

## 部材の断面性能表

### 丸パイプ

一般構造用炭素鋼鋼管  
JIS G-3444

材質 STK-400 (21.7φ~36.4 φ)  
STK-500 (42.7φ~60.5 φ)

形状	寸法 (mm)		単位重量 (kg/m)	断面積 (A cm <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント (I cm <sup>4</sup> )	断面二次半径 (i cm)	断面係数 (Z cm <sup>3</sup> )
	D	t					
	21.7	2.0	0.972	1,238	0.607	0.7	0.56
	27.2	2.0	1.24	1,583	1.26	0.89	0.93
	34.0	2.3	1.80	2,291	2.89	1.12	1.7
	42.7	2.5	2.48	3,157	6.4	1.42	3.0
	48.6	2.4	2.73	3,483	9.32	1.64	3.83
	60.5	2.3	3.30	4,203	17.8	2.06	5.89

### 角パイプ

一般構造角形鋼管  
JIS G-3466

材質 STKR-400

形状	寸法 (mm)			単位重量 (kg/m)	断面積 (A cm <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント (I x cm <sup>4</sup> )	断面二次半径 (i x cm)	断面係数 (Z x cm <sup>3</sup> )
	A	B	t					
	50	50	2.3	3.34	4.252	15.9	1.93	6.34
	60	60	2.3	4.06	5.172	28.3	2.34	9.44
	75	75	3.2	7.01	8.927	75.5	2.91	20.1
	100	100	3.2	9.52	12.13	187.0	3.93	37.5

### 丸鋼

熱間圧延棒鋼  
JIS G-3191

材質 SS-400

形状	寸法 (mm)	単位重量 (kg/m)	断面積 (A cm <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント (I cm <sup>4</sup> )	断面二次半径 (i cm)	断面係数 (Z cm <sup>3</sup> )
	9	0.499	0.6362	0.0322	0.225	0.0716
	10	0.617	0.7854	0.0491	0.25	0.0982
	13	1.04	1.327	0.14	0.325	0.216
	16	1.58	2.011	0.322	0.40	0.402
	19	2.23	2.835	0.64	0.475	0.673
	22	2.93	3.801	1.15	0.55	1.05
	25	3.85	4.909	1.92	0.625	1.53
	30	5.55	7.069	3.98	0.75	2.65
	36	7.99	10.18	8.24	0.90	4.58
	50	15.4	19.63	30.7	1.25	12.3

## 木材の断面性能

形状		寸法 (mm)		単位重量 (kg/m)	断面積 (A cm <sup>2</sup> )	断面二次モーメント (I cm <sup>4</sup> )		断面二次半径 (i cm)		断面係数 (Z cm <sup>3</sup> )	
		A	B			I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>	Z <sub>y</sub>
											
バ タ 角		90	90	6.48	81	546.7		2.598		121.5	
		100	100	8.0	100	833.3		2.886		166.6	
		120	120	11.52	144	1728		3.464		288.0	
		150	150	18.00	225	4218		4.330		562.5	
棧 木		48	24	0.92	11.52	22.11	5.529	1.385	0.629	9.216	4.608
		50	25	1.00	12.50	26.04	6.510	1.443	0.721	10.41	5.208
		50	27	1.08	13.50	28.12	8.201	1.443	0.779	11.25	6.075
		60	30	1.44	18.00	54.00	13.500	1.732	0.866	18.00	9.000

## ● 木材及び合板の許容応力度

(kN/cm<sup>2</sup>)

種類		引張	圧縮	曲げ	せん断
あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば、ひのき、 べいまつ、又はべいひ		1.32	1.18	1.32	0.103
すぎ、もみ、えぞまつ、とどまつ、 べいすぎ又はべいつが		1.03	0.88	1.03	0.074
かし		1.91	1.32	1.91	0.21
くり、なら、ぶな又はけやき		1.47	1.03	1.47	0.15
合板足場板				1.62	
ラワン合板	表面の繊維に平行方向			1.37	
	表面の繊維に直角方向			0.78	
丸太		使用する材料の種類により上記の4/3倍			

(注) 許容応力度の値は、木材の繊維方向の値である。

## ● 鋼材のF値及び許容応力度

(kN/cm<sup>2</sup>)

種類		F値	引張・圧縮・曲げ	せん断	支圧
SS400	鋼材の厚さが16mm以下	24.5	16.3	9.3	24.5
	鋼材の厚さが16mmを超え 40mm以下	23.5	15.7	8.9	23.5
	鋼材の厚さが40mmを超えるもの	21.5	14.3	8.2	21.5

## ● ボルト等の許容応力度

(kN/cm<sup>2</sup>)

ボルトの種類	許容応力度			
	せん断	引張	曲げ	支圧
高力ボルト (注1)	0.2F	0.42F		F
普通ボルト	0.38F	0.5F		F(注2)
ピン	0.48F		0.9F	
アンカーボルト	0.28F			




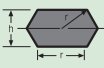
## ● 高力ボルトのF値

(kN/cm<sup>2</sup>)


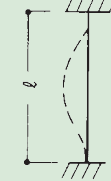


等級	F値
F8T	58.8
F10T	73.6
F11T	80.9

- (注) 1. 高力ボルトを摩擦接合しないで支圧接合する場合は、普通ボルトの欄の式による。  
 2. ピンが回転可能な場合は、支圧を0.5Fとする。  
 3. F値は材料の降伏強さの値又は、引張強さの値の4分の3のうちいずれか小さい方の値とする。(kN/cm<sup>2</sup>)  
 4. 許容応力度は、ボルトの軸(外径)断面で算出するものとする。

## 断面の計算式

断面	断面積 A (cm <sup>2</sup> )	断面二次モーメント I (cm <sup>4</sup> )	断面係数 Z (cm <sup>3</sup> )	断面二次半径 I (cm)	
	b h	$\frac{b h^3}{12}$	$\frac{b h^2}{6}$	$\frac{h}{\sqrt{12}}$ = 0.28867h	
	h <sup>2</sup>	$\frac{h^4}{12}$	$\frac{h^3}{6}$	$\frac{h}{\sqrt{12}}$ = 0.28867h	
	$\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{\pi d^4}{64}$	$\frac{\pi d^3}{32}$	$\frac{d}{4}$	π=3.14 円周 S=π d
	0.866 h <sup>2</sup>	0.06 h <sup>4</sup>	0.12 h <sup>3</sup>	0.457 r	

## 座屈長さ ℓk

	両端ピン	両端固定	一端ピン 他端固定	一端自由 他端固定	一般の場合
材料の支持状態					$\ell k = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{NK}} \quad (\text{cm})$ 記号： E: ヤング係数 (t/cm <sup>2</sup> ) I: 座屈軸に関する断面二次モーメント (cm <sup>4</sup> ) NK: 弾性座屈荷重 (t)
ℓk	ℓ	0.5ℓ	0.7ℓ	2ℓ	

## 木材の座屈係数 μ

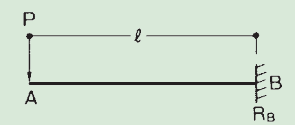
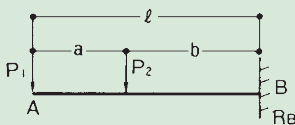
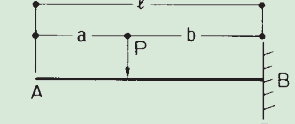
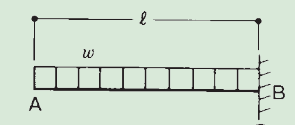
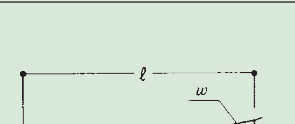
ℓ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	ℓ
20	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	20
30	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	1.4	30
40	1.4	1.4	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	40
50	1.5	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	50
60	1.7	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.9	1.9	1.9	1.9	60
70	2.0	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1	2.2	2.2	2.2	70
80	2.3	2.3	2.4	2.4	2.4	2.5	2.5	2.6	2.6	2.7	80
90	2.7	2.8	2.8	2.9	2.9	3.0	3.0	3.1	3.2	3.3	90
100	3.3	3.4	3.5	3.5	3.6	3.7	3.8	3.8	3.9	4.0	100
110	4.0	4.1	4.2	4.3	4.3	4.4	4.5	4.6	4.6	4.7	110
120	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2	5.3	5.4	5.5	5.6	120
130	5.6	5.7	5.8	5.9	6.0	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4	130
140	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7.0	7.1	7.2	7.3	7.4	140
150	7.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	150

鋼材長期応力に対する許容圧縮応力度 $f_c$  ( t/cm<sup>2</sup> )

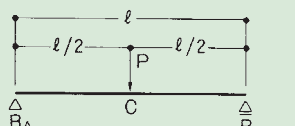
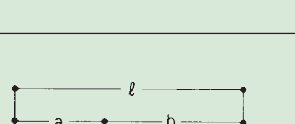
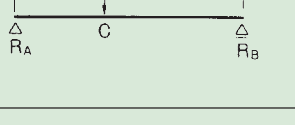
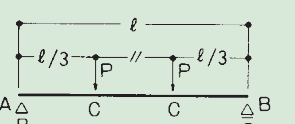
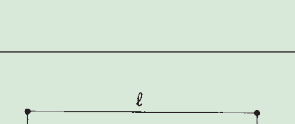
$\lambda$	$f_c$	$\lambda$	$f_c$	$\lambda$	$f_c$	$\lambda$	$f_c$	$\lambda$	$f_c$
1	1.60	51	1.37	101	0.872	151	0.420	201	0.237
2	1.60	52	1.37	102	0.861	152	0.414	202	0.235
3	1.60	53	1.36	103	0.850	153	0.409	203	0.232
4	1.60	54	1.35	104	0.839	154	0.403	204	0.230
5	1.60	55	1.34	105	0.828	155	0.398	205	0.228
6	1.60	56	1.33	106	0.817	156	0.393	206	0.225
7	1.60	57	1.32	107	0.806	157	0.388	207	0.223
8	1.59	58	1.31	108	0.795	158	0.383	208	0.221
9	1.59	59	1.30	109	0.784	159	0.378	209	0.219
10	1.59	60	1.30	110	0.773	160	0.374	210	0.217
11	1.59	61	1.29	111	0.762	161	0.369	211	0.215
12	1.59	62	1.28	112	0.751	162	0.365	212	0.213
13	1.58	63	1.27	113	0.740	163	0.360	213	0.211
14	1.58	64	1.26	114	0.729	164	0.356	214	0.209
15	1.58	65	1.25	115	0.719	165	0.351	215	0.207
16	1.58	66	1.24	116	0.708	166	0.347	216	0.205
17	1.57	67	1.23	117	0.697	167	0.343	217	0.203
18	1.57	68	1.22	118	0.686	168	0.339	218	0.201
19	1.57	69	1.21	119	0.675	169	0.335	219	0.200
20	1.56	70	1.20	120	0.664	170	0.331	220	0.198
21	1.56	71	1.19	121	0.654	171	0.327	221	0.196
22	1.56	72	1.18	122	0.643	172	0.323	222	0.194
23	1.55	73	1.17	123	0.632	173	0.320	223	0.192
24	1.55	74	1.16	124	0.622	174	0.316	224	0.191
25	1.54	75	1.15	125	0.612	175	0.312	225	0.189
26	1.54	76	1.14	126	0.603	176	0.309	226	0.187
27	1.53	77	1.13	127	0.593	177	0.305	227	0.186
28	1.53	78	1.12	128	0.584	178	0.302	228	0.184
29	1.52	79	1.11	129	0.575	179	0.299	229	0.182
30	1.52	80	1.10	130	0.566	180	0.295	230	0.181
31	1.51	81	1.09	131	0.558	181	0.292	231	0.179
32	1.51	82	1.08	132	0.549	182	0.289	232	0.178
33	1.50	83	1.07	133	0.541	183	0.286	233	0.176
34	1.50	84	1.06	134	0.533	184	0.283	234	0.175
35	1.49	85	1.05	135	0.525	185	0.280	235	0.173
36	1.48	86	1.03	136	0.517	186	0.277	236	0.172
37	1.48	87	1.02	137	0.510	187	0.274	237	0.170
38	1.47	88	1.01	138	0.502	188	0.271	238	0.169
39	1.46	89	1.00	139	0.495	189	0.268	239	0.168
40	1.46	90	0.992	140	0.488	190	0.265	240	0.166
41	1.45	91	0.981	141	0.481	191	0.262	241	0.165
42	1.44	92	0.970	142	0.475	192	0.260	242	0.163
43	1.44	93	0.959	143	0.468	193	0.257	243	0.162
44	1.43	94	0.948	144	0.461	194	0.254	244	0.161
45	1.42	95	0.937	145	0.455	195	0.252	245	0.159
46	1.41	96	0.927	146	0.449	196	0.249	246	0.158
47	1.41	97	0.916	147	0.443	197	0.247	247	0.157
48	1.40	98	0.905	148	0.437	198	0.244	248	0.156
49	1.39	99	0.894	149	0.431	199	0.242	249	0.154
50	1.38	100	0.883	150	0.425	200	0.239	250	0.153

梁の計算公式

片持梁

No.	荷重	反力R、せん断力Q、全荷重W	曲げモーメントM	たわみ $\delta$
1		$R_B = P$ $Q = -P$ $W = P$	$M = -Pl$	$\delta_A = \frac{Pl^3}{3EI}$
2		$R_B = P_1 + P_2$ $Q_B = -(P_1 + P_2)$ $W = P_1 + P_2$	$M_B = -(P_1l + P_2b)$	$\delta_A = \frac{P_1l^3}{3EI} + \frac{P_2b^2}{6EI} (3l - b)$
3		$R_B = P$ $Q = -P$ $W = P$	$M = -Pb$	$\delta = \frac{Pb^3}{3EI} \left(1 + \frac{3a}{2b}\right)$
4		$R_B = \omega l$ $Q_B = -\omega l$ $W = \omega l$	$M_B = -\frac{\omega l^2}{2}$	$\delta_A = \frac{\omega l^4}{8EI}$
5		$R_B = \frac{\omega l}{2}$ $Q_B = \frac{\omega l}{2}$ $W = \frac{\omega l}{2}$	$M_B = -\frac{\omega l^2}{6}$	$\delta_A = \frac{\omega l^4}{30EI}$

単純梁

1		$R_A = R_B = \frac{P}{2}$ $Q_A = -Q_B = \frac{P}{2}$ $W = P$	$M_C = \frac{Pl}{4}$	$\delta_C = \frac{Pl^3}{48EI}$
2		$R_A = Q_A = \frac{Pb}{l}$ $R_B = -Q_B = \frac{Pa}{l}$ $W = P$	$M_C = \frac{Pab}{l}$	$\delta_C = \frac{Pa^2b^2}{3EI}$
3		$R_A = R_B = P$ $Q_A = -Q_B = P$ $W = 2P$	$M_C = \frac{Pl}{3} = M_{max}$	$\delta_{max} = \frac{23Pl^3}{648EI}$ (はりの中央部) $\delta_C = \frac{5Pl^3}{162EI}$
4		$R_A = R_B = \frac{3}{2}P$ $Q_A = -Q_B = \frac{3}{2}P$ $W = 3P$	$M_C = \frac{Pl}{2}$	$\delta_C = \frac{19Pl^3}{384EI}$
5		$R_A = R_B = 2P$ $Q_A = -Q_B = 2P$ $W = 4P$	$MD = \frac{3Pl}{5} = M_{max}$	$\delta_{max} = \frac{63Pl^3}{1000EI}$ (はりの中央部)

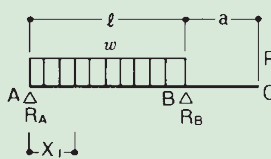
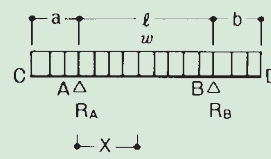
No.	荷重	反力R、せん断力Q、全荷重W	曲げモーメントM	たわみ $\delta$
6		$R_A = R_B = P$ $Q_A = -Q_B = P$ $W = 2P$	$M_{\max} = Pa$	$\delta_{\max} = \frac{Pa}{24EI}(3l^2 - 4a^2)$ (はりの中央部) $\delta_c = \frac{Pa^2}{6EI}(3l - 4a)$
7		$R_A = R_B = \frac{\omega l}{2}$ $Q_A = -Q_B = \frac{\omega l}{2}$ $W = \omega l$	$M_{\max} = \frac{\omega l^2}{8}$ (はりの中央部)	$\delta_{\max} = \frac{5\omega l^4}{384EI}$ (はりの中央部)
8		$R_A = R_B = \frac{\omega(l-2a)}{2}$ $Q_A = -Q_B = \frac{\omega(l-2a)}{2}$ $W = \omega(l-2a)$	$M_c = \frac{\omega(l^2 - 4a^2)}{8}$	$\delta_c = \frac{\omega l^4}{384EI}(8m - 4m^2 + m^4)$ $m = 1 - \frac{2a}{l}$ の場合
9		$R_A = Q_A = \frac{\omega b^2}{2l}$ $R_B = Q_B = \frac{\omega b}{2l}(\ell + a)$ $W = \omega \cdot b$	$M_{\max} = \frac{\omega l^2}{8}\left(1 - \frac{a^2}{l^2}\right)^2$ $\left(X = \frac{b^2}{2l} + a\right)$ の場合	$\delta_c = \frac{\omega b^3 a}{24EI l}(\ell + 3a)$

## 2 スパン連続梁

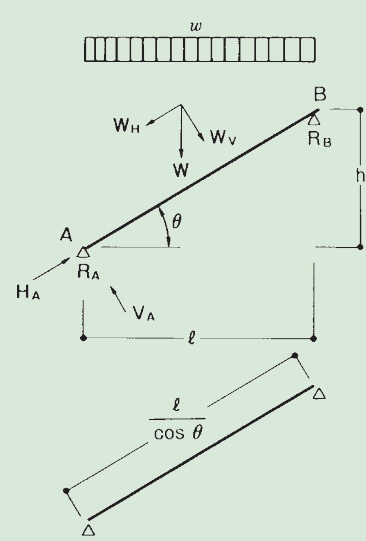
1		$R_A = Q_A = \frac{5}{16}P$ $R_B = \frac{11}{8}P$ $R_C = -Q_C = \frac{5}{16}P$ $Q_{BD} = -Q_{BE} = -\frac{11}{16}P$	$M_B = -\frac{3}{16}Pl$ $M_D = M_E = \frac{5}{32}Pl$	$\delta_{\max} = \frac{Pl^3}{48\sqrt{5}EI}$ $\delta_D = \delta_E = \frac{7Pl^3}{768EI}$
2		$R_A = Q_A = \frac{3}{8}\omega l$ $R_B = \frac{5}{4}\omega l$ $R_C = -Q_C = \frac{3}{8}\omega l$ $Q_{BA} = -Q_{BC} = \frac{5}{8}\omega l$	$M_B = -\frac{1}{8}\omega l^2$ $M_D = \frac{9}{128}\omega l^2$ $\left(X = \frac{3}{8}l\right)$ の場合	$\delta_{\max} = \frac{\omega l^4}{185EI}$ $(x = 0.422l)$ の場合
3		$R_A = R_C = Q_A = \frac{2}{3}P$ $R_B = \frac{8}{3}P$ $Q_{BE} = -Q_{BF} = -\frac{4}{3}P$ $W = 4P$	$M_B = \frac{1}{3}Pl$ $M_D = M_G = \frac{2}{9}Pl$ $M_E = M_F = \frac{1}{9}Pl$	$\delta_D = \delta_G = \frac{7}{486}Pl^3$

## はね出し単純梁

1		$R_A = \frac{\omega(\ell^2 - a^2)}{2\ell}$ $R_B = \frac{\omega(\ell + a)^2}{2\ell}$ $Q_{x1} = R_A - \omega \times 1$ $Q \times 2 = \omega \times 2$	$M_B = -\frac{\omega a^2}{2}$ $M_{\max} = R_A \cdot x_0 - \frac{\omega \times a^2}{2}$ $\left(x_0 = \frac{\ell^2 - a^2}{2\ell}\right)$ の場合	$\delta_c = \frac{\omega a^4}{8EI} + \frac{\omega \ell a}{24EI}(4a^2 - \ell^2)$ $\delta_o = \frac{5\omega \ell^4}{384EI} - \frac{M_B \ell^2}{16EI}$ (AB材中央部)
2		$R_A = -\frac{\omega a^2}{2\ell}$ $R_B = \omega a + \frac{\omega a^2}{2\ell}$ $Q \times 1 = -\frac{\omega a^2}{2\ell}$ $Q \times 2 = \omega \times 2$ $Q_B = \omega a$	$M_B = -\frac{\omega a^2}{2}$	$\delta_c = \frac{\omega a^3}{24EI}(3a + 4\ell)$ $\delta_{\max} = \frac{\omega a^2 \ell^2}{18\sqrt{3}EI}$ $\delta_o = -\frac{\omega \ell^2 a^2}{32EI}$ (A B材中央部)

No.	荷重	反力R、せん断力Q、全荷重W	曲げモーメントM	たわみ $\delta$
3		$R_A = \frac{(\omega \ell^2 - 2Pa)}{2\ell}$ $R_B = \omega \ell + P - R_A$ $Q_{x1} = R_A - \omega \times 1$ (AB間)	$M_{\max} = \frac{(\omega \ell^2 - 2Pa)^2}{8\omega \ell^2}$ $M_B = -P \cdot a$	(AB材中央部) $\delta_O = \frac{5\omega \ell^4}{384EI} - \frac{a\ell^2}{16EI} P$ $\delta_C = \frac{a^3}{3EI} P + \theta_B \cdot a$ $\theta_B = -\frac{\omega \ell^3}{24EI} + \frac{a\ell}{3EI} P$
4		$R_A = \frac{\omega(a + \ell)^2 - wb^2}{2\ell}$ $R_B = \frac{\omega(b + \ell)^2 - wa^2}{2\ell}$ $Q_A = R_A - \omega a$ $Q_B = \omega b - RB \text{ (AB材)}$	$M_A = -\frac{wa^2}{2}$ $M_B = -\frac{wb^2}{2}$ $M_x = R_{Ax} - \frac{\omega}{2}(a + x)^2$ (AB材)	(AB中央部) $\delta_O = \frac{5\omega \ell^4}{384EI} + \frac{(M_A + M_B)\ell^2}{16EI}$ $\delta_C = \frac{\omega a^4}{8EI} - \theta_A \cdot a$ $\theta_A = \frac{\omega \ell}{24EI} (\ell^2 - 4a^2 - 2b^2)$

階段梁

1		$W = \omega \ell$ $R_A = R_B = \frac{\omega}{2}$ $H_A = \frac{\omega}{2} \cdot \sin \theta$ $Q_A = -Q_B = \frac{\omega}{2} \cdot \cos \theta = V_A$ $W_o = \omega \cos^2 \theta$	$M = \frac{\omega \theta}{8} \left( \frac{\ell}{\cos \theta} \right)^2 = \frac{\omega \ell^2}{8}$	$\delta_O = \frac{5\omega \ell^4}{384EI \cos^2 \theta}$
---	--	--	---	---

# 構造計算例

山留め計算の例として、自立山留め壁と一段切梁について示す。

## 1) 自立山留め壁の場合

### (1) 山留め壁の設計

図-a のような自立山留め壁の計算を行う。

数： $K=0.2$  とし、上載荷重： $q=1.0 \text{ t/m}^2$  を見込むと、深さ  $d$  の側圧：

$$P_d = K(q + \gamma d) = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times d) \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

となる。山留め壁頭部および掘削底、根入れ端部の側圧は

$$P_0 = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times 0) = 0.2 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{2.0} = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times 2.0) = 0.8 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{5.0} = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times 5.0) = 1.7 \text{ tf/m}^2$$

となる。

深度 (m)	地質	N 値			断面	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (tf/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	変形係数 $E_s$ (tf/m <sup>2</sup> )
		0	5	10					
1	シルト質粘性土					1.5	2.0	2	700
2				2,000					
3				5,000					
4				3,000					
5									

図-a 自立山留め壁の設計条件

親杭横矢板 親杭： $H-200 \times 200 \times 8 \times 12$   
 長さ： $l=5.0 \text{ m}$  ピッチ： $@1.5 \text{ m}$   
 弾性係数： $E=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$   
 断面 2 次モーメント： $I_x=4,720 \text{ cm}^4$   
 断面係数： $Z_x=472 \text{ cm}^3$

### (2) 側圧の算定

側圧は、図-b のような分布と仮定する。側圧係

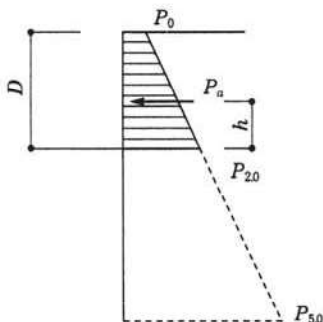


図-b 側圧分布

### (3) 応力・変形の算定

チャン (Y. L. Chang) の式により山留め壁の最大曲げモーメント，最大せん断力，山留め壁頭部の変位を算定する。

最大曲げモーメント：

$$M_{\max} = P_a \cdot h \cdot \varphi_m(\beta h) \text{ (tf} \cdot \text{m)} \dots\dots\dots (\text{ア})$$

$$\varphi_m(\beta h) = \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right] \dots\dots\dots (\text{イ})$$

最大せん断力： $Q_{\max} = P_a$  (tf)

山留め壁頭部の変位量：

$$\delta_{\max} = \frac{P_a h^3}{2EI} \times \varphi_d(\beta h) \text{ (cm)} \dots\dots\dots (\text{ウ})$$

$\varphi_d(\beta h) =$

$$\frac{\left(\alpha - \frac{1}{3}\right)(1 + \beta h)^3 - (\alpha - 1)\beta h(2 + \beta h) - \left(\alpha - \frac{4}{3}\right)}{(\beta h)^3}$$



……………(エ)

ここで、掘削底以浅の主働土圧の合力：

$$P_a = \frac{P_0 + P_{2.0}}{2} \times D \times @ = \frac{0.2 + 0.8}{2} \times 2.0 \times 1.5$$

$$= 1.5 \text{ tf}$$

D：掘削深さ(m)

@：親杭ピッチ(m)

となり、 $P_a$ の作用点の位置：

$$h = \frac{2P_0 + P_{2.0}}{3(P_0 + P_{2.0})} \times D = \frac{2 \times 0.2 + 0.8}{3(0.2 + 0.8)} \times 2.0 = 0.8$$

$$= 80 \text{ cm}$$

となる。また、各式で

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{70}{4 \times 2.1 \times 10^9 \times 4,720}}$$

$$= 0.0064 (1/\text{cm})$$

ただし、土質が比較的強固で良好であれば、杭幅の2倍見込んで、 $2E_s$ とする場合もあるがここでは安全側に杭幅とする。

$$\beta h = 0.0064 \times 80 = 0.512$$

$$\text{特性長} : l = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.0064} = 156 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{D}{h} = \frac{2.0}{0.8} = 2.5$$

となる。

以上より最大曲げモーメントは、(イ)式より

$$\varphi_m(\beta h) = \frac{\sqrt{(1 + 2 \times 0.512)^2 + 1}}{2 \times 0.512}$$

$$\exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.512}\right] = 1.40$$

$$\therefore M_{\max} = 1.5 \times 0.8 \times 1.40 = 1.68 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

最大せん断力は

$$Q_{\max} = P_a = 1.5 \text{ tf}$$

山留め壁頭部の変位量は、(エ)式より

$$\varphi_d(\beta h) = \frac{\left(2.5 - \frac{1}{3}\right)1 + 0.512 - (2.5 - 1)}{(0.512)^3}$$

$$\frac{\times 0.512 \times 2 + 0.512 - \left(2.5 - \frac{4}{3}\right)}{(0.512)^3}$$

$$= 32.8$$

$$\therefore \delta_{\max} = \frac{1500 \times 80^3}{2 \times 2.1 \times 10^9 \times 4720} \times 32.8 = 1.27 \text{ cm}$$

となる。

#### (4) 山留め壁の検討

山留め壁の親杭の断面算定は、次のとおりとなる。

曲げ応力度：

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{168}{472} = 0.36 \text{ tf/cm}^2 < f_b$$

$$= 2.0 \text{ tf/cm}^2 \text{ ……………OK}$$

$f_b$ ：許容曲げ応力度（中期）

せん断応力度：

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_w} = \frac{1.5}{0.8 \times 17.6} = 0.11 \text{ tf/cm}^2 < f_s$$

$$= 1.12 \text{ tf/cm}^2 \text{ ……………OK}$$

$f_s$ ：許容せん断応力度（中期）

#### (5) 根入れ長さの検討

自立山留め壁の根入れ長さの検討は、図-cの親杭の根入れ端部点0まわりのモーメントの釣合いを求めて行う。

主働側モーメント： $M_A = M_{a1} + M_{a2} (\text{tf}\cdot\text{m})$

$M_{a1}$ ：掘削部のモーメント =  $P_{a1} \times l_{a1} (\text{tf}\cdot\text{m})$

$M_{a2}$ ：根入れ部のモーメント =  $P_{a2} \times l_{a2} (\text{tf}\cdot\text{m})$

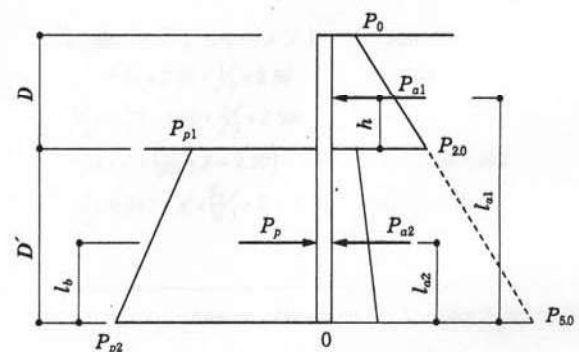


図-c 根入れ部のモーメント釣合い

主働側の側圧は、掘削部は親杭ピッチ分、根入れ部は杭幅  $B$  分負担する。

掘削部側圧の合力： $P_{a1}=1.5 \text{ tf}$

$P_{a1}$  の作用点の位置：

$$l_{a1} = h + D' = 0.8 + 3.0 = 3.8 \text{ m}$$

$$\therefore M_{a1} = P_{a1} \times l_{a1} = 1.5 \times 3.8 = 5.70 \text{ t}\cdot\text{m}$$

根入れ部側圧の合力：

$$P_{a2} = \frac{P_{2.0} + P_{5.0}}{2} \times D' \times B$$

$$= \frac{0.8 + 1.7}{2} \times 3.0 \times 0.2 = 0.75 \text{ tf}$$

$P_{a2}$  の作用点の位置：

$$l_{a2} = \frac{2P_{2.0} + P_{5.0}}{3(P_{2.0} + P_{5.0})} \times D'$$

$$= \frac{2 \times 0.8 + 1.7}{3(0.8 + 1.7)} \times 3.0 = 1.32 \text{ m}$$

$$\therefore M_{a2} = P_{a2} \times l_{a2} = 0.75 \times 1.32 = 0.99 \text{ tf/m}$$

$$\therefore M_A = M_{a1} + M_{a2} = 5.70 + 0.99 = 6.69 \text{ tf/m}$$

受働側モーメント： $M_p = p_p \times l_b$

受働土圧は、ランキン・レザール式により求める。

掘削底の受働土圧：

$$P_{p1} = (1.5 \times 0.0) \tan^2\left(45^\circ + \frac{2^\circ}{2}\right) + 2 \times 2.0$$

$$\times \tan\left(45^\circ + \frac{2^\circ}{2}\right) = 4.14 \text{ tf/m}^2$$

根入れ端部の受働土圧：

$$P_{p2} = (1.5 \times 3.0) \tan^2\left(45^\circ + \frac{2^\circ}{2}\right) + 2 \times 2.0$$

$$\times \tan\left(45^\circ + \frac{2^\circ}{2}\right) = 8.96 \text{ tf/m}^2$$

受働土圧の合力： $P_p$  は、杭幅の 2 倍： $2B$  見込む。

$$P_p = \frac{P_{p1} + P_{p2}}{2} \times D' \times 2B$$

$$= \frac{4.14 + 8.96}{2} \times 3.0 \times 2 \times 0.2 = 7.86 \text{ tf}$$

$P_p$  の作用点の位置：

$$l_b = \frac{2P_{p1} + P_{p2}}{3(P_{p1} + P_{p2})} \times D'$$

$$= \frac{2 \times 4.14 + 8.96}{3(4.14 + 8.96)} \times 3.0 = 1.31 \text{ m}$$

$$\therefore M_p = P_p \times l_b = 7.86 \times 1.31 = 10.29 \text{ tf/m}$$

モーメントの釣合いの安全率：

$$F_s = \frac{M_p}{M_A} = \frac{10.29}{6.69} = 1.53 > 1.2 \dots\dots\dots\text{OK}$$

ただし、通常根入れ長さは、 $\frac{2}{\beta} \sim \frac{\pi}{\beta}$  といわれており、特性長： $l$  の 2 倍以上とりたい。

$$2l = \frac{2}{\beta} = \frac{2}{0.0064} = 312 \text{ cm}$$

### (6) 横矢板の検討

横矢板は、図-d のとおり板厚  $d$  cm、幅 100 cm の単純梁として検討する。

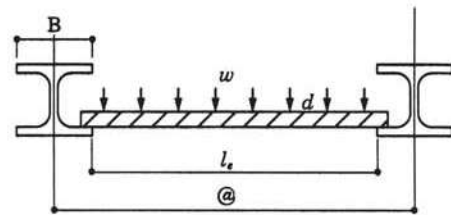


図-d 横矢板

掘削部の最大側圧：

$$P_{\max} = P_{2.0} = 0.8 \text{ tf/m}^2$$

$$w = P_{\max} \times 1.0 = 0.8 \text{ tf/m}$$

$$l_e = @ - B = 1.5 - 0.2 = 1.3 \text{ m}$$

横矢板にかかる応力は、次のとおりとなる。

曲げモーメント：

$$M = \frac{wl_e^2}{2} = \frac{0.8 \times 1.3^2}{2} = 0.169 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$= 16,900 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

せん断力：

$$Q = \frac{wl_e}{2} = \frac{0.8 \times 1.3}{2} = 0.52 \text{ tf} = 520 \text{ kgf}$$

以上より各応力度は、次のとおりとなる。

曲げ応力度：

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} \leq f_b \quad \dots\dots\dots (ア)$$

せん断応力度：

$$\tau = \frac{3Q}{2A} \leq f_s \quad \dots\dots\dots (イ)$$

横矢板 100 cm 当たりの断面性能，許容応力度は，

$$Z : \text{断面係数} = \frac{100 d^2}{6} \text{ cm}^3$$

$$A : \text{断面積} = 100 d \text{ cm}^2$$

$$f_b : \text{横矢板 (まつ材) の許容曲げ応力度 (短期)} \\ = 135 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_s : \text{横矢板 (まつ材) の許容せん断応力度 (短期)} \\ = 10.5 \text{ kgf/cm}^2$$

となり，(ア)・(イ) 式より

$$\frac{16,900}{\frac{100 d^2}{6}} \leq 135 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (ウ)$$

$$\frac{3 \times 520}{2 \times 100 d} \leq 10.5 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (エ)$$

$$\therefore \text{(ウ)式より } d \leq \sqrt{\frac{101,400}{13,500}} = 2.74 \text{ cm}$$

$$\text{(エ)式より } d \leq \frac{1,560}{2,100} = 0.74 \text{ cm}$$

となり，必要な板厚は 2.74 cm 以上である。

通常 5 mm ピッチで板厚が決まるため，この場合板厚を 3 cm とする。

## 2) 切梁 1 段の場合

### (1) 切梁の設計

図-e のような切梁配置で図-f の側圧分布に対する切梁 1 段の場合の検討を行う。

切梁・腹起し：H-300×300×10×15

断面係数： $Z_x = 1,150 \text{ cm}^3$

断面積： $A = 104.8 \text{ cm}^2$

断面 1 次半径： $i_y = 7.51 \text{ cm}$

(いずれもボルト穴の欠損を考慮)

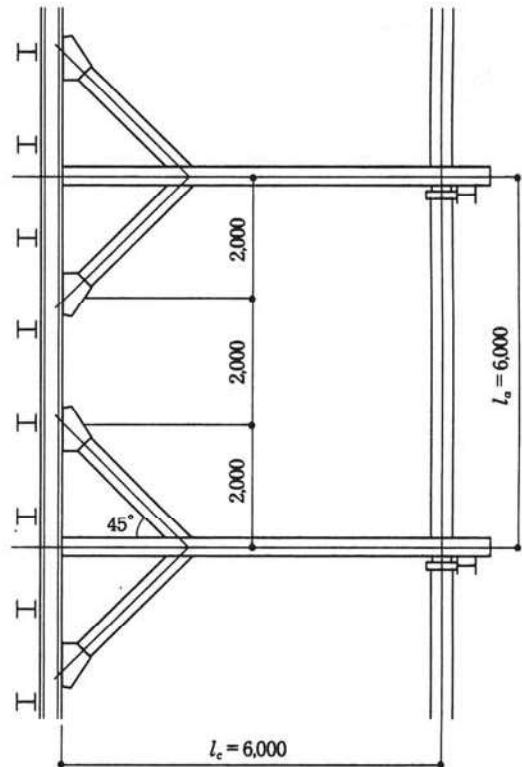


図-e 切梁配置

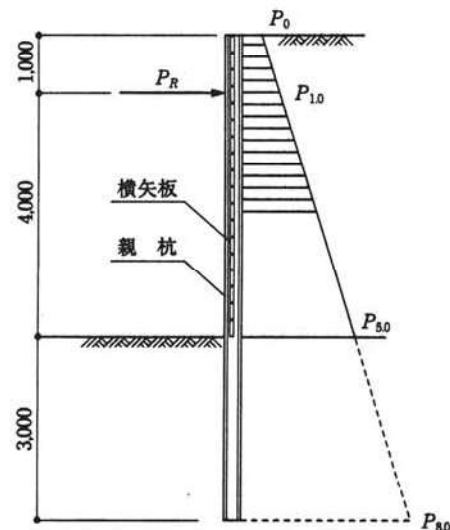


図-f 側圧分布

### (2) 切梁反力の算定

1/2 分担法で切梁にかかる反力を求める。土質は 1) と同じとすると掘削側，根入れ部の側圧は

$$P_0 = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times 0) = 0.2 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{1.0} = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times 1.0) = 0.5 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{s.o} = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times 5.0) = 1.7 \text{ tf/m}^2$$

$$P_{s.o} = 0.2 \times (1.0 + 1.5 \times 8.0) = 2.6 \text{ tf/m}^2$$

より、切梁反力： $P_R$  は、

$$P_R = \left( P_0 + \frac{P_{1.0} + P_{5.0}}{2} \right) \times \left( 1.0 + \frac{4.0}{2} \right) \\ = \left( 0.2 + \frac{0.5 + 1.7}{2} \right) \times 3.0 = 3.9 \text{ tf/m}$$

### (3) 応力の算定

腹起しにかかる応力は、次のとおりである。

最大曲げモーメント：

$$M_{1\max} = \frac{P_R \cdot l_b^2}{8} \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots(\text{ア})$$

最大せん断力：

$$Q_{\max} = \frac{P_R \cdot l_b}{8} \quad (\text{tf}) \quad \dots\dots\dots(\text{イ})$$

火打ち梁の角度が  $45^\circ$  より

$$l_b = \frac{6.0 + 2.0}{2} = 4.0 \text{ m}$$

となり、(ア) (イ) 式より

$$M_{1\max} = \frac{3.9 \times 4.0^2}{8} = 7.8 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$Q_{\max} = \frac{3.9 \times 4.0}{2} = 7.8 \text{ tf}$$

となる。

切梁にかかる応力は、次のとおりである。

最大曲げモーメント：

$$M_{2\max} = \frac{w \cdot l_c^2}{8} \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots(\text{ウ})$$

$w$ ：切梁自重+積載荷重=250 (kg/m)

$l_c$ ：切梁支点距離 (m)

軸力：

$$N = P_R \cdot l_a \quad (\text{tf}) \quad \dots\dots\dots(\text{エ})$$

$l_a$ ：切梁ピッチ (m)

(ウ)(エ)式より

$$M_{2\max} = \frac{0.25 \times 6.0^2}{8} = 1.13 \text{ tf/m}$$

$$N = 3.9 \times 6.0 = 23.4 \text{ tf}$$

### (4) 腹起しの検討

腹起しにかかる応力に対する応力度は、次のとおりである。

曲げ応力度：

$$\sigma_b = \frac{M_{1\max}}{Z_x} = \frac{780}{1,150} = 0.68 \text{ tf/cm}^2 \leq f_b = 2.0 \text{ tf/cm}^2$$

$f_b$ ：許容曲げ応力度 (中期) (tf/cm<sup>2</sup>)

せん断応力度：

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_w} = \frac{7.8}{1.5 \times 27.0} = 0.20 \text{ tf/cm}^2 \leq f_s \\ = 1.12 \text{ tf/cm}^2$$

$f_s$ ：許容せん断応力度 (中期) (tf/cm<sup>2</sup>)

### (5) 切梁の検討

切梁にかかる応力に対する応力度は、次のとおりである。

曲げ応力度：

$$\sigma_b = \frac{M_{2\max}}{Z_x} = \frac{113}{1,150} = 0.10 \text{ tf/cm}^2$$

圧縮応力度：

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{23.4}{104.8} = 0.23 \text{ tf/cm}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_b}{f_b} + \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{0.10}{2.0} + \frac{0.23}{2.0} = 0.17 < 1 \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

### (6) 棚杭の検討

棚杭にかかる軸力は、次のとおりである。

棚杭：H-300×300×10×15

$w_h = 0.094 \text{ t/m}$

軸力： $N = W_1 + W_2 + W_3$  (tf)

$W_1$ ：切梁重量+積載荷重= $w \times (l_a + l_c) = 0.25 \times (6.0 + 6.0) = 3.0 \text{ t}$

$W_2$ ：切梁軸力の鉛直分力= $0.02 \times P_R \times 2 l_a = 0.02 \times 3.9 \times 2 \times 6.0 = 0.94 \text{ tf}$

$W_3$ ：棚杭自重= $w_h \times l$

$l$ ：長さ=15 m とすると

$W_3 = 0.094 \times 15 = 1.41 \text{ t}$

$$\therefore N = 3.0 + 0.94 + 1.41 = 5.35 \text{ tf}$$

## 型枠の計算例

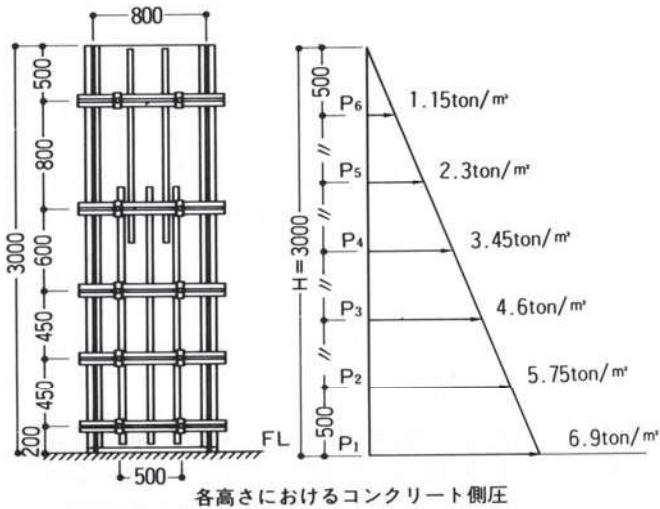
### 型わく材の強度の検討

#### ■ 柱の型わくの計算

図に示すような独立柱の型わくについての検討例を示す。

型わくの条件

- ① コンクリート打ち込み高  $H=3m$
- ② コンクリートの比重 (普通)  $p=2.3\text{ton/m}^3$
- ③ 打ち込みに要する時間  $T=15$  分 (20 分以内であるので気温に  
関係ない)
- ④ 型わくのせき板: 型わく用合板  $900\text{mm} \times 1800\text{mm}$ 、  
厚さ  $12\text{mm}$  使用
- ⑤ ばた材: (内外とも) 丸パイプばた  $\phi 48.6\text{mm} \times 2.4\text{mm}$



各高さにおけるコンクリート側圧

#### ■ 柱型枠の計算例

(1) 内ばた間隔の検討

せき板 (合板) の許容応力度は繊維方向と直角の縦方向である。

$$\begin{aligned} \text{許容曲げ応力度} \quad fb &= 120\text{kg/cm}^2 \\ \text{ヤング係数} \quad E &= 2.5 \times 10^4 \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

● 柱の下部と上部にわけて検討すると、下部のFLより50cmまでは、

$$\text{平均側圧} P = \frac{6.9 + 5.75}{2} = 6.3\text{t/m}^2 \rightarrow 0.63\text{kg/cm}^2$$

$$\text{荷重} w = 0.63\text{kg/cm}^2 \times 50\text{cm} = 31.5\text{kg/cm}$$

$$\text{断面二次モーメント} I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \times (1.2)^3}{12} = 7.2\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数} Z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{50 \times (1.2)^2}{6} = 12\text{cm}^3$$

$$M = \frac{w \cdot \ell^2}{8}, M = fb \cdot Z \text{ より } \ell_1 = \sqrt{\frac{8 \cdot fb \cdot Z}{w}} = \sqrt{\frac{8 \times 120 \times 12}{31.5}} = 19\text{cm}$$

$$\delta c = \frac{5 \cdot w \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I} \text{ より } \ell_2 = \sqrt[4]{\frac{\delta c \cdot 384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot w}}$$

$\delta c = 0.3\text{cm}$ におさえると

$$\ell_2 = \sqrt[4]{\frac{0.3 \times 384 \times 2.5 \times 10^4 \times 7.2}{5 \times 31.5}} = 19\text{cm}$$

したがって、 $\ell_1 = \ell_2$ 内ばた間隔を割付を20cm以内とする。

● 柱上部について検討する

$$P = 2.3\text{t/m}^2 \rightarrow 0.23\text{kg/cm}^2$$

$$\text{荷重} 0.23\text{kg/cm}^2 \times 50\text{cm} = 11.5\text{kg/cm}$$

$$\ell_1 = \sqrt{\frac{8 \cdot fb \cdot Z}{w}} = \sqrt{\frac{8 \times 120 \times 12}{11.5}} = 31.6\text{cm}$$

$$\ell_2 = \sqrt[4]{\frac{\delta c \cdot 384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot w}} = \sqrt[4]{\frac{0.3 \times 384 \times 2.5 \times 10^4 \times 7.2}{5 \times 11.5}} = 24.7\text{cm}$$

$\ell_1 > \ell_2$ したがって内ばたの間隔は高さ2m以上の間は24cm以内とする。

(2) 外ばた間隔の検討

内ばた材は丸パイプ  $48.6 \times 2.4\text{t}$  SKT - 51を用いる。連続梁として計算する。

$$\text{平均側圧} \quad P = 6.3\text{t/m}^2 \quad \text{内ばた間隔} \quad 20\text{cm}$$

$$\text{荷重} \quad \omega = 0.63 \times 20 = 12.6\text{kg/cm}$$

$$\text{丸パイプ断面係数} \quad Z = 3.83\text{cm}^3 \quad I = 9.32\text{cm}^4$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad fb = 1900\text{kg/cm}^2 \quad E = 2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$$

$$M = \frac{\omega \cdot \ell_1^2}{10}, M = fb \cdot Z \text{ より}$$

$$\ell_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot fb \cdot Z}{\omega}} = \sqrt{\frac{10 \times 2200 \times 3.83}{12.6}} = 76\text{cm}$$

$$\delta c = \frac{\omega \cdot \ell_2^4}{384 \cdot E \cdot I} \text{ より } \ell_2 = \sqrt[4]{\frac{\delta c \cdot 128 \cdot E \cdot I}{\omega}} \delta c = 0.3\text{cm} \text{ とすると、}$$

$$\ell_2 = \sqrt[4]{\frac{0.3 \times 128 \times 2.1 \times 10^6 \times 9.31}{12.6}} = 88\text{cm}$$

$\ell_1 < \ell_2$ となる。したがって  $\ell_1 = 76\text{cm}$  以内とする。

(3) 丸セパレーター の検討 ( $w = 5/16$ )

$$\text{丸セパの張引許容荷重} \quad 1400\text{kg/本} \quad \text{側圧} \quad P = 6.3\text{t/m}^2$$

$$\text{内ばた間隔} \quad 50\text{cm}$$

$$\text{(支持面積)} \quad A = \frac{1.4\text{t}}{6.3\text{t/m}^2} = 0.22\text{m}^2$$

$$\text{丸セパ高さ方向} \quad h = \frac{0.22\text{m}^2}{0.5\text{m}} = 0.44\text{m} \rightarrow 44\text{cm} \text{ 以内に配置する}$$

#### ■ 床版型枠の計算例

厚さ12cmのコンクリートスラブの型枠検討する。

(1) せき板の検討

合板  $12 \times 60 \times 180\text{cm}$  を使用

合板にかかる荷重

$$\text{コンクリート荷重} \quad 2.4\text{t/m}^2 \times 0.12 = 288\text{kg/m}^2$$

$$\text{型枠荷重} \quad = 20\text{kg/m}^2$$

$$\text{動荷重} \quad = 250\text{kg/m}^2$$

$$\text{合計} = 558\text{kg/m}^2 \div 560\text{kg/m}^2 = 0.056\text{kg/cm}^2$$

$$\omega = 0.056 \times 60 = 3.36\text{kg/cm}$$

$$Z = \frac{60 \times (1.2)^2}{6} = 14.4\text{cm}^3 \quad I = \frac{60(1.2)^3}{12} = 8.64\text{cm}^4$$

$$E = 7 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$$

$$fb = 160\text{kg/cm}^2 \text{ (スパン方向と木目が平行の場合)}$$

根太間隔を45cmと仮定

$$M = \frac{3.36 \times (45)^2}{8} = 850\text{kg} \cdot \text{cm}$$

$$\delta b = \frac{M}{Z} = \frac{850}{14.4} = 59 < 160\text{kg/cm}^2$$

$$\delta c = \frac{5 \cdot \omega \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 3.36 \times (45)^4}{384 \times 7 \times 10^4 \times 8.64} = 0.29\text{cm} \quad \delta \leq 0.3$$

(2) 根太の検討

丸パイプ  $48.6\phi \times 2.4\text{t}$  (STK - 51) を使用

大引材の間隔を90cmと仮定

$$\omega = 0.056 \times 45 = 2.52\text{kg/cm}$$

$$Z = 38.3\text{cm}^3 \quad I = 9.32\text{cm}^4 \quad E = 2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$$

$$fb = 2200\text{kg/cm}^2$$

$$M = \frac{2.52 \times (90)^2}{8} = 2551\text{kg} \cdot \text{cm}$$

$$\delta b = \frac{2551}{3.83} = 666 < 2200\text{kg/cm}^2$$

$$\delta c = \frac{\omega \cdot \ell^4}{128 \cdot E \cdot I} = \frac{2.52 \times (90)^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 9.32} = 0.06 < 0.3\text{cm}$$