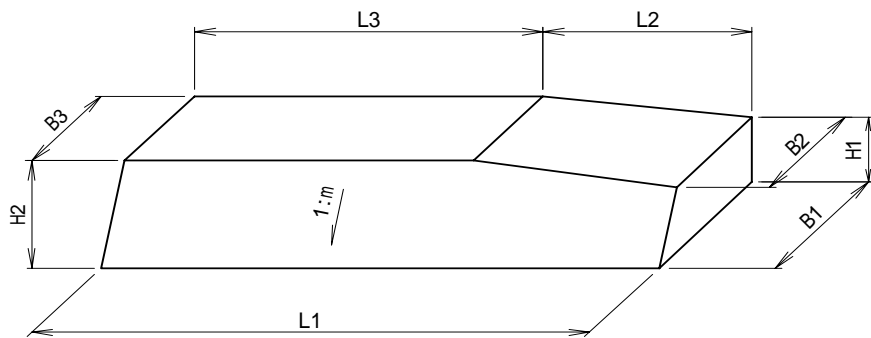
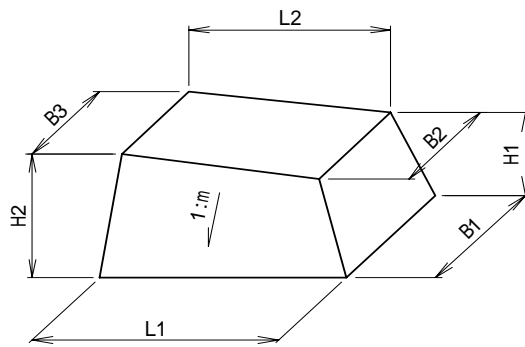


	A	B	C	D	E	F	G	H	I	
1	袖部の安定及び補強鉄筋計算 (V.2.3.0)									
2	1.設計条件						着色部分に入力		滋賀県	広島県
3		D_{95} : 溪流の最大礫径				0.80	m			
4		R_{95} : 礫の半径				0.40		m		
5		R_{wm} : 流木の直径				0.50	m			
6		R : 流木の半径				0.25		m		
7		L_{wm} : 流木の最大長				6.50	m			
8		h : 土石流の水深				1.34		m		
9		U : 土石流の流速				3.44	m/sec			
10		d : 土石流の単位重量				15.91	kN/m ³			
11		F : 土石流の流体力				25.74		kN/m		
12		c : コンクリートの単位体積重量				22.50	kN/m ³		22.50	22.56
13		: 円周率				3.14			3.14	3.14
14		g : 重力加速度				9.800	m/sec ²		9.800	9.807
15		R : 礫の単位体積重量				2.60	t/m ³		2.60	2.60
16		w_m : 流木の密度				330	kg/m ³			
17		E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数								
18		$0.1 \times 2.60 \times 10^9 \times 9.8 \text{N/m}^2$				2.548E+09	N/m ²		2.548E+09	2.300E+09
19		f_1 : コンクリートのポアソン比				0.194			0.194	0.200
20		E_2 : 礫の終局強度割線弾性係数								
21		$5.0 \times 10^9 \times 9.8 \text{N/m}^2$				4.900E+10	N/m ²		4.900E+10	4.900E+10
22		E_3 : 流木の弾性係数 ($\times 10^9$)				7.35	N/m ²			
23		ν_2 : 礫のポアソン比				0.230			0.230	0.230
24		ν_3 : 流木のポアソン比				0.40				
25		$d1$: 鉄筋のかぶり				30	cm		30	50
26		sa : 異形鉄筋の許容引張応力度				18000	N/cm ²		18000	17600
27		短期荷重 (50%割増) を考慮				27000		N/cm ²		
28		o : 異形鉄筋の付着応力度				140	N/cm ²		140	140
29		短期荷重 (50%割増) を考慮				210		N/cm ²		
30		: 異形鉄筋の許容剪断応力度				40	N/cm ²		40	40
31		短期荷重 (50%割増) を考慮				60		N/cm ²		
32										
33		堤冠部						$c_k = 18 \text{N/mm}^2$	$c_k = 21 \text{N/mm}^2$	
34		f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度				13800	kN/m ²		13800	16200
35		c : 剪断強度 (圧縮強度の1/5)				2760		kN/m ²		
36		f_{ck} : コンクリートの設計基準強度				18000			18000	21000
37		c_a : コンクリートの許容圧縮応力度				4500		kN/m ²		
38		短期荷重 (50%割増) を考慮				6750		kN/m ²		
39		c_a : コンクリートの許容曲げ引張応力度				225		kN/m ²		
40		短期荷重 (50%割増) を考慮				337.5		kN/m ²		
41		一般部								
42		f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度				13800	kN/m ²			
43		c : 剪断強度 (圧縮強度の1/5)				2760		kN/m ²		
44		f_{ck} : コンクリートの設計基準強度				18000				
45		c_a : コンクリートの許容圧縮応力度				4500		kN/m ²		
46		短期荷重 (50%割増) を考慮				6750		kN/m ²		
47		c_a : コンクリートの許容曲げ引張応力度				225		kN/m ²		
48		短期荷重 (50%割増) を考慮				337.5		kN/m ²		
49										

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
50	2.形状入力								
51	堤冠部								
52									
53	ブロック								
54	L1=	3.80							
55	L2=	3.00							
56	H1=	1.60							
57	H2=	1.90							
58	B1=	3.00							
59	B2=	2.60							
60	B3=	2.53							
61	1:m=	0.25							
62									
63	一般部								
64									
65	ブロック								
67	L1=	11.30							
68	L2=	3.70							
69	L3=	8.80							
70	H1=	2.03							
71	H2=	2.40							
72	B1=	3.00							
73	B2=	2.49							
74	B3=	2.40							
75	1:m=	0.25							
76									
77									
78	<i>Copyright 1996-2008 HOSEN. All Rights Reserved</i>								

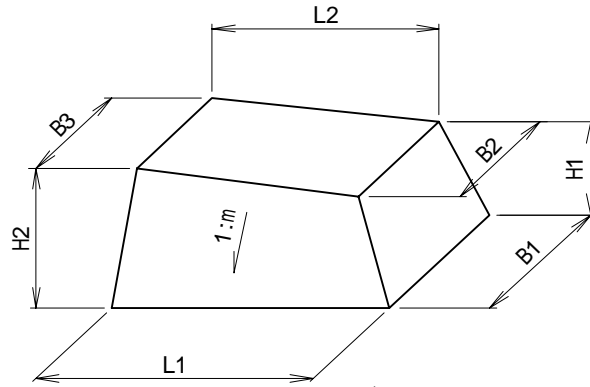


袖部の設計(堤冠部)

ブロック

(1) 袖部コンクリート1ブロックの質量

1ブロック長が短い堤冠部は図-1のようになる。



L1=	3.80 m
L2=	3.00 m
H1=	1.60 m
H2=	1.90 m
B1=	3.00 m
B2=	2.60 m
B3=	2.53 m
1:m=	0.25

図-1 ブロックの形状

H' =	1.73 m	…加重平均による平均高
L' =	3.40 m	…平均長さ:(L1+L2) ÷ 2
B1 =	3.00 m	…下辺: B1
B' =	2.57 m	…上辺: 平均高から算出

1ブロックの体積は、

$$V_c = 1/2 \times (B_1 + B') \times H' \times L' = (3.00 + 2.57) / 2 \times 1.73 \times 3.40 = 16.38 \text{ m}^3$$

1ブロックの質量は、

$$M_1 = V_c \times \rho_c / g \times 1000$$

c : コンクリートの単位体積重量	22.50 kN/m ³
g : 重力加速度	9.800 m/sec ²

$$M_1 = 16.38 \times 22.50 / 9.800 \times 1000 = 37607.14 \text{ kg}$$

(2)土石流の衝撃力

礫の質量

$$m_2 = 4/3 \times \pi \times R_{95}^3 \times \rho_R \times 1000$$

	:円周率	3.14
R_{95}	:礫の半径	0.40 m
ρ_R	:礫の単位体積重量	2.60 t/m ³

$$m_2 = 4/3 \times 3.14 \times 0.40^3 \times 2.60 \times 1000 = 696.66 \text{ kg}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2} = \frac{1}{696.66} = 1.44\text{E-}03$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \times E_1}$$

E_1	:コンクリートの終局強度割線弾性係数	2.548E+09 N/m ²
	$\frac{0.1 \times 2.60 \times 109 \times 9.8 \text{ N/m}^2}{}$	
ν_1	:コンクリートのポアソン比	0.194

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{3.14 \times (2.55\text{E}+09)} = 1.20\text{E-}10$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \times E_2}$$

E_2	:礫の終局強度割線弾性係数	4.900E+10 N/m ²
	$\frac{5.0 \times 109 \times 9.8 \text{ N/m}^2}{}$	
ν_2	:礫のポアソン比	0.230

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{3.14 \times (4.90\text{E}+10)} = 6.16\text{E-}12$$

$$(K_1 + K_2)^2 = ((1.20\text{E-}10) + (6.16\text{E-}12))^2 = 1.60\text{E-}20$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times R_{95}}{9 \times \pi^2 \times (K_1 + K_2)^2}}$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.40}{9 \times 3.14^2 \times (1.60\text{E-}20)}} = 2.12\text{E}+09$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times U^2}{4 \times n_1 \times n} \right)^{2/5}$$

U	:土石流の流速	3.44 m/sec
-----	---------	------------

$$= \left(\frac{5 \times 3.44^2}{4 \times (1.44\text{E-}03) \times (2.12\text{E}+09)} \right)^{2/5} = 7.49\text{E-}03$$

$$P = n \times \alpha^{3/2} = (2.12\text{E}+09) \times (7.49\text{E-}03)^{3/2} = 1.38\text{E}+06 \text{ N}$$

$$= 1376.23 \text{ kN}$$

(3) 礫の衝突速度による補正

マスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力は小さくなることが知られているので、前途の衝撃力 P を図 - 2 に従って実際に袖部のコンクリートに作用する衝撃力 P_R を計算する。

$$P_R = \beta \cdot P$$

ただし、 β は図 - 2 に示す補正係数である。

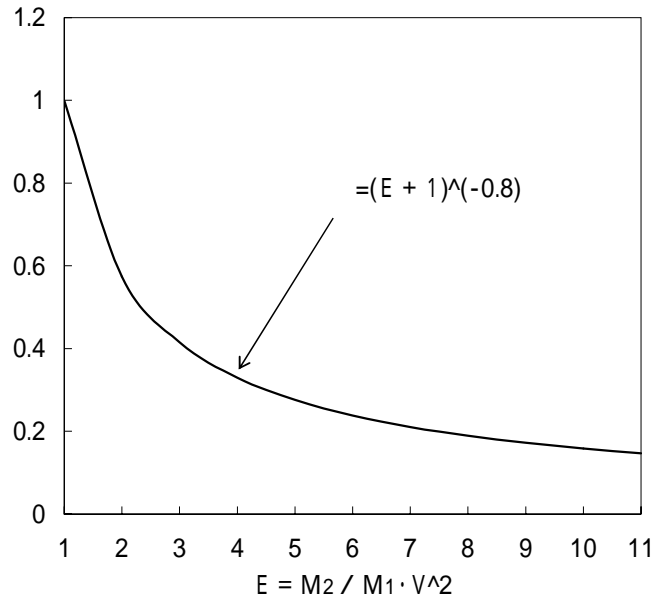


図 - 2 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数
(水山、伊巻:砂防ダムに対する
土石流衝撃力実験、土木技術資料
Vol22-No11の一部を改変)

礫の質量は、 $M_2 = m_2 = 696.66 \text{ kg}$

$$E = M_2 / M_1 \times U^2 = 696.66 / 37607.14 \times 3.44^2 = 0.219$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} = (0.219 + 1)^{-0.8} = 0.853$$

補正後の衝撃力
 $P_R = \beta \times P = 0.853 \times 1376.23 = 1173.92 \text{ kN}$

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は、1/100 ~ 1/1000秒オーダーであり極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力 P_1 は、以下のとおりとなる。

$$P_1 = P_R / L = 1173.92 / 3.4 = 345.27 \text{ kN/m}$$

(4) 流木の衝撃力

流木の質量

$$m_3 = \pi \times R^2 \times L_{wm} \times \rho_{wm}$$

	: 円周率	3.14
R	: 流木の半径	0.25 m
L_{wm}	: 流木の最大長	6.50 m
ρ_{wm}	: 流木の密度	330.00 kg/m ³

$$m_3 = 3.14 \times 0.25^2 \times 6.50 \times 330.00 = 420.96 \text{ kg}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_3} = \frac{1}{420.96} = 2.38E-03$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \times E_1}$$

E_1	: コンクリートの終局強度割線弾性係数	2.548E+09 N/m ²
	$\frac{0.1 \times 2.60 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2}{}$	
ν_1	: コンクリートのポアソン比	0.194

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{3.14 \times (2.55E+09)} = 1.20E-10$$

$$K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi \times E_3}$$

E_3	: 流木の弾性係数 (× 10 ⁹)	7.35 N/m ²
ν_3	: 流木のポアソン比	0.40

$$K_3 = \frac{1 - 0.40^2}{3.14 \times (7.35 \times 10E+09)} = 3.64E-11$$

$$(K_1 + K_3)^2 = ((1.20E-10) + (3.64E-11))^2 = 2.45E-20$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times R}{9 \times \pi^2 \times (K_1 + K_3)^2}}$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9 \times 3.14^2 \times (2.45E-20)}} = 1.36E+09$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times U^2}{4 \times n_1 \times n} \right)^{2/5}$$

$$= \left(\frac{5 \times 3.44^2}{4 \times (2.38E-03) \times (1.36E+09)} \right)^{2/5} = 7.33E-03$$

$$P = n \times \alpha^{3/2} = (1.36E+09) \times (7.33E-03)^{3/2} = 8.50E+05 \text{ N} = 849.86 \text{ kN}$$

(5) 流木の衝突速度による補正

マスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力は小さくなることが知られているので、前途の衝撃力 P を図 - 2 に従って実際に袖部のコンクリートに作用する衝撃力 P_R を計算する。

$$P_R = \beta \cdot P$$

ただし、 β は図 - 2 に示す補正係数である。

流木の質量は、 $M_3 = m_3 = 420.96 \text{ kg}$

$$E = M_3 / M_1 \times U^2 = 420.96 / 37607.14 \times 3.44^2 = 0.132$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} = (0.132 + 1)^{-0.8} = 0.906$$

補正後の衝撃力

$$P_R = \beta \times P = 0.906 \times 849.86 = 769.97 \text{ kN}$$

袖部の1ブロックに衝突する流木の作用時間は、1/100 ~ 1/1000秒オーダーであり極めて短時間であるので同時に複数個の流木が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力 P_2 は、以下のとおりとなる。

$$P_2 = P_R / L = 769.97 / 3.4 = 226.46 \text{ kN/m}$$

(6) 衝撃力の設定

以上のとおり算出した、単位幅当りの礫の衝撃力 (P_1) と流木の衝撃力 (P_2) とを比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

$$P_1 = 345.27 \text{ kN/m} \quad P_2 = 226.46 \text{ kN/m}$$

$P_1 > P_2$ なので、土石流衝撃力(P)は、345.27 kN/mとなる。

(7) 袖部に作用する設計外力

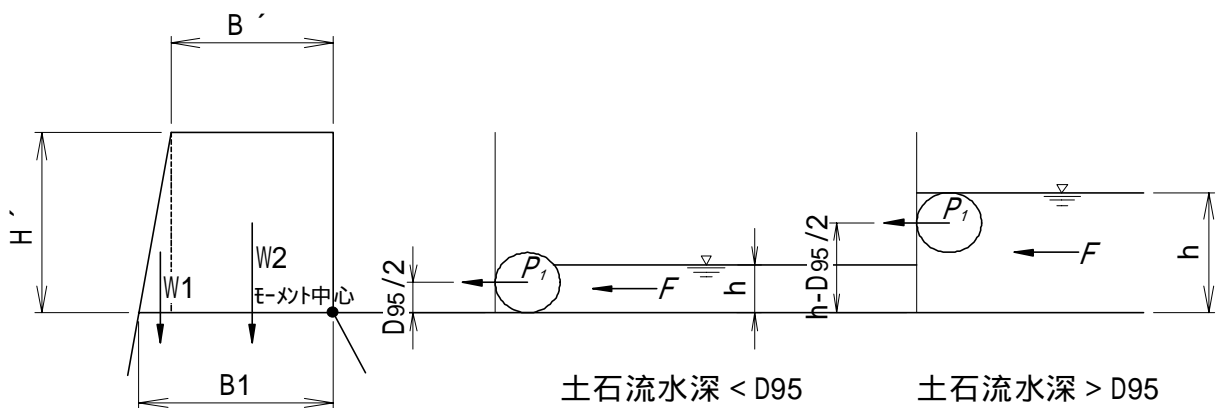


図 - 3 土石流の衝突により袖部に作用する力

袖部の1ブロックに衝突する巨礫または流木の作用時間は、1/100～1/1000秒オーダーであり極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫または流木が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力 $P1$ は

なお、土石流時の袖部には図 - 4,5のように $P1$ と F の2つの荷重が作用する。

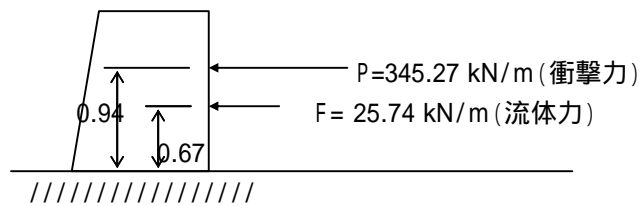


図 - 4 土石流の衝突により袖部に作用する力

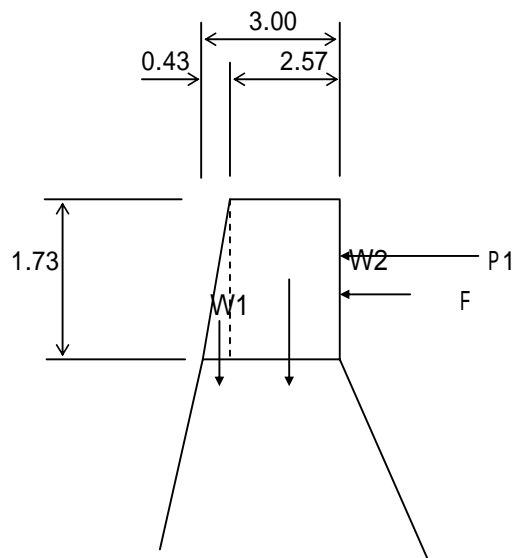


図 - 5 袖部に作用する荷重

(8) 袖部の安定計算

設計荷重 記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	計算式	モーメント M
袖の自重 W1	$1/2 \times 22.50 \times 0.43 \times 1.73$	8.37		$8.37 \times (2.57 + 0.43 \div 3)$	22.71
W2	$22.50 \times 2.57 \times 1.73$	100.04		$100.04 \times 2.57 \div 2$	128.55
衝撃力 P1			345.27	345.27×0.94	324.55
流体力 F			25.74	25.74×0.67	17.25
計		108.41	371.01		493.06

剪断摩擦安全率の検討

$$n = (f \cdot V + c \cdot B_1) / H$$

c : コンクリートの許容剪断応力度 2760 kN/m²

$$n = (0.7 \times 108.41 + 2,760 \times 3.0) / 371.01 = 22.52 \quad 4.0 \quad \text{OK}$$

袖部の補強に対する検討

$$X = M / V = 493.06 / 108.41 = 4.55 \text{ m}$$

$$e = X - 1/2 \times B_1 = 4.55 - 1/2 \times 3.00 = 3.05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \max &= V / B_1 \times (1 + 6 \times e / B_1) \\ &= 108.41 / 3.00 \times (1 + 6 \times 3.05 / 3.00) = 256.57 < 6750 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min &= V / B_1 \times (1 - 6 \times e / B_1) \\ &= 108.41 / 3.00 \times (1 - 6 \times 3.05 / 3.00) = -184.30 > -337.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

c_a : コンクリートの許容圧縮応力度 4500 kN/m²

短期荷重 (50%割増) を考慮 6750 kN/m²

c_a : コンクリートの許容曲げ引張応力度 225 kN/m²

短期荷重 (50%割増) を考慮 337.5 kN/m²

以上により、袖部は土石流の衝撃力、流体力に対して 安全である。

よって、鉄筋による補強は必要としない。

上記の結果が出た場合
次頁は印刷不要

(9) 袖部の鉄筋による補強

袖部を片持ち梁と考えてその安定性を検討する。
袖部に働く単位幅当りの最大曲げモーメントMmaxと最大せん断力Smaxは次式により得られる。

$$M_{max} = 345.27 \times 0.94 + 25.74 \times 0.67 = 341.80 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$S_{max} = P + F = 345.27 + 25.74 = 371.01 \text{ kN/m}$$

単位幅当りに必要な鉄筋量As(cm²/m)は、

$$A_s = M_{max} / (s_a \cdot 7/8 \cdot d)$$

sa : 異形鉄筋の許容引張応力度	18000 N/cm ²
短期荷重(50%割増)を考慮	27000 N/cm ²
d1 : 鉄筋のかぶり	30 cm
d : 有効長(B1-d1)	270 cm

$$A_s = (341.8 \times 1000 \times 100) / (27000 \times 7/8 \times 270) = 5.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

鉄筋サイズをD13~25
を選択します

D19 の断面積は 2.865cm²/本、周長は 6.0cm である。
5.36 / 2.865 = 1.87 2本/m

鉄筋の間隔は、100 / 1.87 = 53.48 50 cm
ただし、規定では50cm以下なので、50cmとする。

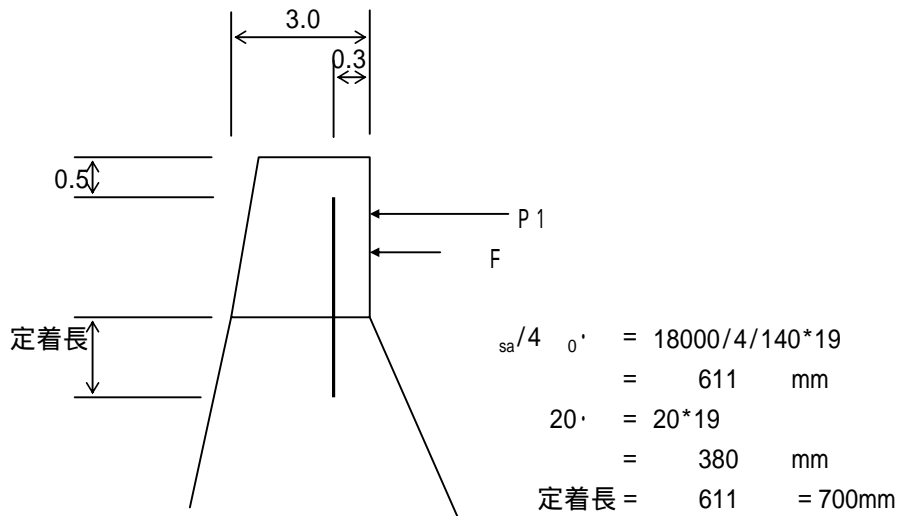


図 - 7 鉄筋の配置

鉄筋に働く付着応力 o は、Uを引張鉄筋周長の総和とすると

$$o = S_{max} / (U \cdot 7/8 \cdot d) = (371.01 \times 1000) / (2 \text{ 本} \times 6.0 \times 7/8 \times 270) = 371010 / 2835 = 130.87 < 210 \text{ N/cm}^2 \text{ OK}$$

o : 異形鉄筋の付着応力度	140 N/cm ²
短期荷重(50%割増)を考慮	210 N/cm ²

コンクリートに働く剪断応力度 は次式で表される。

$$= S_{max} / (b \cdot 7/8 \cdot d) = (371.01 \times 1000) / (100 \times 7/8 \times 270) = 371010 / 23625 = 15.70 < 60 \text{ N/cm}^2 \text{ OK}$$

: 異形鉄筋の許容剪断応力度	40 N/cm ²
短期荷重(50%割増)を考慮	60 N/cm ²