s = 5655.00 \text{ mm}^2$

重要性係数:  $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン:  $l_0 = 5.00 \text{ m}$

### 1.3 計算結果

#### 1.3.1 曲げ耐力照査

(1) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率の上限值  $\xi_b$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (30 - 50) \times 10^{-5} = 0.0035 > 0.0033$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033$$

基準式 (7.1.4-1) によって

$$\begin{aligned} \xi_b &= \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \cdot \epsilon_{cu}}} \\ &= \frac{0.80}{1 + \frac{300}{2.00 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.55 \end{aligned}$$

(2) 中立軸から断面圧縮縁までの距離  $x$

基準式 (7.2.1-2) によって

$$\begin{aligned} \alpha_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x &= f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p \\ \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{300 \times 5655.00 - 300 \times 1608.00 + 0 \times 0.00 + (8.00 - 0) \times 0.00}{1.00 \times 14.30 \times 1000.0} \\ &= 84.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

(3) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{84.9}{1850.0} = 0.046 \leq \xi_b = 0.55$$

(4) 曲げ耐力  $M_u$

基準式 (7.2.5) によって

$$\begin{aligned} M_u &= f_{py} \cdot A_p \cdot (h - a_p - a'_s) + f_y \cdot A_s \cdot (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p \cdot (a'_p - a'_s) \\ &= 0 \times 0.00 \times (2000.0 - 0.0 - 150.0) + 300 \times 5655.00 \times (2000.0 - 150.0 - 150.0) \\ &\quad + (8.00 - 0) \times 0.00 \times (0.0 - 150.0) \\ &= 2884.050 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \sigma_p \cdot M = 1.10 \times 2000.000 = 2200.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ &\text{曲げ耐力 OK} \end{aligned}$$

(5) 配筋率照査

$$= A_s / A_c = 5655.00 / 2000000.00 \times 100 = 0.28 \%$$

ここに

$A_s$  : 鉄筋断面積

$A_c$  : コンクリート断面積

$$\rho_{min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t / f_y\} = \max\{0.20\%, 0.21\%\} = 0.21\%$$

最小配筋率 OK

## 1.4 せん断耐力の計算

### (1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

基準7.5.1によって

$h_0/b = 4$  のとき

$$V_{uc} = 0.250 \times \alpha_c \cdot f_c \cdot b \cdot h_0 \times 10^{-3}$$

$$= 0.250 \times 1.00 \times 14.30 \times 1000.0 \times 1850.0 \times 10^{-3}$$

$$= 6613.750 \text{ kN} \quad \alpha_c \cdot V = 1.10 \times 1000.000 = 1100.000 \text{ kN}$$

断面寸法 OK

ここに、 $\alpha_c$ はコンクリート強度の補正係数

### (2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

基準式(7.5.4-2)によって

$$V_u = V_{cs} + V_p + V_{sb} + V_{pb}$$

ここに、

$V_u$  : せん断耐力

$V_{cs}$  : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

$V_p$  : PC鋼材のせん断耐力

$V_{sb}$  : 折曲鉄筋のせん断耐力

$V_{pb}$  : 折曲PC鋼材のせん断耐力

$$V_{cs} = \left( \frac{1.75}{\lambda + 1} \cdot f_t \cdot b \cdot h_0 + f_{yv} \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot h_0 \right) \times 10^{-3}$$

$$= \left( \frac{1.75}{0.983 + 1} \times 1.43 \times 1000.0 \times 1850.0 + 210 \times \frac{157.00}{100.0} \times 1850.0 \right) \times 10^{-3}$$

$$= 2944.836 \text{ kN}$$

ここに

$A_{sv}$  : 断面内の帯鉄筋の総面積

$s$  : 帯鉄筋の間隔

$f_{yv}$  : 帯鉄筋の引張強度設計値

$\lambda$  : せん断スパン比

$$V_p = 0.05 \cdot N_{p0} \times 10^{-3} = 0.05 \times 800.000 = 40.000 \text{ kN}$$

ここに

$N_{p0}$  : 有効プレストレス

$$V_{sb} = 0.8 \cdot f_y \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3}$$

$$= 0.8 \times 210 \times 628.00 \times \sin 35.0 \times 10^{-3} = 60.515 \text{ kN}$$

ここに

$A_{sb}$  : 折れ曲がり鉄筋の総面積

$\alpha_s$  : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$V_u = 2944.836 + 40.000 + 60.515 + 0.000$$

$$= 3045.351 \text{ kN} \quad \alpha_c \cdot V = 1.10 \times 1000.000 = 1100.000 \text{ kN}$$

せん断耐力 OK

## 2章 Case 2

### 2.1 計算書概略出力

#### 2.1.1 耐力計算

タイトル		I型断面											
		<table border="1"> <tr> <th>鋼種</th> <th>位置</th> </tr> <tr> <td>HRB335</td> <td>0.150</td> </tr> <tr> <td>HRB335</td> <td>2.850</td> </tr> <tr> <td>PC鋼材1</td> <td>0.300</td> </tr> <tr> <td>PC鋼材2</td> <td>2.700</td> </tr> </table>		鋼種	位置	HRB335	0.150	HRB335	2.850	PC鋼材1	0.300	PC鋼材2	2.700
		鋼種	位置										
HRB335	0.150												
HRB335	2.850												
PC鋼材1	0.300												
PC鋼材2	2.700												
		鉄筋量の合計	10673.04 mm <sup>2</sup>										
断面全幅b (mm) 断面全高h (mm) 最小有効幅 b <sub>min</sub> (mm) 部材種類 耐震レベル 計算スパン(mm) 受力情況 スターラップ筋 帯鉄筋 A <sub>sv</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 折曲鉄筋 A <sub>sb</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 折曲PC鋼材 A <sub>pb</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>py</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 0 RE	500.0 3000.0 1666.7 梁 考慮しない 5000.0 曲げのみ 314.00 300 314.00 300 314.00 1110 1.10 1.00												
軸力耐力照査 設計軸力 N(kN) 軸耐力 N <sub>u</sub> (kN) ( 0 ・ N/ RE ) /N <sub>u</sub>	--- --- ---												
曲げ耐力照査 設計曲げモーメントM(kNm) 曲げ耐力 M <sub>u</sub> (kNm) 中立軸 x(mm) ( 0 ・ M/ RE ) /M <sub>u</sub>	4000.000 6580.279 63.7 4400.000												
せん断耐力照査 設計せん断力 V(kN) せん断耐力 V <sub>u</sub> (kN) ( 0 ・ V/ RE ) /V <sub>u</sub>	1200.000 4982.246 1320.000												

## 2.2 入力データ

### 2.2.1 RC断面

出力タイトル: I型断面  
ケースNo: 2  
断面形状: I型  
部材種類: 梁  
適用対象: 建築

### 2.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C30

$f_c = 14.30 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 2.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: HRB335

$f_y = 300 \text{ N/mm}^2$   $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: HRB335

$f_{yv} = 300 \text{ N/mm}^2$

寸法:  $b \times h = 500.0 \text{ mm} \times 3000.0 \text{ mm}$

有効高:  $h_0 = h - a_s = 2850.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント:  $M = 4000.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋:  $A_s = 7363.11 \text{ mm}^2$

重要性係数:  $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン:  $l_0 = 5.00 \text{ m}$

## 2.3 計算結果

### 2.3.1 曲げ耐力照査

(1) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率の上限値  $\xi_b$

$$\xi_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (30 - 50) \times 10^{-5} = 0.0035 > 0.0033$$

$$\xi_{cu} = 0.0033$$

基準式 (7.1.4-1) によって

$$\begin{aligned} \xi_b &= \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\xi_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \cdot \xi_{cu}}} \\ &= \frac{0.80}{1 + \frac{0.002}{0.0033} + \frac{1110 - 7.00}{2.00 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.24 \end{aligned}$$

(2) 中立軸から断面圧縮縁までの距離  $x$

ウェブ内にある中立軸から断面圧縮縁までの距離を基準式(7.2.2-3)によって求める

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot [b \cdot x + (b'_f - b) \cdot h'_f] = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} - \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b} \\ &= \frac{300 \times 7363.11 - 300 \times 3015.93 + 1110 \times 219.20 + (8.00 - 390) \times 74.80}{1.0 \times 14.30 \times 500.0} - \frac{(1666.7 - 500.0) \times 400.0}{500.0} \\ &= -720.9 \text{ mm} \quad h'_f = 400.0 \text{ mm} \text{ より、} b = b'_f \text{ の矩形断面として計算を行う} \end{aligned}$$

基準式(7.2.1-2) によって

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{300 \times 7363.11 - 300 \times 3015.93 + 1110 \times 219.20 + (8.00 - 390) \times 74.80}{1.00 \times 14.30 \times 1666.7} \\ &= 63.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

(3) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{63.7}{2850.0} = 0.02 \leq \xi_b = 0.24$$

(4) 曲げ耐力  $M_u$

基準式 (7.2.5) によって

$$\begin{aligned} M_u &= f_{py} \cdot A_p \cdot (h - a_p - a'_s) + f_y \cdot A_s \cdot (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p \cdot (a'_p - a'_s) \\ &= 1110 \times 219.20 \times (3000.0 - 300.0 - 150.0) + 300 \times 7363.11 \times (3000.0 - 150.0 - 150.0) \\ &\quad + (8.00 - 390) \times 74.80 \times (300.0 - 150.0) \\ &= 6580.279 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \sigma \cdot M = 1.10 \times 4000.000 = 4400.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 OK

(5) 配筋率照査

$$= A_s/A_c = 7363.11 / 2433333.33 \times 100 = 0.30 \%$$

ここに

$A_s$  : 鉄筋断面積

$A_c$  : コンクリート断面積

$$\rho_{\min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t/f_y\} = \max\{0.20\%, 0.21\%\} = 0.21\%$$

最小配筋率 OK

## 2.4 せん断耐力の計算

### (1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

基準7.5.1によって

$4 < h_0/b < 6$  のとき0.20から0.25を内挿する。

$$V_{uc} = 0.207 \times \beta_c \cdot f_c \cdot b \cdot h_0 \times 10^{-3}$$

$$= 0.207 \times 1.00 \times 14.30 \times 500.0 \times 2850.0 \times 10^{-3}$$

$$= 4228.331 \text{ kN} \quad \beta_c \cdot V = 1.10 \times 1200.000 = 1320.000 \text{ kN}$$

断面寸法 OK

ここに、 $\beta_c$ はコンクリート強度の補正係数

### (2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

基準式(7.5.4-2)によって

$$V_u = V_{cs} + V_p + V_{sb} + V_{pb}$$

ここに、

$V_u$  : せん断耐力

$V_{cs}$  : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

$V_p$  : PC鋼材のせん断耐力

$V_{sb}$  : 折曲鉄筋のせん断耐力

$V_{pb}$  : 折曲PC鋼材のせん断耐力

$$V_{cs} = \left( \frac{1.75}{\lambda + 1} \cdot f_t \cdot b \cdot h_0 + f_{yv} \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot h_0 \right) \times 10^{-3}$$

$$= \left( \frac{1.75}{0.702 + 1} \times 1.43 \times 500.0 \times 2850.0 + 300 \times \frac{314.00}{100.0} \times 2850.0 \right) \times 10^{-3}$$

$$= 4780.221 \text{ kN}$$

ここに

$A_{sv}$  : 断面内の帯鉄筋の総面積

$s$  : 帯鉄筋の間隔

$f_{yv}$  : 帯鉄筋の引張強度設計値

$\lambda$  : せん断スパン比

$$V_p = 0.05 \cdot N_{p0} \times 10^{-3} = 0.05 \times 1000.000 = 50.000 \text{ kN}$$

ここに

$N_{p0}$  : 有効プレストレス

$$V_{sb} = 0.8 \cdot f_y \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3}$$

$$= 0.8 \times 300 \times 314.00 \times \sin 35.0 \times 10^{-3} = 43.225 \text{ kN}$$

ここに

$A_{sb}$  : 折れ曲がり鉄筋の総面積

$\alpha_s$  : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$V_{pb} = 0.8 \cdot f_{py} \cdot A_{pb} \cdot \sin \alpha_p \times 10^{-3}$$

$$= 0.8 \times 1700 \times 160.00 \times \sin 30.0 \times 10^{-3} = 108.800 \text{ kN}$$

ここに

$A_{pb}$  : PC鋼材の総面積

$\alpha_p$  : PC鋼材の配置角度

$$\begin{aligned} V_u &= 4780.221 + 50.000 + 43.225 + 108.800 \\ &= 4982.246 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 1200.000 = 1320.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

せん断耐力 OK

### 3章 Case 3

#### 3.1 計算書概略出力

##### 3.1.1 耐力計算

タイトル		T型断面													
		<table border="1"> <tr> <td>鋼種</td> <td></td> </tr> <tr> <td>位置</td> <td></td> </tr> <tr> <td>HRB400</td> <td>0.100</td> </tr> <tr> <td>HRB400</td> <td>2.800</td> </tr> <tr> <td>HRB400</td> <td>2.900</td> </tr> <tr> <td>PC鋼材1</td> <td>2.600</td> </tr> </table>		鋼種		位置		HRB400	0.100	HRB400	2.800	HRB400	2.900	PC鋼材1	2.600
		鋼種													
位置															
HRB400	0.100														
HRB400	2.800														
HRB400	2.900														
PC鋼材1	2.600														
		鉄筋量の合計	26189.30 mm <sup>2</sup>												
断面全幅b (mm) 断面全高h (mm) 最小有効幅 b <sub>min</sub> (mm) 部材種類 耐震レベル 計算スパン(mm) 受力情況 スターラップ筋 帯鉄筋 A <sub>sv</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 折曲鉄筋 A <sub>sb</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 折曲PC鋼材 A <sub>pb</sub> (mm <sup>2</sup> ) f <sub>py</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 0 RE	500.0 3000.0 3000.0 梁 考慮しない 10000.0 曲げのみ 314.00 210 226.00 210 226.00 1220 1.10 1.00														
軸力耐力照査 設計軸力 N(kN) 軸耐力 N <sub>u</sub> (kN) ( 0 ・ N/ RE ) /N <sub>u</sub>	--- --- ---														
曲げ耐力照査 設計曲げモーメントM(kNm) 曲げ耐力 M <sub>u</sub> (kNm) 中立軸 x(mm) ( 0 ・ M/ RE ) /M <sub>u</sub>	5000.000 21221.842 104.0 5500.000														
せん断耐力照査 設計せん断力 V(kN) せん断耐力 V <sub>u</sub> (kN) ( 0 ・ V/ RE ) /V <sub>u</sub>	2000.000 5970.267 2200.000														

## 3.2 入力データ

### 3.2.1 RC断面

出力タイトル: T型断面  
ケースNo: 3  
断面形状: T型  
部材種類: 梁  
適用対象: 建築

### 3.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C40

$f_c = 19.10 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 1.71 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 2.05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: HRB400

$f_y = 360 \text{ N/mm}^2$   $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: HPB235

$f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$

寸法:  $b \times h = 500.0 \text{ mm} \times 3000.0 \text{ mm}$

有効高:  $h_0 = h - a_s = 2850.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント:  $M = 5000.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋:  $A_s = 21205.76 \text{ mm}^2$

重要性係数:  $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン:  $l_0 = 10.00 \text{ m}$

### 3.3 計算結果

#### 3.3.1 曲げ耐力照査

(1) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率の上限値  $\xi_b$

$$\xi_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (40 - 50) \times 10^{-5} = 0.0034 > 0.0033$$

$$\xi_{cu} = 0.0033$$

基準式 (7.1.4-1) によって

$$\begin{aligned} \xi_b &= \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\xi_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s \cdot \xi_{cu}}} \\ &= \frac{0.80}{1 + \frac{0.002}{0.0033} + \frac{1220 - 7.00}{2.05 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.24 \end{aligned}$$

(2) 中立軸から断面圧縮縁までの距離  $x$

ウェブ内にある中立軸から断面圧縮縁までの距離を基準式(7.2.2-3)によって求める

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot [b \cdot x + (b'_f - b) \cdot h'_f] = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} - \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b} \\ &= \frac{360 \times 21205.76 - 360 \times 4908.74 + 1220 \times 74.80 + (7.00 - 0) \times 0.00}{1.0 \times 19.10 \times 500.0} - \frac{(3000.0 - 500.0) \times 400.0}{500.0} \\ &= -1376.1 \text{ mm} \quad h'_f = 400.0 \text{ mm より、} b = b'_f \text{ の矩形断面として計算を行う} \end{aligned}$$

基準式(7.2.1-2) によって

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{360 \times 21205.76 - 360 \times 4908.74 + 1220 \times 74.80 + (7.00 - 0) \times 0.00}{1.00 \times 19.10 \times 3000.0} \\ &= 104.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

(3) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{104.0}{2850.0} = 0.04 \leq \xi_b = 0.24$$

(4) 曲げ耐力  $M_u$

基準式 (7.2.5) によって

$$\begin{aligned} M_u &= f_{py} \cdot A_p \cdot (h - a_p - a'_s) + f_y \cdot A_s \cdot (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p \cdot (a'_p - a'_s) \\ &= 1220 \times 74.80 \times (3000.0 - 400.0 - 100.0) + 360 \times 21205.76 \times (3000.0 - 150.0 - 100.0) \\ &\quad + (7.00 - 0) \times 0.00 \times (0.0 - 100.0) \\ &= 21221.842 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \sigma \cdot M = 1.10 \times 5000.000 = 5500.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 OK

(5) 配筋率照査

$$= A_s/A_c = 21205.76 / 2900000.00 \times 100 = 0.73 \%$$

ここに

$A_s$  : 鉄筋断面積

$A_c$  : コンクリート断面積

$$\rho_{\min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t/f_y\} = \max\{0.20\%, 0.21\%\} = 0.21\%$$

最小配筋率 OK

### 3.4 せん断耐力の計算

#### (1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

基準7.5.1によって

$4 < h_0/b < 6$  のとき0.20から0.25を内挿する。

$$V_{uc} = 0.208 \times \alpha_c \cdot f_c \cdot b \cdot h_0 \times 10^{-3}$$

$$= 0.208 \times 1.00 \times 19.10 \times 500.0 \times 2850.0 \times 10^{-3}$$

$$= 5647.631 \text{ kN} \quad \alpha_c \cdot V = 1.10 \times 2000.000 = 2200.000 \text{ kN}$$

断面寸法 OK

ここに、 $\alpha_c$ はコンクリート強度の補正係数

#### (2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

基準式(7.5.4-2)によって

$$V_u = V_{cs} + V_p + V_{sb} + V_{pb}$$

ここに、

$V_u$  : せん断耐力

$V_{cs}$  : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

$V_p$  : PC鋼材のせん断耐力

$V_{sb}$  : 折曲鉄筋のせん断耐力

$V_{pb}$  : 折曲PC鋼材のせん断耐力

$$V_{cs} = \left( \frac{1.75}{\lambda + 1} \cdot f_t \cdot b \cdot h_0 + f_{yv} \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot h_0 \right) \times 10^{-3}$$

$$= \left( \frac{1.75}{0.246 + 1} \times 1.71 \times 500.0 \times 2850.0 + 210 \times \frac{314.00}{125.0} \times 2850.0 \right) \times 10^{-3}$$

$$= 4926.894 \text{ kN}$$

ここに

$A_{sv}$  : 断面内の帯鉄筋の総面積

$s$  : 帯鉄筋の間隔

$f_{yv}$  : 帯鉄筋の引張強度設計値

$\lambda$  : せん断スパン比

$$0.3 \cdot f_c \cdot A_0 = 0.3 \times 19.10 \times 3292839.50 \times 10^{-3}$$

$$= 18867.970 \text{ kN} < N_{p0} = 30000.000 \text{ kN} \text{ より、} N_{p0} = 18867.970 \text{ kN} \text{ を用いる}$$

$$V_p = 0.05 \cdot N_{p0} \times 10^{-3} = 0.05 \times 18867.970 = 943.399 \text{ kN}$$

ここに

$N_{p0}$  : 有効プレストレス

$A_0$  : 換算断面積  $A_0 = A + n \cdot (A_s + A'_s + A_p)$

$$= 2900000.00 + 15.00 \times (21205.76 + 4908.74 + 74.80) = 3292839.50 \text{ mm}^2$$

$n$  : ヤング係数比

$$V_{sb} = 0.8 \cdot f_y \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3}$$
$$= 0.8 \times 210 \times 226.00 \times \sin 42.0 \times 10^{-3} = 25.406 \text{ kN}$$

ここに

$A_{sb}$  : 折れ曲がり鉄筋の総面積

$\alpha_s$  : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$V_{pb} = 0.8 \cdot f_{py} \cdot A_{pb} \cdot \sin \alpha_p \times 10^{-3}$$
$$= 0.8 \times 1700 \times 85.30 \times \sin 40.0 \times 10^{-3} = 74.569 \text{ kN}$$

ここに

$A_{pb}$  : PC鋼材の総面積

$\alpha_p$  : PC鋼材の配置角度

$$V_u = 4926.894 + 943.399 + 25.406 + 74.569$$
$$= 5970.267 \text{ kN} \quad \circ \cdot V = 1.10 \times 2000.000 = 2200.000 \text{ kN}$$

せん断耐力 OK

## 4章 Case 4

### 4.1 計算書概略出力

#### 4.1.1 耐力計算

タイトル		円形断面									
		<table border="1"> <tr> <td>鋼種</td> <td></td> </tr> <tr> <td>位置</td> <td></td> </tr> <tr> <td>HRB400</td> <td></td> </tr> <tr> <td>0.100</td> <td></td> </tr> </table>		鋼種		位置		HRB400		0.100	
		鋼種									
位置											
HRB400											
0.100											
		鉄筋量の合計	7539.82 mm <sup>2</sup>								
半径 r (mm)	750.0	部材種類	梁								
耐震レベル	考慮しない	計算スパン(mm)	5000.0								
受力情況	曲げのみ	スターラップ筋									
帯鉄筋 A <sub>sv</sub> (mm <sup>2</sup> )	157.00	f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	210								
折曲鉄筋 A <sub>sb</sub> (mm <sup>2</sup> )	0.00	f <sub>yv</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	210								
折曲PC鋼材 A <sub>pb</sub> (mm <sup>2</sup> )	0.00	f <sub>py</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	0								
0	1.10										
RE	1.00										
軸力耐力照査											
設計軸力 N(kN)	---	軸耐力 N <sub>u</sub> (kN)	---								
( 0 · N / RE ) / N <sub>u</sub>	---										
曲げ耐力照査											
設計曲げモーメント M(kNm)	1500.000	曲げ耐力 M <sub>u</sub> (kNm)	1731.655								
中立軸 x(mm)	159.0	( 0 · M / RE ) / M <sub>u</sub>	1650.000								
せん断耐力照査											
設計せん断力 V(kN)	800.000	せん断耐力 V <sub>u</sub> (kN)	2293.666								
( 0 · V / RE ) / V <sub>u</sub>	880.000										

## 4.2 入力データ

### 4.2.1 RC断面

出力タイトル: 円形断面  
ケースNo: 4  
断面形状: 円形  
部材種類: 梁  
適用対象: 建築

### 4.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C35

$f_c = 16.70 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 1.57 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 2.05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: HRB400

$f_y = 360 \text{ N/mm}^2$   $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: HPB235

$f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$

半径:  $r = 750.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント:  $M = 1500.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋:  $A_s = 3769.91 \text{ mm}^2$

重要性係数:  $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン:  $l_0 = 5.00 \text{ m}$

### 4.3 計算結果

#### 4.3.1 曲げ耐力照査

(1) コンクリートに作用する圧縮力と鉄筋に作用する引張力から軸方向の力の釣り合い式を求める

$$\alpha \cdot \alpha_1 \cdot f_c \cdot A \cdot \left(1 - \frac{\sin 2\pi \alpha}{2\pi \alpha}\right) + (\alpha - \alpha_1) \cdot f_y \cdot A_s = 0$$

$$\alpha \times 1.00 \times 16.70 \times 1767145.87 \times \left(1 - \frac{\sin 2\pi \alpha}{2\pi \alpha}\right) + (\alpha - \alpha_1) \times 360 \times 7539.82 = 0$$

$$= 0.211$$

ここに

A : 断面の面積

A<sub>s</sub> : 鉄筋の総面積

r : 円形断面の半径

r<sub>s</sub> : 鉄筋重心位置での半径

α : 圧縮側コンクリートの面積角度と2πとの比率

α<sub>1</sub> : コンクリートの設計圧縮強度の補正係数

α<sub>1</sub> : 引張鉄筋の鉄筋と鉄筋総断面積との比率 α<sub>1</sub> = 1.25 - 2

>0.625 の場合は、α<sub>1</sub> = 0

(2) 曲げ耐力 M<sub>u</sub>

基準式 (7.3.8-2) によって

$$M_u = \frac{2}{3} \alpha_1 \cdot f_c \cdot A \cdot r \cdot \frac{\sin^3 \pi \alpha}{\pi} + f_y \cdot A_s \cdot r_s \cdot \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1}{\pi}$$

$$= \frac{2}{3} \times 1.0 \times 16.70 \times 1767145.87 \times 750.0 \times \frac{\sin^3(\pi \times 0.211)}{\pi}$$

$$+ 360 \times 7539.82 \times 650.0 \times \frac{\sin 0.211 \pi + \sin 0.828 \pi}{\pi}$$

$$= 1731.66 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \phi \cdot M = 1.10 \times 1500.00 = 1650.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

曲げ耐力 OK

(3) 配筋率照査

$$= A_s / A_c = 7539.82 / 1767145.87 \times 100 = 0.43 \%$$

ここに

A<sub>s</sub> : 鉄筋断面積

A<sub>c</sub> : コンクリート断面積

$$\rho_{\min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t / f_y\} = \max\{0.20\%, 0.20\%\} = 0.20\%$$

最小配筋率 OK

#### 4.4 せん断耐力の計算

##### (1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

「コンクリート構造設計基準の7.5.15」により、矩形断面に換算する。

$$b = 1.76r \quad , \quad h_0 = 1.6r \quad (r = \text{円形断面の半径})$$

基準7.5.1によって

$h_0/b = 4$  のとき

$$\begin{aligned} V_{uc} &= 0.250 \times \beta_c \cdot f_c \cdot b \cdot h_0 \times 10^{-3} \\ &= 0.250 \times 1.00 \times 16.70 \times 1320.0 \times 1200.0 \times 10^{-3} \\ &= 6613.200 \text{ kN} \quad \phi_c \cdot V = 1.10 \times 800.000 = 880.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

断面寸法 OK

ここに、 $\beta_c$  はコンクリート強度の補正係数

##### (2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

基準式(7.5.4-2)によって

$$V_u = V_{cs} + V_{sb}$$

ここに、

$V_u$  : せん断耐力

$V_{cs}$  : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

$V_{sb}$  : 折曲鉄筋のせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{cs} &= \left( \frac{1.75}{\lambda + 1} \cdot f_t \cdot b \cdot h_0 + f_{yv} \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot h_0 \right) \times 10^{-3} \\ &= \left( \frac{1.75}{1.420 + 1} \times 1.57 \times 1320.0 \times 1200.0 + 210 \times \frac{157.00}{100.0} \times 1200.0 \right) \times 10^{-3} \\ &= 2193.666 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

$A_{sv}$  : 断面内の帯鉄筋の総面積

$s$  : 帯鉄筋の間隔

$f_{yv}$  : 帯鉄筋の引張強度設計値

$\lambda$  : せん断スパン比

$$\begin{aligned} V_{sb} &= 0.8 \cdot f_y \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3} \\ &= 0.8 \times 210 \times 0.00 \times \sin 0.0 \times 10^{-3} = 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

$A_{sb}$  : 折れ曲がり鉄筋の総面積

$\alpha_s$  : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$\begin{aligned} V_u &= 2193.666 + 0.000 \\ &= 2293.666 \text{ kN} \quad \phi_c \cdot V = 1.10 \times 800.000 = 880.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

せん断耐力 OK