

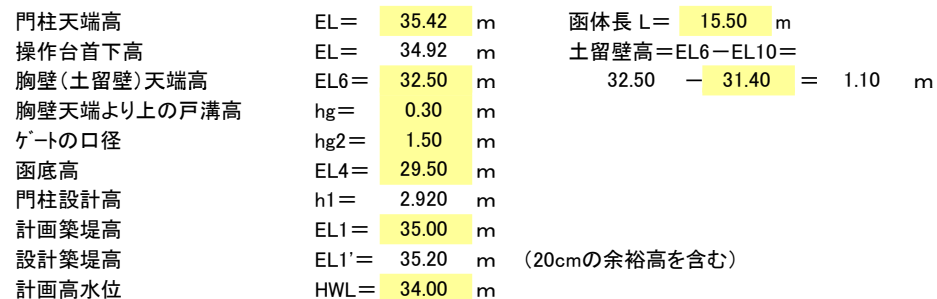
Excelで解く樋門設計

第4章 門柱の設計

[「スタートメニュー」に戻る](#)

入力および計算結果

【構造図入力】



計画築堤高(余裕高0.2mを含む)EL1' = 35.20 m < 設計天端高 = 35.42 m ... OK

記号	寸法(m)	記号	寸法(m)	記号	寸法(m)
B1	2.800	t1	0.500	H1	2.920
b2	1.500	t2	0.650	h2	0.150
b3	1.200	t3	0.000	h3	0.150
b4	0.800	t4	0.400	L3	1.180
b5	0.400	t5	0.250	wbb	1.600
b6	0.750	t6	0.220	hg1(戸当たり高)	0.300
b7	0.700	t7	0.280	hg2(口径)	1.500
b8	0.250	B	2.650	Gv4L(ゲート荷重位置)	1.564
b9	0.300				

4-3

第4章 門柱の設計

入 力 デ ー タ

【設計条件】

1) 単位体積重量

・鉄筋コンクリート $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

2) 荷重

・雪荷重 q_w =分布荷重 w_u ×設計積雪深 $h_u = 3.50 \text{ KN/m}^3 \times 1.00 = 3.50 \text{ KN/m}^2$
(設計積雪深 $h_u = 1.00 \text{ m}$)

・風荷重 $w_p = 3.00 \text{ KN/m}^2$

・ゲート自重(扉体) $w_g = 9.23 \text{ KN}$

・開閉機自重 $w_m = 2.75 \text{ KN}$

・管理橋反力(死+活)(アンカーボルト1本当たり) $R_{d+l} = 6.39 \text{ KN/本}$

・管理橋反力(死)(アンカーボルト1本当たり) $R_d = 6.39 \text{ KN/本}$

・戸当り部コンクリート重量 $w_{to} = 1.838 \text{ KN/m}$

$w_{to} = t_5 \cdot b_9 \cdot \gamma_c = 0.250 \times 0.300 \times 24.50 = 1.838 \text{ KN/m}$

・開閉機およびゲート自重等によるスラブ反力 $P_1 = 22.75 \text{ KN}$

・上屋重量 $w_{ko} = 0 \text{ KN}$

・設計水平震度 $k_h = 0.20$

・温度変化(上昇時) $T_1 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$

・温度変化(下降時) $T_2 = -15 \text{ }^\circ\text{C}$

・線熱膨張係数 $\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} \text{ }^\circ/\text{C}$

・コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

・鉄筋とコンクリートの弾性係数比(断面力および応力度の計算) $n = 15$

3) 許容応力度

常時				常時+温度荷重				常時+風荷重			
割増係 数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係 数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係 数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
1.00	8.0	160.0	0.39	1.15	9.2	184.0	0.44	1.25	10.0	200.0	0.48
常時+風荷重+温度荷重				地震時				地震時+温度荷重			
割増係 数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係 数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係 数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
1.35	10.8	216.0	0.52	1.50	12.0	300.0	0.58	1.65	13.2	300.0	0.64

※ 1. 許容応力度(単位:N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

τ_{al} : コンクリートの許容せん断応力度

4) 鉄筋のかぶり

柱 $d' = 0.12 \text{ m}$

操作台 $d' = 0.07 \text{ m}$

5) 構造計算

門柱横方向 : 函体頂版(土留壁)に固定された門形ラーメン構造とし、「たわみ角法」により解析

門柱縦方向 : 函体頂版(土留壁)に固定された「片持ち梁」として解析

【設計計算の検討ケース】

・ 門柱横方向の設計

荷重ケース1 : 常時

荷重ケース2 : 常時+温度荷重+15 $^\circ\text{C}$

荷重ケース3 : 常時+温度荷重-15 $^\circ\text{C}$

荷重ケース4 : 常時+風荷重

荷重ケース5 : 常時+風荷重+温度荷重+15 $^\circ\text{C}$

荷重ケース6 : 常時+風荷重+温度荷重-15 $^\circ\text{C}$

荷重ケース7 : 地震時

荷重ケース8 : 地震時+温度荷重+15 $^\circ\text{C}$

荷重ケース9 : 地震時+温度荷重-15 $^\circ\text{C}$

・ 門柱縦方向の設計

荷重ケース1 : 常時

荷重ケース2 : 常時+風荷重

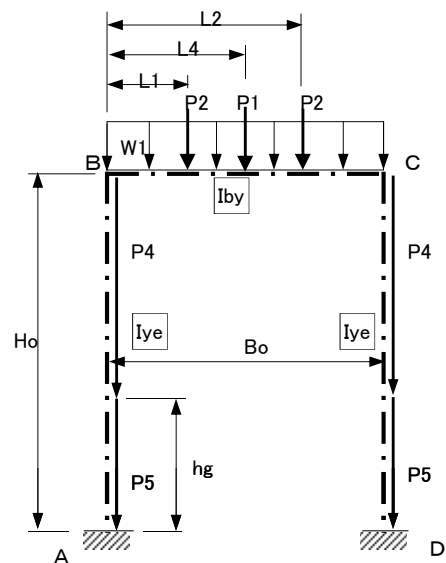
荷重ケース3 : 地震時

このケースで断面力を求め、これを許容応力度の割増係数で除して常時の換算値とし、換算値が最大となるケースで門柱縦方向の応力度の検討をおこなう。

なお、ケース1～3における温度荷重のケースについては、荷重についてはケース1～3と同じ値を用いることから、許容応力度の割増分だけ応力度の検討が過小となるため検討から除外する。

【門柱横方向の荷重】

(荷重ケース1:常時)

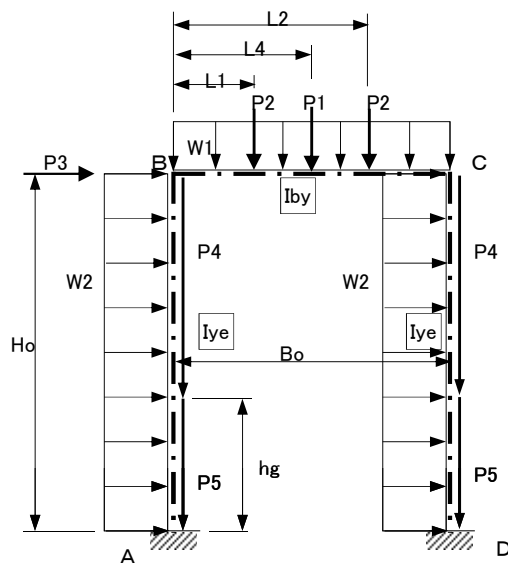


Ho=	2.670	m	L1=	0.554	m
Bo=	2.288	m	L2=	1.734	m
W1=	50.148	KN/m	L4=	1.144	m
W2=	0.000	KN/m	Iye=	0.01567	m ⁴
P1=	22.750	KN	Iby=	0.01250	m ⁴
P2=	6.390	KN/m	α =	0.931	
P3=	0.000	KN	Ae=	0.580	m ²
P4=	14.210	KN/m	Ab=	1.294	m ²
P5=	16.048	KN/m	hg=	0.300	m
			Ec=	2.45×10^7	KN/m ²
			ε =	1.00×10^{-5}	°/C

ケース2 : 常時+温度荷重(+15°)

ケース3 : 常時+温度荷重(-15°)

(荷重ケース4:常時+風荷重)

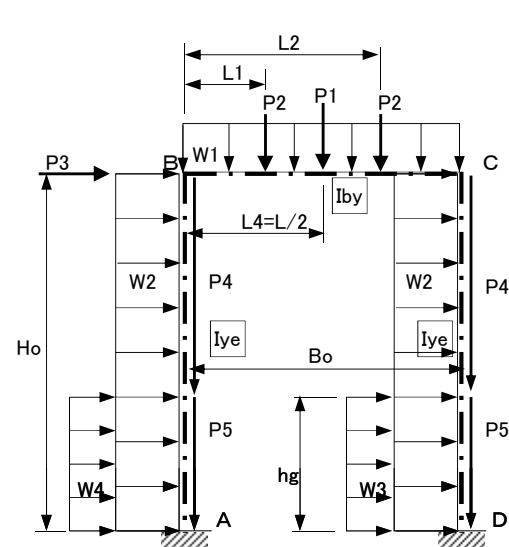


Ho=	2.670	m	L1=	0.554	m
Bo=	2.288	m	L2=	1.734	m
W1=	50.148	KN/m	L4=	1.144	m
W2=	3.600	KN/m	Iye=	0.01567	m ⁴
P1=	22.750	KN	Iby=	0.01250	m ⁴
P2=	6.390	KN/m	α =	0.931	
P3=	3.975	KN	Ae=	0.580	m ²
P4=	14.210	KN/m	Ab=	1.294	m ²
P5=	16.048	KN/m	hg=	0.300	m
			Ec=	2.45×10^7	KN/m ²
			ε =	1.00×10^{-5}	°/C

ケース5 : 常時+風荷重+温度荷重(+15°)

ケース6 : 常時+風荷重+温度荷重(-15°)

(ケース7:地震時)



Ho=	2.670	m	L1=	0.554	m
Bo=	2.288	m	L2=	1.734	m
hg2=	1.500	m	L4=	1.144	m
W1=	50.148	KN/m	Iye=	0.01567	m ⁴
W2=	2.842	KN/m	Iby=	0.01250	m ⁴
W3=	1.598	KN/m	α =	0.931	
W4=	0.368	KN/m	Ae=	0.580	m ²
P1=	11.980	KN	Ab=	1.294	m ²
P2=	6.390	KN/m	hg=	0.300	m
P3=	20.860	KN	hg2=	2.370	m
P4=	14.210	KN/m	Ec=	2.45×10^7	KN/m ²
P5=	16.048	KN/m	ε =	1.00×10^{-5}	°/C

ケース8 : 地震時+温度荷重(+15°)

ケース9 : 地震時+温度荷重(-15°)

第4章 門柱の設計

設計計算結果

【門柱横方向の断面力の計算結果】

部材	項目	ケース1			ケース2			ケース3			ケース4			ケース5			ケース6		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
柱	設計断面力	21.199	11.910	113.627	47.124	32.184	113.627	25.924	8.364	113.627	27.077	23.509	118.765	59.384	43.783	118.765	38.185	19.964	118.765
	許容応力度の割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	21.199	11.910	113.627	40.977	27.986	98.806	22.543	7.273	98.806	21.662	18.807	95.012	43.988	32.432	87.974	28.285	14.788	87.974
操作台	設計断面力	28.169	75.135	11.910	38.807	75.135	32.184	45.777	75.135	8.364	28.169	80.273	13.897	44.685	80.273	34.171	45.777	80.273	6.377
	許容応力度の割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	28.169	75.135	11.910	33.745	65.335	27.986	39.806	65.335	7.273	22.535	64.218	11.118	33.100	59.461	25.312	33.909	59.461	4.724

部材	項目	ケース7			ケース8			ケース9		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
柱	設計断面力	33.772	29.225	121.069	69.444	49.499	121.070	50.298	27.675	121.070
	許容応力度の割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	22.515	19.483	80.713	42.087	29.999	73.376	30.484	16.773	73.376
操作台	設計断面力	33.772	82.577	21.157	51.380	82.577	41.431	42.186	82.577	0.883
	許容応力度の割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	22.515	55.051	14.105	31.139	50.047	25.110	25.567	50.047	0.535

※ 1. 表の上段は計算値、中断は許容応力度の割増係数、下段は許容応力度の割増係数で除した常時の換算値。

応力度の検討に用いる設計断面力の抽出

部材	項目	断面力の最大値(常時)			断面力の最大値(地震時)			断面力の最大値(常時、地震時)		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
柱	常時の換算値	43.988	32.432	87.974	42.087	29.999	73.376	43.988	32.432	87.974
	許容応力度の割増係数	1.35	1.35	1.35	1.65	1.65	1.65	1.35	1.35	1.35
	設計断面力	59.384	43.783	118.765	69.444	49.499	121.070	59.380	43.780	118.765
	ケース番号	ケース5	ケース5	ケース5	ケース8	ケース8	ケース8	ケース5	ケース5	ケース5
操作台	常時の換算値	39.806	75.135	7.273	31.139	55.051	25.110	39.806	75.135	7.273
	許容応力度の割増係数	1.15	1.00	1.15	1.65	1.50	1.65	1.15	1.00	1.15
	設計断面力	45.777	75.135	8.364	51.380	82.577	41.431	45.777	75.135	8.364
	ケース番号	ケース3	ケース1	ケース3	ケース8	ケース7	ケース8	ケース3	ケース1	ケース3

※ 1. 断面力の抽出は「常時の換算値」でおこなった。

第4章 門柱の設計

設計計算結果

【門柱横方向の断面力】

・ 柱

荷重ケース	柱部材	曲げモーメントM(KN・m)		せん断力S(KN)		軸力N(KN)		許容応力度(N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース5	全体	1.000	59.384	1.000	43.783	1.000	118.765	10.8	216.0	0.52
	柱Ⅰ	0.682	40.500	0.448	19.615	0.448	53.207			
	柱Ⅱ	0.318	18.884	0.552	24.168	0.552	65.558	割増係数 $\alpha = 1.35$		

※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

- ・ 柱部材(軸力を考慮する)

ケース5 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 0.00

・ 操作台

荷重ケース	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)	許容応力度(N/mm ²)			
				割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース3	25.924	8.364	113.627	1.15	9.2	184.0	0.44

※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

- ・ 操作台部材(軸力を考慮しない)

ケース3 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 0.00

・ 断面力図

(ケース3)

曲げモーメント	せん断力	軸力
MA = -25.924 KN・m	SA = 8.364 KN	NA = 113.626 KN
MB = -3.591 KN・m	SBA = 8.364 KN	NBA = 75.134 KN
MC = -3.591 KN・m	SBC = 75.134 KN	NBC = 8.364 KN
MD = 25.924 KN・m	SCB = -75.135 KN	NCD = 75.135 KN
MO = 45.777 KN・m	SCD = -8.364 KN	ND = 113.627 KN
	SD = -8.364 KN	

(ケース5)

曲げモーメント	せん断力	軸力
MA = 34.863 KN・m	SA = -20.584 KN	NA = 108.488 KN
MB = -32.929 KN・m	SBA = -30.196 KN	NBA = 69.996 KN
MC = -44.685 KN・m	SBC = 69.996 KN	NBC = 34.171 KN
MD = -59.384 KN・m	SCB = -80.273 KN	NCD = 80.273 KN
MO = 10.561 KN・m	SCD = 34.171 KN	ND = 118.765 KN
	SD = 43.783 KN	

第4章 門柱の設計

入 カ デ ー タ

【門柱横方向応力度の検討】

鉄筋入力と係数K、Cの計算

① 柱Ⅰ(軸力を考慮する)

- 荷重 ケース5 ... 荷重状態 : 常時+風荷重+温度荷重(+15℃)

荷重ケースの選定根拠 ... 常時換算値の曲げモーメントが最大

- 応力度の検討

配筋の仮定値 $D 13 \times 2$ 本 $-A_s = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$

複鉄筋長方形断面の計算に用いる係数K、Cの計算(試行計算)

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	K値	C値
0.190	15	0.00097	0.18462	1.17104	1.19352	1.17104	×		
0.191	15	0.00097	0.18462	1.17104	1.17351	1.17104	×		
0.192	15	0.00097	0.18462	1.17104	1.15435	1.17104	○	0.192	0.049

K = 0.192

C = 0.049

- 必要鉄筋量の検討

(σ_c'の試行計算)

σ _c 'の仮定値	計算値	目標値	結果
3.1	-21.311	0	×
3.2	-7.691	0	×
3.3	6.536	0	○

 $D 22 \times 2$ 本 $-A_s = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 594.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

- 配筋の決定

 $D 22 \times 2$ 本 $-A_s = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 594.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

② 柱Ⅱ(軸力を考慮する)

- 荷重 ケース5 ... 荷重状態 : 常時+風荷重+温度荷重(+15℃)

荷重ケースの選定根拠 ... 常時換算値の曲げモーメントが最大

配筋の仮定値 $D 13 \times 4$ 本 $-A_s = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2$

複鉄筋長方形断面の計算に用いる係数K、Cの計算(試行計算)

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	K値	C値
0.256	15	0.00158	0.30000	0.72013	0.73029	0.72013	×		
0.257	15	0.00158	0.30000	0.72013	0.72440	0.72013	×		
0.258	15	0.00158	0.30000	0.72013	0.71866	0.72013	○	0.258	0.085

K = 0.258

C = 0.085

- 必要鉄筋量の検討

(σ_c'の試行計算)

σ _c 'の仮定値	計算値	目標値	結果
3.7	-31.746	0	×
3.8	-15.516	0	×
3.9	1.351	0	○

 $D 13 \times 4$ 本 $-A_s = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 430.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

- 配筋の決定

 $D 22 \times 4$ 本 $-A_s = 3.871 \times 4 = 1548.4 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 430.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

③ 操作台 ... 軸力を考慮しない

- 荷重 ケース3 ... 荷重状態 : 0.00

荷重ケースの選定根拠 ... 常時換算値の曲げモーメントが最大

配筋の仮定値 $D 13 \times 6$ 本 $-A_s = 1.267 \times 6 = 760.2 \text{ mm}^2$

- 必要鉄筋量の検討

(σ_c'の試行計算)

σ _c 'の仮定値	計算値	目標値	結果
2.4	-15.079	0	×
2.5	-6.108	0	×
2.6	3.369	0	○

 $D 13 \times 6$ 本 $-A_s = 1.267 \times 6 = 760.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 637.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

- 配筋の決定

 $D 13 \times 6$ 本 $-A_s = 760.2 \text{ mm}^2$

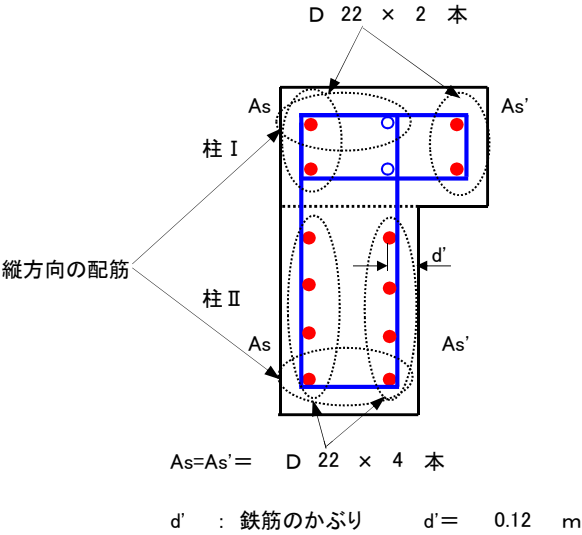
設計計算結果

【門柱横方向応力度の検討】

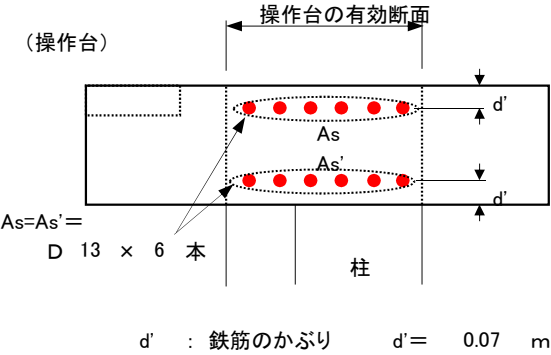
① 柱 …… 軸力を考慮する

項目	符号	単位	ケース5						操作台 荷重ケース : ケース3		
			常時換算値の曲げモーメントが最大						常時換算値の曲げモーメントが最大		
			柱Ⅰ			柱Ⅱ			操作台		
			許容値	計算値	照査	許容値	柱Ⅱ	照査	許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m		40.500			18.884		—	25.924	—
せん断力	S	KN		19.615			24.168		—	8.364	—
軸力	N	KN		53.207			65.558		—	113.627	—
幅	b	m		0.40			0.80		—	1.20	—
高さ	h	m		0.65			0.40		—	0.50	—
かぶり	d'	m		0.12			0.12		—	0.07	—
有効高	d	m		0.53			0.28		—	0.43	—
配筋				D 13 × 2			D 13 × 4		—	D 13 × 6	—
鉄筋量	As	cm ²		2.534			5.068		—	7.602	—
鉄筋比	P			2.534			5.068		—	0.00147	—
偏心量	e	m		0.00097			0.00158		—	0.1866	—
係数	K			0.761178			0.288050		—	0.9349	—
〃	c			0.192			0.258		—		—
〃	j								—	0.0899	—
〃	Lc								—	0.0014	—
〃	Ls								—		—
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	10.8	4.2	○	10.8	2.4	○	9.2	1.3	○
鉄筋の引張応力度	σ_s	N/mm ²	216.0	204.5	○	216.0	61.7	○	184.0	83.5	○
コンクリートのせん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.52	0.09	○	0.52	0.11	○	0.44	0.02	○
許容応力度の割増係数	α		1.35						1.15		
必要鉄筋量の検討	配筋	cm ²	D 22 × 2			D 13 × 4			D 13 × 6		
	As'	cm ²	5.945	7.742	○	4.304	5.068	○	6.374	7.602	○
縦方向の鉄筋径		mm	D 16			D 16					
配筋計画			D 22 × 2			D 22 × 4			D 13 × 6		

(柱)



(操作台)



第4章 門柱の設計

設計計算結果

【門柱縦方向の計算】

・断面力の集計

荷重ケース	状態	割増係数	断面力(柱2本)			検討ケース	設計断面力(柱1本)		
			曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)		曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)
ケース1	常時	1.00	18.725	0	214.20		9.363	0.000	107.101
ケース2	常時+風荷重	1.25	41.723	15.056	214.20		20.862	7.528	107.101
			33.378	12.045	171.361				
ケース3	地震時	1.50	107.248	40.48	214.20	○	53.624	20.241	107.101
			71.499	26.987	142.801				

- ※ 1. 断面力(柱2本)の上段は計算値、下段は割増係数で除した常時の換算値。
2. 設計断面力(柱1本)は、断面力の計算値を1/2した値である。
3. 応力度の検討に用いる設計断面力の決定

荷重ケース	状態	設計断面力(柱1本)			許容応力度(N/mm ²)			
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース3	地震時	53.624	20.241	107.101	1.50	12.0	300.0	0.58

・鉄筋入力と係数K、Cの計算

設計部材 : 柱(軸力を考慮する)

荷重 ケース3 ... 荷重状態 : 地震時

荷重ケースの選定根拠 ... 常時換算値の曲げモーメントが最大

配筋の仮定値 $D \ 13 \times 2$ 本 $-A_s = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$

複鉄筋長方形断面の計算に用いる係数K、Cの計算(試行計算)

Kの仮定値	n	P	$a=d'/h$	e/h	計算値	条件値	結果	K値	C値
0.382	15	0.00053	0.10000	0.41724	0.41829	0.41724	×		
0.383	15	0.00053	0.10000	0.41724	0.41761	0.41724	×		
0.384	15	0.00053	0.10000	0.41724	0.41694	0.41724	○	0.384	0.187

「 $0.20 \leq K < 1.0$ 」の条件から次に決定する。

$K = 0.384$

$C = 0.187$

・必要鉄筋量の検討

(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
3.2	-23.533	0	×
3.3	-4.004	0	×
3.4	16.309	0	○

$D \ 16 \times 2$ 本 $-A_s = 1.986 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 354.6 \text{ mm}^2$

・配筋の決定

$D \ 22 \times 2$ 本 $-A_s = 774.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 354.6 \text{ mm}^2$... OK

【門柱縦方向応力度の検討】

・設計部材 : 柱(軸力を考慮する)

項目	符号	単位	荷重ケース : ケース3 (地震時)		
			許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m	—	53.624	—
せん断力	S	KN	—	20.241	—
軸力	N	KN	—	107.101	—
幅	b	m	—	0.40	—
高さ	h	m	—	1.20	—
かぶり	d'	m	—	0.12	—
有効高	d	m	—	1.08	—
配筋			—	D 13 × 2	—
鉄筋量	As	cm ²	—	2.534	—
鉄筋比	P		—	0.00053	—
偏心量	e	m	—	0.500686	—
係数	K		—	0.384	—
〃	c		—	0.187	—
〃	j		—		—
〃	Lc		—		—
〃	Ls		—		—
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	12.0	1.2	○
鉄筋の引張応力度	σ_s	N/mm ²	300.0	24.2	○
コンクリートのせん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.58	0.05	○
許容応力度の割増係数	α		1.50		
必要鉄筋量	配筋		D 16 × 2		
	鉄筋量	As'	cm ²	3.546	3.972
横方向の鉄筋径		mm	D 22 × 0		
配筋の決定			D 22 × 2		

※ 1. 検討した荷重ケース

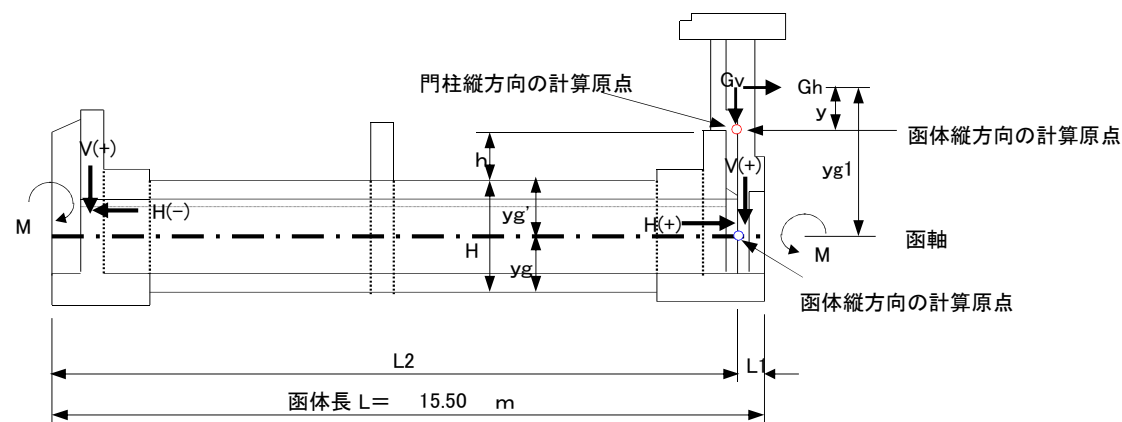
ケース1	常時
ケース2	常時+風荷重
ケース3	地震時

2. 選定した荷重ケース

・ ケース3 : 地震時

【函体縦方向の計算に用いる門柱荷重】

函体縦方向の計算における門柱荷重は、計算原点(函体つけ根)から函軸へシフトさせた断面力を用いる。



$$yg1 = y + h + yg' = 1.527 + 1.100 + 1.229 = 3.856 \text{ m}$$

ここに、

$$y = 1.527 \text{ m}$$

$$h = 1.100 \text{ m}$$

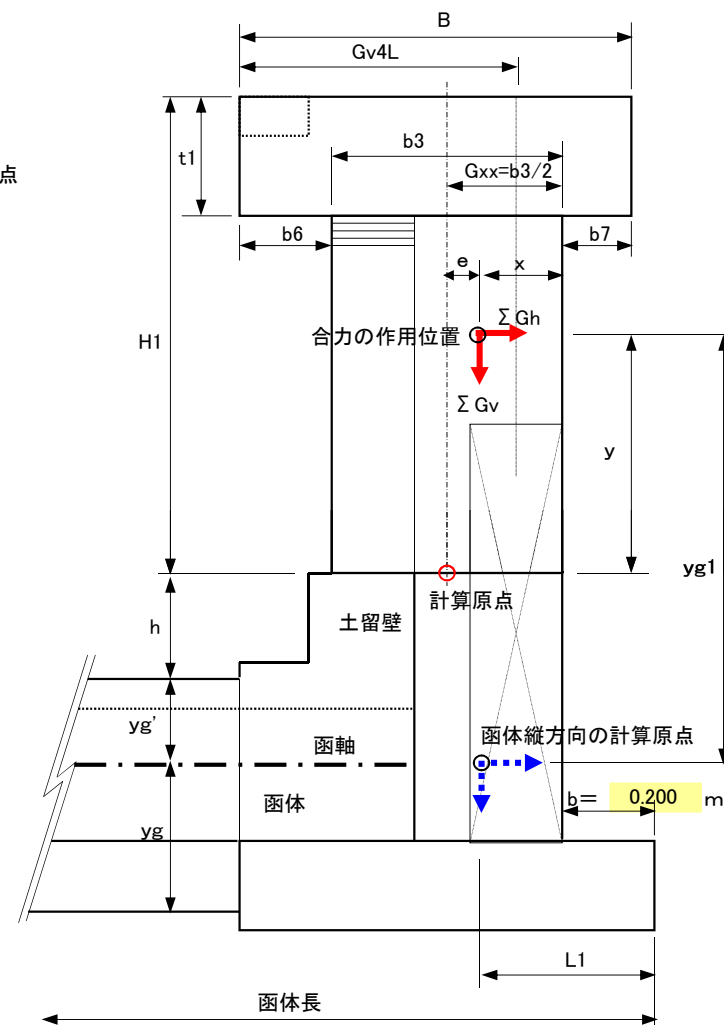
$$yg' = 1.229 \text{ m}$$

$$yg = 1.171 \text{ m}$$

$$H = 2.400 \text{ m}$$

(函軸へシフトさせた断面力の集計)

項目			計算原点		函軸		作用位置L2(m)	
項目	符号	単位	常時+風荷重	地震時	常時+風荷重	地震時	常時+風荷重	地震時
鉛直荷重	V	KN	214.201	214.201	214.201	214.201	14.613	14.613
水平荷重	H	KN	15.056	40.481	15.056	40.481	14.613	14.613
曲げモーメント	M	KN・m	41.723	88.523	39.331	164.087	14.613	14.613



※ 計算で、水平荷重Ghは川表側から作用させているが、函体縦方向の計算では断面力が最大となるケースを考慮し、川裏側から作用させる。

設 計 計 算

4-1. 門柱の設計

門柱横方向の計算は胸壁天端に固定された「門形ラーメン」とし、結合部に節点回転角、柱部材に部材回転角を与えた「たわみ角法」で計算する。

4-1-1. 門柱の構造

1) 門柱の構造図

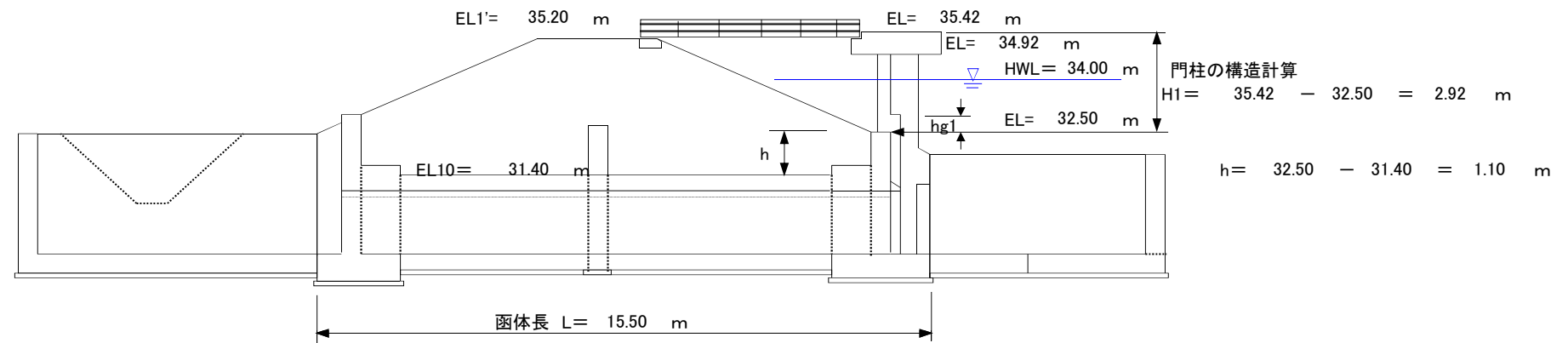


図 4.1.1 樋門工一般図

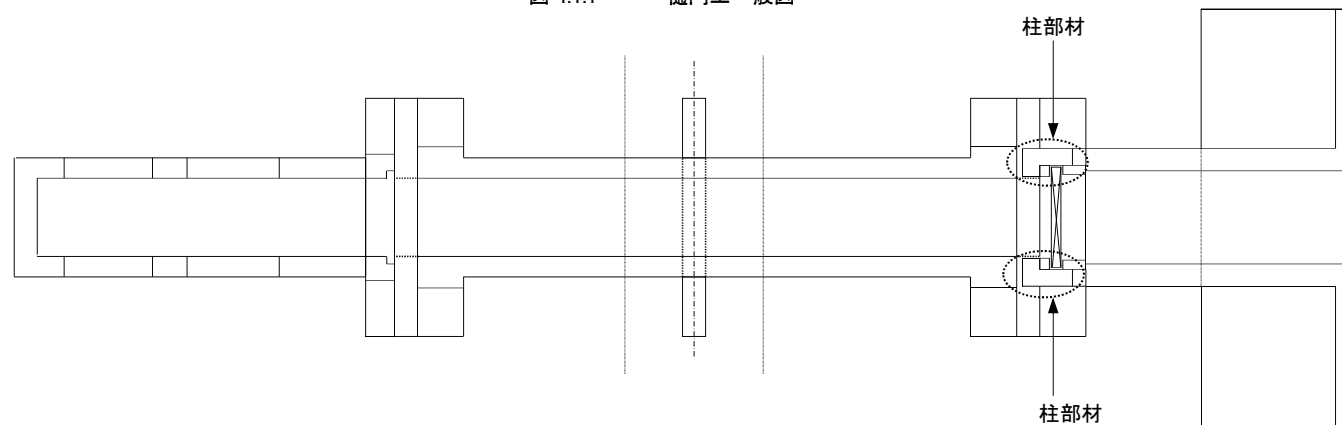
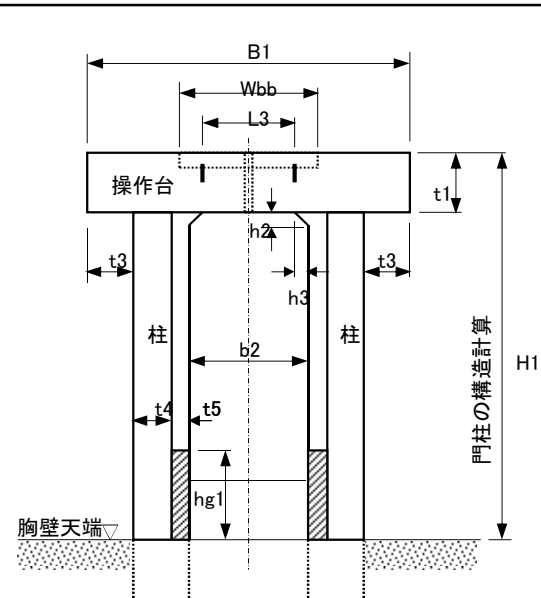
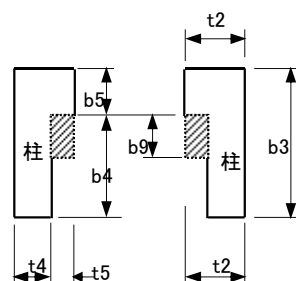
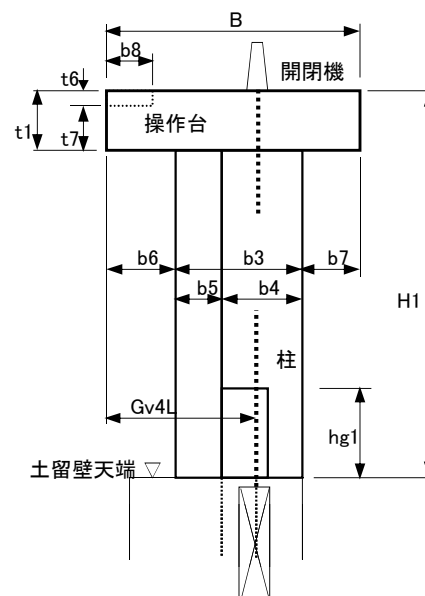


図 4.1.2 樋門工一般図



2) 門柱の断面形状



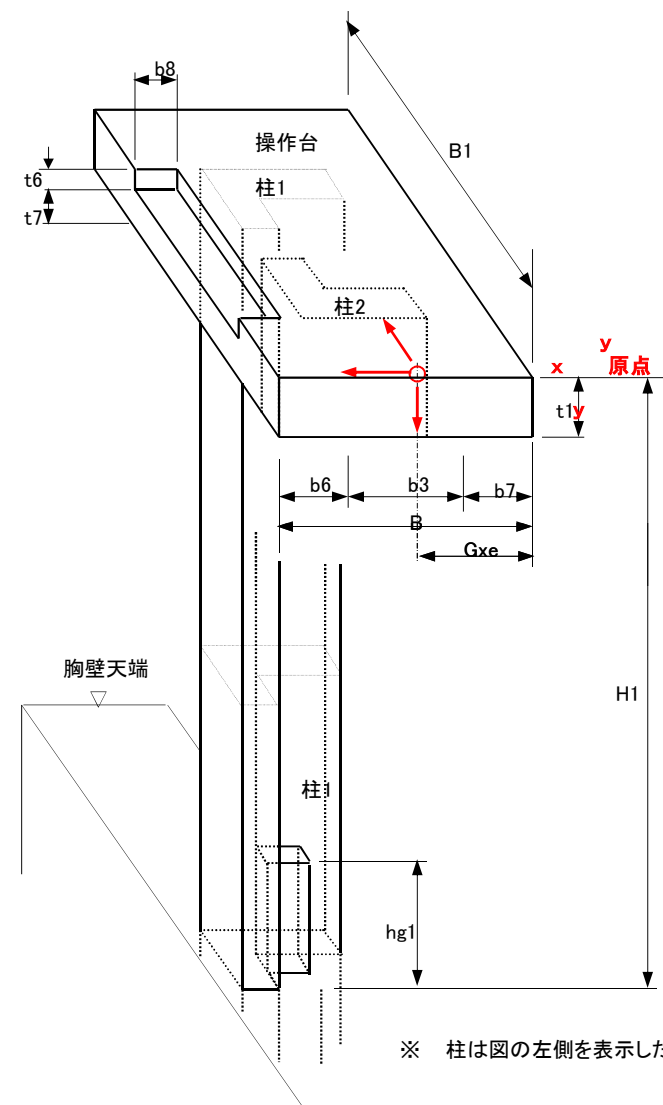
断面形状の諸元

記号	寸法(m)	記号	寸法(m)	記号	寸法(m)
B1	2.800	t1	0.500	H1	2.920
b2	1.500	t2	0.650	h2	0.150
b3	1.200	t3	0.000	h3	0.150
b4	0.800	t4	0.400	L3	1.180
b5	0.400	t5	0.250	wbb	1.600
b6	0.750	t6	0.220	hg1(戸当たり高)	0.300
b7	0.700	t7	0.280	hg2(口径)	1.500
b8	0.250	B	2.650	Gv4L(ゲート荷重位置)	1.564
b9	0.300				

- ※ 1. 戸溝高hg1は、金物取付部の胸壁天端よりの高さ。
 2. L3は、管理橋反力(アンカーボルト2本の間隔)。
 3. 「柱Ⅱ」にハンチを設ける場合は「門柱縦方向の計算」参照。

図 4.1.3

門柱の断面形状



※ 柱は図の左側を表示した。

図 4.1.4

門柱の投影図

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 門柱横方向の設計

門柱横方向の断面力は以下のケースで求める。

- 荷重ケース1 : 常時
荷重ケース2 : 常時+温度荷重+15℃
荷重ケース3 : 常時+温度荷重-15℃
荷重ケース4 : 常時+風荷重
荷重ケース5 : 常時+風荷重+温度荷重+15℃
荷重ケース6 : 常時+風荷重+温度荷重-15℃
荷重ケース7 : 地震時
荷重ケース8 : 地震時+温度荷重+15℃
荷重ケース9 : 地震時+温度荷重-15℃

このケースで断面力を求め、これを許容応力度の割増係数で除して常時の換算値とし、換算値が最大となるケースで門柱横方向の応力度の検討をおこなう。

4-1-2. 設計条件

1) 単位体積重量

・ 鉄筋コンクリート $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

2) 荷重

- ・ 雪荷重 $q_w = \text{分布荷重 } w_u \times \text{設計積雪深 } h_u = 3.50 \text{ KN/m}^3 \times 1.00 = 3.50 \text{ KN/m}^2$ (設計積雪深 $h_u = 1.00 \text{ m}$)
・ 風荷重 $w_p = 3.00 \text{ KN/m}^2$
・ ゲート自重(扉体) $w_g = 9.23 \text{ KN}$ (ゲートの設計より)
・ 開閉機自重 $w_m = 2.75 \text{ KN}$
・ 管理橋反力(死+活)(アンカーボルト1本当たり) $R_{d+l} = 6.39 \text{ KN/本}$ (管理橋の設計より)
・ 管理橋反力(死)(アンカーボルト1本当たり) $R_d = 6.39 \text{ KN/本}$ (管理橋の設計より)
・ 戸当り部コンクリート重量 $w_{to} = 1.838 \text{ KN/m}$
 $w_{to} = t_5 \cdot b_9 \cdot \gamma_c = 0.250 \times 0.300 \times 24.50 = 1.838 \text{ KN/m}$
・ 開閉機およびゲート自重等によるスラブ反力 $P_1 = 22.75 \text{ KN}$ (ゲートの設計より)
・ 上屋重量 $w_{ko} = 0.00 \text{ KN}$ (本設計では上屋は設けない)
・ 設計水平震度 $k_h = 0.20$
・ 温度変化(上昇時) $T_1 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$
・ 温度変化(下降時) $T_2 = -15 \text{ }^\circ\text{C}$
・ 線熱膨張係数 $\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5}$
・ コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15.00$ (断面力および応力度の計算)

3) 許容応力度

表 4.1.1 許容応力度の割増係数と割増した許容応力度(N/mm²)

常時				常時+温度荷重				常時+風荷重			
割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
1.00	8.0	160.0	0.39	1.15	9.2	184.0	0.44	1.25	10.0	200.0	0.48
常時+風荷重+温度荷重				地震時				地震時+温度荷重			
割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
1.35	10.8	216.0	0.52	1.50	12.0	300.0	0.58	1.65	13.2	300.0	0.64

※ 1. 許容応力度

- σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度
 τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度

4) 鉄筋のかぶり

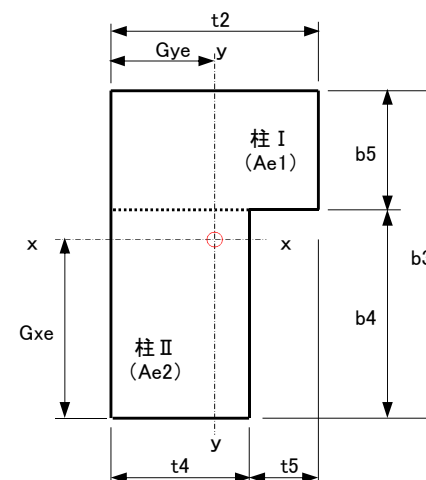
柱 $d' = 0.12 \text{ m}$
操作台 $d' = 0.07 \text{ m}$

5) 構造計算

「たわみ角法」による門形ラーメン解析

4-2. 門柱横方向の設計

4-2-1. 柱断面の諸定数の計算



ここに、

b3=	1.200	m
b4=	0.800	m
b5=	0.400	m
t2=	0.650	m
t4=	0.400	m
t5=	0.250	m

① 面積

$$Ae1 = t2 \times b5 = 0.65 \times 0.40 = 0.260 \text{ m}^2 \text{ (I 部分)}$$

$$Ae2 = t4 \times b4 = 0.40 \times 0.80 = 0.320 \text{ m}^2 \text{ (II 部分)}$$

$$Ae = Ae1 + Ae2 = 0.260 + 0.320 = 0.580 \text{ m}^2 \text{ (全 体)}$$

② 図心

$$Gxe = \frac{Ae1(b4 + 1/2 \cdot b5) + Ae2 \cdot 1/2 \cdot b4}{Ae}$$

$$= \frac{0.260 \times (0.80 + 1/2 \times 0.40) + 0.320 \times 1/2 \times 0.80}{0.580} = 0.669 \text{ m}$$

$$Gye = \frac{Ae1 \cdot 1/2 \cdot t2 + Ae2 \cdot 1/2 \cdot t4}{Ae} = \frac{0.260 \times 1/2 \times 0.65 + 0.320 \times 1/2 \times 0.40}{0.580} = 0.256 \text{ m}$$

③ 断面二次モーメント

・ 断面 I の y 方向に対して

$$I_{ye1} = \frac{b5 \cdot t2^3}{12} = \frac{0.40 \times 0.65^3}{12} = 0.00915 \text{ m}^4$$

・ 断面 II の y 方向に対して

$$I_{ye2} = \frac{b4 \cdot t4^3}{12} = \frac{0.80 \times 0.40^3}{12} = 0.00427 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I_y = I_{ye1} + I_{ye2} = 0.00915 + 0.00427 = 0.01342 \text{ m}^4$$

以上によりy軸、x軸に対する断面二次モーメントは次のようになる。

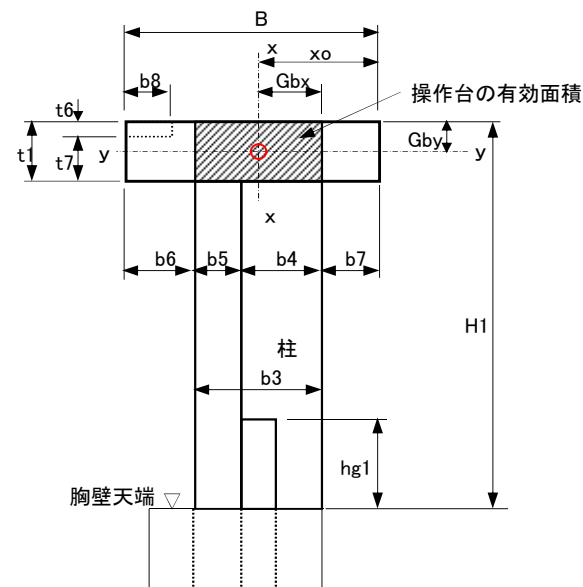
・ y軸に対して

$$\begin{aligned}
 I_{ye} &= I_{ye1} + I_{ye2} + Ae1 \left(\frac{t2}{2} \right)^2 + Ae2 \left(\frac{t4}{2} \right)^2 - Ae \cdot Gye^2 \\
 &= 0.00915 + 0.00427 + 0.260 \times \left(\frac{0.65}{2} \right)^2 + 0.320 \times \left(\frac{0.40}{2} \right)^2 - 0.580 \times 0.256^2 \\
 &= 0.01567 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

・ x軸に対して

$$\begin{aligned}
 I_{xe} &= \frac{t2}{12} \cdot b5^3 + \frac{t4}{12} \cdot b4^3 + Ae1(b4 + 1/2 \cdot b5 - Gxe)^2 + Ae2(Gxe - 1/2 \cdot b4)^2 \\
 &= \frac{0.65}{12} \times 0.40^3 + \frac{0.40}{12} \times 0.80^3 + 0.260 \times (0.80 + 1/2 \times 0.40 - 0.669)^2 + 0.320 \times (0.669 - 1/2 \times 0.80)^2 = 0.07217 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

4-2-2. 操作台断面の諸定数の計算



操作台には管理橋を受ける切り欠きを設けるため、その部分を差し引いて換算する。

① 面積

$$A_b = B \cdot t_1 - b_8 \cdot t_6 \cdot \frac{w_{bb}}{B_1} = 2.650 \times 0.500 - 0.250 \times 0.220 \times \frac{1.600}{2.800} = 1.294 \text{ m}^2$$

ここに、

$$B = 2.650 \text{ m}, b_8 = 0.250 \text{ m}, w_{bb} = 1.600 \text{ m}$$

$$t_1 = 0.500 \text{ m}, t_6 = 0.220 \text{ m}, B_1 = 2.800 \text{ m}$$

② 操作台の体積

$$\begin{aligned} V_s &= B \cdot t_1 \cdot B_1 - b_8 \cdot t_6 \cdot w_{bb} + h_3 \cdot h_2 \cdot b_5 \\ &= 2.650 \times 0.500 \times 2.800 - 0.250 \times 0.220 \times 1.600 + 0.150 \times 0.150 \times 0.400 \\ &= 3.631 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

ここに、

$$h_2 = 0.150 \text{ m}, h_3 = 0.150 \text{ m}, b_5 = 0.400 \text{ m}$$

③ 断面二次モーメント

断面二次モーメントは有効断面(斜線部)に対して求める。

$$I_{by} = \frac{b_3 \cdot t_1^3}{12} = \frac{1.200 \times 0.500^3}{12} = 0.01250 \text{ m}^4$$

ここに、

$$b_3 = 1.200 \text{ m}$$

④ 重心位置(柱断面の前端に対して)

・ x方向

(体積の計算)

$$V1 = B \cdot B1 \cdot t1 = 2.650 \times 2.800 \times 0.500 = 3.710 \text{ m}^3$$

$$V2 = t6 \cdot b8 \cdot wbb = 0.220 \times 0.250 \times 1.600 = 0.088 \text{ m}^3$$

$$\Sigma V = V1 - V2 = 3.710 - 0.088 = 3.622 \text{ m}^3$$

(重心位置の計算: 操作台前端O点に対して)

$$xv1 = B/2 = 2.650 / 2 = 1.325 \text{ m}$$

$$xv2 = B - b8/2 = 2.650 - 0.250 / 2 = 2.525 \text{ m}$$

(操作台の重心位置Xoの計算: O点に対して)

$$x_o = \frac{V1 \cdot xv1 - V2 \cdot xv2}{\Sigma V} = \frac{3.710 \times 1.325 - 0.088 \times 2.525}{3.622} = 1.296 \text{ m}$$

(柱前端からの距離Gbxの計算)

$$Gbx = x - b7 = 1.296 - 0.700 = 0.596 \text{ m}$$

・ y方向

(体積の計算)

$$V1 = 3.710 \text{ m}^3$$

$$V2 = 0.088 \text{ m}^3$$

$$\Sigma V = 3.622 \text{ m}^3$$

(重心位置の計算: 操作台下面に対して)

$$yv1 = t1/2 = 0.500 / 2 = 0.250 \text{ m}$$

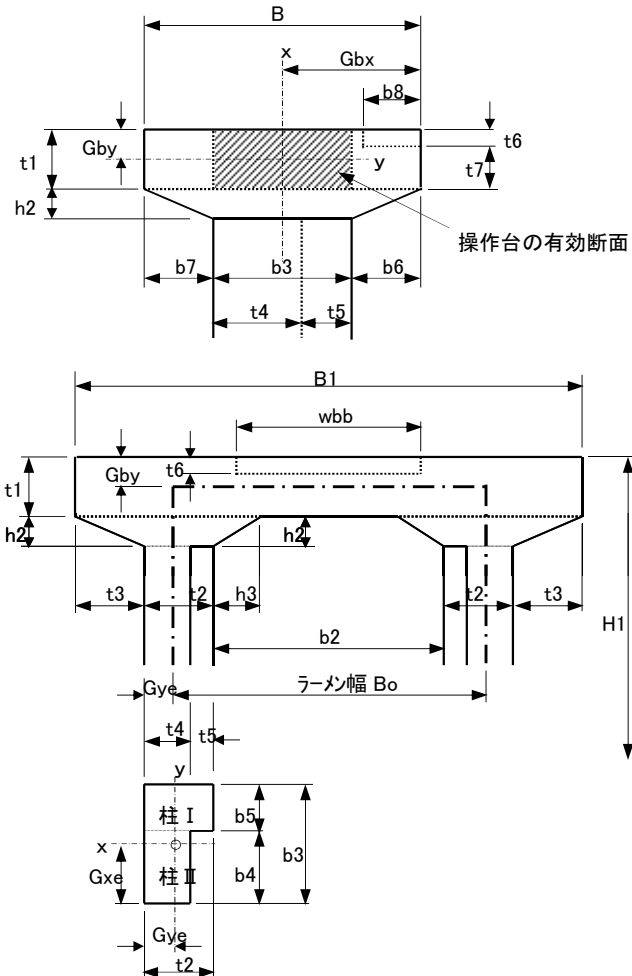
$$yv2 = t1 - t6/2 = 0.500 - 0.220 / 2 = 0.390 \text{ m}$$

(操作台の重心位置ybの計算: 下面に対して)

$$y_b = \frac{V1 \cdot yv1 - V2 \cdot yv2}{\Sigma V} = \frac{3.710 \times 0.250 - 0.088 \times 0.390}{3.622} = 0.247 \text{ m}$$

(操作台上面からの距離Gbyの計算)

$$Gby = t1 - y_b = 0.500 - 0.247 = 0.253 \text{ m}$$



【参考資料】

・ 操作台下面にハンチのある場合のラーメン寸法の計算

(断面形状の諸元)

記号	寸法(m)	記号	寸法(m)	記号	寸法(m)
B1	2.800	t1	0.500	H1	2.920
b2	1.500	t2	0.650	h2	0.150
b3	1.200	t3	0.000	h3	0.150
b4	0.800	t4	0.400	L3	1.180
b5	0.400	t5	0.250	wbb	1.600
b6	0.750	t6	0.220	hg1(戸当たり高)	0.300
b7	0.700	t7	0.280	hg2(口径)	1.500
b8	0.250	B	2.650	Gv4L(ゲート荷重位置)	1.564
b9	0.300				

(1) 操作台

操作台には管理橋を受ける切り欠きを設けるため、その部分を差し引いて換算する。

① 面積

$$Ab = B \cdot t1 - b8 \cdot t6 \cdot \frac{wbb}{B1} = 2.650 \times 0.500 - 0.250 \times 0.220 \times \frac{1.600}{2.800} = 1.294 \text{ m}^2$$

ここに、

$$B = 2.650 \text{ m}, b8 = 0.250 \text{ m}, wbb = 1.600 \text{ m}$$

$$t1 = 0.500 \text{ m}, t6 = 0.220 \text{ m}, B1 = 2.800 \text{ m}$$

② 操作台の体積(ハンチを考慮)

$$\begin{aligned} Vs &= B \cdot t1 \cdot B1 - b8 \cdot t6 \cdot wbb + h2/3 \cdot \{B \cdot ha1 + (ha1 + t2) \cdot (B + b3) + t2 \cdot b3\} \\ &= 2.650 \times 0.500 \times 2.800 - 0.250 \times 0.220 \times 1.600 + 0.150 / 3 \times \{ 2.650 \times 0.950 + \\ &\quad (0.950 + 0.650) \times (2.650 + 1.200) + 0.650 \times 1.200 \} = 4.095 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

ここに、

$$ha1 = t2 + 2 \cdot h2 = 0.650 + 2 \times 0.150 = 0.950 \text{ m}$$

$$t2 = 0.650 \text{ m}, h2 = 0.150 \text{ m}$$

$$t3 = 0.000 \text{ m}, b3 = 1.200 \text{ m}$$

③ 断面二次モーメント

断面二次モーメントは有効断面(斜線部)に対して求める。

$$I_{by} = \frac{b3 \cdot t1^3}{12} = \frac{1.200 \times 0.500^3}{12} = 0.01250 \text{ m}^4$$

④ 重心位置

$$Gbx = B/2 = 2.650 / 2 = 1.325 \text{ m}$$

$$Gby = t1/2 = 0.500 / 2 = 0.250 \text{ m}$$

(2) 柱

$$G_{xe} = 0.669 \text{ m}$$

$$G_{ye} = 0.256 \text{ m}$$

(3) ラーメン寸法

・ ラーメンの高さ

$$H_o = H_1 - G_{by} = 2.920 - 0.250 = 2.670 \text{ m}$$

ここに、

$$H_1 = 2.920 \text{ m}$$

・ ラーメンの幅

$$B_o = b_2 + 2 \cdot (t_2 - G_{ye}) = 1.500 + 2 \times (0.650 - 0.256) = 2.288 \text{ m}$$

ここに、

$$H_1 = 2.920 \text{ m}$$

$$G_{by} = 0.253 \text{ m}$$

$$t_3 = 0.000 \text{ m}$$

$$G_{ye} = 0.256 \text{ m}$$

$$G_{by}' = t_1 / 2 = 0.500 / 2 = 0.250 \text{ m}$$

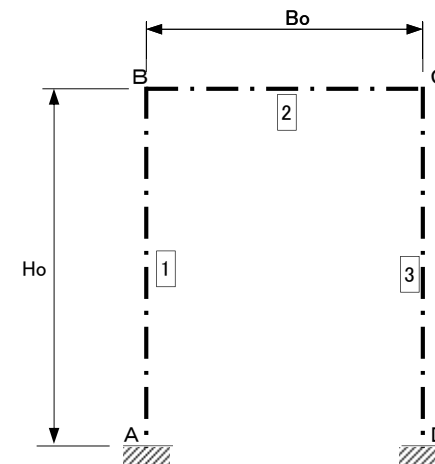


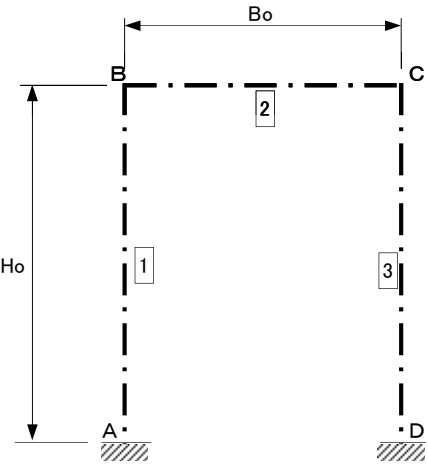
図 4.2.1 ラーメン解析モデル

4-2-3. 断面諸定数の集計

表 4.2.1 断面諸定数の集計

項目			柱			操作台	備考
項目	符号	単位	I	II	全体		
面積	Ae、Ab	m ²	0.260	0.320	0.580	1.294	操作台の符号は「Ab」
体積	Vs	m ³				3.631	
図心	Gxe	m	0.669				x方向に対して
	Gye	m	0.256				y方向に対して
	Gbx	m				0.596	x方向に対して
	Gby	m				0.253	y方向に対して
断面二次モーメント	Iye	m ⁴	0.00915	0.00427	0.01567		
	Ixe	m ⁴			0.07217		
	Iby	m ⁴				0.01250	

・ ラーメンの寸法



ラーメン寸法

・ ラーメンの高さ

$$H_o = H_1 - G_{by}' = 2.920 - 0.250 = 2.670 \text{ m}$$

ここに、

$$H_1 = 2.920 \text{ m}$$

$$G_{by}' = t_1 / 2 = 0.500 / 2 = 0.250 \text{ m}$$

・ ラーメンの幅

$$B_o = b_2 + 2 \cdot (t_2 - G_{ye}) = 1.500 + 2 \times (0.650 - 0.256) = 2.288 \text{ m}$$

ここに、

$$b_2 = 1.500 \text{ m}$$

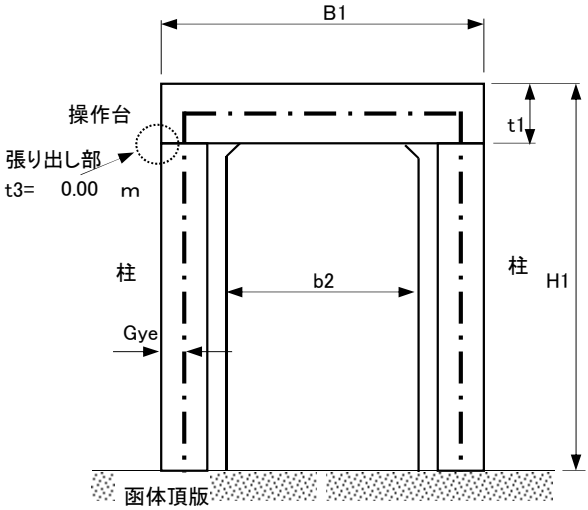
$$t_2 = 0.650 \text{ m}$$

$$G_{ye} = 0.256 \text{ m}$$

図 4.2.1 ラーメン解析モデル

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



【メモ】

- ・ 操作台の張り出し部が大きい場合

操作台上に屋や動力装置を設置する場合、操作台面積をこれに合わせて大きくする必要がある。この場合、張り出し部(t3)が大きい場合は柱の軸線を支点とした連続梁の計算が必要である。

本設計は中小河川の樋門を対象とし、操作台上には巻上げ機程度があることを前提としており、張り出しの程度を微小と考え張り出し部の断面力については考慮しないこととした。

「設計マニュアル(樋門編)」参照

設計計算

4-3. 横方向の構造計算

4-3-1. ラーメン解析の基本事項

1) ラーメン解析モデル

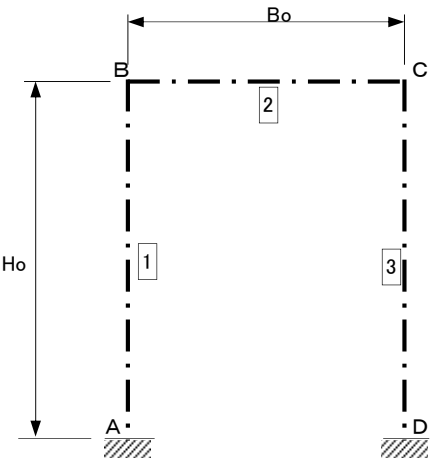


図 4.3.1 ラーメン解析モデル

- ・ ラーメンの高さ $H_o = 2.670 \text{ m}$
- ・ ラーメンの幅 $B_o = 2.288 \text{ m}$

横方向の設計は、胸壁天端に固定された門形ラーメンとして解析を行うが、ラーメンの解析については、ボックスカルバートと同様に「たわみ角法」で行うものとする。

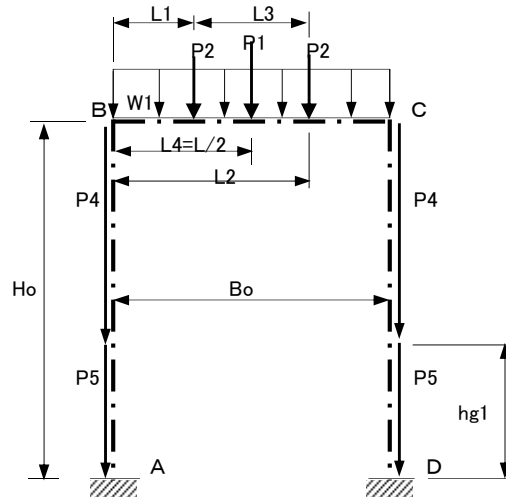
また、柱部材を基準部材とすると、操作台に対する剛比(α)は次のようになる。

$$\alpha = \frac{I_{by} \cdot H_o}{I_{ye} \cdot B_o} = \frac{0.01250 \times 2.670}{0.01567 \times 2.288} = 0.9309$$

2) ラーメン解析の荷重ケース

表 4.3.1 ラーメン解析の荷重ケース

荷重ケース	荷重状態	許容応力度の割増
荷重ケース1	常時	1.00
荷重ケース2	常時+温度荷重(+15℃)	1.15
荷重ケース3	常時+温度荷重(-15℃)	1.15
荷重ケース4	常時+風荷重	1.25
荷重ケース5	常時+風荷重+温度荷重(+15℃)	1.35
荷重ケース6	常時+風荷重+温度荷重(-15℃)	1.35
荷重ケース7	地震時	1.50
荷重ケース8	地震時+温度荷重(+15℃)	1.65
荷重ケース9	地震時+温度荷重(-15℃)	1.65



The diagram shows a rectangular frame with nodes A (bottom-left), B (top-left), C (top-right), and D (bottom-right). The total height is H_o and the total width is B_o . The frame is subjected to the following loads and dimensions:

- Horizontal loads:** P_3 acts to the right at node B. P_4 acts to the right on the vertical members BC and CD. P_5 acts to the right at nodes A and D.
- Vertical loads:** P_1 acts downwards at the center of the top beam BC. P_2 acts downwards at the ends of the top beam BC. P_5 acts downwards at nodes A and D.
- Dimensions:**
 - L_1 and L_3 are horizontal distances from the left end of beam BC to the points of application of P_2 and P_1 , respectively.
 - L_2 is the horizontal distance from the left end of beam BC to the point of application of P_4 on the left vertical member.
 - $L_4 = L/2$ is the horizontal distance from the left end of beam BC to the point of application of P_5 at node A.
 - hg_1 is the height of the right vertical member CD.
- Other labels:** W_1 and W_2 are labels near the top and middle of the left vertical member AB, respectively.

図 4.3.2 常時の荷重図

(1) 荷重項の計算

1) 「常時」の荷重項

R_{OCD}= 0

R_{CD} : C-D部材を単純梁と仮定した場合のC点の反力

$$R_{OCD} = -\frac{H_o}{2} \cdot W2$$

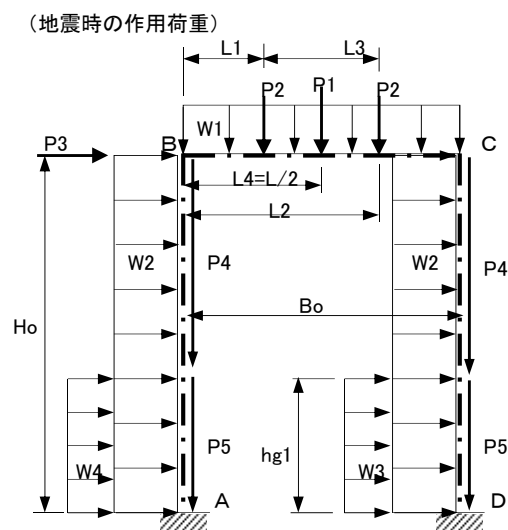


図 4.3.3 地震時の荷重図

3) 地震時の荷重項(風荷重なし)

$$C_{AB} = \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W4 \cdot hg1^2}{12 \cdot Ho^2} \cdot (3 \cdot hg1^2 - 8hg1 \cdot Ho + 6 \cdot Ho^2)$$

$$C_{BA} = \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W4 \cdot hg1^3}{12 \cdot Ho^2} \cdot (4 \cdot Ho - 3 \cdot hg1)$$

$$C_{BC} = \frac{W1}{12} \cdot Bo^2 + \frac{P1}{8} \cdot Bo + \frac{P2 \cdot L1}{Bo} \cdot (Bo - L1)$$

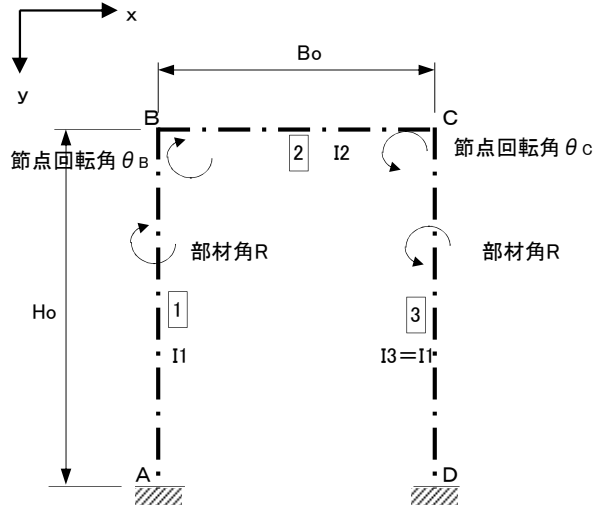
$$C_{CB} = C_{BC}$$

$$C_{CD} = - \left\{ \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W3 \cdot hg1^3}{12 \cdot Ho^2} \cdot (4 \cdot Ho - 3 \cdot hg1) \right\}$$

$$C_{DC} = - \left\{ \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W3 \cdot hg1^2}{12 \cdot Ho^2} \cdot (3 \cdot hg1^2 - 8 \cdot hg1 \cdot Ho + 6 \cdot Ho^2) \right\}$$

$$R_{OBA} = P3 + \frac{Ho}{2} \cdot W2 + \frac{W4}{2 \cdot Ho} \cdot hg1^2$$

$$R_{OCD} = - \left(\frac{Ho}{2} \cdot W2 + \frac{W3}{2 \cdot Ho} \cdot hg1^2 \right)$$



$$K1 = \frac{I1}{Ho} = \frac{I_{ye}}{Ho} = \frac{0.01567}{2.670} = 0.00587 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$K2 = \frac{I2}{Bo} = \frac{I_{by}}{Bo} = \frac{0.01250}{2.288} = 0.00546 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\alpha = \frac{K1}{K2} = \frac{I_{by} \cdot Ho}{I_{ye} \cdot Bo} = \frac{0.01250 \times 2.670}{0.01567 \times 2.288} = 0.9309$$

4-3-3. 曲げモーメントの計算

左図の門型ラーメンに任意の荷重が作用する場合、 $M_A \neq M_D$ 、 $M_B \neq M_C$ 、 $\theta_B \neq \theta_C$ であり、部材A～B、C～Dに部材角Rが生じる。したがって、節点角 θ_B 、 θ_C 、Rの3個が未知数となり、これを求めるための接点方程式および平衡方程式は以下のようになる。

1) 接点方程式

$$\begin{aligned} M_{AB} &= (\theta_B - 3R) - C_{AB} \\ M_{BA} &= (2\theta_B - 3R) + C_{BA} \\ M_{BC} &= \alpha(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} \\ M_{CB} &= \alpha(\theta_B + 2\theta_C) + C_{CB} \\ M_{CD} &= (2\theta_C - 3R) - C_{CD} \\ M_{DC} &= (\theta_C - 3R) + C_{DC} \end{aligned}$$

2) 平衡方程式

・ B節点平衡方程式

$$M_{BA} + M_{BC} = 0 = 2\theta_B - 3R + C_{BA} + \alpha(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} = 2(1 + \alpha)\theta_B + \alpha \cdot \theta_C - 3R + C_{BA} - C_{BC}$$

・ C節点平衡方程式

$$M_{CB} + M_{CD} = 0 = \alpha(\theta_B + 2\theta_C) + C_{CB} + 2\theta_C - 3R - C_{CD} = \alpha \cdot \theta_B + 2(1 + \alpha)\theta_C - 3R + C_{CB} - C_{CD}$$

・ 層方程式

垂直部材(柱)A～B、C～Dに生じる部材角Rについて式を立てると、

$$\begin{aligned} M_{AB} + M_{BA} + M_{CD} + M_{DC} + (R_{ODA} - R_{OCD}) \cdot Ho &= 0 \\ &= \theta_B - 3R + 2\theta_B - 3R + 2\theta_C - 3R - C_{AB} + C_{BA} - C_{CD} + C_{DC} + (R_{ODA} - R_{OCD}) \cdot Ho \\ &= 3\theta_B + 3\theta_C - 12R - C_{AB} + C_{BA} - C_{CD} + C_{DC} + (R_{ODA} - R_{OCD}) \cdot Ho \end{aligned}$$

以上から、非対称荷重を受ける門形ラーメンでは、平衡方程式に対するマトリクス表示は次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 2(1 + \alpha) & \alpha & -3 \\ \alpha & 2(1 + \alpha) & -3 \\ 3 & 3 & -12 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{BC} - C_{BA} \\ C_{CD} - C_{CB} \\ C_{AB} + C_{CD} - C_{BA} - C_{DC} - (R_{ODA} - R_{OCD}) \cdot Ho \end{pmatrix}$$

ここに、

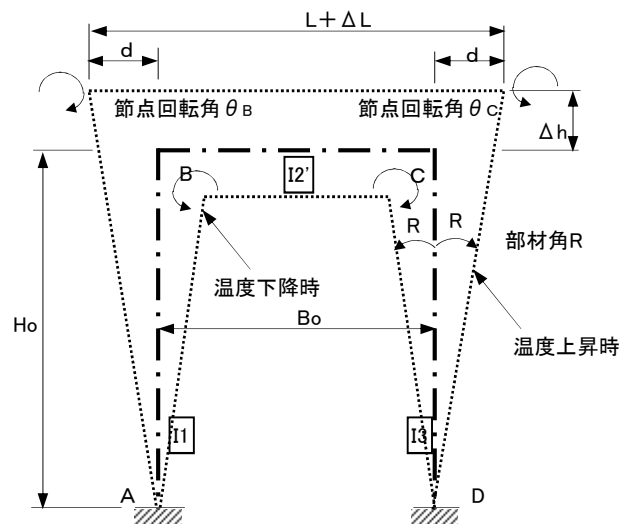
α : 柱部材に対する操作台の剛比

$$\alpha = 0.9309$$

θ_B 、 θ_C : 節点角

R : 部材角

$$2(1 + \alpha) = 2 \times (1 + 0.9309) = 3.8618$$



※ 回転角Rは、温度上昇時は(+)、温度下降時は(-)となる。

図 4.3.4 温度変化

4-3-4. 温度変化の影響

門柱は、ほかの構造と異なり空中に露出した構造であることから温度変化の影響を考慮する必要がある。

温度変化の影響を考慮する場合には、ラーメン寸法の伸縮 ΔL 、 Δh の影響を以下の式で求めればよい。

$$\Delta L = 2d = \varepsilon \cdot T \cdot L$$

$$\Delta h = \varepsilon \cdot T \cdot h$$

ここに、

ε : コンクリートの線膨張係数

$$\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ/\text{C}$$

T : 温度差

$$T1 = 15 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (上昇時)}$$

$$T2 = -15 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (下降時)}$$

これより、部材A～B、C～Dに生じる部材角Rは次のようになる。

$$R = \frac{d}{H_0 + \Delta H_0} = \frac{d}{H_0 \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{\varepsilon \cdot T \cdot L}{2 \cdot H_0 \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)}$$

また、節点方程式および平衡方程式は次のようになり、 θ_B が決まることから温度変化による節点曲げモーメントを求めることができる。

i) 節点方程式

$$M_{AB} = 2 \cdot E_c \cdot K1 \cdot (\theta_B + 3 \cdot R) = -M_{BC}$$

$$M_{BA} = 2 \cdot E_c \cdot K1 \cdot (2 \cdot \theta_B + 3 \cdot R) = -M_{CD}$$

$$M_{BC} = 2 \cdot E_c \cdot K1 \cdot \alpha \cdot (2 \cdot \theta_B + \theta_C) = -M_{CB}$$

$$[\theta_B = -\theta_C] \text{より、}$$

$$= 2 \cdot E_c \cdot K1 \cdot \alpha \cdot \theta_B$$

ここに、

E_c : コンクリートのヤング係数

$$E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$K1$: 柱部材の断面二次モーメント

$$K1 = \frac{I1}{H_0}$$

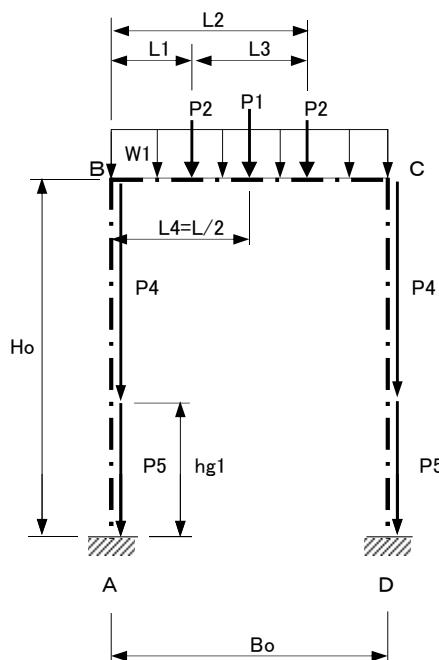
ii) 平衡方程式

$$\sum M_B = 0 = M_{BA} + M_{BC} = 2 \cdot \theta_B + 3 \cdot R + \alpha \cdot \theta_B = \theta_B (2 + \alpha) + 3 \cdot R$$

したがって、節点角 θ_B は、

$$\theta_B = -\frac{3 \cdot R}{2 + \alpha}$$

なお、温度変化を考慮する断面力は部材に対しておこなうため、荷重は考慮しない。



W1 : 操作台自重+雪荷重
 W2 : 柱断面に作用する風荷重
 P1 : 開閉機およびゲート自重等によるスラブ反力(ラック棒1本)
 P2 : 管理橋反力(死+活)(アンカーボルト1本当たり)
 P3 : 操作台断面に作用する風荷重
 P4 : 柱1本の自重
 P5 : 戸当たり部コンクリート重量+柱1本の自重
 $L1 = Bo/2 - L3/2 = 2.288 / 2 - 1.180 / 2 = 0.554 \text{ m}$
 ここに、 $L3 = 1.180 \text{ m}$
 $L2 = L1 + L3 = 0.554 + 1.18 = 1.734 \text{ m}$
 $L4 = Bo/2 = 2.288 / 2 = 1.144 \text{ m}$

図 4.4.1 荷重ケース1(常時)

4-4. ラーメンの解析

4-4-1. 荷重ケース1・・・「常時」

1) 荷重の計算

- ・ 操作台自重+雪荷重+上屋重量

$$W1 = \{ (Ab \cdot \gamma_c + B \cdot q_w) \cdot B1 + w_{ko} \} / Bo$$

$$= \{ (1.294 \times 24.50 + 2.650 \times 3.50) \times 2.800 + 0 \} / 2.288 = 50.148 \text{ KN/m}$$

ここに、

Ab : 操作台の断面積(横方向)	Ab = 1.294 m ²
γ_c : コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
B : 操作台の幅	B = 2.650 m
qw : 雪荷重	qw = 3.50 KN/m ²
B1 : 操作台の長さ	B1 = 2.800 m
Bo : ラーメンの幅	Bo = 2.288 m
wko : 上屋重量	wko = 0 KN (本設計では上屋は設けない)

- ・ 柱に作用する風荷重

$$w2 = b3 \cdot w_p = 1.200 \times 0.00 = 0.000 \text{ KN/m}$$

ここに、

b3 : 柱(1本)の幅	b3 = 1.200 m
w _p : 風荷重	w _p = 0 KN/m ² (常時の計算では風荷重なし)

- ・ ゲート+開閉機のスラブ反力

$$P1 = 22.750 \text{ KN}$$

- ・ 管理橋反力(アンカーボルト1本当たり)

$$P2 = R_d + I = 6.390 \text{ KN}$$

- ・ 操作台に作用する風荷重

$$P3 = t1 \cdot B \cdot w_p = 0.500 \times 2.650 \times 0.00 = 0.000 \text{ KN (常時の計算では風荷重なし)}$$

ここに、

t1 : 操作台の厚さ	t1 = 0.500 m
-------------	--------------

- ・ 柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

$$P4 = A_e \cdot \gamma_c = 0.580 \times 24.50 = 14.210 \text{ KN/m}$$

ここに、

A _e : 柱(1本)の断面積	A _e = 0.580 m ²
----------------------------	---------------------------------------

- ・ 戸当たり+柱(1本)の自重

$$P5 = w_{to} + A_e \cdot \gamma_c = 1.838 + 0.580 \times 24.50 = 16.048 \text{ KN/m}$$

ここに、

w _{to} : 戸当たり部コンクリート重量	w _{to} = 1.838 KN/m
---------------------------------	------------------------------

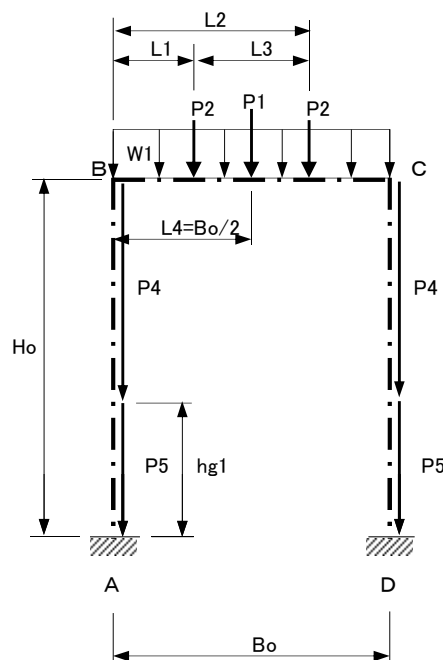


図 4.4.2 荷重ケース1(常時)

2) 荷重項の計算

$$C_{AB} = \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 = \frac{0.000}{12} \times 2.670^2 = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Ho : \text{ラーメンの高さ} \quad Ho = 2.670 \text{ m}$$

$$C_{BA} = C_{AB} = 0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} C_{BC} &= \frac{W1}{12} \cdot Bo^2 + \frac{P1}{8} \cdot Bo + \frac{P2 \cdot L1}{Bo} \cdot (Bo - L1) \\ &= \frac{50.148}{12} \times 2.288^2 + \frac{22.750}{8} \times 2.288 + \frac{6.390 \times 0.554}{2.288} \times (2.288 - 0.554) \\ &= 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$C_{CB} = C_{BC} = 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CD} = -\frac{W2}{12} \cdot Ho^2 = \frac{0.000}{12} \times 2.670^2 = 0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DC} = C_{CD} = 0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$R_{oBA} = P3 + \frac{Ho}{2} \cdot W2 = 0.000 + \frac{2.670}{2} \times 0.000 = 0.000 \text{ KN}$$

$$R_{oCD} = -\frac{Ho}{2} \cdot W2 = -\frac{2.670}{2} \times 0.000 = 0.000 \text{ KN}$$

ここに、

$$\alpha : \text{柱部材に対する操作台の剛比} \quad \alpha = 0.9309$$

3) 節点角および部材角の計算

$$\begin{bmatrix} 2(1+\alpha) & \alpha & -3 \\ \alpha & 2(1+\alpha) & -3 \\ 3 & 3 & -12 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{BC} - C_{BA} \\ C_{CD} - C_{CB} \\ C_{AB} + C_{CD} - C_{BA} - C_{DC} - (R_{DA} - R_{OD}) \cdot H_0 \end{bmatrix}$$

したがって、マトリクスは次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 3.8618 & 0.9309 & -3 \\ 0.9309 & 3.8618 & -3 \\ 3 & 3 & -12 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 31.066 & - & 0 & = & 31.066 \\ 0 & - & 31.066 & = & -31.066 \\ 0 & + & 0 & - & 0 & - & 0 \\ - (& 0.000 & - & 0.000 &) \times 2.670 & = & 0 \end{bmatrix}$$

ここに、

$$\alpha = 0.9309$$

$$2(1+\alpha) = 3.8618$$

平衡方程式を三元一次方程式に整理すると次のようになる。

$$\begin{array}{rcl} \begin{array}{|c|c|c|} \hline 3.8618 & \theta_B + & 0.9309 \\ \hline 0.9309 & \theta_B + & 3.8618 \\ \hline 3 & \theta_B + & 3 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{|c|c|} \hline \theta_C + \\ \hline \theta_C + \\ \hline \theta_C + \\ \hline \end{array} & \begin{array}{|c|c|} \hline -3 \\ \hline -3 \\ \hline -12 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{l} R = 31.066 \quad \dots\dots (1) \text{式} \\ R = -31.066 \quad \dots\dots (2) \text{式} \\ R = 0 \quad \dots\dots (3) \text{式} \end{array} \end{array}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10.5995 \\ -10.5995 \\ 0.0000 \end{bmatrix} \begin{array}{l} = \theta_B \\ = \theta_C \\ = R \end{array}$$

・ 検算

求められた θ_B 、 θ_C 、 R を(1)式、(2式)、(3)式に代入して検算する。

$$\begin{array}{lcl} (1) \text{式} & \begin{array}{|c|c|c|} \hline 3.8618 & \theta_B + & 0.9309 \\ \hline 0.9309 & \theta_B + & 3.8618 \\ \hline 3 & \theta_B + & 3 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{|c|c|} \hline \theta_C + \\ \hline \theta_C + \\ \hline \theta_C + \\ \hline \end{array} \begin{array}{|c|c|} \hline -3 \\ \hline -3 \\ \hline -12 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{l} R = 31.066 \\ R = -31.066 \\ R = 0.000 \end{array} & \begin{array}{l} = 31.066 \quad \dots \quad \text{OK} \\ = -31.066 \quad \dots \quad \text{OK} \\ = 0 \quad \dots \quad \text{OK} \end{array} \end{array}$$

ここに、

$$\theta_B = 10.5995$$

$$\theta_C = -10.5995$$

$$R = 0.0000$$

以上から、たわみ角および部材回転角は次に決定する。

$$\theta_B = 10.5995$$

$$\theta_C = -10.5995$$

$$R = 0.0000$$

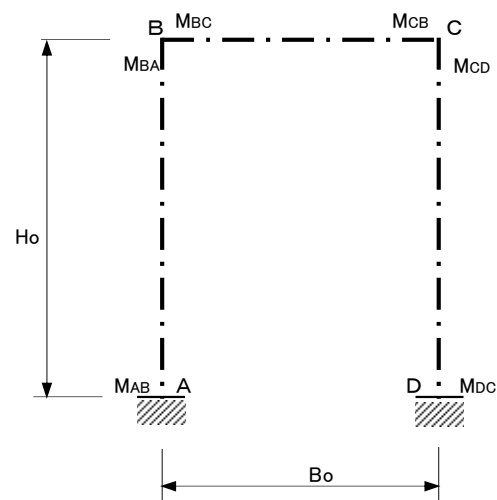


図 4.4.3 節点曲げモーメント

4) 節点曲げモーメントの計算

$$M_{AB} = (\theta_B - 3 \cdot R) - C_{AB} = (10.5995 - 3 \times 0.0000) - 0.000 = 10.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$\theta_B = 10.5995$$

$$R = 0.0000$$

$$C_{AB} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BA} = (2 \cdot \theta_B - 3 \cdot R) + C_{BA} = (2 \times 10.5995 - 3 \times 0.0000) + 0.000 = 21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{BA} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = \alpha (2 \cdot \theta_B + \theta_C) - C_{BC} = 0.9309 \times (2 \times 10.5995 + -10.5995) - 31.066 = -21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$\alpha = 0.9309$$

$$\theta_C = -10.5995$$

$$C_{BC} = 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CB} = \alpha (\theta_B + 2 \cdot \theta_C) + C_{CB} = 0.9309 \times (10.5995 + 2 \times -10.5995) + 31.066 = 21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{CB} = 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CD} = (2 \cdot \theta_C - 3 \cdot R) - C_{CD} = (2 \times -10.5995 - 3 \times 0.0000) - 0.000 = -21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{CD} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{DC} = (\theta_C - 3 \cdot R) + C_{DC} = (-10.5995 - 3 \times 0.0000) + 0.000 = -10.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{DC} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

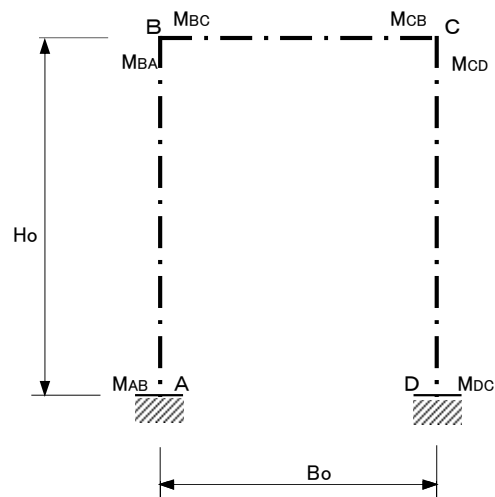


図 4.4.4 節点曲げモーメント

・ 2d位置

(節点Aより2d)

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

ここに、

$$t_4 : \text{柱A-Bの部材厚} \quad t_4 = 0.400 \text{ m}$$

$$d' : \text{柱A-Bの鉄筋かぶり} \quad d' = 0.120 \text{ m}$$

$$d : \text{柱A-Bの有効部材厚}$$

$$d = t_4 - d' = 0.400 - 0.120 = 0.280 \text{ m}$$

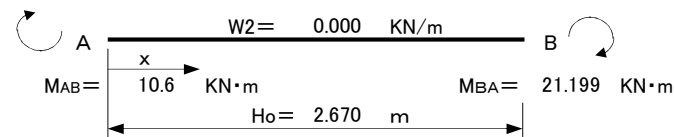
(節点Aよりx2: 節点Bより2d)

$$x_2 = H_o - 2d = 2.670 - 0.560 = 2.110 \text{ m}$$

設 計 計 算

5) 断面力の計算

① 柱(A~B)



・ 節点せん断力

$$S_{AB} = \frac{W_2 \cdot H_o}{2} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_o} = \frac{0.000 \times 2.670}{2} - \frac{10.6 + 21.199}{2.670} = -11.910 \text{ KN}$$

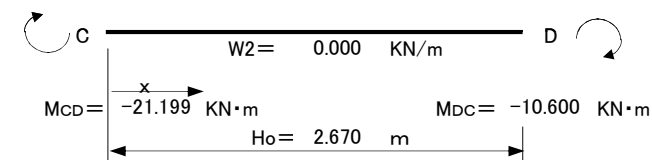
$$S_{BA} = S_{AB} - W_2 \cdot H_o = -11.91 - 0.000 \times 2.670 = -11.910 \text{ KN}$$

・ 節点曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = 10.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

② 柱(C~D)



・ せん断力

$$S_{CD} = -\frac{W_2 \cdot H_o}{2} - \frac{M_{CD} + M_{DC}}{H_o} = -\frac{0.000 \times 2.670}{2} - \frac{-21.199 + -10.600}{2.670} = 11.910 \text{ KN}$$

$$S_{DC} = S_{CD} + W_2 \cdot H_o = 11.910 + 0.000 \times 2.670 = 11.910 \text{ KN}$$

・ 曲げモーメント

$$M_C = -M_{CD} = 21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_D = M_{DC} = -10.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

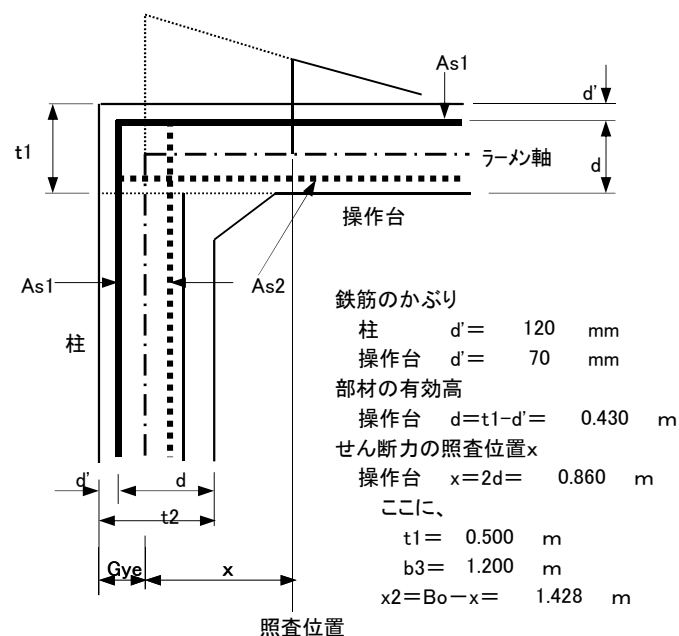


図 4.4.5 せん断力の照査位置

※ せん断応力度の割増

「カルハート工指針」

コンクリートのみでせん断力を負担する場合は、平均せん断応力度 τ_m が下表に示す τ_{a1} に以下に示す割増係数を乗じた値を超えてはならない。

$$\alpha = 2 - x/(2d) \quad (1 \leq \alpha \leq 2)$$

ここに、

 α : 割増係数

x : 照査断面位置の節点からの距離(m)

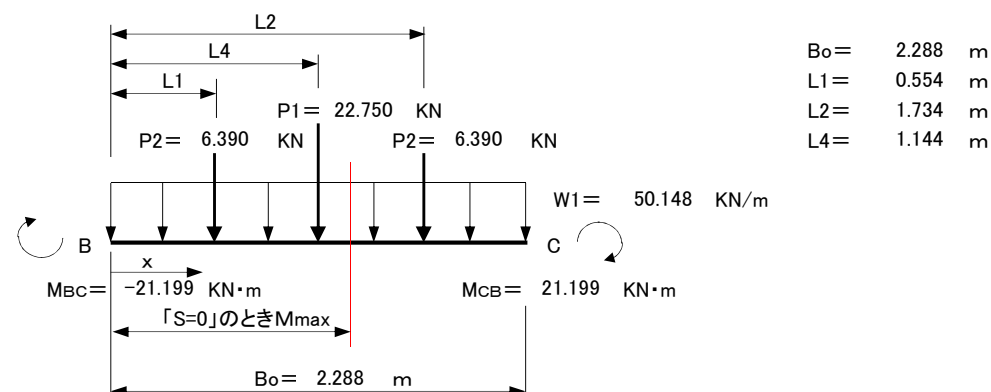
表 4.4.1 コンクリートの許容圧縮応力度、せん断応力度

コンクリートの設計基準強度		21	24	27
応力度				
圧縮応力度 σ_{ca}	曲げ圧縮応力度	7	8	9
せん断応力度 τ_a	コンクリートのみで負担 τ_{a1}	0.35	0.39	0.42
	斜引張鉄筋と共同して負担 τ_{a2}	1.6	1.7	1.8

単位: N/mm²

設 計 計 算

③ 操作台(B~C)



・ せん断力

両端部のせん断力

$$S_{BC} = \frac{W1 \cdot Bo}{2} + \frac{P1}{2} + P2 - \frac{MBC + MCB}{Bo}$$

$$= \frac{50.148 \times 2.288}{2} + \frac{22.750}{2} + 6.390 - \frac{-21.199 + 21.199}{2.288} = 75.134 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - W1 \cdot Bo - P1 - 2P2 = 75.134 - 50.148 \times 2.288 - 22.750 - 2 \times 6.390 = -75.135 \text{ KN}$$

中間部のせん断力

(x = 0.554 m) ... L1の左側位置(P2を含まない)

$$S = S(0.554) = S_{BC} - W1 \cdot x = 75.134 - 50.148 \times 0.554 = 47.352 \text{ KN}$$

(x' = 0.554 m) ... L1の右側位置(P2を含む)

$$S = S(0.554) - P2 = 47.352 - 6.390 = 40.962 \text{ KN}$$

(x = 1.144 m) ... L4の左側位置(P1を含まない)

$$S = S(1.144) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 = 75.134 - 50.148 \times 1.144 - 6.390 = 11.375 \text{ KN}$$

(x' = 1.144 m) ... L4の右側位置(P1を含む)

$$S = S(1.144) - P1 = 11.375 - 22.75 = -11.375 \text{ KN}$$

(x = 1.734 m) ... L2の左側位置(P2を含まない)

$$S = S(1.734) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 - P1 = 75.134 - 50.148 \times 1.734 - 6.390 - 22.750 = -40.963 \text{ KN}$$

(x' = 1.734 m) ... L2の右側位置(P2を含む)

$$S = S(1.734) - P2 = -40.963 - 6.390 = -47.353 \text{ KN}$$

(x = 0.860 m) ... せん断力の照査位置(P2を含む)

$$S = S(0.860) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 = 75.134 - 50.148 \times 0.860 - 6.390 = 25.617 \text{ KN}$$

・ 曲げモーメント

両端部の曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -21.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

中間部のMmaxはせん断力S=0の位置で生じる。せん断力S=0の位置xは下図のせん断力図から中央部に生じる。

$$x = B_o/2 = 2.288 / 2 = 1.144 \text{ m}$$

$$M_{\max} = S_{BC} \cdot x - \frac{W1 \cdot x^2}{2} - P2(x - L1) + M_B$$

$$= 75.134 \times 1.144 - \frac{50.148 \times 1.144^2}{2} - 6.390 \times (1.144 - 0.554) + -21.199$$

$$= 28.169 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

④ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P4 \cdot (H_o - hg1) + P5 \cdot hg1 =$$

$$= 75.134 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 113.626 \text{ KN}$$

ここに、

$$hg1 = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P4 \cdot (H_o - hg1) + P5 \cdot hg1 =$$

$$= 75.135 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 113.627 \text{ KN}$$

NBは操作台のSBCとSCBの大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 75.134 \text{ KN} < S_{CB} = 75.135 \text{ KN}$$

故に、SCD を操作台の軸力とする。

$$S_{CD} = 11.910 \text{ KN}$$

ここに、

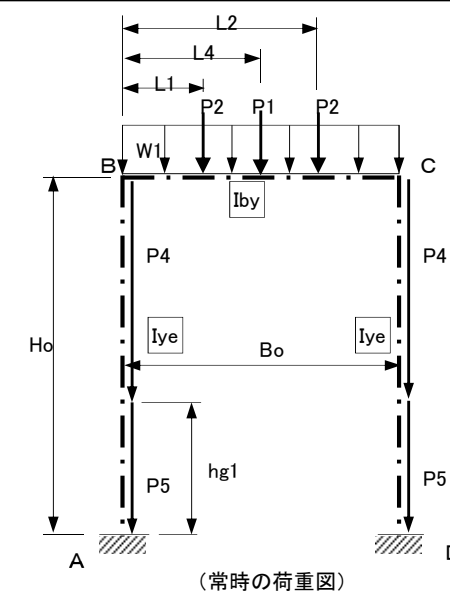
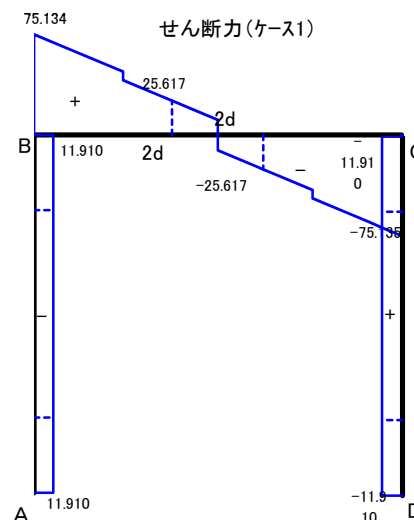
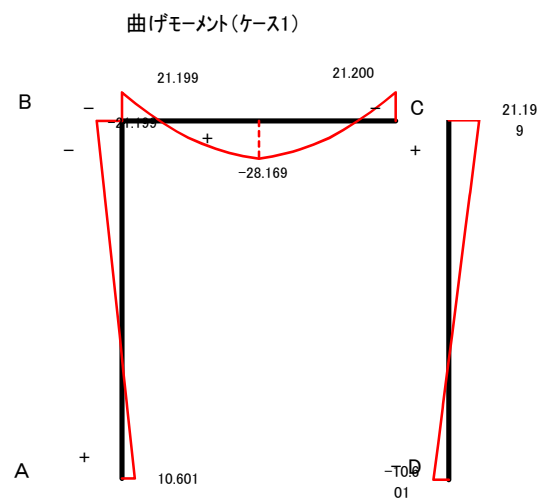
$$S_{BA} = -11.910 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = 11.910 \text{ KN}$$

表 4.4.2 断面力の集計(荷重ケース1:常時)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	断面力(常時)			
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S(KN)		軸力N (KN)
						節点	2d	
柱A～B	A	0		1.00	10.600	-11.910		113.626
	B	2.670		1.00	-21.199	-11.910		75.134
操作台B～C	B	0		1.00	-21.199	75.134		11.910
		0.554	左側	1.00		47.352		11.910
		0.554	右側	1.00		40.962		11.910
		0.860	2d	1.00			25.617	11.910
	Mmax	1.144	左側	1.00	28.169	11.375		11.910
		1.144	右側	1.00		-11.375		11.910
		1.734	左側	1.00		-40.963		11.910
		1.734	右側	1.00		-47.353		11.910
	C	2.288		1.00	-21.199	-75.135		11.910
柱C～D	C	0		1.00	21.199	11.910		75.135
	D	2.670		1.00	-10.600	11.910		113.627

※ 1. Mmaxはせん断力S=0の位置で生じる。



解析諸元(荷重ケース1:常時)

Ho=	2.670	m
Bo=	2.288	m
W1=	50.148	KN/m
W2=	0.000	KN/m
P1=	22.750	KN
P2=	6.390	KN/m
P3=	0.000	KN
P4=	14.210	KN/m
P5=	16.048	KN/m
L1=	0.554	m
L2=	1.734	m
L4=	1.144	m
Iye=	0.01567	m ⁴
Iby=	0.01250	m ⁴
α=	0.9309	
Ae=	0.580	m ²
Ab=	1.294	m ²
hg1=	0.300	m
Ec=	2.45×10^7	KN/m ²
ε=	1.00×10^{-5}	°/C

軸力(ケース1)

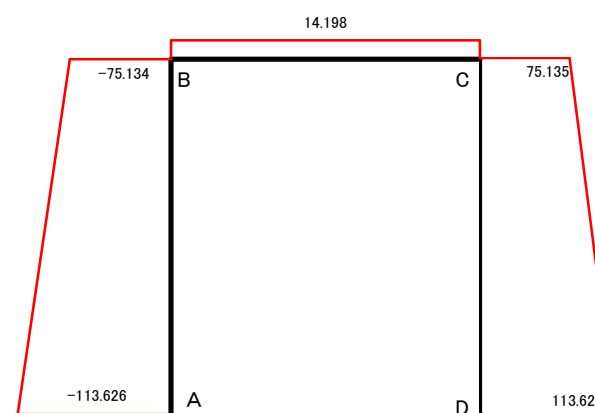
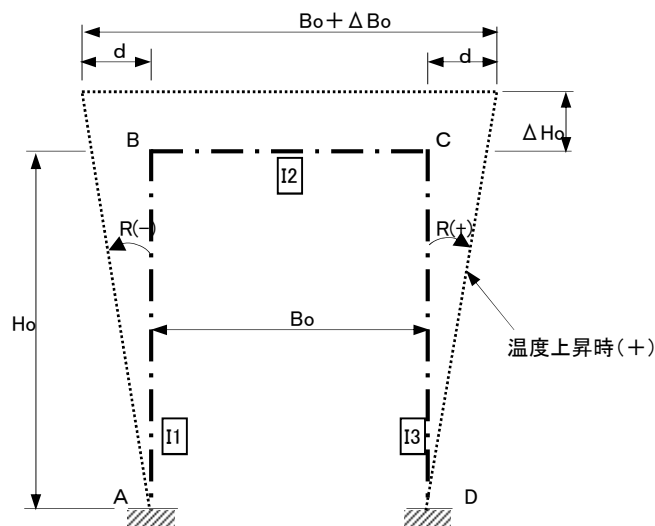


図 4.4.6 断面力図(荷重ケース1:常時)



$$K1 = \frac{I1}{Ho} = \frac{Iye}{Ho} = \frac{0.01567}{2.670} = 0.00587 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$K2 = \frac{I2}{Bo} = \frac{Iby}{Bo} = \frac{0.01250}{2.288} = 0.00546 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\alpha = \frac{Iby \cdot Ho}{Iye \cdot Bo} = \frac{0.01250 \times 2.670}{0.01567 \times 2.288} = 0.9309$$

図 4.4.7 温度変化(上昇時)

4-4-2. 荷重ケース2・・・「常時+温度荷重(+15℃)」

1) 荷重の計算・・・荷重は「ケース1」と同じ

・ 操作台自重+雪荷重	W1=	50.148	KN/m
・ 柱に作用する風荷重	W2=	0.000	KN/m
・ ゲート+開閉機によるスラブ反力	P1=	22.750	KN
・ 管理橋反力(アンカーボルト1本当たり)	P2=	6.390	KN
・ 操作台に作用する風荷重	P3=	0.000	KN
・ 柱(1本)の自重(戸溝部より上部)	P4=	14.210	KN/m
・ 戸当たり+柱(1本)の自重	P5=	16.048	KN/m
・ 節点Bから左側管理橋反力までの距離	L1=	0.554	m
・ 節点Bから開閉機までの距離	L4=	1.144	m

2) 温度荷重による節点角および部材角の計算

ここでは温度上昇時に対して検討することから、部材A～B、C～Dに生じる部材角Rは次のようになる。

$$R = \frac{d}{Ho + \Delta Ho} = \frac{d}{Ho \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{\varepsilon \cdot T \cdot L}{2Ho \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{1.00 \times 10^{-5} \times 15 \times 2.288}{2 \times 2.670 \times (1 + 1.00 \times 10^{-5} \times 15)} = 0.0000643$$

ここに、

$$T : \text{温度差} \quad T = T1 = 15 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (上昇時)}$$

$$\Delta Ho = \varepsilon \cdot T \cdot Ho = 1.00 \times 10^{-5} \times 15 \times 2.670 = 0.00040 \text{ m}$$

$$\Delta Bo = 2d = \varepsilon \cdot T \cdot Bo = 1.00 \times 10^{-5} \times 15 \times 2.288 = 0.00034 \text{ m}$$

$$\varepsilon : \text{コンクリートの線膨張係数} \quad \varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} = 0.00001$$

$$Bo = 2.288 \text{ m}$$

$$Ho = 2.670 \text{ m}$$

これより、節点角 θ_B 、 θ_C は、

$$\theta_B = -\frac{3R}{2 + \alpha} = -\frac{3 \times 0.0000643}{2 + 0.9309} = -0.0000658 = -\theta_C$$

$$\therefore \theta_C = 0.0000658$$

ここに、

$$\alpha : \text{柱部材に対する操作台の剛比} \quad \alpha = 0.9309$$

3) 温度荷重による節点曲げモーメントの計算

$$M_{AB} = 2E_c \cdot K1 \cdot (\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00587 \times (-0.0000658 + 3 \times 0.0000643) = 36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$K1 = 0.00587 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$M_{BA} = 2E_c \cdot K1 \cdot (2\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00587 \times (2 \times -0.0000658 + 3 \times 0.0000643) = -17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = 2E_c \cdot K1 \cdot \alpha (2\theta_B + \theta_C) = 2E_c \cdot K1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00587 \times 0.9309 \times -0.0000658$$

$$= -17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

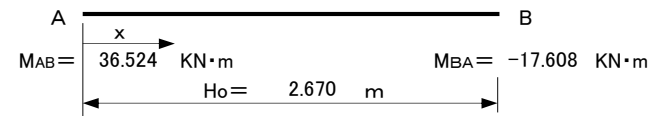
$$M_{CB} = -M_{BC} = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CD} = -M_{BA} = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{DC} = -M_{AB} = -36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

4) 温度荷重の断面力の計算(温度上昇時)

① 柱(A~B)



・せん断力

$$S_{AB} = -\frac{M_{AB} - M_{BA}}{H_o} = -\frac{36.524 - (-17.608)}{2.670} = -20.274 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = S_{AB} = -20.274 \text{ KN}$$

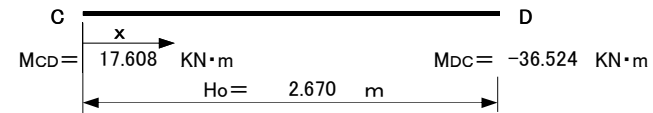
・曲げモーメント

$$M_x = M_{AB} + S_{BC} \cdot x$$

$$M_A = 36.524 + (-20.274) \times 0 = 36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = 36.524 + (-20.274) \times 2.670 = -17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

② 柱(C~D)



・せん断力

$$S_{CD} = \frac{M_{CD} - M_{DC}}{H_o} = \frac{17.608 - (-36.524)}{2.670} = 20.274 \text{ KN}$$

$$S_{DC} = S_{CD} = 20.27 \text{ KN}$$

・曲げモーメント

$$M_x = -M_{CD} + S_{CD} \cdot x$$

$$M_C = -17.608 + 20.274 \times 0 = -17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_D = -17.608 + 20.274 \times 2.670 = 36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

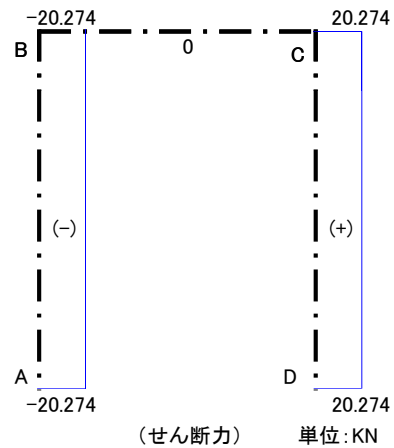
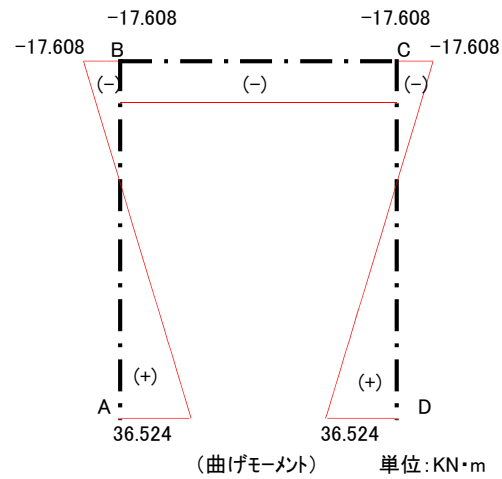
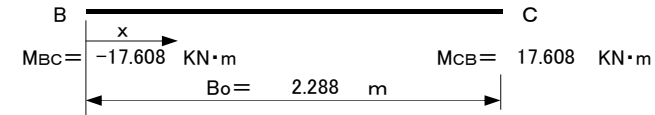


図 4.4.8 温度荷重の断面力(温度上昇時)

③ 操作台(B~C)



・ せん断力

$$S_{BC} = -\frac{M_{BC} + M_{CB}}{B_o} = -\frac{-17.608 + 17.608}{2.288} = 0.000 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} = 0.00 \text{ KN}$$

・ 曲げモーメント

$$M_x = M_{BC} + S_{BC} \cdot x$$

$$M_B = -17.608 + 0.000 \times 0 = -17.608 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = M_B = -17.608 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

5) 断面力の集計(荷重ケース2:常時+温度荷重+15℃)

表 4.4.3 断面力の集計(荷重ケース2:常時+温度荷重+15℃)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	断面力(常時)		温度荷重による断面力		断面力の集計		
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A～B	A	0		1.15	10.600	-11.910	36.524	-20.274	47.124	-32.184	113.626
	B	2.670		1.15	-21.199	-11.910	-17.608	-20.274	-38.807	-32.184	75.134
操作台B～C	B	0		1.15	-21.199	75.134	-17.608	0.000	-38.807	75.134	32.184
		0.554	左側	1.15		47.352	-17.608	0.000		47.352	32.184
		0.554	右側	1.15		40.962	-17.608	0.000		40.962	32.184
		0.860	2d	1.15		0.000	-17.608	0.000		0.000	32.184
	Mmax	1.144	左側	1.15	28.169	11.375	-17.608	0.000	10.561	11.375	32.184
		1.144	右側	1.15		-11.375	-17.608	0.000		-11.375	32.184
		1.734	左側	1.15		-40.963	-17.608	0.000		-40.963	32.184
		1.734	右側	1.15		-47.353	-17.608	0.000		-47.353	32.184
	C	2.288		1.15	-21.199	-75.135	-17.608	0.000	-38.807	-75.135	32.184
	柱C～D	C	0		1.15	21.199	11.910	-17.608	20.274	38.807	32.184
	D	2.670		1.15	-10.600	11.910	36.524	20.274	-47.124	32.184	113.627

※ 1. 断面力の集計は次の式による。

M=常時の断面力+温度荷重による断面力

※ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 75.134 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 113.626 \text{ KN}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 75.135 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 113.627 \text{ KN}$$

N_Bは操作台のS_{BC}とS_{CB}の大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 75.134 \text{ KN} < S_{CB} = 75.135 \text{ KN}$$

故に、**SCD** を操作台の軸力とする。

$$SCD = 32.184 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{BA} = -32.184 \text{ KN}$$

$$SCD = 32.184 \text{ KN}$$

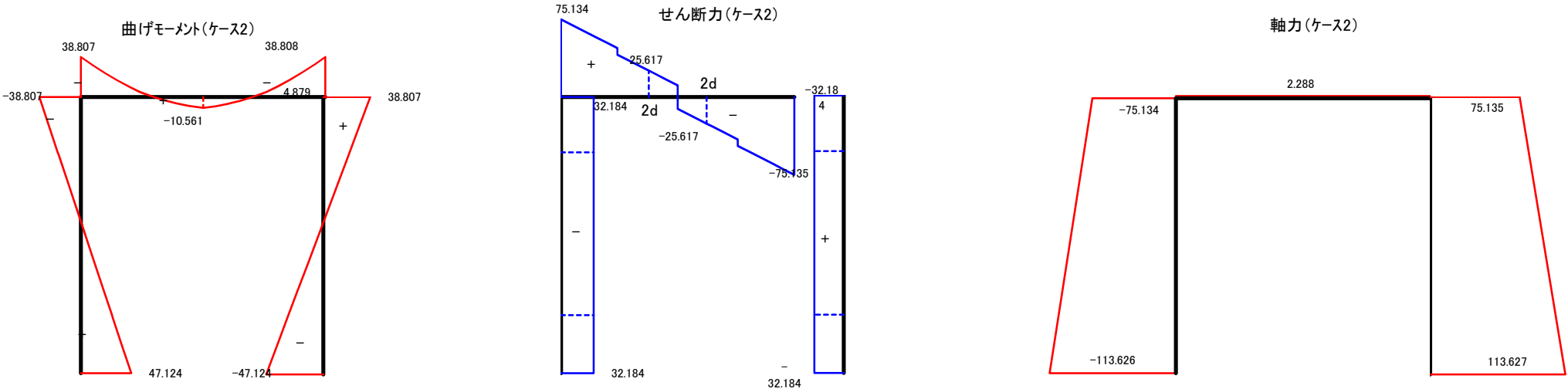
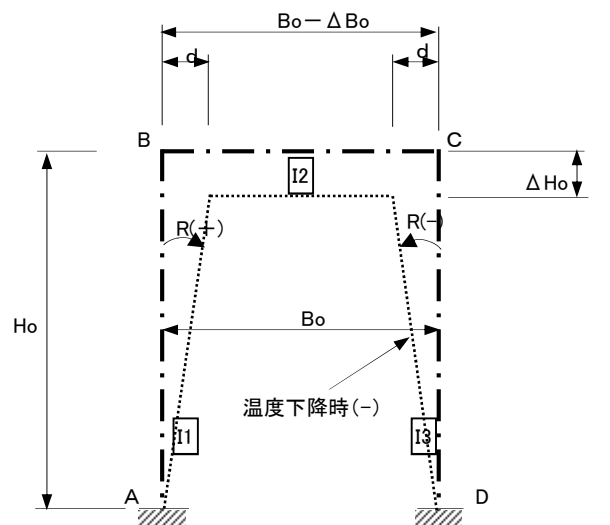


図 4.4.9 断面力図(荷重ケース2:常時+温度荷重+15℃)



$$K1 = \frac{I1}{Ho} = \frac{Iye}{Ho} = \frac{0.01567}{2.670} = 0.00587 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$K2 = \frac{I2}{Bo} = \frac{Iby}{Bo} = \frac{0.01250}{2.288} = 0.00546 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\alpha = \frac{Iby \cdot Ho}{Iye \cdot Bo} = \frac{0.01250 \times 2.670}{0.01567 \times 2.288} = 0.9309$$

図 4.4.10 温度変化(下降時)

4-4-3. 荷重ケース3・・・「常時+温度荷重(-15℃)」

1) 荷重の計算・・・荷重は「タイプ1」と同じ

・ 操作台自重+雪荷重	W1=	50.148	KN/m
・ 柱に作用する風荷重	W2=	0.000	KN/m
・ ゲート+開閉機によるスラブ反力	P1=	22.750	KN
・ 管理橋反力(アンカーボルト1本当たり)	P2=	6.390	KN
・ 操作台に作用する風荷重	P3=	0.000	KN
・ 柱(1本)の自重(戸溝部より上部)	P4=	14.210	KN/m
・ 戸当たり+柱(1本)の自重	P5=	16.048	KN/m
・ 節点Bから左側管理橋反力までの距離	L1=	0.554	m
・ 節点Bから開閉機までの距離	L4=	1.144	m

2) 温度荷重による節点角および部材角の計算

ここでは温度下降時に対して検討することから、部材A~B、C~Dに生じる部材角Rは次のようになる。

$$R = -\frac{d}{Ho + \Delta Ho} = -\frac{\varepsilon \cdot T \cdot Bo}{2Ho \cdot (1 - \varepsilon \cdot T)} = -\frac{1.00 \times 10^{-5} \times -15 \times 2.288}{2 \times 2.670 \times (1 - 1.00 \times 10^{-5} \times -15)} = -0.0000643$$

ここに、

$$T : \text{温度差} \quad T = T2 = -15 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (下降時)}$$

$$\Delta Ho = \varepsilon \cdot T \cdot Ho = 1.00 \times 10^{-5} \times -15 \times 2.670 = -0.00040 \text{ m}$$

$$\Delta Bo = 2d = \varepsilon \cdot T \cdot Bo = 1.00 \times 10^{-5} \times -15 \times 2.288 = -0.00034 \text{ m}$$

$$\varepsilon : \text{コンクリートの線膨張係数} \quad \varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} = 0.00001$$

$$Bo = 2.288 \text{ m}$$

$$Ho = 2.670 \text{ m}$$

これより、節点角 θ_B 、 θ_C は、

$$\theta_B = -\frac{3R}{2 + \alpha} = -\frac{3 \times -0.0000643}{2 + 0.9309} = 0.0000658 = -\theta_C$$

$$\therefore \theta_C = -0.0000658$$

ここに、

$$\alpha : \text{柱部材に対する操作台の剛比} \quad \alpha = 0.9309$$

3) 温度荷重による節点曲げモーメントの計算

$$M_{AB} = 2E_c \cdot K1 \cdot (\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00587 \times (0.000066 + 3 \times -0.000064) = -36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$K1 = 0.00587 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$M_{BA} = 2E_c \cdot K1 \cdot (2\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00587 \times (2 \times -0.000066 + 3 \times 0.0000643) = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = 2E_c \cdot K1 \cdot \alpha (2\theta_B + \theta_C) = 2E_c \cdot K1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00587 \times 0.9309 \times 0.0000658 = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

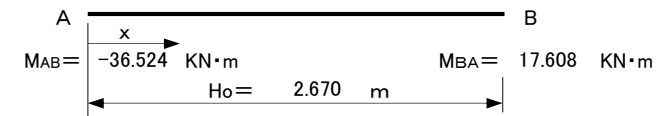
$$M_{CB} = -M_{BC} = -17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CD} = -M_{BA} = -17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{DC} = -M_{AB} = 36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

4) 温度荷重の断面力の計算(温度下降時)

① 柱(A~B)



・せん断力

$$S_{AB} = -\frac{M_{AB} - M_{BA}}{H_o} = -\frac{-36.524 - 17.608}{2.670} = 20.274 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = S_{AB} = 20.274 \text{ KN}$$

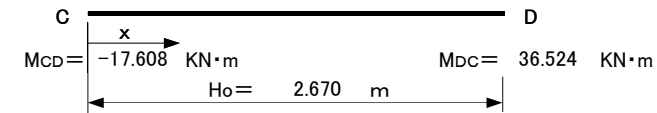
・曲げモーメント

$$M_x = M_{AB} + S_{BC} \cdot x$$

$$M_A = -36.524 + 20.274 \times 0 = -36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -36.524 + 20.274 \times 2.670 = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

② 柱(C~D)



・せん断力

$$S_{CD} = \frac{M_{CD} - M_{DC}}{H_o} = \frac{-17.608 - 36.524}{2.670} = -20.274 \text{ KN}$$

$$S_{DC} = S_{CD} = -20.274 \text{ KN}$$

・曲げモーメント

$$M_x = -M_{CD} + S_{CD} \cdot x$$

$$M_C = -(-17.608) + (-20.274) \times 0 = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_D = -(-17.608) + (-20.274) \times 2.670 = -36.524 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

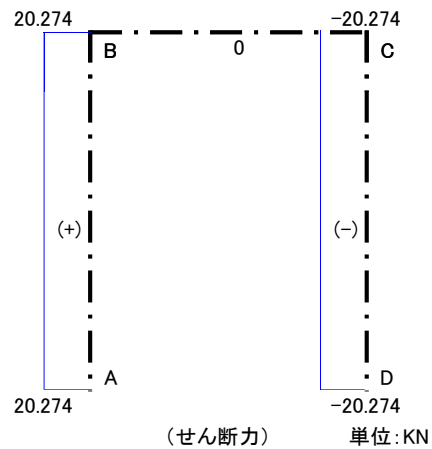
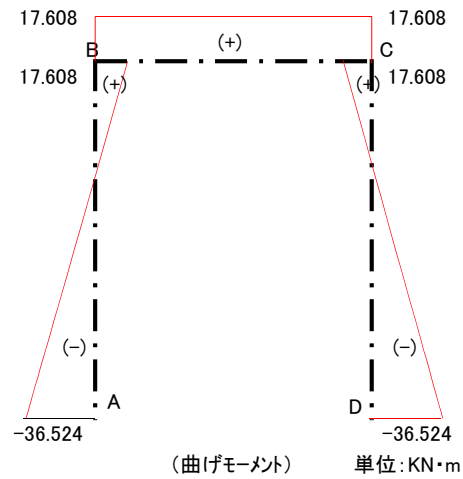
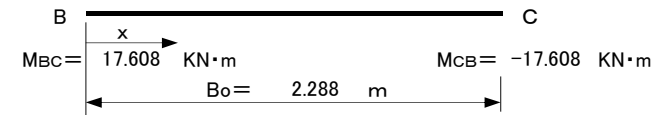


図 4.4.11 温度荷重の断面力(温度下降時)

③ 操作台(B~C)



・せん断力

$$S_{BC} = -\frac{M_{BC} + M_{CB}}{B_o} = -\frac{17.608 + (-17.608)}{2.288} = 0.000 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} = 0.000 \text{ KN}$$

・曲げモーメント

$$M_x = M_{BC} + S_{BC} \cdot x$$

$$M_B = 17.608 + 0.000 \times 0 = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = M_B = 17.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

5) 断面力の集計(荷重ケース3:常時+温度荷重-15℃)

表 4.4.4 断面力の集計(荷重ケース3:常時+温度荷重-15℃)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	断面力(常時)		温度荷重による断面力		断面力の集計		
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A～B	A	0		1.15	10.600	-11.910	-36.524	20.274	-25.924	8.364	113.626
	B	2.670		1.15	-21.199	-11.910	17.608	20.274	-3.591	8.364	75.134
操作台B～C	B	0		1.15	-21.199	75.134	17.608	0.000	-3.591	75.134	8.364
		0.554	左側	1.15		47.352	17.608	0.000		47.352	8.364
		0.554	右側	1.15		40.962	17.608	0.000		40.962	8.364
		0.860	2d	1.15		0.000	17.608	0.000		0.000	8.364
	Mmax	1.144	左側	1.15	28.169	11.375	17.608	0.000	45.777	11.375	8.364
		1.144	右側	1.15		-11.375	17.608	0.000		-11.375	8.364
		1.734	左側	1.15		-40.963	17.608	0.000		-40.963	8.364
		1.734	右側	1.15		-47.353	17.608	0.000		-47.353	8.364
	C	2.288		1.15	-21.199	-75.135	17.608	0.000	-3.591	-75.135	8.364
	柱C～D	C	0		1.15	21.199	11.910	17.608	-20.274	3.591	-8.364
D		2.670		1.15	-10.600	11.910	-36.524	-20.274	25.924	-8.364	113.627

※ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 75.134 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 113.626 \text{ KN}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 75.135 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 113.627 \text{ KN}$$

N_Bは操作台のS_{BC}とS_{CB}の大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 75.134 \text{ KN} < S_{CB} = 75.135 \text{ KN}$$

故に、**SCD** を操作台の軸力とする。

$$SCD = 8.364 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{BA} = 8.364 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = -8.364 \text{ KN}$$

※ 1. 断面力の集計は次の式による。

$$M = \text{常時の断面力} + \text{温度荷重による断面力}$$

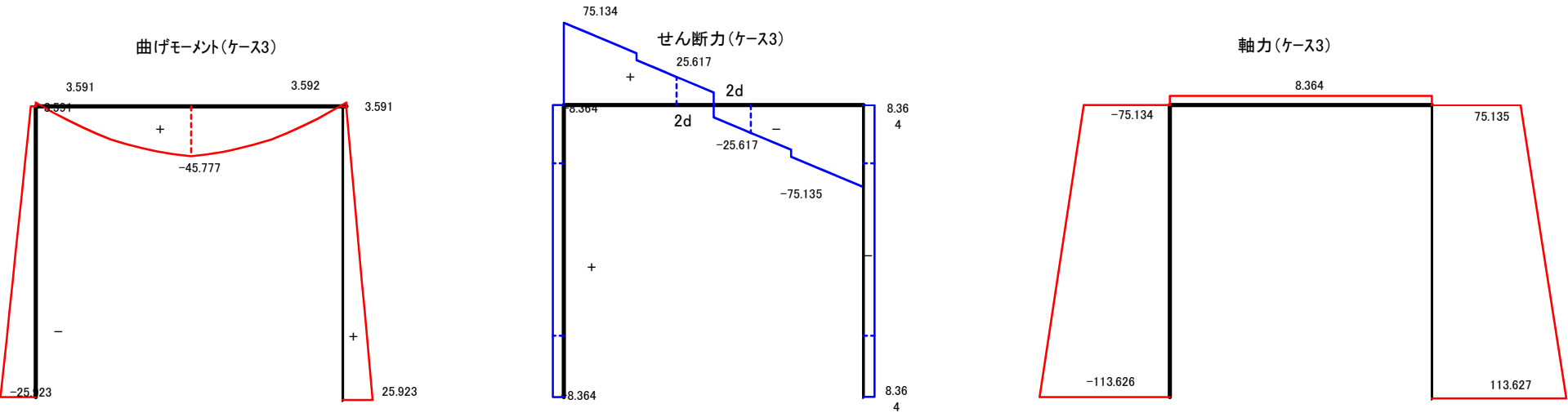
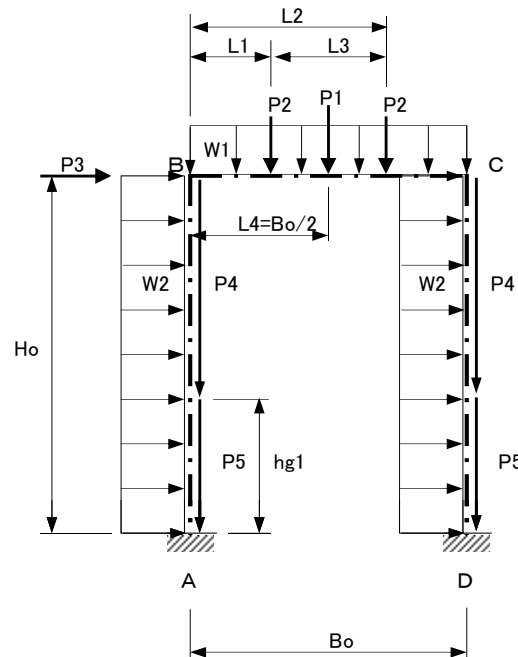


図 4.4.12 断面力図(荷重ケース3:常時+温度荷重-15℃)



W1 : 操作台自重+雪荷重
 W2 : 柱断面に作用する風荷重
 P1 : 開閉機およびゲート自重等によるスラブ反力(ラック棒1本)
 P2 : 管理橋反力(死+活)(アンカーボルト1本当たり)
 P3 : 操作台断面に作用する風荷重
 P4 : 柱1本の自重
 P5 : 戸当たり部コンクリート重量+柱1本の自重
 $L1 = Bo/2 - L3/2 = 2.288 / 2 - 1.180 / 2 = 0.554 \text{ m}$
 ここに、 $L3 = 1.180 \text{ m}$
 $L2 = L1 + L3 = 0.554 + 1.180 = 1.734 \text{ m}$
 $L4 = Bo/2 = 2.288 / 2 = 1.144 \text{ m}$
 $hg1 = 0.300 \text{ m}$

図 4.4.13 荷重ケース4(常時+風荷重)

4-4-4. 荷重ケース4・・・「常時+風荷重」

1) 荷重の計算

・ 操作台自重+雪荷重

$$W1 = \{ (Ab \cdot \gamma_c + B \cdot qw) \cdot B1 + wko \} / Bo$$

$$= \{ (1.294 \times 24.50 + 2.650 \times 3.500) \times 2.800 + 0 \} / 2.288 = 50.148 \text{ KN/m}$$

ここに、

Ab : 操作台の断面積(横方向)	Ab = 1.294 m ²
γ_c : コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
B : 操作台の幅	B = 2.650 m
qw : 雪荷重	qw = 3.500 KN/m ²
B1 : 操作台の長さ	B1 = 2.800 m
Bo : ラーメンの幅	Bo = 2.288 m
wko : 上屋重量	wko = 0.000 KN

・ 柱に作用する風荷重

$$w2 = b3 \cdot wp = 1.200 \times 3.000 = 3.600 \text{ KN/m}$$

ここに、

b3 : 柱(1本)の幅	b3 = 1.200 m
wp : 風荷重	wp = 3.000 KN/m ²

・ ゲート+開閉機によるスラブ反力

$$P1 = 22.750 \text{ KN}$$

・ 管理橋反力(アンカーボルト1本当たり)

$$P2 = Rd+1 = 6.390 \text{ KN}$$

・ 操作台に作用する風荷重

$$P3 = t1 \cdot B \cdot wp = 0.500 \times 2.650 \times 3.000 = 3.975 \text{ KN}$$

ここに、

t1 : 操作台の厚さ	t1 = 0.500 m
-------------	--------------

・ 柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

$$P4 = Ae \cdot \gamma_c = 0.580 \times 24.50 = 14.210 \text{ KN/m}$$

ここに、

Ae : 柱(1本)の断面積	Ae = 0.580 m ²
----------------	---------------------------

・ 戸当たり+柱(1本)の自重

$$P5 = wto + Ae \cdot \gamma_c = 1.838 + 0.580 \times 24.50 = 16.048 \text{ KN/m}$$

ここに、

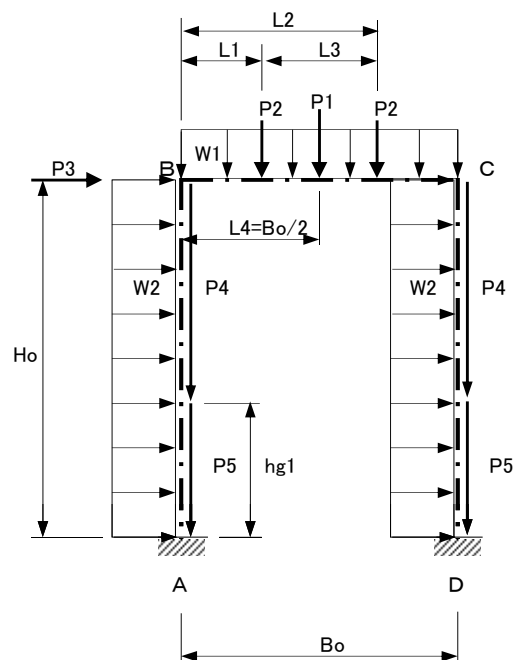
wto : 戸当たり部コンクリート重量	wto = 1.838 KN/m
---------------------	------------------

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算



2) 荷重項の計算

$$C_{AB} = \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 = \frac{3.600}{12} \times 2.670^2 = 2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BA} = C_{AB} = 2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} C_{BC} &= \frac{W1}{12} \cdot Bo^2 + \frac{P1}{8} \cdot Bo + \frac{P2 \cdot L1}{Bo} \cdot (Bo - L1) \\ &= \frac{50.148}{12} \times 2.288^2 + \frac{22.750}{8} \times 2.288 + \frac{6.390 \times 0.554}{2.288} \times (2.288 - 0.554) \\ &= 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$C_{CB} = C_{BC} = 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CD} = -\frac{W2}{12} \cdot Ho^2 = -\frac{3.600}{12} \times 2.670^2 = -2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DC} = C_{CD} = -2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$R_{OBA} = P3 + \frac{Ho}{2} \cdot W2 = 3.975 + \frac{2.670}{2} \times 3.600 = 8.781 \text{ KN}$$

$$R_{OCD} = -\frac{Ho}{2} \cdot W2 = -\frac{2.670}{2} \times 3.600 = -4.806 \text{ KN}$$

3) 節点角および部材角の計算

$$\begin{bmatrix} 2(1+\alpha) & \alpha & -3 \\ \alpha & 2(1+\alpha) & -3 \\ 3 & 3 & -12 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{BC} - C_{BA} \\ C_{CD} - C_{CB} \\ C_{AB} + C_{CD} - C_{BA} - C_{DC} - (R_{ODA} - R_{OCD}) \cdot H_0 \end{bmatrix}$$

したがって、マトリックスは次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 3.8618 & 0.9309 & -3 \\ 0.9309 & 3.8618 & -3 \\ 3 & 3 & -12 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 31.066 & - & 2.139 & = & 28.927 \\ -2.139 & - & 31.066 & = & -33.205 \\ 2.139 & + & -2.139 & - & 2.139 & - & -2.139 \\ - (8.781 & - & -4.806) \times 2.670 & = & -36.277 \end{bmatrix}$$

ここに、

$$\alpha = 0.9309$$

$$2(1+\alpha) = 3.8618$$

平衡方程式を三元一次方程式に整理すると次のようになる。

$$\begin{array}{rcl} \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline 3.8618 & \theta_B + & 0.9309 & \theta_C + \\ \hline 0.9309 & \theta_B + & 3.8618 & \theta_C + \\ \hline 3 & \theta_B + & 3 & \theta_C + \\ \hline \end{array} & \begin{array}{|c|} \hline -3 \\ \hline -3 \\ \hline -12 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{l} R = 28.927 \quad \dots\dots (1) \text{式} \\ R = -33.205 \quad \dots\dots (2) \text{式} \\ R = -36.277 \quad \dots\dots (3) \text{式} \end{array} \end{array}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12.7043 \\ -8.4948 \\ 4.0755 \end{bmatrix} \begin{array}{l} = \theta_B \\ = \theta_C \\ = R \end{array}$$

・ 検算

求められた θ_B 、 θ_C 、 R を(1)式、(2)式、(3)式に代入して検算する。

$$\begin{array}{lcl} (1) \text{式} & \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline 3.8618 & \theta_B + & 0.9309 & \theta_C + \\ \hline 0.9309 & \theta_B + & 3.8618 & \theta_C + \\ \hline 3 & \theta_B + & 3 & \theta_C + \\ \hline \end{array} & \begin{array}{|c|} \hline -3 \\ \hline -3 \\ \hline -12 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{l} R = 28.927 \\ R = -33.205 \\ R = -36.277 \end{array} & \begin{array}{l} = 28.927 \quad \dots \\ = -33.205 \quad \dots \\ = -36.277 \quad \dots \end{array} & \begin{array}{l} \text{OK} \\ \text{OK} \\ \text{OK} \end{array} \end{array}$$

ここに、

$$\theta_B = 12.7043$$

$$\theta_C = -8.4948$$

$$R = 4.0755$$

以上から、たわみ角および部材回転角は次に決定する。

$$\theta_B = 12.7043$$

$$\theta_C = -8.4948$$

$$R = 4.0755$$

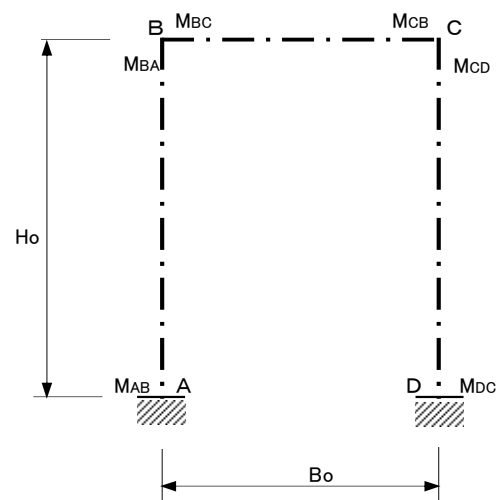


図 4.4.14 節点曲げモーメント

4) 節点曲げモーメントの計算

$$M_{AB} = (\theta_B - 3 \cdot R) - C_{AB} = (12.7043 - 3 \times 4.0755) - 2.139 = -1.661 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$\theta_B = 12.7043$$

$$R = 4.0755$$

$$C_{AB} = 2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BA} = (2 \cdot \theta_B - 3 \cdot R) + C_{BA} = (2 \times 12.7043 - 3 \times 4.0755) + 2.139 = 15.321 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{BA} = 2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = \alpha (2 \cdot \theta_B + \theta_C) - C_{BC} = 0.9309 \times (2 \times 12.7043 + -8.4948) - 31.066 = -15.321 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$\alpha = 0.9309$$

$$\theta_C = -8.4948$$

$$C_{BC} = 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CB} = \alpha (\theta_B + 2 \cdot \theta_C) + C_{CB} = 0.9309 \times (12.7043 + 2 \times -8.4948) + 31.066 = 27.077 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{CB} = 31.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CD} = (2 \cdot \theta_C - 3 \cdot R) - C_{CD} = (2 \times -8.4948 - 3 \times 4.0755) - -2.139 = -27.077 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{CD} = -2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

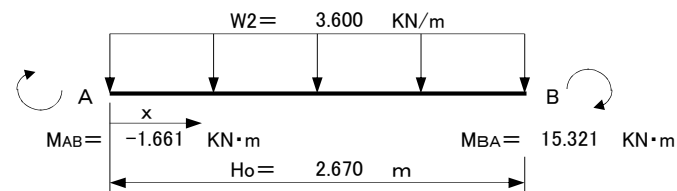
$$M_{DC} = (\theta_C - 3 \cdot R) + C_{DC} = (-8.4948 - 3 \times 4.0755) + -2.139 = -22.860 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{DC} = -2.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

5) 断面力の計算

① 柱(A~B)



・ 節点せん断力

$$S_{AB} = \frac{W_2 \cdot H_o}{2} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_o} = \frac{3.600 \times 2.670}{2} - \frac{-1.661 + 15.321}{2.670} = -0.310 \text{ KN}$$

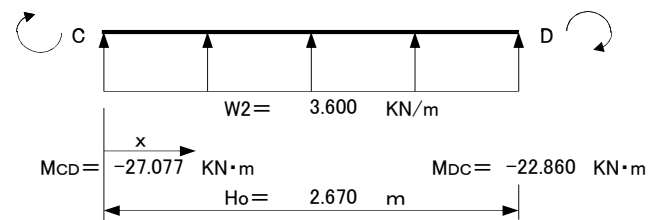
$$S_{BA} = S_{AB} - W_2 \cdot H_o = -0.310 - 3.600 \times 2.670 = -9.922 \text{ KN}$$

・ 節点曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = -1.661 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -15.321 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

② 柱(C~D)



・ せん断力

$$S_{CD} = -\frac{W_2 \cdot H_o}{2} - \frac{M_{CD} + M_{DC}}{H_o} = -\frac{3.600 \times 2.670}{2} - \frac{-27.077 + -22.860}{2.670} = 13.897 \text{ KN}$$

$$S_{DC} = S_{CD} + W_2 \cdot H_o = 13.897 + 3.600 \times 2.670 = 23.509 \text{ KN}$$

・ 曲げモーメント

$$M_C = -M_{CD} = 27.077 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = M_{DC} = -22.860 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

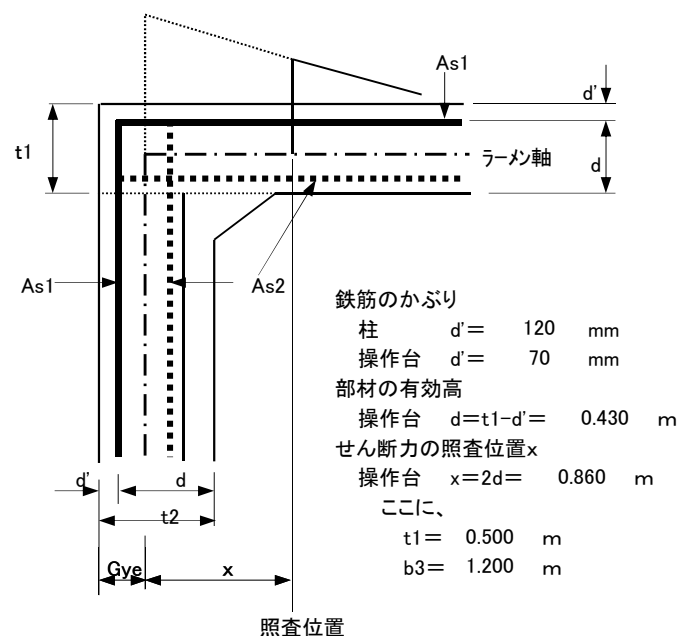


図 4.4.15 せん断力の照査位置

※ せん断応力度の割増

「カルハート工指針」

コンクリートのみでせん断力を負担する場合は、平均せん断応力度 τ_m が下表に示す τ_{a1} に以下に示す割増係数を乗じた値を超えてはならない。

$$\alpha = 2 - x/(2d) \quad (1 \leq \alpha \leq 2)$$

ここに、

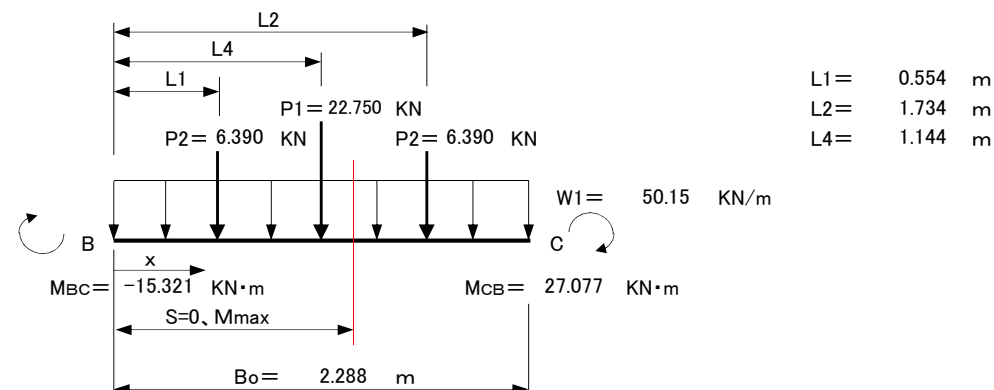
 α : 割増係数 x : 照査断面位置の節点からの距離(m)

表 4.4.5 コンクリートの許容圧縮応力度、せん断応力度

コンクリートの設計基準強度		21	24	27
応力度				
圧縮応力度 σ_{ca}	曲げ圧縮応力度	7	8	9
せん断応力度 τ_a	コンクリートのみで負担 τ_{a1}	0.35	0.39	0.42
	斜引張鉄筋と共同して負担 τ_{a2}	1.6	1.7	1.8

単位: N/mm²

③ 操作台(B~C)



・ せん断力

両端部のせん断力

$$S_{BC} = \frac{W1 \cdot Bo}{2} + \frac{P1}{2} + P2 - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{Bo}$$

$$= \frac{50.148 \times 2.288}{2} + \frac{22.750}{2} + 6.390 - \frac{-15.321 + 27.077}{2.288} = 69.996 \text{ kN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - W1 \cdot Bo - P1 - 2 \cdot P2 = 69.996 - 50.148 \times 2.288 - 22.750 - 2 \times 6.390 = -80.273 \text{ kN}$$

中間部のせん断力

($x = 0.554$ m) ... L1の左側位置(P2を含まない)

$$S = S(0.554) = S_{BC} - W1 \cdot x = 69.996 - 50.148 \times 0.554 = 42.214 \text{ kN}$$

($x' = 0.554$ m) ... L1の右側位置(P2を含む)

$$S = S(0.554) - P2 = 42.214 - 6.390 = 35.824 \text{ kN}$$

($x = 1.144$ m) ... L4の左側位置(P1を含まない)

$$S = S(1.144) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 = 69.996 - 50.148 \times 1.144 - 6.390 = 6.237 \text{ kN}$$

($x' = 1.144$ m) ... L4の右側位置(P1を含む)

$$S = S(1.144) - P1 = 6.237 - 22.750 = -16.513 \text{ kN}$$

($x = 1.734$ m) ... L2の左側位置(P2を含まない)

$$S = S(1.734) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 - P1 = 69.996 - 50.148 \times 1.734 - 6.390 - 22.750 = -46.101 \text{ kN}$$

($x' = 1.734$ m) ... L2の右側位置(P2を含む)

$$S = S(1.734) - P2 = -46.101 - 6.390 = -52.491 \text{ kN}$$

($x = 0.860$ m) ... せん断力の照査位置(P2を含む)

$$S = S(0.860) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 = 69.996 - 50.148 \times 0.860 - 6.390 = 20.479 \text{ kN}$$

・ 曲げモーメント

両端部の曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -15.321 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -27.077 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

中間部の $M_{\max}$ はせん断力 $S=0$ の位置で生じる。せん断力 $S=0$ の位置 x は下図のせん断力図から中央部に生じる。

$$x = B_o/2 = 2.288 / 2 = 1.144 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= S_{BC} \cdot x - \frac{W1 \cdot x^2}{2} - P2(x-L1) + M_B \\ &= 69.996 \times 1.144 - \frac{50.148 \times 1.144^2}{2} - 6.390 \times (1.144 - 0.554) + -15.321 \\ &= 28.169 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

④ 軸力の計算

$$\begin{aligned} N_A &= |S_{BC}| + P4 \cdot (H_o - h_{g1}) + P5 \cdot h_{g1} = \\ &= 69.996 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 108.488 \text{ KN} \end{aligned}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} N_D &= |S_{CB}| + P4 \cdot (H_o - h_{g1}) + P5 \cdot h_{g1} = \\ &= 80.273 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 118.765 \text{ KN} \end{aligned}$$

N_B は操作台の S_{BC} と S_{CB} の大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 69.996 \text{ KN} < S_{CB} = 80.273 \text{ KN}$$

故に、**SCD** を操作台の軸力とする。

$$S_{CD} = 13.897 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{AB} = -9.922 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = 13.897 \text{ KN}$$

表 4.4.6 断面力の集計(荷重ケース4:常時+風荷重)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	風荷重作用による断面力			
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S(KN)		軸力N (KN)
						節点	2d	
柱A～B	A	0		1.25	-1.661	-0.310		108.488
	B	2.670		1.25	-15.321	-9.922		69.996
操作台B～C	B	0		1.25	-15.321	69.996		13.897
		0.554	左側	1.25		42.214		13.897
		0.554	右側	1.25		35.824		13.897
		0.860	2d	1.25			20.479	13.897
	Mmax	1.144	左側	1.25	28.169	6.237		13.897
		1.144	右側	1.25		-16.513		13.897
		1.734	左側	1.25		-46.101		13.897
		1.734	右側	1.25		-52.491		13.897
	C	2.288		1.25	-27.077	-80.273		13.897
柱C～D	C	0		1.25	27.077	13.897		80.273
	D	2.670		1.25	-22.860	23.509		118.765

※ 1. Mmaxはせん断力S=0の位置で生じる。

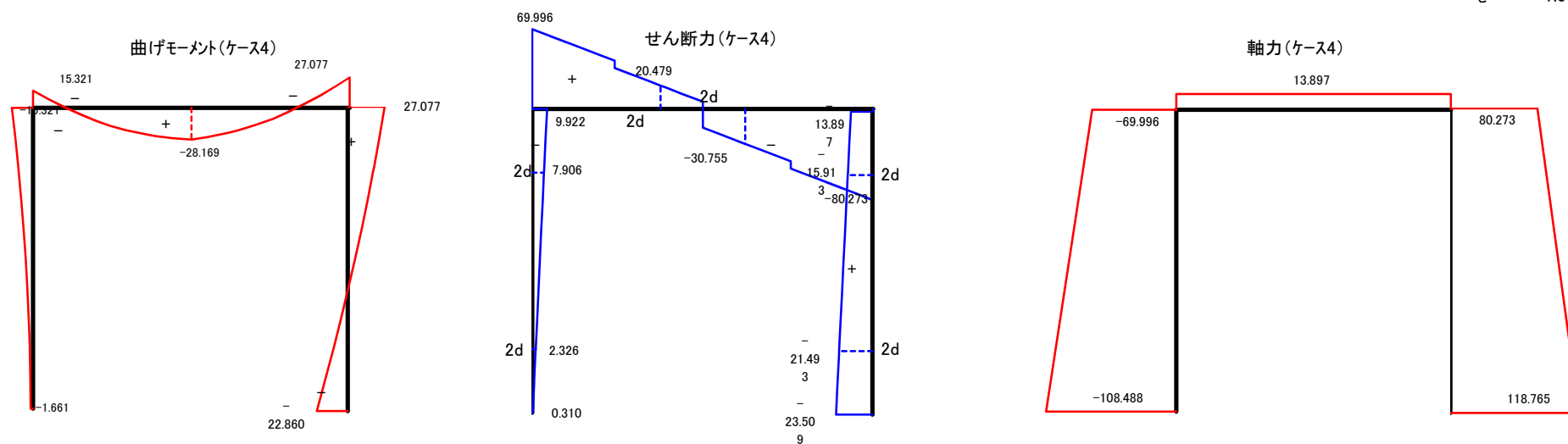
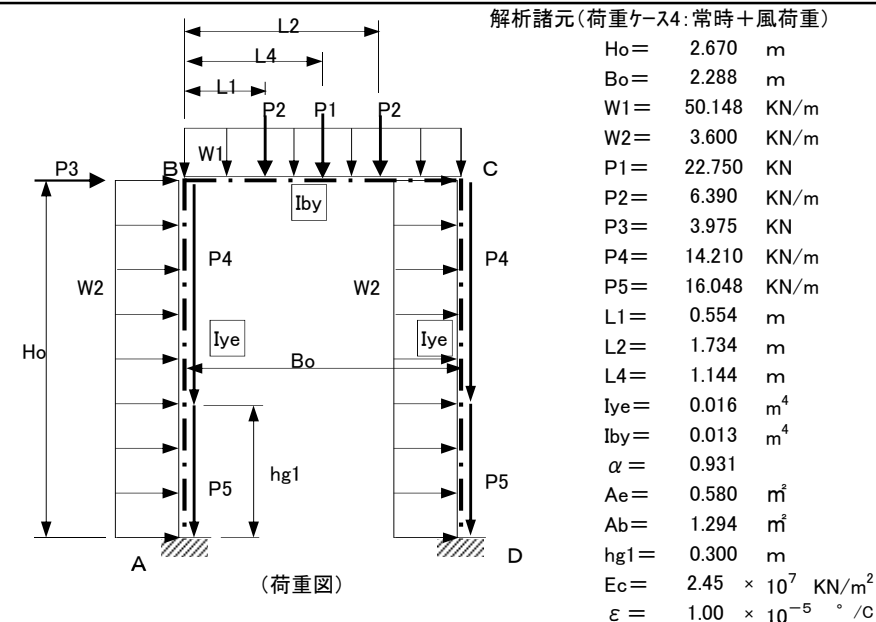


図 4.4.16 断面力図(荷重ケース4:常時+風荷重)

表 4.4.7 断面力の集計(荷重ケース5:常時＋風荷重＋温度荷重+15℃)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	「常時＋風荷重」の断面力		温度荷重による断面力		断面力の集計		
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A～B	A	0		1.35	-1.661	-0.310	36.524	-20.274	34.863	-20.584	108.488
	B	2.670		1.35	-15.321	-9.922	-17.608	-20.274	-32.929	-30.196	69.996
操作台B～C	B	0		1.35	-15.321	69.996	-17.608	0.000	-32.929	69.996	34.171
		0.554	左側	1.35		42.214	-17.608	0.000		42.214	34.171
		0.554	右側	1.35		35.824	-17.608	0.000		35.824	34.171
		0.860	2d	1.35		20.479	-17.608	0.000		20.479	34.171
	Mmax	1.144	左側	1.35	28.169	6.237	-17.608	0.000	10.561	6.237	34.171
		1.144	右側	1.35		-16.513	-17.608	0.000		-16.513	34.171
		1.734	左側	1.35		-46.101	-17.608	0.000		-46.101	34.171
		1.734	右側	1.35		-52.491	-17.608	0.000		-52.491	34.171
	C	2.288		1.35	-27.077	-80.273	-17.608	0.000	-44.685	-80.273	34.171
柱C～D	C	0		1.35	27.077	13.897	-17.608	20.274	44.685	34.171	80.273
	D	2.670		1.35	-22.860	23.509	36.524	20.274	-59.384	43.783	118.765

※ 1. 断面力の集計は次の式による。

M=「常時＋風荷重」の断面力＋温度荷重による断面力

※ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 69.996 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 108.488 \text{ KN}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 80.273 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 118.765 \text{ KN}$$

NBは操作台のS_{BC}とS_{CB}の大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 69.996 \text{ KN} < S_{CB} = 80.273 \text{ KN}$$

故に、SCD を操作台の軸力とする。

$$SCD = 34.171 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{AB} = -30.196 \text{ KN}$$

$$SCD = 34.171 \text{ KN}$$

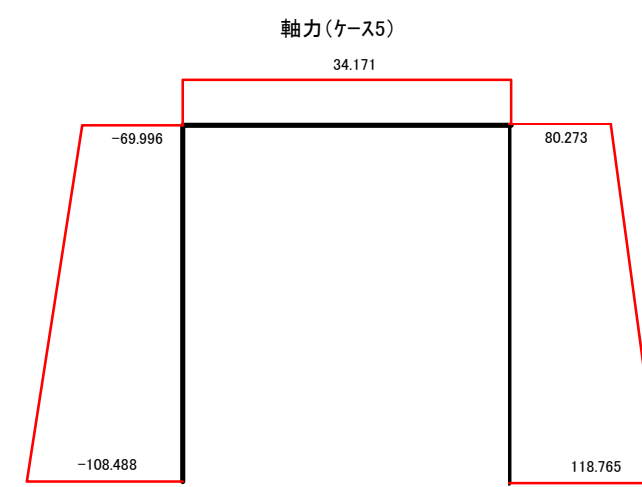
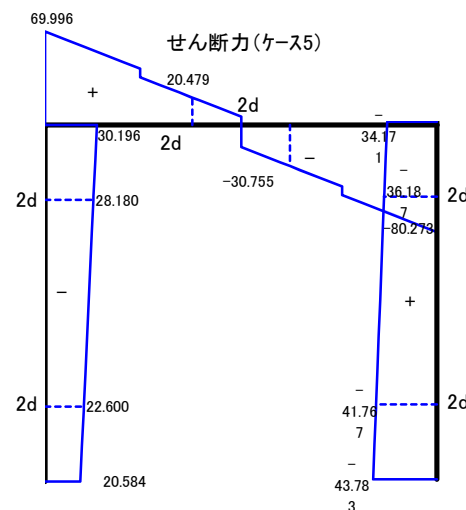
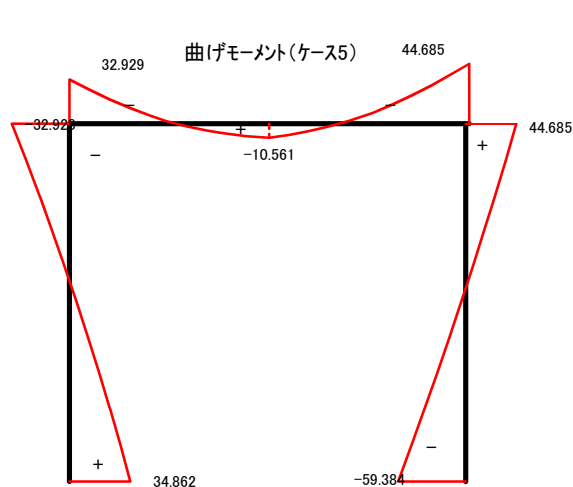


図 4.4.17

断面力図(荷重ケース5:常時＋風荷重＋温度荷重+15℃)

表 4.4.8 断面力の集計(荷重ケース6:常時+風荷重+温度荷重-15℃)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	「常時+風荷重」の断面力		温度荷重による断面力		断面力の集計		
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A~B	A	0		1.35	-1.661	-0.310	-36.524	20.274	-38.185	19.964	108.488
	B	2.670		1.35	-15.321	-9.922	17.608	20.274	2.287	10.352	69.996
操作台B~C	B	0		1.35	-15.321	69.996	17.608	0.000	2.287	69.996	6.377
		0.554	左側	1.35		42.214	17.608	0.000		42.214	6.377
		0.554	右側	1.35		35.824	17.608	0.000		35.824	6.377
		0.860	2d	1.35		20.479	17.608	0.000		20.479	6.377
	Mmax	1.144	左側	1.35	28.169	6.237	17.608	0.000	45.777	6.237	6.377
		1.144	右側	1.35		-16.513	17.608	0.000		-16.513	6.377
		1.734	左側	1.35		-46.101	17.608	0.000		-46.101	6.377
		1.734	右側	1.35		-52.491	17.608	0.000		-52.491	6.377
	C	2.288		1.35	-27.077	-80.273	17.608	0.000	-9.469	-80.273	6.377
柱C~D	C	0		1.35	27.077	13.897	17.608	-20.274	9.469	-6.377	80.273
	D	2.670		1.35	-22.860	23.509	-36.524	-20.274	13.664	3.235	118.765

※ 1. 断面力の集計は次の式による。

M=「常時+風荷重」の断面力+温度荷重による断面力

※ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 69.996 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 108.488 \text{ KN}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 80.273 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 118.765 \text{ KN}$$

NBは操作台のS_{BC}とS_{CB}の大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 69.996 \text{ KN} < S_{CB} = 80.273 \text{ KN}$$

故に、SCD を操作台の軸力とする。

$$SCD = 6.377 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{AB} = 10.352 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = -6.377 \text{ KN}$$

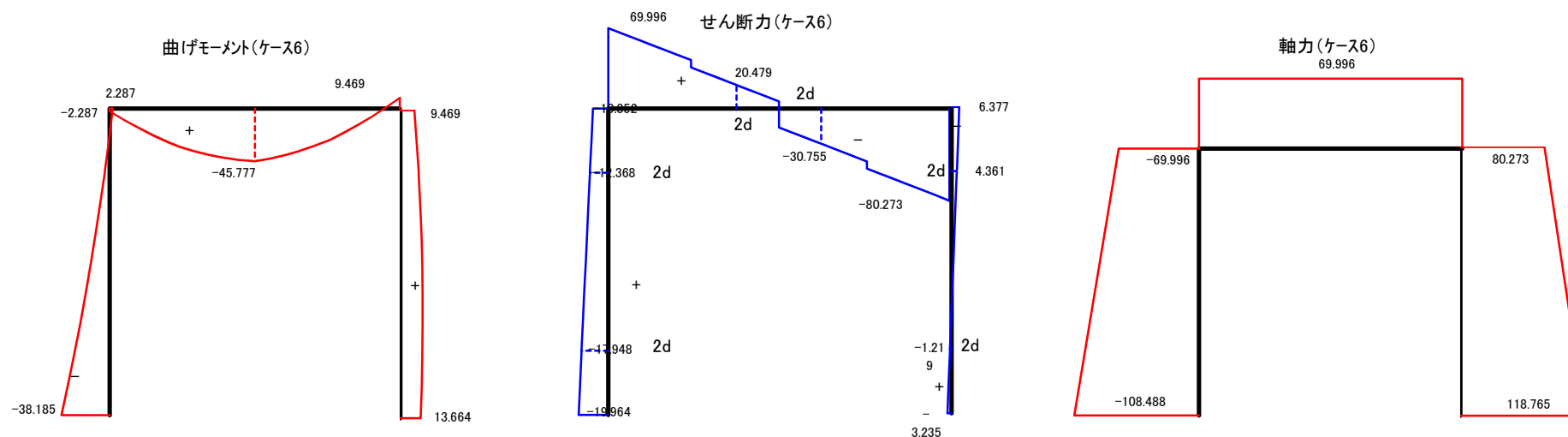
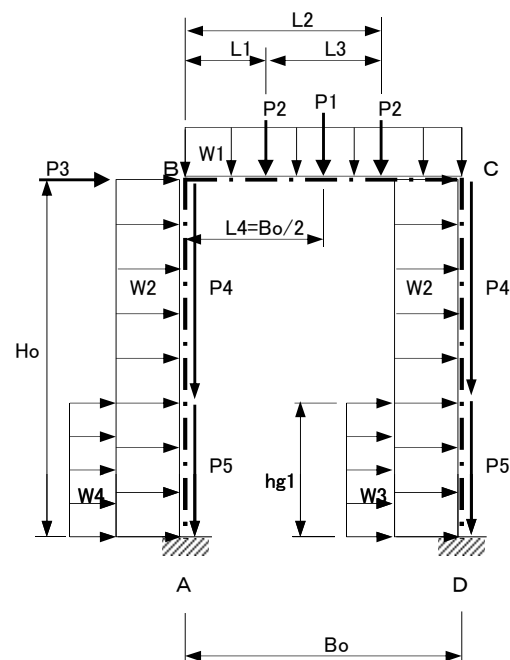


図 4.4.18

断面力図(荷重ケース6:常時+風荷重+温度荷重-15℃)



- W1 : 操作台自重
 W2 : 柱の地震時水平力
 W3 : ゲートの地震時水平力
 W4 : 金物取付部コンクリートの地震時水平力
 P1 : 開閉機およびゲート自重
 P2 : 管理橋反力(死)(アンカーボルト1本当たり)
 P3 : (操作台+管理橋反力+開閉器)自重の地震時水平力
 P4 : 柱1本の自重
 P5 : 戸当たり部コンクリート重量+柱1本の自重
 L1 = 0.554 m
 L2 = 1.734 m
 L4 = 1.144 m

図 4.4.19 荷重タイプ7(地震時)

4-4-7. 荷重ケース7・・・「地震時」

1) 荷重の計算

- ・ 操作台自重+雪荷重+上屋重量

$$W1 = \{ (Ab \cdot \gamma_c + B \cdot q_w) \cdot B1 + w_{ko} \} / Bo$$

$$= \{ (1.294 \times 24.50 + 2.650 \times 3.500) \times 2.800 + 0 \} / 2.288 = 50.148 \text{ KN/m}$$

- ・ 柱自重の地震時慣性力

$$W2 = Ae \cdot \gamma_c \cdot kh = 0.580 \times 24.50 \times 0.20 = 2.842 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$kh : \text{設計震度} \quad kh = 0.20$$

- ・ ゲート+開閉機自重の地震時慣性力(ただし、戸溝部)

$$W3 = (wg/hg2 + w_{to}) \cdot kh = (9.230 / 1.500 + 1.838) \times 0.20 = 1.598 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$wg : \text{ゲート自重(扉体+ラック棒自重)} \quad wg = 9.230 \text{ KN}$$

$$hg2 : \text{ゲートの口径} \quad hg2 = 1.500 \text{ m}$$

- ・ 戸当たり(1本)自重の地震時慣性力

$$W4 = w_{to} \cdot kh = 1.838 \times 0.20 = 0.368 \text{ KN/m}$$

- ・ ゲート+開閉機自重

$$P1 = wg + w_m = 9.230 + 2.750 = 11.980 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$w_m : \text{開閉機自重} \quad w_m = 2.750 \text{ KN}$$

- ・ 管理橋反力

$$P2 = R_d = 6.390 \text{ KN}$$

- ・ 操作台+開閉機+管理橋の地震時慣性力

$$P3 = (Ab \cdot \gamma_c \cdot B1 + 2 \cdot R_d + w_m) \cdot kh = (1.294 \times 24.50 \times 2.800 + 2 \times 6.390 + 2.750) \times 0.20$$

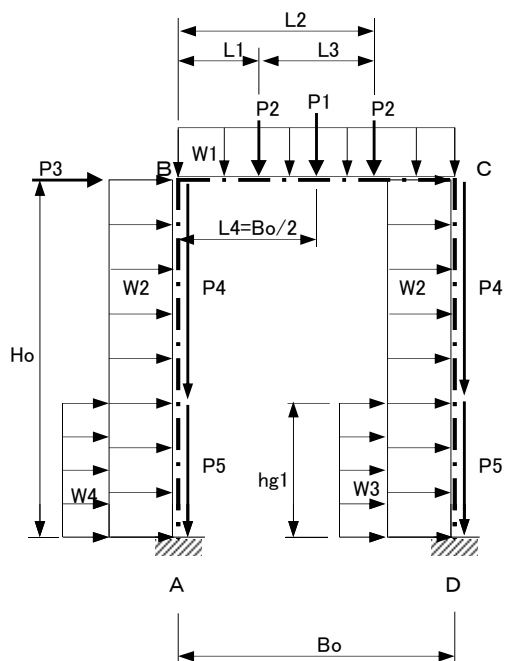
$$= 20.860 \text{ KN/m}$$

- ・ 柱(1本)自重(戸当たり部より上部)

$$P4 = Ae \cdot \gamma_c = 0.580 \times 24.50 = 14.210 \text{ KN/m}$$

- ・ 戸当たり+柱(1本)の自重

$$P5 = w_{to} + Ae \cdot \gamma_c = 1.838 + 0.580 \times 24.50 = 16.048 \text{ KN/m}$$



ここに、

hg1 : 戸当たり高 hg = 0.300 m

図 4.4.20 荷重の計算(地震時)

2) 荷重項の計算

$$C_{AB} = \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W4 \cdot hg1^2}{12 \cdot Ho^2} \cdot (3 \cdot hg1^2 - 8 \cdot hg1 \cdot Ho + 6 \cdot Ho^2) = \frac{2.842}{12} \times 2.670^2 + \frac{0.368}{12} \times \frac{0.300^2}{2.670^2} \times (3 \times 0.300^2 - 8 \times 0.300 \times 2.670 + 6 \times 2.670^2) = 1.703 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BA} = \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W4 \cdot hg1^3}{12 \cdot Ho^2} \cdot (4 \cdot Ho - 3 \cdot hg1) = \frac{2.842}{12} \times 2.670^2 + \frac{0.368}{12} \times \frac{0.300^3}{2.670^2} \times (4 \times 2.670 - 3 \times 0.300) = 1.689 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BC} = \frac{W1}{12} \cdot Bo^2 + \frac{P1}{8} \cdot Bo + \frac{P2 \cdot L1}{Bo} \cdot (Bo - L1) = \frac{50.148}{12} \times 2.288^2 + \frac{11.980}{8} \times 2.288 + \frac{6.390}{2.288} \times (2.288 - 0.554) = 27.986 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CB} = C_{BC} = 27.986 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CD} = - \left\{ \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W3 \cdot hg1^3}{12 \cdot Ho^2} \cdot (4 \cdot Ho - 3 \cdot hg1) \right\} = - \left\{ \frac{2.842}{12} \times 2.670^2 + \frac{1.598}{12} \times \frac{0.300^3}{2.670^2} \times (4 \times 2.670 - 3 \times 0.300) \right\} = -1.693 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DC} = - \left\{ \frac{W2}{12} \cdot Ho^2 + \frac{W3 \cdot hg1^2}{12 \cdot Ho^2} \cdot (3 \cdot hg1^2 - 8 \cdot hg1 \cdot Ho + 6 \cdot Ho^2) \right\} = \left\{ \frac{2.842}{12} \times 2.670^2 + \frac{1.598}{12} \times \frac{0.300^2}{2.670^2} \times (3 \times 0.300^2 - 8 \times 0.300 \times 2.670 + 6 \times 2.670^2) \right\} = -1.750 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$R_{OBA} = P3 + \frac{Ho}{2} \cdot W2 + \frac{W4}{2 \cdot Ho} \cdot hg1^2 = 20.860 + \frac{2.670}{2} \times 2.842 + \frac{0.368}{2 \times 2.670} \times 0.300^2 = 24.660 \text{ KN}$$

$$R_{OCD} = - \left(\frac{Ho}{2} \cdot W2 + \frac{W3}{2 \cdot Ho} \cdot hg1^2 \right) = - \left(\frac{2.670}{2} \times 2.842 + \frac{1.598}{2 \times 2.670} \times 0.300^2 \right) = -3.821 \text{ KN}$$

3) 節点角および部材角の計算

$$\begin{bmatrix} 2(1+\alpha) & \alpha & -3 \\ \alpha & 2(1+\alpha) & -3 \\ 3 & 3 & -12 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} CBC - CBA \\ CCD - CCB \\ CAB + CCD - CBA - CDC - (RODA - ROCD) \cdot H_0 \end{bmatrix}$$

したがって、マトリクスは次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 3.8618 & 0.9309 & -3 \\ 0.9309 & 3.8618 & -3 \\ 3 & 3 & -12 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 27.986 & - & 1.689 & = & 26.297 \\ -1.693 & - & 27.986 & = & -29.679 \\ 1.703 & + & -1.693 & - & 1.689 & - & -1.750 \\ - (24.660 & - & -3.821) \times 2.670 & = & -75.973 \end{bmatrix}$$

ここに、

$$\alpha = 0.9309$$

$$2(1+\alpha) = 3.8618$$

平衡方程式を三元一次方程式に整理すると次のようになる。

$$\begin{array}{rcl} \begin{array}{|c|c|c|} \hline 3.8618 & \theta_B + & 0.9309 \\ \hline 0.9309 & \theta_B + & 3.8618 \\ \hline 3 & \theta_B + & 3 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{|c|c|} \hline \theta_C + \\ \hline \theta_C + \\ \hline \theta_C + \\ \hline \end{array} & \begin{array}{|c|c|} \hline -3 \\ \hline -3 \\ \hline -12 \\ \hline \end{array} & R = & \begin{array}{|c|c|} \hline 26.297 \\ \hline -29.679 \\ \hline -75.973 \\ \hline \end{array} & \begin{array}{l} \text{..... (1)式} \\ \text{..... (2)式} \\ \text{..... (3)式} \end{array} \end{array}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 14.8041 \\ -4.2945 \\ 8.9585 \end{bmatrix} \begin{array}{l} = \theta_B \\ = \theta_C \\ = R \end{array}$$

・ 検算

求められた θ_B 、 θ_C 、 R を(1)式、(2式)、(3)式に代入して検算する。

$$\begin{array}{llllllllll} \text{(1)式} & 3.8618 & \theta_B + & 0.9309 & \theta_C + & -3 & R = & 26.297 & = & 26.297 & \dots & \text{OK} \\ \text{(2)式} & 0.9309 & \theta_B + & 3.8618 & \theta_C + & -3 & R = & -29.679 & = & -29.679 & \dots & \text{OK} \\ \text{(3)式} & 3 & \theta_B + & 3 & \theta_C + & -12 & R = & -75.973 & = & -75.973 & \dots & \text{OK} \end{array}$$

ここに、

$$\theta_B = 14.8041$$

$$\theta_C = -4.2945$$

$$R = 8.9585$$

以上から、たわみ角および部材回転角は次に決定する。

$$\theta_B = 14.8041$$

$$\theta_C = -4.2945$$

$$R = 8.9585$$

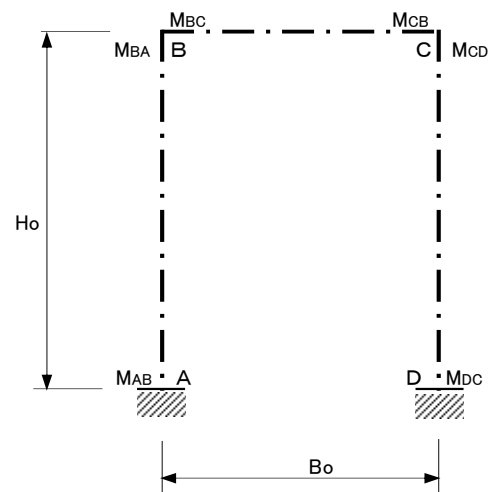


図 4.4.21 節点曲げモーメント(地震時)

4) 節点曲げモーメントの計算

$$M_{AB} = (\theta_B - 3 \cdot R) - C_{AB} = (14.8041 - 3 \times 8.9585) - 1.703 = -13.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$\theta_B = 14.8041$$

$$R = 8.9585$$

$$C_{AB} = 1.703 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BA} = (2 \cdot \theta_B - 3 \cdot R) + C_{BA} = (2 \times 14.8041 - 3 \times 8.9585) + 1.689 = 4.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{BA} = 1.689 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = \alpha (2 \cdot \theta_B + \theta_C) - C_{BC} = 0.9309 \times (2 \times 14.8041 + -4.2945) - 27.986 = -4.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$\alpha = 0.9309$$

$$\theta_C = -4.2945$$

$$C_{BC} = 27.986 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CB} = \alpha (\theta_B + 2 \cdot \theta_C) + C_{CB} = 0.9309 \times (14.8041 + 2 \times -4.2945) + 27.986 = 33.772 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{CB} = 27.986 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CD} = (2 \cdot \theta_C - 3 \cdot R) - C_{CD} = (2 \times -4.2945 - 3 \times 8.9585) - -1.693 = -33.772 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{CD} = -1.693 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

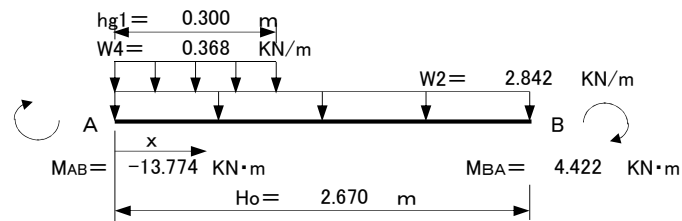
$$M_{DC} = (\theta_C - 3 \cdot R) + C_{DC} = (-4.2945 - 3 \times 8.9585) + -1.750 = -32.920 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$C_{DC} = -1.750 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

5) 断面力の計算

① 柱(A~B)



・ 節点せん断力

$$S_{AB} = \frac{W_2 \cdot H_o}{2} + W_4 \cdot h_{g1} \left(1 - \frac{h_{g1}}{2H_o} \right) - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_o}$$

$$= \frac{2.842 \times 2.670}{2} + 0.368 \times 0.300 \times \left(1 - \frac{0.300}{2 \times 2.670} \right) - \frac{-13.774 + 4.422}{2.670} = 7.401 \text{ KN}$$

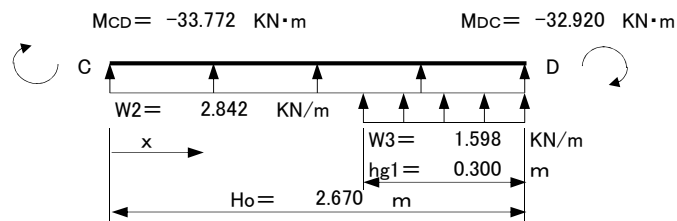
$$S_{BA} = S_{AB} - W_2 \cdot H_o - W_4 \cdot h_{g1} = 7.401 - 2.842 \times 2.670 - 0.368 \times 0.300 = -0.298 \text{ KN}$$

・ 節点曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = -13.774 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -4.422 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

② 柱(C~D)



・ せん断力

$$S_{CD} = -\frac{W_2 \cdot H_o}{2} - \frac{W_3 \cdot h_{g1}^2}{2H_o} - \frac{M_{CD} + M_{DC}}{H_o}$$

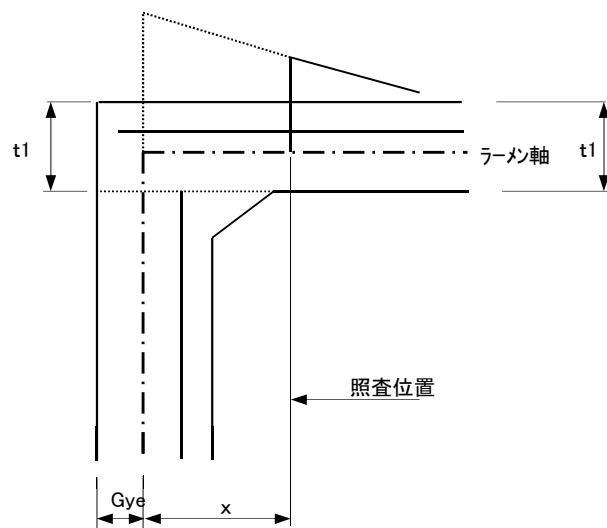
$$= -\frac{2.842 \times 2.670}{2} - \frac{1.598 \times 0.300^2}{2 \times 2.670} - \frac{-33.772 + -32.920}{2.670} = 21.157 \text{ KN}$$

$$S_{DC} = S_{CD} + W_2 \cdot H_o + W_3 \cdot h_{g1} = 21.157 + 2.842 \times 2.670 + 1.598 \times 0.300 = 29.225 \text{ KN}$$

・ 曲げモーメント

$$M_C = -M_{CD} = 33.772 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = M_{DC} = -32.920 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



※ せん断応力度の割増

「カルハート工指針」

コンクリートのみでせん断力を負担する場合は、平均せん断応力度 τ_m が下表に示す τ_{a1} に以下に示す割増係数を乗じた値を超えてはならない。

$$\alpha = 2 - x / (2d) \quad (1 \leq \alpha \leq 2)$$

ここに、

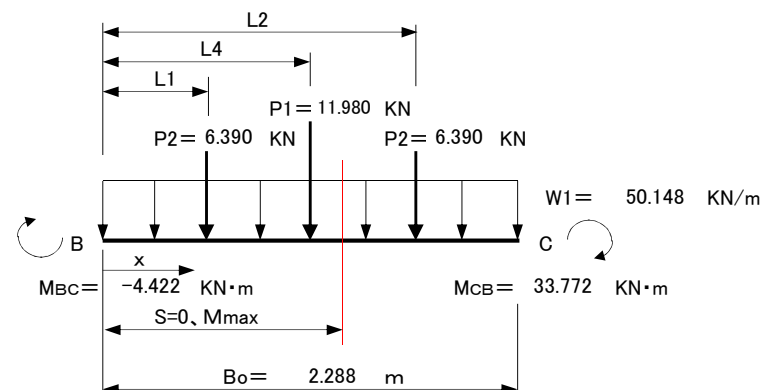
 α : 割増係数 x : 照査断面位置の節点からの距離(m)

表 4.4.9 コンクリートの許容圧縮応力度、せん断応力度

コンクリートの設計基準強度		21	24	27
応力度				
圧縮応力度 σ_{ca}	曲げ圧縮応力度	7	8	9
せん断応力度 τ_a	コンクリートのみで負担 τ_{a1}	0.35	0.39	0.42
	斜引張鉄筋と共同して負担 τ_{a2}	1.6	1.7	1.8

単位: N/mm^2

③ 操作台(B~C)



$$L1 = 0.554 \text{ m}$$

$$L2 = 1.734 \text{ m}$$

$$L4 = 1.144 \text{ m}$$

・ せん断力

両端部のせん断力

$$S_{BC} = \frac{W1 \cdot Bo}{2} + \frac{P1}{2} + P2 - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{Bo}$$

$$= \frac{50.148 \times 2.288}{2} + \frac{11.980}{2} + 6.390 - \frac{-4.422 + 33.772}{2.288} = 56.922 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - W1 \cdot Bo - P1 - 2P2 = 56.922 - 50.148 \times 2.288 - 11.980 - 2 \times 6.390 = -82.577 \text{ KN}$$

中間部のせん断力

($x = 0.554 \text{ m}$) ... L1の左側位置(P2を含まない)

$$S = S(0.554) = S_{BC} - W1 \cdot x = 56.922 - 50.148 \times 0.554 = 29.14 \text{ KN}$$

($x' = 0.554 \text{ m}$) ... L1の右側位置(P2を含む)

$$S = S(0.554) - P2 = 29.14 - 6.390 = 22.75 \text{ KN}$$

($x = 1.144 \text{ m}$) ... L4の左側位置(P1を含まない)

$$S = S(1.144) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 = 56.922 - 50.148 \times 1.144 - 6.390 = -6.837 \text{ KN}$$

($x' = 1.144 \text{ m}$) ... L4の右側位置(P1を含む)

$$S = S(1.144) - P1 = -6.837 - 11.980 = -18.817 \text{ KN}$$

($x = 1.734 \text{ m}$) ... L2の左側位置(P2を含まない)

$$S = S(1.734) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 - P1 = 56.922 - 50.148 \times 1.734 - 6.390 - 11.980 = -48.405 \text{ KN}$$

($x' = 1.734 \text{ m}$) ... L2の右側位置(P2を含む)

$$S = S(1.734) - P2 = -48.405 - 6.390 = -54.795 \text{ KN}$$

($x = 0.860 \text{ m}$) ... せん断力の照査位置(P2を含む)

$$S = S(0.860) = S_{BC} - W1 \cdot x - P2 = 56.922 - 50.148 \times 0.860 - 6.390 = 7.405 \text{ KN}$$

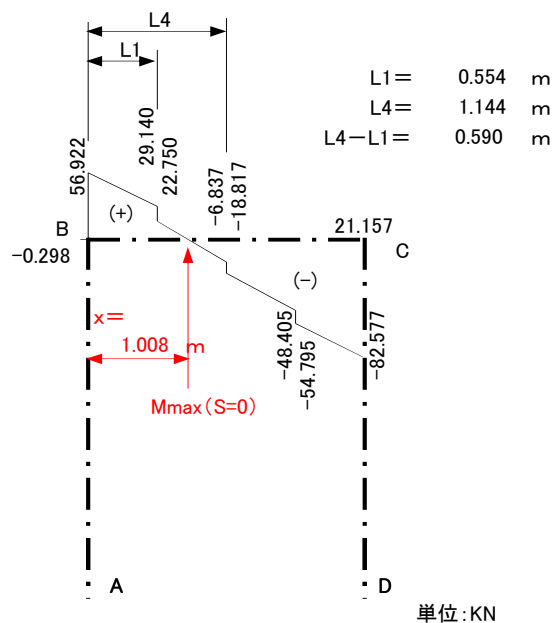


図 4.4.22 操作台のせん断力(地震時)

・ 曲げモーメント

両端部の曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -4.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -33.772 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

中間部のMmaxはせん断力S=0の位置で生じる。せん断力S=0の位置xは左図のせん断力図からL1~L4の間に生じる。

$$x = 0.554 + \left(0.590 - \frac{0.590 \times 6.837}{22.750 - (-6.837)} \right) = 1.008 \text{ m}$$

$$M_{\max} = S_{BC} \cdot x - \frac{W1 \cdot x^2}{2} - P2(x - L1) + M_B$$

$$= 56.922 \times 1.008 - \frac{50.148 \times 1.008^2}{2} - 6.390 \times (1.008 - 0.554) + (-4.422)$$

$$= 24.578 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

④ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P5 \cdot h_{g1}$$

$$= 56.922 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 95.414 \text{ KN}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P5 \cdot h_{g1}$$

$$= 82.577 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 121.069 \text{ KN}$$

NBは操作台のSBCとSCBの大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 56.922 \text{ KN} < S_{CB} = 82.577 \text{ KN}$$

故に、SCD を操作台の軸力とする。

$$S_{CD} = 21.157 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{AB} = 7.401 \text{ KN}$$

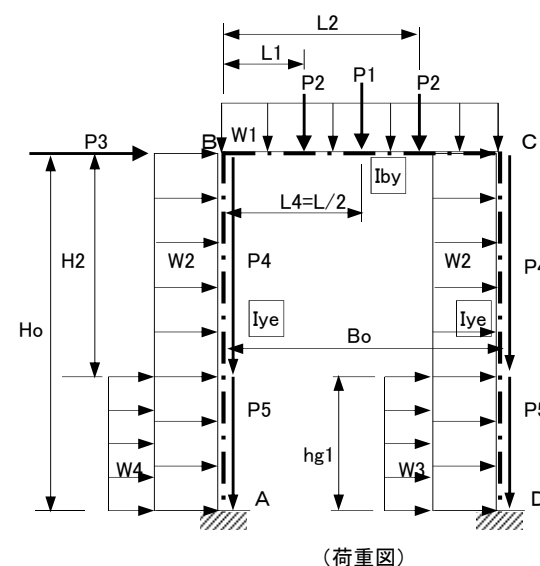
$$S_{CD} = 21.157 \text{ KN}$$

表 4.4.10 断面力の集計(ケース7:地震時)

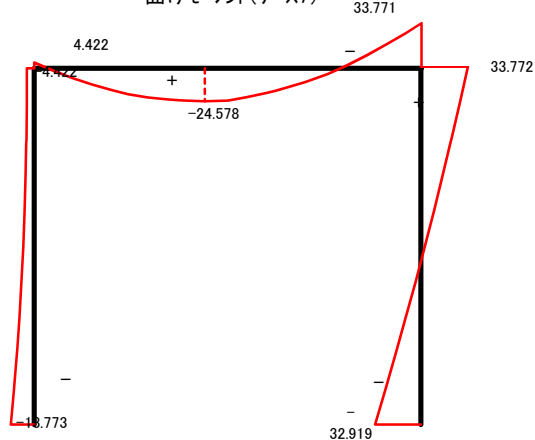
部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	地震時の断面力			
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S(KN)		軸力N (KN)
						節点	2d	
柱A～B	A	0		1.50	-13.774	7.401		95.414
	B	2.670		1.50	-4.422	-0.298		56.922
操作台B～C	B	0		1.50	-4.422	56.922		21.157
		0.554	左側	1.50		29.140		21.157
		0.554	右側	1.50		22.750		21.157
		0.860	2d	1.50			7.405	21.157
	Mmax	1.008	右側	1.50	24.578	0.000		21.157
		1.144	左側	1.50		-6.837		21.157
		1.144	右側	1.50		-18.817		21.157
		1.734	左側	1.50		-48.405		21.157
		1.734	右側	1.50		-54.795		21.157
	C	2.288		1.50	-33.772	-82.577		21.157
	柱C～D	C	0		1.50	33.772	21.157	
D		2.670		1.50	-32.920	29.225		121.069

解析諸元(ケース7:地震時)

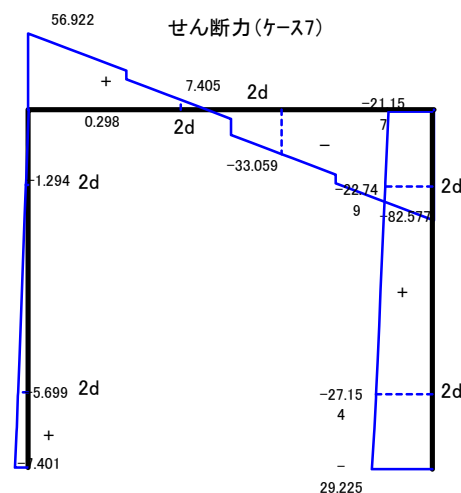
Ho=	2.670	m
Bo=	2.288	m
hg2=	1.500	m
W1=	50.148	KN/m
W2=	2.842	KN/m
W3=	1.598	KN/m
W4=	0.368	KN/m
P1=	11.980	KN
P2=	6.390	KN/m
P3=	20.860	KN
P4=	14.210	KN/m
P5=	16.048	KN/m
L1=	0.554	m
L2=	1.734	m
L4=	1.144	m
Iye=	0.01567	m ⁴
Iby=	0.01250	m ⁴
α=	0.931	
Ae=	0.580	m ²
Ab=	1.294	m ²
hg1=	0.300	m
H2=Ho-hg1=	2.370	m
Ec=	2.45 × 10 ⁷	KN/m ²
ε=	1.00 × 10 ⁻⁵	°/C



曲げモーメント(ケース7)



せん断力(ケース7)



軸力(ケース7)

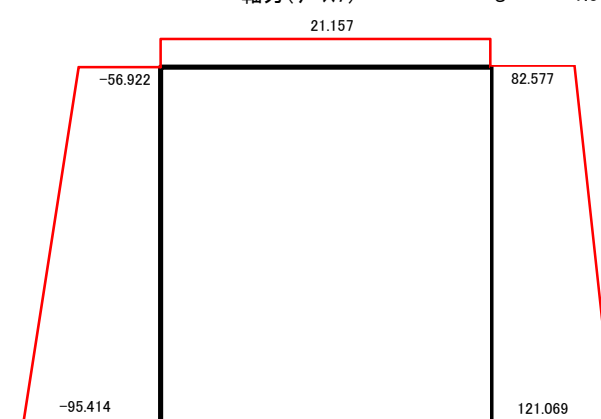


図 4.4.23 断面力図(ケース7:地震時)

表 4.4.11 断面力の集計(地震時+温度荷重+15℃)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	地震時の断面力		温度荷重による断面力		断面力の集計		
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A～B	A	0		1.65	-13.774	7.401	36.524	-20.274	22.750	-12.873	95.410
	B	2.670		1.65	-4.422	-0.298	-17.608	-20.274	-22.030	-20.572	56.922
操作台B～C	B	0		1.65	-4.422	56.922	-17.608	0.000	-22.030	56.922	41.431
		0.554	左側	1.65		29.140	-17.608	0.000		29.140	41.431
		0.554	右側	1.65		22.750	-17.608	0.000		22.750	41.431
		0.860	2d	1.65			-17.608	0.000		0.000	41.431
	Mmax	1.008	左側	1.65	24.578	0.000	-17.608	0.000	6.970	0.000	41.431
		1.144	右側	1.65		-6.837	-17.608	0.000		-6.837	41.431
		1.144	左側	1.65		-18.817	-17.608	0.000		-18.817	41.431
		1.734	右側	1.65		-48.405	-17.608	0.000		-48.405	41.431
		1.734		1.65		-54.795	-17.608	0.000		-54.795	41.431
	C	2.288		1.65	-33.772	-82.577	-17.608	0.000	-51.380	-82.577	41.431
柱C～D	C	2.288		1.65	33.772	21.157	-17.608	20.274	51.380	41.431	82.577
	D	0		1.65	-32.920	29.225	36.524	20.274	-69.444	49.499	121.070

※ 1. 断面力の集計は次の式による。

M=地震時の断面力+温度荷重による断面力

※ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1}$$

$$= 56.922 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 95.410 \text{ KN}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1}$$

$$= 82.577 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 121.070 \text{ KN}$$

NBは操作台の S_{BC} と S_{CD} の大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 56.922 \text{ KN} < S_{CB} = 82.577 \text{ KN}$$

故に、**SCD** を操作台の軸力とする。

$$SCD = 41.431 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{BA} = -20.572 \text{ KN}$$

$$SCD = 41.431 \text{ KN}$$

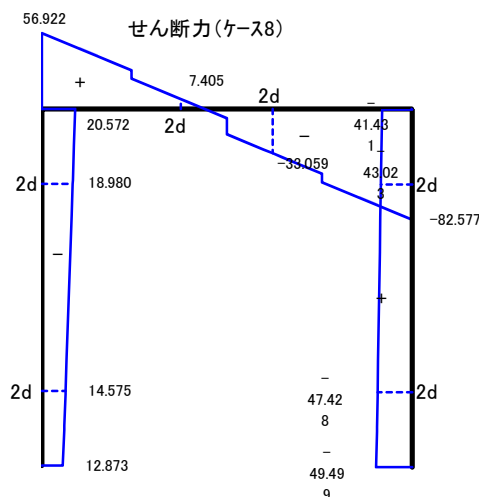
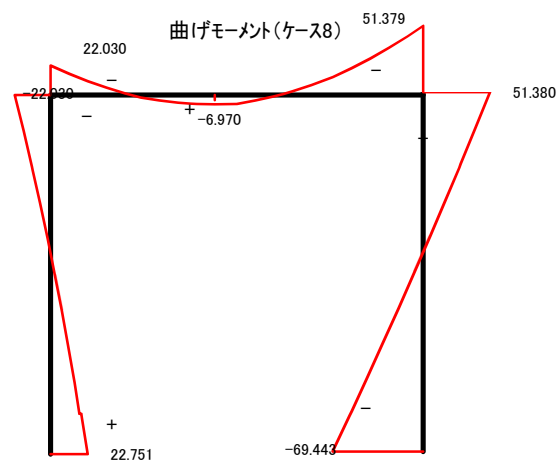


図 4.4.24 断面力図(ケース8:地震時+温度荷重+15°)

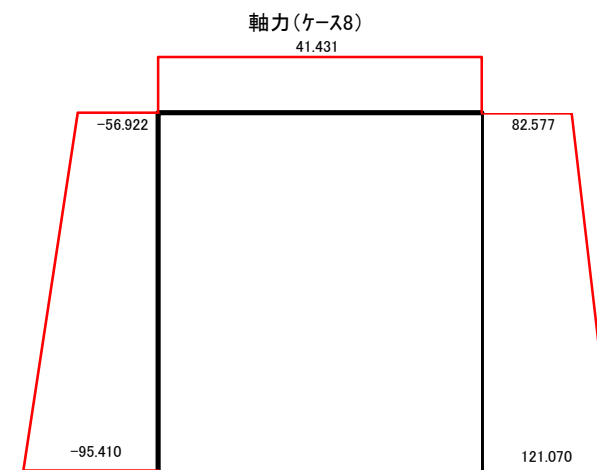


表 4.4.12 断面力の集計(地震時＋温度荷重-15℃)

部材	位置x(m)			許容応力度 の割増係数	地震時の断面力		温度荷重による断面力		断面力の集計		
	節点	x	左右別		曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A～B	A	0		1.65	-13.774	7.401	-36.524	20.274	-50.298	27.675	95.410
	B	2.670		1.65	-4.422	-0.298	17.608	20.274	13.186	19.976	56.922
操作台B～C	B	0		1.65	-4.422	56.922	17.608	0.000	13.186	56.922	0.883
		0.554	左側	1.65		29.140	17.608	0.000		29.140	0.883
		0.554	右側	1.65		22.750	17.608	0.000		22.750	0.883
		0.860	2d	1.65			17.608	0.000		0.000	0.883
	Mmax	1.008	左側	1.65	24.578	0.000	17.608	0.000	42.186	0.000	0.883
		1.144	右側	1.65		-6.837	17.608	0.000		-6.837	0.883
		1.144	左側	1.65		-18.817	17.608	0.000		-18.817	0.883
		1.734	右側	1.65		-48.405	17.608	0.000		-48.405	0.883
		1.734		1.65		-54.795	17.608	0.000		-54.795	0.883
	C	2.288		1.65	-33.772	-82.577	17.608	0.000	-16.164	-82.577	0.883
柱C～D	C	2.288		1.65	33.772	21.157	17.608	-20.274	16.164	0.883	82.577
	D	0		1.65	-32.920	29.225	-36.524	-20.274	3.604	8.951	121.070

※ 1. 断面力の集計は次の式による。
M＝地震時の断面力＋温度荷重による断面力

※ 軸力の計算

$$N_A = |S_{BC}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} \\ = 56.922 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 95.410 \text{ KN}$$

ここに、

$$h_{g1} = 0.300 \text{ m}$$

$$N_D = |S_{CB}| + P_4 \cdot (H_0 - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} \\ = 82.577 + 14.210 \times (2.670 - 0.300) + 16.048 \times 0.300 = 121.070 \text{ KN}$$

N_Bは操作台のS_{BC}とS_{CD}の大きい方(設計曲げモーメント)の値とする(ただし、絶対値で比較する)。

$$S_{BC} = 56.922 \text{ KN} < S_{CB} = 82.577 \text{ KN}$$

故に、**SCD** を操作台の軸力とする。

$$SCD = 0.883 \text{ KN}$$

ここに、

$$S_{BA} = 19.976 \text{ KN}$$

$$SCD = 0.883 \text{ KN}$$

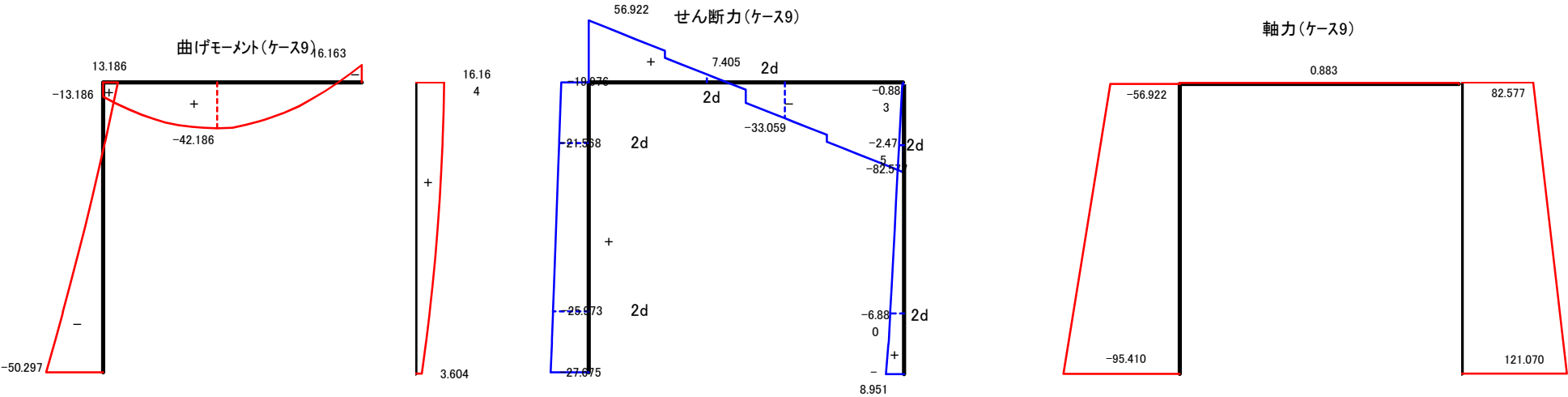


図 4.4.25 断面力図(ケース9:地震時＋温度荷重-15°)

4-5. 設計断面力の集計

4-5-1. 荷重の組合せと断面力の集計

表 4.5.1 許容応力度の割増係数

荷重ケース	組合せタイプ	割増係数	許容応力度(N/mm ²)		
			σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース1	常時	1.00	8.0	160.0	0.39
ケース2	常時+温度荷重(+15℃)	1.15	9.2	184.0	0.44
ケース3	常時+温度荷重(-15℃)	1.15	9.2	184.0	0.44
ケース4	常時+風荷重	1.25	10.0	200.0	0.48
ケース5	常時+風荷重+温度荷重(+15℃)	1.35	10.8	216.0	0.52
ケース6	常時+風荷重+温度荷重(-15℃)	1.35	10.80	216.0	0.52
ケース7	地震時	1.50	12.0	300.0	0.58
ケース8	地震時+温度荷重(+15℃)	1.65	13.2	300.0	0.64
ケース9	地震時+温度荷重(-15℃)	1.65	13.2	300.0	0.64

部材	位置x(m)		ケース1			ケース2			ケース3			ケース4			ケース5			ケース6		
	節点	x	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A～B	A	0	10.600	-11.910	113.626	47.124	-32.184	113.626	-25.924	8.364	113.626	-1.661	-0.310	108.488	34.863	-20.584	108.488	-38.185	19.964	108.488
	B	2.670	-21.199	-11.910	75.134	-38.807	-32.184	75.134	-3.591	8.364	75.134	-15.321	-9.922	69.996	-32.929	-30.196	69.996	2.287	10.352	69.996
操作台B～C	B	0	-21.199	75.134	11.910	-38.807	75.134	32.184	-3.591	75.134	8.364	-15.321	69.996	13.897	-32.929	69.996	34.171	2.287	69.996	6.377
	Mmax	1.008																		
	Mmax	1.144	28.169	11.375	11.910	10.561	11.375	32.184	45.777	11.375	8.364	28.169	6.237	13.897	10.561	6.237	34.171	45.777	6.237	6.377
	C	2.288	-21.199	-75.135	11.910	-38.807	-75.135	32.184	-3.591	-75.135	8.364	-27.077	-80.273	13.897	-44.685	-80.273	34.171	-9.469	-80.273	6.377
柱C～D	C	0	21.199	11.910	75.135	38.807	32.184	75.135	3.591	-8.364	75.135	27.077	13.897	80.273	44.685	34.171	80.273	9.469	-6.377	80.273
	D	2.670	-10.600	11.910	113.627	-47.124	32.184	113.627	25.924	-8.364	113.627	-22.860	23.509	118.765	-59.384	43.783	118.765	13.664	3.235	118.765

部材	位置x(m)		ケース7			ケース8			ケース9		
	節点	x	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
柱A～B	A	0	-13.774	7.401	95.414	22.750	-12.873	95.410	-50.298	27.675	95.410
	B	2.670	-4.422	-0.298	56.922	-22.030	-20.572	56.922	13.186	19.976	56.922
操作台B～C	B	0	-4.422	56.922	21.157	-22.030	56.922	41.431	13.186	56.922	0.883
	Mmax	1.008	24.578	0.000	21.157	6.970	0.000	41.431	42.186	0.000	0.883
	Mmax	1.144									
	C	2.288	-33.772	-82.577	21.157	-51.380	-82.577	41.431	-16.164	-82.577	0.883
柱C～D	C	0	33.772	21.157	82.577	51.380	41.431	82.577	16.164	0.883	82.577
	D	2.670	-32.920	29.225	121.069	-69.444	49.499	121.070	3.604	8.951	121.070

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

4-5-2. 応力度の計算に用いる設計断面力の抽出

表 4.5.2 門柱横方向の断面力(最大値)

部材	項目	ケース1			ケース2			ケース3			ケース4			ケース5			ケース6		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
柱	設計断面力	21.199	11.910	113.627	47.124	32.184	113.627	25.924	8.364	113.627	27.077	23.509	118.765	59.384	43.783	118.765	38.185	19.964	118.765
	許容応力度の割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	21.199	11.910	113.627	40.977	27.986	98.806	22.543	7.273	98.806	21.662	18.807	95.012	43.988	32.432	87.974	28.285	14.788	87.974
操作台	設計断面力	28.169	75.135	11.910	38.807	75.135	32.184	45.777	75.135	8.364	28.169	80.273	13.897	44.685	80.273	34.171	45.777	80.273	6.377
	許容応力度の割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	28.169	75.135	11.910	33.745	65.335	27.986	39.806	65.335	7.273	22.535	64.218	11.118	33.100	59.461	25.312	33.909	59.461	4.724

部材	項目	ケース7			ケース8			ケース9		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
柱	設計断面力	33.772	29.225	121.069	69.444	49.499	121.070	50.298	27.675	121.070
	許容応力度の割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	22.515	19.483	80.713	42.087	29.999	73.376	30.484	16.773	73.376
操作台	設計断面力	33.772	82.577	21.157	51.380	82.577	41.431	42.186	82.577	0.883
	許容応力度の割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	22.515	55.051	14.105	31.139	50.047	25.110	25.567	50.047	0.535

※ 1. 表の上段は計算値、中段は許容応力度の割増係数、下段は許容応力度の割増係数で除した常時の換算値。

表 4.5.3 応力度の検討に用いる設計断面力の抽出

部材	項目	断面力の最大値(常時)			断面力の最大値(地震時)			断面力の最大値(常時、地震時)		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
柱	常時の換算値	43.988	32.432	87.974	42.087	29.999	73.376	43.988	32.432	87.974
	許容応力度の割増係数	1.35	1.35	1.35	1.65	1.65	1.65	1.35	1.35	1.35
	設計断面力	59.384	43.783	118.765	69.444	49.499	121.070	59.380	43.780	118.765
	ケース番号	ケース5	ケース5	ケース5	ケース8	ケース8	ケース8	ケース5	ケース5	ケース5
操作台	常時の換算値	39.806	75.135	7.273	31.139	55.051	25.110	39.806	75.135	7.273
	許容応力度の割増係数	1.15	1.00	1.15	1.65	1.50	1.65	1.15	1.00	1.15
	設計断面力	45.777	75.135	8.364	51.380	82.577	41.431	45.777	75.135	8.364
	ケース番号	ケース3	ケース1	ケース3	ケース8	ケース7	ケース8	ケース3	ケース1	ケース3

※ 1. 断面力の抽出は「常時の換算値」でおこなった。

表 4.5.4 荷重ケースの内容

荷重ケース	組合せタイプ
ケース1	常時
ケース2	常時＋温度荷重(+15℃)
ケース3	常時＋温度荷重(-15℃)
ケース4	常時＋風荷重
ケース5	常時＋風荷重＋温度荷重(+15℃)
ケース6	常時＋風荷重＋温度荷重(-15℃)
ケース7	地震時
ケース8	地震時＋温度荷重(+15℃)
ケース9	地震時＋温度荷重(-15℃)

4-5-3. 応力度の検討に用いる設計断面力の決定

1) 応力度の検討に用いる設計断面力の抽出

以上の比較から、応力度の検討に用いる設計断面力は以下の荷重ケースに決定する。

表 4.5.5 応力度の検討に用いる設計断面力の決定

部材	荷重ケース	断面力の常時換算値			設計断面力			許容応力度(N/mm ²)			
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
柱	ケース5	43.988	32.432	87.974	59.384	43.783	118.765	1.35	10.8	216.0	0.52
	ケース5	43.988	32.432	87.974	59.384	43.783	118.765	1.35	10.8	216.0	0.52
	ケース5	43.988	32.432	87.974	59.384	43.783	118.765	1.35	10.8	216.0	0.52
操作台	ケース3	22.543	7.273	98.806	25.924	8.364	113.627	1.15	9.2	184.0	0.44
	ケース1	21.199	11.910	113.627	21.199	11.910	113.627	1.00	8.0	160.0	0.39
	ケース3	22.543	7.273	98.806	25.924	8.364	113.627	1.15	9.2	184.0	0.44

※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

・柱部材(軸力を考慮する)

ケース5 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 常時＋風荷重＋温度荷重(+15℃)

・操作台部材(軸力を考慮しない)

ケース3 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 常時＋温度荷重(-15℃)

ケース1 : 常時換算値のせん断力が最大 → 荷重状態 : 常時

ただし、「ケース1」のせん断力と「ケース3」のせん断力は同値なので「ケース3」で応力度の検討をおこなう。

なお、応力度の検討は以下の条件のもとでおこなう。

- ・柱 : 軸力を考慮する
- ・操作台 : 軸力を考慮しない

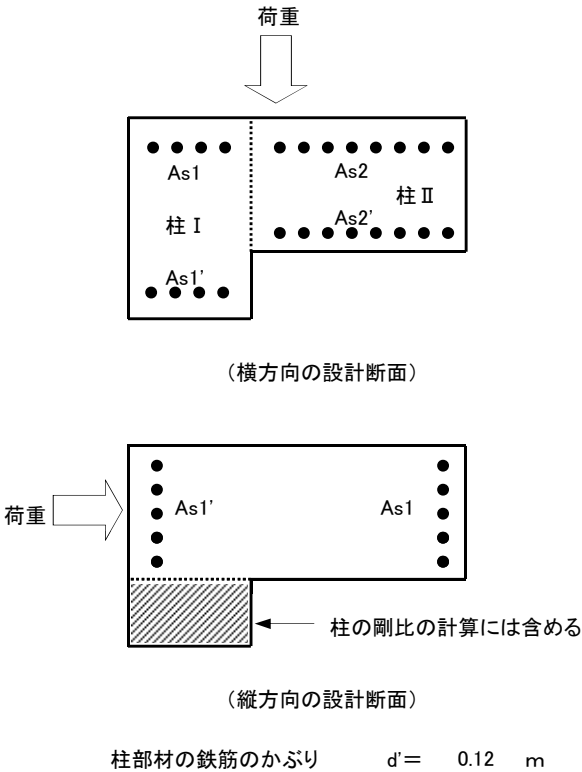


図 4.6.1 門柱の設計断面

4-6. 設計断面力の分配

4-6-1. 柱

設計では、「柱Ⅰ」と「柱Ⅱ」の部分に分割して複鉄筋長方形梁」としておこなう。なお、軸力は考慮する。

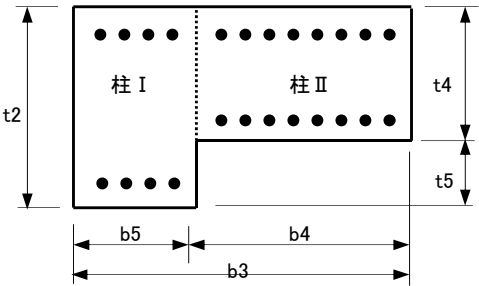


図 4.6.2 柱断面の分割

表 4.6.1 柱の断面比				
部材	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)	部材断面比	
			剛比	面積
柱Ⅰ	0.260	0.00915	0.682	0.448
柱Ⅱ	0.320	0.00427	0.318	0.552
計	0.580	0.01342	1.000	1.000

※ 1. 部材断面比の算出

- ・ 曲げモーメント
柱Ⅰ = $0.00915 / 0.01342 = 0.682$
柱Ⅱ = $0.00427 / 0.01342 = 0.318$
- ・ せん断力、軸力
柱Ⅰ = $0.260 / 0.580 = 0.448$
柱Ⅱ = $0.320 / 0.580 = 0.552$

t2= 0.650 m
t4= 0.400 m
t5= 0.250 m
b3= 1.200 m
b4= 0.800 m
b5= 0.400 m

表 4.6.2 柱断面の設計断面力の分配

荷重ケース	柱部材	曲げモーメントM (KN・m)		せん断力S (KN)		軸力N (KN)		許容応力度 (N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
ケース5	全体	1.000	59.384	1.000	43.783	1.000	118.765	10.8	216.0	0.52
	柱Ⅰ	0.682	40.500	0.448	19.615	0.448	53.207	割増係数 $\alpha =$		1.35
	柱Ⅱ	0.318	18.884	0.552	24.168	0.552	65.558			

※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

・ 柱部材(軸力を考慮する)

ケース5 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 常時+風荷重+温度荷重(+15℃)

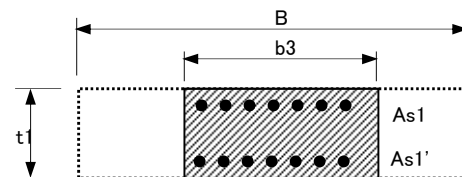
- ・ 門柱の応力度

図 4.6.3 複鉄筋長方形梁の断面

部材		b		h	
		式	本設計	式	本設計
柱	I	b	b5	h	t2
	II	b	b4	h	t4
操作台		b	b3	h	t1

呼び名	鉄筋径	単位重量 (kg/m)	公称断面積 S (cm ²)	公称周長 l (cm)	定着長la 31.3φ (cm)	曲げ半径r 10.5φ (cm)
D13	13	0.995	1.267	4.0	410	140
D16	16	1.560	1.986	5.0	500	170
D19	19	2.250	2.865	6.0	600	200
D22	22	3.040	3.871	7.0	690	240
D25	25	3.980	5.067	8.0	790	270
D29	29	5.040	6.424	9.0	910	310
D32	32	6.230	7.942	10.0	1000	340
D35	35	7.510	9.566	11.0	1100	370
D38	38	8.950	11.400	12.0	1190	400
D41	41	10.500	13.400	13.0	1290	440
D51	51	15.900	20.270	16.0	1600	540

操作台は、斜線部に対する「複鉄筋長方形梁」としておこなう。ただし、軸力は考慮しない。



操作台部材の鉄筋のかぶり $d' = 0.07 \text{ m}$

操作台の有効断面

荷重ケース	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)	許容応力度 (N/mm ²)			
				割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース3	25.924	8.364	113.627	1.15	9.2	184.0	0.44
ケース1	21.199	11.910	113.627	1.00	8.0	160.0	0.39

※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

- ・ 操作台部材(軸力を考慮しない)

ケース3 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 0.00

2. 「ケース1」はせん断力が最大となるが、「ケース3」と同値なのでせん断力の照査は「ケース3」でおこなう。

【メモ】

・軸力を考慮した応力度の計算

軸力を考慮した応力度は以下の計算により求める。

$$\sigma_c = \frac{N}{b \cdot h \cdot C}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c \cdot (1 - K - \frac{d'}{h})}{K}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

また、計算に用いる係数は次により求める。

$$\frac{e}{h} = \frac{K^2 \cdot (\frac{1}{2} - \frac{K}{3}) + n \cdot P \cdot (1 - 2a)^2}{K^2 + 2n \cdot P \cdot (2K - 1)}$$

$$C = \frac{K}{2} + \frac{n \cdot P}{K} \cdot (2K - 1)$$

ただし、 $0.2 \leq K \leq 1.0$

ここに、

$$n = 15$$

$$a = d'/h$$

※ 係数Kが範囲より外れる場合は「ノモグラム」との照査が必要である。

4-7. 応力度の計算

4-7-1. 柱Ⅰ(軸力を考慮する)

(1) 荷重 ケース5 … 荷重状態 : 常時+風荷重+温度荷重(+15℃)

① 応力度の計算

柱断面Ⅰについて必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

- ・曲げモーメント $M = 40.500 \text{ KN} \cdot \text{m} (= 40,500,000 \text{ N} \cdot \text{mm})$
- ・せん断力 $S = 19.615 \text{ KN} (= 19,615 \text{ N})$
- ・軸力 $N = 53.207 \text{ KN} (= 53,207 \text{ N})$
- ・コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 10.8 \text{ N/mm}^2$
- ・鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 216.0 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.52 \text{ N/mm}^2$
- ・鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15$
- ・部材の幅 $b=b5 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
- ・部材の高さ $h=t2 = 0.65 \text{ m} (= 650 \text{ mm})$
- ・鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
- ・部材の有効高 $d = 0.53 \text{ m} (= 530 \text{ mm})$
- ・配筋の仮定値 $D \text{ 13} \times \text{2 本} \rightarrow A_s = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$

・複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$P = A_s / (b \cdot h) = 253.4 / (400 \times 650) = 0.00097$$

$$e = M / N = 40,500,000 / 53,207 = 761.178 \text{ mm}$$

$$a = d' / h = 120 / 650 = 0.18462$$

$$e/h = 761.178 / 650 = 1.17104$$

表 4.7.1 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.190	15	0.00097	0.18462	1.17104	1.19352	1.17104	×				
0.191	15	0.00097	0.18462	1.17104	1.17351	1.17104	×				
0.192	15	0.00097	0.18462	1.17104	1.15435	1.17104	○	0.192	0.049	0.192	0.049

・応力度の検討

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = N / (b \cdot h \cdot C) = 53,207 / (400 \times 650 \times 0.049) = 4.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.8 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \{1 - K - (d'/h)\} / K = 15 \times 4.2 \times \{1 - 0.192 - (120 / 650)\} / 0.192 = 204.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 216.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・コンクリートのせん断応力度

$$\tau_m = S / (b \cdot d) = 19,615 / (400 \times 530) = 0.09 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.52 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・ 複鉄筋長方形梁の必要鉄筋量

門柱の断面設計は、軸方向圧縮力および曲げモーメントが作用する複鉄筋長方形梁としておこなう。また、必要鉄筋量は、鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合と、コンクリートの圧縮応力度が許容応力度に達する場合について検討し、両者の大きい方をもって必要鉄筋量を求める。

① 鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合

鉄筋の引張応力度 σ_s が許容応力度 σ_{sa} に達する場合、コンクリートの圧縮応力度 σ_c は次に示す三次方程式として求める。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} = 0$$

ここに、

$$Ms = N(e + c) = M + N \cdot c$$

上式より σ_c を求めれば、必要鉄筋量 $As1$ は次式で求めることができる。

$$As1 = \frac{\frac{S}{2} \cdot \sigma_c - \frac{N}{b \cdot d}}{\sigma_{sa}} \cdot b \cdot d$$

ここに、

$$S = \frac{n \cdot \sigma_c}{n \cdot \sigma_c + \sigma_{sa}}$$

② コンクリートの圧縮応力度が許容応力度に達する場合

コンクリートの圧縮応力度 σ_c が許容応力度 σ_{ca} に達する場合の中立軸 x は、次に示す三次方程式で求める。

$$x^3 - 2h \cdot x^2 + \left\{ \frac{6e \cdot N}{\sigma_{ca} \cdot b} + \frac{3}{2} (d^2 + d'^2) \right\} x - \frac{3N(e \cdot h + 2c^2)}{\sigma_{ca} \cdot b} = 0$$

上式より x を求めれば、必要鉄筋量 $As2$ は次式で求めることができる。

$$As2 = \frac{Ms' + \sigma_{ca} \cdot \frac{b \cdot x}{2} \left(\frac{x}{3} - d' \right)}{\sigma_s (d - d')}$$

ここに、

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{x} (d - x)$$

$$Ms' = N(e - c) = M - N \cdot c$$

設 計 計 算

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量($As1$)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} = 0$$

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 216.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 51,407,000}{650 \times 530^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 51,407,000}{15 \times 650 \times 530^2} \times 216.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 51,407,000}{15^2 \times 650 \times 530^2} \times 216.0^2 = \sigma_c^3 + 20.755 \sigma_c^2 - 24.326 \sigma_c - 175.147 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 40.500 + 53.207 \times 0.205 = 51.407 \text{ KN} \cdot \text{m} = 51,407,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.65 / 2 - 0.12 = 0.205 \text{ m}$$

(σ_c 'の試行計算)

σ_c 'の仮定値	計算値	目標値	結果
3.1	-21.311	0	×
3.2	-7.691	0	×
3.3	6.536	0	○

以上から $\sigma_c' = 3.3 \text{ N/mm}^2$ を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 4.2 \text{ N/mm}^2 > \sigma_c' = 3.3 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.226}{2} \times 3.3 - \frac{53.207}{650 \times 530}}{216.0} \times 650 \times 530 = 594.5 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 4.2}{15 \times 4.2 + 216.0} = 0.226$$

・ 配筋量

$$D \text{ 22} \times 2 \text{ 本} - As = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > As1 = 594.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

- ・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 13 × 2 本 - $As = 253.4 \text{ mm}^2$
- ・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 22 × 2 本 - $As = 774.2 \text{ mm}^2$
- ・ 柱Ⅱの鉄筋径 : D 13
- ・ 縦方向の計算による鉄筋径 : D 16 (縦方向の必要鉄筋量より)

したがって、それぞれの配筋の大きい方の配筋とし、次の配筋に決定する。

$$D \text{ 22} \times 2 \text{ 本} - As = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > As1 = 594.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

【参考資料】

- ・ コンクリートの圧縮応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As2)の計算

$$x^3 - 2h \cdot x^2 + \left\{ \frac{6e \cdot N}{\sigma_{ca} \cdot b} + \frac{3}{2} (d^2 + d'^2) \right\} x - \frac{3N(e \cdot h + 2c^2)}{\sigma_{ca} \cdot b} = 0$$

$$x^3 - 2 \times 650 x^2 + \left\{ \frac{6 \times 40,500,000}{10.8 \times 400} + \frac{3}{2} \times (530^2 + 120^2) \right\} \cdot x - \frac{3 \times 53,207 \times (761.178 \times 650 + 2 \times 205.0^2)}{10.8 \times 400} = 0$$

$$= x^3 - 1300.00 x^2 + 499200.00 x - 21386838.16 = 0$$

(xの試行計算)

xの仮定値	計算値	目標値	結果
48.7	-43493.857	0	×
48.8	-5535.888	0	×
48.9	32399.009	0	○

以上から $x = 48.9$ mmを得る。

$$\sigma_s = \frac{15 \times 10.8}{48.9} \times (530 - 48.9) = 1593.8 \text{ N/mm}^2$$

$$M's = 53,207 \times (761.178 - 205.0) = 29592563 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$As2 = \frac{29592563 + 10.8 \times \frac{400 \times 48.9}{2} \times \left(\frac{48.9}{3} - 120 \right)}{1593.8 \times (530 - 120)} = 28.5 \text{ mm}^2$$

この結果は次のようになる。

$$As1 = 594.5 \text{ mm}^2 > As2 = 28.5 \text{ mm}^2$$

以上から「As1」を必要鉄筋量とする。

※ 一般に「As1 > As2」となるので、以降のAs2の計算は省略する。

4-7-2. 柱Ⅱ(軸力を考慮する)

(1) 荷重 ケース5 …… 荷重状態 : 常時+風荷重+温度荷重(+15℃)

① 応力度の計算

柱断面Ⅰについて必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

- ・ 曲げモーメント $M = 18.884 \text{ KN}\cdot\text{m} (= 18,884,000 \text{ N}\cdot\text{mm})$
- ・ せん断力 $S = 24.168 \text{ KN} (= 24,168 \text{ N})$
- ・ 軸力 $N = 65.558 \text{ KN} (= 65,558 \text{ N})$
- ・ コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 10.8 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 216.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.52 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15$
- ・ 部材の幅 $b=b_4 = 0.80 \text{ m} (= 800 \text{ mm})$
- ・ 部材の高さ $h=t_4 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
- ・ 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
- ・ 部材の有効高 $d = 0.28 \text{ m} (= 280 \text{ mm})$
- ・ 配筋の仮定値 $D \text{ 13} \times \text{4 本} - A_s = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$P = A_s / (b \cdot h) = 506.8 / (800 \times 400) = 0.00158$$

$$e = M / N = 18,884,000 / 65,558 = 288.050 \text{ mm}$$

$$a = d' / h = 120 / 400 = 0.30000$$

$$e / h = 288.050 / 400 = 0.72013$$

表 4.7.2 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.256	15	0.00158	0.30000	0.72013	0.73029	0.72013	×				
0.257	15	0.00158	0.30000	0.72013	0.72440	0.72013	×				
0.258	15	0.00158	0.30000	0.72013	0.71866	0.72013	○	0.258	0.085	0.258	0.085

・ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= N / (b \cdot h \cdot c) = 65,558 / (800 \times 400 \times 0.085) \\ &= 2.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.8 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \{1 - K \cdot (d' / h)\} / K = 15 \times 2.4 \times \{1 - 0.258 - (120 / 400)\} / 0.258 \\ &= 61.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 216.0 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau_m &= S / (b \cdot d) = 24,168 / (800 \times 280) \\ &= 0.11 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.52 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 216.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 24,129,000}{800 \times 280^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 24,129,000}{15 \times 800 \times 280^2} \times 216.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 24,129,000}{15^2 \times 800 \times 280^2} \times 216.0^2 = \sigma_c^3 + 20.446 \sigma_c^2 - 33.239 \sigma_c - 239.32 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 18.884 + 65.558 \times 0.080 = 24.129 \text{ KN} \cdot \text{m} = 24,129,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.40 / 2 - 0.12 = 0.080 \text{ m}$$

(σc'の試行計算)

σc'の仮定値	計算値	目標値	結果
3.7	-31.746	0	×
3.8	-15.516	0	×
3.9	1.351	0	○

以上から σc' = 3.9 N/mm²を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 2.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 3.9 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.213}{2} \times 3.9 - \frac{65.558}{800 \times 280}}{216.0} \times 800 \times 280 = 430.4 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 3.9}{15 \times 3.9 + 216.0} = 0.213$$

・ 配筋量

$$D \text{ 13} \times 4 \text{ 本} - As = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2 > As1 = 430.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

- ・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 13 × 4 本 - As = 506.8 mm²
- ・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 13 × 4 本 - As = 506.8 mm²
- ・ 柱 I の鉄筋径 : D 22
- ・ 縦方向の計算による鉄筋径 : D 16 (縦方向の必要鉄筋量より)

したがって、それぞれの配筋の大きい方の配筋とし、次の配筋に決定する。

$$D \text{ 22} \times 4 \text{ 本} - As = 3.871 \times 4 = 1548.4 \text{ mm}^2 > As1 = 430.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

- ・ 軸力を考慮しない応力度の計算

軸力を考慮しない応力度は以下の計算により求める。

$$P = A_s / (b \cdot d)$$

$$K = \sqrt{2 \cdot n \cdot P \cdot \left(1 + \frac{d'}{d}\right) + n^2 \cdot (2P)^2} - 2 \cdot n \cdot P$$

$$j = 1 - \frac{d'}{d} + \frac{K^2 \cdot \left(\frac{d'}{d} - \frac{K}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot P \cdot (1-K)}$$

$$L_c = K \cdot \left(1 - \frac{K}{3}\right) \cdot \frac{1}{2} + n \cdot P \cdot \left(K - \frac{d'}{d}\right) \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \cdot \frac{1}{K}$$

$$L_s = P \cdot j$$

以上から応力度の計算は以下の計算により求める。

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_s}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

4-7-3. 操作台(軸力を考慮しない)

- (1) 荷重 ケース3 ... 荷重状態 : 0.00

① 必要鉄筋量の計算

操作台の有効断面について必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

・ 曲げモーメント	M = 25.924 KN・m (= 25,924,000 N・mm)
・ せん断力	S = 8.364 KN (= 8,364 N)
・ 軸力	N = 113.627 KN (= 113,627 N)
・ コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 9.2$ N/mm ²
・ 鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 184.0$ N/mm ²
・ コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} = 0.44$ N/mm ²
・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比	n = 15
・ 部材の幅	b = b3 = 1.20 m (= 1200 mm)
・ 部材の高さ	h = t1 = 0.50 m (= 500 mm)
・ 鉄筋のかぶり	d' = 0.07 m (= 70 mm)
・ 部材の有効高	d = 0.43 m (= 430 mm)
・ 配筋の仮定値	D 13 × 6 本 - $A_s = 1.267 \times 6 = 760.2$ mm ²

- ・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、j、Lc、Lsの算出

$$P = A_s / (b \cdot d) = 760.2 / (1200 \times 430) = 0.00147$$

$$K = \sqrt{2 \times 15 \times 0.00147 \times \left(1 + \frac{70}{430}\right) + 15^2 \times (2 \times 0.00147)^2} - 2 \times 15 \times 0.00147$$

$$= 0.1866$$

$$j = 1 - \frac{70}{430} + \frac{0.1866^2}{2 \times 15 \times 0.00147 \times \left(1 - 0.1866\right)} \times \left(\frac{70}{430} - \frac{0.1866}{3}\right) = 0.9349$$

$$L_c = 0.1866 \times \left(1 - \frac{0.1866}{3}\right) \times \frac{1}{2} + 15 \times 0.00147 \times \left(0.1866 - \frac{70}{430}\right) \times \left(1 - \frac{70}{430}\right) \times$$

$$\frac{1}{0.1866} = 0.0899$$

$$L_s = 0.00147 \times 0.9349 = 0.0014$$

- ・ 応力度の検討

$$\sigma_c = \frac{25,924,000}{1200 \times 430^2 \times 0.0899} = 1.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 9.2 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\sigma_s = \frac{25,924,000}{1200 \times 430^2 \times 0.0014} = 83.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 184.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\tau_m = \frac{8,364}{1200 \times 430} = 0.02 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.44 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 184.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 46,377,000}{1200 \times 430^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 46,377,000}{15 \times 1200 \times 430^2} \times 184.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 46,377,000}{15^2 \times 1200 \times 430^2} \times 184.0^2 = \sigma_c^3 + 17.773 \sigma_c^2 - 15.384 \sigma_c - 94.354 = 0$$

ここに、

$$M_s = M + N \cdot c = 25.924 + 113.627 \times 0.180 = 46.377 \text{ KN} \cdot \text{m} = 46,377,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.50 / 2 - 0.07 = 0.180 \text{ m}$$

(σ_c 'の試行計算)

σ_c 'の仮定値	計算値	目標値	結果
2.4	-15.079	0	×
2.5	-6.108	0	×
2.6	3.369	0	○

以上から $\sigma_c' = 2.6 \text{ N/mm}^2$ を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 1.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$A_{s1} = \frac{\frac{0.175}{2} \times 2.6 - \frac{113.627}{1200 \times 430}}{184.0} \times 1200 \times 430 = 637.4 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 2.6}{15 \times 2.6 + 184.0} = 0.175$$

・ 配筋量

$$D \ 13 \times 6 \text{ 本} - A_s = 1.267 \times 6 = 760.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 637.4 \text{ mm}^2 \cdots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

$$\cdot \text{応力度の検討で求められた配筋} : D \ 13 \times 6 \text{ 本} - A_s = 760.2 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \text{必要鉄筋量の検討で求められた配筋} : D \ 13 \times 6 \text{ 本} - A_s = 760.2 \text{ mm}^2$$

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定する。

$$D \ 13 \times 6 \text{ 本} - A_s = 760.2 \text{ mm}^2$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

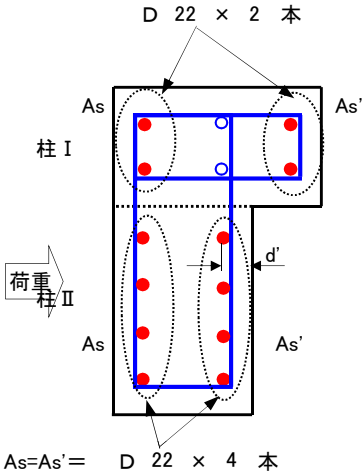
設 計 計 算

4-7-4. 応力度検討のまとめ
(1) 柱(軸力を考慮する)

表 4.7.3 門柱横方向の断面力と応力度検討のまとめ

項目	符号	単位	検討部材 : 柱			荷重ケース : ケース5			操作台			荷重ケース : ケース3		
			常時換算値の曲げモーメントが最大						常時換算値の曲げモーメントが最大					
			柱Ⅰ			柱Ⅱ			操作台					
			許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m		40.500			18.884		—	25.924	—			
せん断力	S	KN		19.615			24.168		—	8.364	—			
軸力	N	KN		53.207			65.558		—	113.627	—			
幅	b	m		0.40			0.80		—	1.20	—			
高さ	h	m		0.65			0.40		—	0.50	—			
かぶり	d'	m		0.12			0.12		—	0.07	—			
有効高	d	m		0.53			0.28		—	0.43	—			
配筋				D 13 × 2			D 13 × 4		—	D 13 × 6	—			
鉄筋量	As	cm ²		2.534			5.068		—	7.602	—			
鉄筋比	P			0.00097			0.00158		—	0.00147	—			
偏心量	e	m		0.761178			0.28805		—	0.1866	—			
係数	K			0.192			0.258		—	0.9349	—			
〃	c			0.049			0.085		—		—			
〃	j								—	0.0899	—			
〃	Lc								—	0.0014	—			
〃	Ls								—		—			
コンクリートの圧縮応力度	σ c	N/mm ²	10.8	4.2	○	10.8	2.4	○	9.2	1.3	○			
鉄筋の引張応力度	σ s	N/mm ²	216.0	204.5	○	216.0	61.7	○	184.0	83.5	○			
コンクリートのせん断応力度	τ m	N/mm ²	0.52	0.09	○	0.52	0.11	○	0.44	0.02	○			
許容応力度の割増係数	α		1.35						1.15					
必要鉄筋量の検討	配筋	cm ²	D 22 × 2			D 13 × 4			D 13 × 6					
	As'	cm ²	594.5	774.2	○	430.4	506.8	○	637.4	760.2	○			
縦方向の鉄筋径		mm	D 16			D 16								
配筋計画			D 22 × 2			D 22 × 4			D 13 × 6					

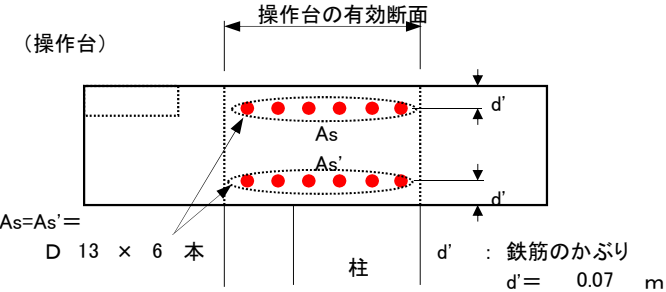
(柱断面)



As=As'= D 22 × 4 本
d' : 鉄筋のかぶり
d' = 0.12 m

図 4.7.1 柱部材の配筋

図 4.7.2 操作台の配筋



As=As'= D 13 × 6 本
d' : 鉄筋のかぶり
d' = 0.07 m

※ 1. 検討した荷重ケース

ケース1	常時	ケース7	地震時
ケース2	常時+温度荷重(+15℃)	ケース8	地震時+温度荷重(+15℃)
ケース3	常時+温度荷重(-15℃)	ケース9	地震時+温度荷重(-15℃)
ケース4	常時+風荷重		
ケース5	常時+風荷重+温度荷重(+15℃)		
ケース6	常時+風荷重+温度荷重(-15℃)		

2. 柱断面の配筋は同一の鉄筋径とし、縦方向の配筋とも比較して大きい径で決定した。

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

1. 門柱縦方向の設計

門柱縦方向の断面力は以下のケースで求める。

荷重ケース1 : 常時

荷重ケース2 : 常時＋風荷重

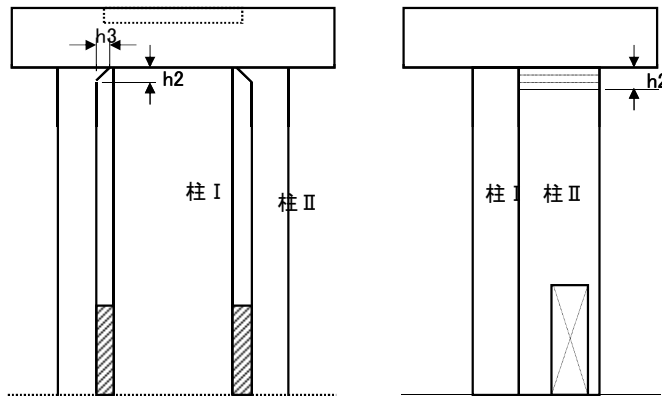
荷重ケース3 : 地震時

このケースで断面力を求め、これを許容応力度の割増係数で除して常時の換算値とし、換算値が最大となるケースで門柱縦方向の応力度の検討をおこなう。

なお、ケース1～3における温度荷重のケースについては、荷重についてはケース1～3と同じ値を用いることから、許容応力度の割増分だけ応力度の検討が過小となるため検討から除外する。

2. 操作台下のハンチ

操作台下のハンチは、本設計の場合「柱Ⅰ」に設けているが、「設計マニュアル(樋門編)」P19を運用すると「柱Ⅱ」に設けている。しかし、「柱Ⅰ」に設けている例が多く本設計の構造計算を進めたが、「柱Ⅱ」に設ける場合は下図の形状で構造計算をするのが望ましい。



ここに、ハンチの標準的な寸法は次による。

$h2 = 0.200$ m

$h3 = 0.300$ m

なお、応力度の解析ではハンチの影響は考慮しないものとする。

※ 計算書の欄外にハンチを「柱Ⅱ」に設けた場合の計算を記載している。

設計計算

4-8. 門柱縦方向の計算

4-8-1. 構造計算の基本事項

門柱縦方向の計算は、横方向の計算と同様に樋門本体(胸壁天端)に固定された「片持ち梁」としておこなう。

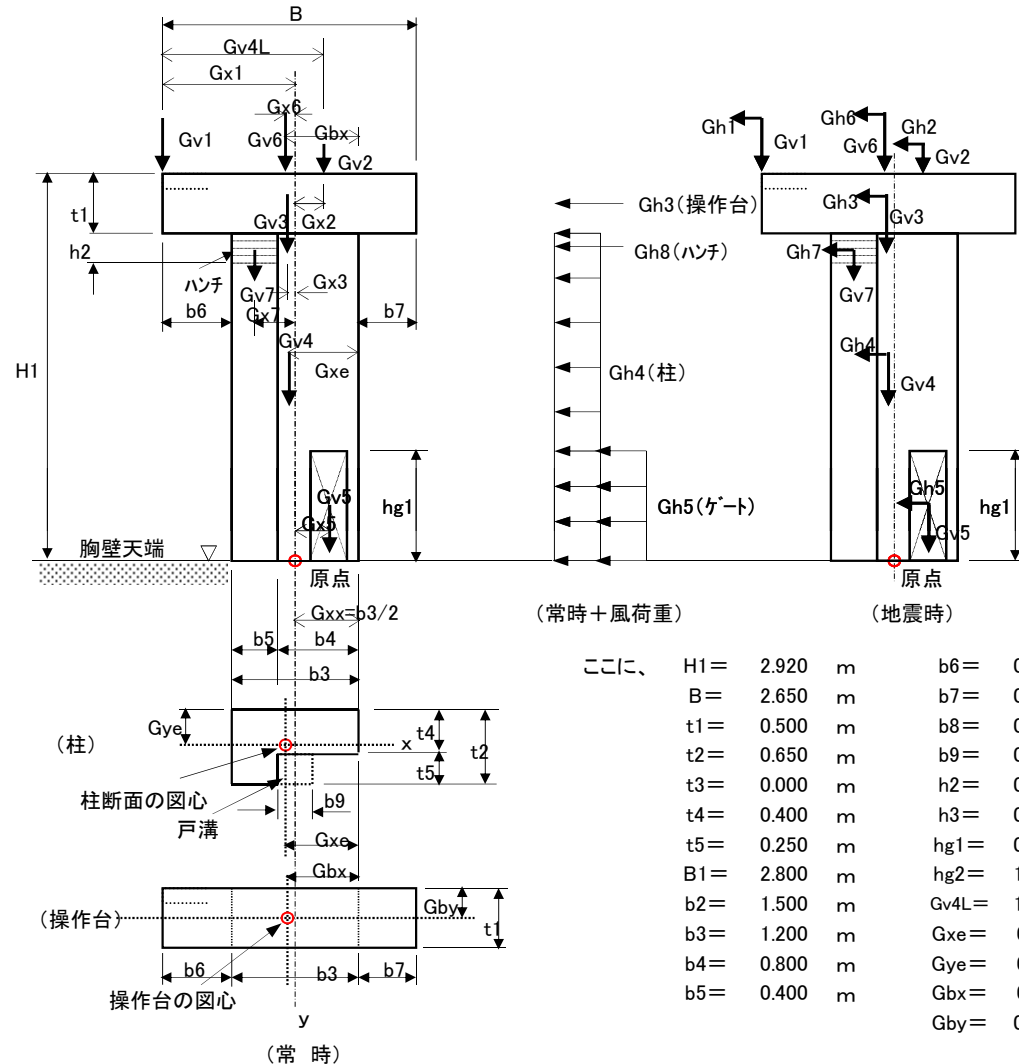


図 4.8.1

門柱縦方向の荷重図


$$\begin{aligned} \Sigma G_v &= G_v1 + G_v2 + G_v3 + G_v4 \cdot (H_1 - t_1) + G_v5 \cdot h_g2 + G_v6 + G_v7 \\ &= 12.780 + 2.750 + 88.960 + 28.420 \times (2.920 - 0.500) + 9.829 \times 1.500 + 25.970 \\ &\quad + 0.221 = 214.201 \text{ KN} \end{aligned}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

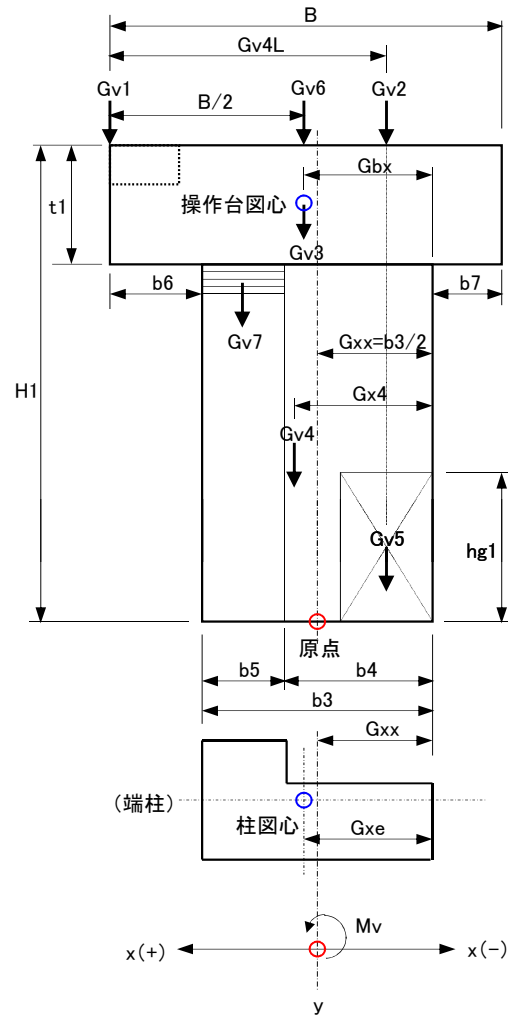


図4.8.3 荷重図(荷重ケース1:常時)

2) 曲げモーメントの計算

曲げモーメントの計算は、常時では水平荷重がないことから鉛直荷重に対して計算する。計算原点は柱断面の中央部(G_{xx})とする。

・ 管理橋反力

$$Mv1 = Gv1 \cdot Gx1 = 12.780 \times 1.350 = 17.253 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Gx1 = B - (b7 + G_{xx}) = 2.650 - (0.700 + 0.600) = 1.350 \text{ m}$$

$$G_{xx} = b3/2 = 1.200 / 2 = 0.600 \text{ m}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Mv2 = Gv2 \cdot Gx2 = 2.750 \times -0.214 = -0.589 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Gx2 = (G_{xx} + b6) - Gv4L = (0.600 + 0.750) - 1.564 = -0.214 \text{ m}$$

・ 操作台自重

$$Mv3 = Gv3 \cdot Gx3 = 88.960 \times -0.004 = -0.356 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Gx3 = G_{bx} - G_{xx} = 0.596 - 0.600 = -0.004 \text{ m}$$

・ 柱自重

$$Mv4 = Gv4 \cdot (H1 - t1) \cdot Gx4 = 28.420 \times (2.920 - 0.500) \times 0.069 = 4.746 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Gx4 = G_{xe} - G_{xx} = 0.669 - 0.600 = 0.069 \text{ m}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mv5 = Gv5 \cdot hg2 \cdot Gx5 = 9.829 \times 1.500 \times -0.214 = -3.155 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Gx5 = Gx2 = -0.214 \text{ m}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Mv6 = Gv6 \cdot Gx6 = 25.970 \times 0.025 = 0.649 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Gx6 = (G_{xx} + b6) - B/2 = (0.600 + 0.750) - 2.650 / 2 = 0.025 \text{ m}$$

・ 操作台下面のハッチ部

$$Mv7 = Gv7 \cdot (G_{xx} - b5/2) = 0.221 \times (0.600 + 0.400 / 2) = 0.177 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 曲げモーメント合計

$$\begin{aligned} Mv &= Mv1 + Mv2 + Mv3 + Mv4 + Mv5 + Mv6 + Mv7 \\ &= 17.253 + -0.589 + -0.356 + 4.746 + -3.155 + 0.649 + 0.177 = 18.725 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(鉛直荷重の作用位置 x の計算: 計算原点からの距離)

$$x = \sum Mv / \sum Gv = 18.725 / 214.201 = 0.087 \text{ m}$$

3) 軸力の計算

$$N = \sum Gv = Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg2 + Gv6 + Gv7 = 214.201 \text{ KN}$$

4) セン断力

常時の計算では、水平荷重がないためせん断力は生じない。

$$S = 0 \text{ KN}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

4-8-3. 荷重ケース2・・・「常時＋風荷重」

1) 荷重の計算

・ 管理橋反力

$$Gv1 = 12.780 \text{ KN} \quad \cdots \text{ 常時より}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Gv2 = 2.750 \text{ KN} \quad \cdots \text{ 常時より}$$

・ 操作台自重

$$Gv3 = 88.960 \text{ KN} \quad \cdots \text{ 常時より}$$

$$Gh3 = B1 \cdot t1 \cdot wp = 2.800 \times 0.500 \times 3.00 = 4.200 \text{ KN}$$

ここに、

$$wp : \text{風荷重} \quad wp = 3.00 \text{ KN/m}^2$$

・ 柱自重(2本)

$$Gv4 = 28.420 \text{ KN} \quad \cdots \text{ 常時より}$$

$$Gh4 = 2 \cdot t2 \cdot wp = 2 \times 0.650 \times 3.00 = 3.900 \text{ KN/m}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Gv5 = 9.829 \text{ KN/m} \quad \cdots \text{ 常時より}$$

$$Gh5 = b2 \cdot wp = 1.500 \times 3.000 = 4.500 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$b2 : \text{ゲートの幅(口径)} \quad b2 = 1.500 \text{ m}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Gv6 = 25.970 \text{ KN} \quad \cdots \text{ 常時より}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Gv7 = 0.221 \text{ KN} \quad \cdots \text{ 常時より}$$

$$Gh7 = h2 \cdot h3 \cdot wp = 0.150 \times 0.150 \times 3.000 = 0.068 \text{ KN}$$

・ 荷重合計

$$\begin{aligned} \Sigma Gv &= Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg1 + Gv6 + Gv7 \\ &= 12.780 + 2.750 + 88.960 + 28.420 \times (2.920 - 0.500) + 9.829 \times 1.500 + 25.970 \\ &\quad + 0.221 = 214.201 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Gh &= Gh3 + Gh4 \cdot (H1 - t1) + Gh5 \cdot hg1 + Gh7 \\ &= 4.200 + 3.900 \times (2.920 - 0.500) + 4.500 \times 0.300 + 0.068 = 15.056 \text{ KN} \end{aligned}$$

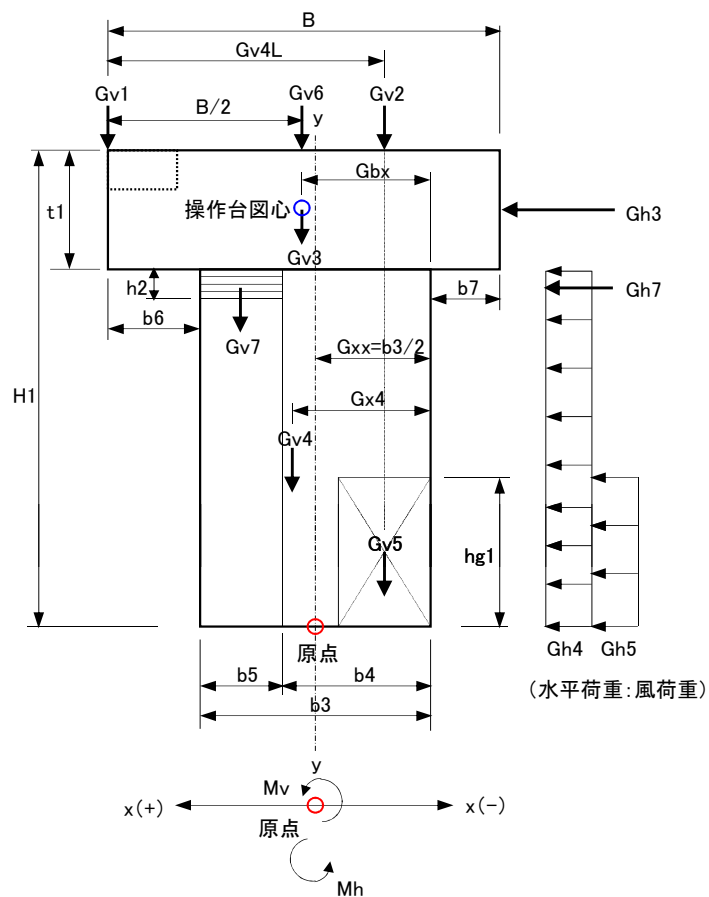


図 4.8.4 門柱縦方向の荷重図(常時＋風荷重)

2) 曲げモーメントの計算

① 鉛直荷重による曲げモーメント

・ 管理橋反力

$$Mv1 = 17.253 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Mv2 = -0.589 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 操作台自重

$$Mv3 = -0.356 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 柱自重

$$Mv4 = 4.746 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mv5 = -3.155 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 雪荷重

$$Mv6 = 0.649 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Mv7 = 0.177 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 鉛直荷重曲げモーメント合計

$$\Sigma Mv = 18.725 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

② 水平荷重による曲げモーメント

・ 操作台自重

$$Mh3 = Gh3 \cdot (H1 - t1/2) = 4.200 \times (2.920 - 0.500 / 2) = 11.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 柱自重(2本)

$$Mh4 = Gh4 \cdot (H1 - t1)^2 / 2 = 3.900 \times (2.920 - 0.500)^2 / 2 = 11.420 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mh5 = Gh5 \cdot hg1^2 / 2 = 4.500 \times 0.300^2 / 2 = 0.203 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Mh7 = Gh7 \cdot \{H1 - (t1 + h2/3)\} = 0.068 \times \{2.920 - (0.500 + 0.150 / 3)\} = 0.161 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 水平荷重曲げモーメント合計

$$\Sigma Mh = Mh3 + Mh4 + Mh5 + Mh7 = 11.214 + 11.420 + 0.203 + 0.161 = 22.998 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

③ 曲げモーメントの合計

$$M = \Sigma MV + \Sigma Mh = 18.725 + 22.998 = 41.723 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

④ 荷重の作用位置の計算

(鉛直荷重の作用位置x: 計算原点からの距離)

$$x = \Sigma Mv / \Sigma Gv = 18.725 / 214.201 = 0.087 \text{ m}$$

(水平荷重の作用位置y: 計算原点からの距離)

$$y = \Sigma Mh / \Sigma Gh = 22.998 / 15.056 = 1.527 \text{ m}$$

3) 軸力の計算

$$N = \Sigma Gv = 214.201 \text{ KN}$$

4) せん断力の計算

$$S = \Sigma Gh = 15.056 \text{ KN}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

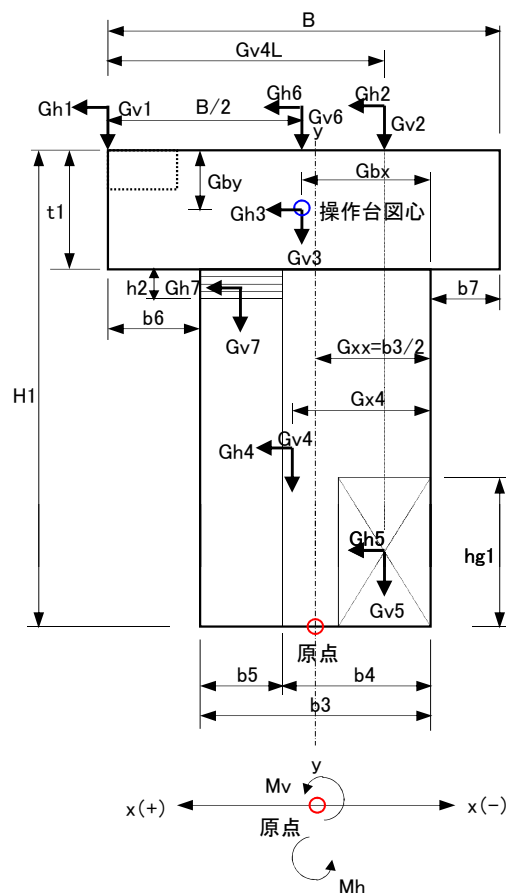


図 4.8.5 門柱縦方向の荷重図(地震時)

4-8-4. 荷重ケース3・・・「地震時」

1) 荷重の計算

・ 管理橋反力

$$Gv1 = 2 \cdot Rd = 2 \times 6.390 = 12.780 \text{ KN}$$

ここに、

Rd : 管理橋反力(死)(アンカーボルト1本当たり)

$$Rd = 6.390 \text{ KN/本}$$

$$Gh1 = Gv1 \cdot kh = 12.780 \times 0.20 = 2.556 \text{ KN}$$

ここに、

kh : 設計震度 $kh = 0.20$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Gv2 = 2.750 \text{ KN} \dots \text{常時より}$$

$$Gh2 = Gv2 \cdot kh = 2.750 \times 0.20 = 0.550 \text{ KN}$$

・ 操作台自重

$$Gv3 = 88.960 \text{ KN} \dots \text{常時より}$$

$$Gh3 = Gv3 \cdot kh = 88.960 \times 0.20 = 17.792 \text{ KN}$$

・ 柱自重(2本)

$$Gv4 = 28.420 \text{ KN/m} \dots \text{常時より}$$

$$Gh4 = Gv4 \cdot kh = 28.420 \times 0.20 = 5.684 \text{ KN}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Gv5 = 9.829 \text{ KN} \dots \text{常時より}$$

$$Gh5 = Gv5 \cdot kh = 9.829 \times 0.20 = 1.966 \text{ KN}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Gv6 = 25.970 \text{ KN} \dots \text{常時より}$$

$$Gh6 = Gv6 \cdot kh = 25.970 \times 0.20 = 5.194 \text{ KN}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Gv7 = 0.221 \text{ KN} \dots \text{常時より}$$

$$Gh7 = Gv7 \cdot kh = 0.221 \times 0.20 = 0.044 \text{ KN}$$

・ 荷重合計

$$\begin{aligned} \Sigma Gv &= Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg1 + Gv6 + Gv7 \\ &= 12.780 + 2.750 + 88.960 + 28.420 \times (2.920 - 0.500) + 9.829 \times 1.500 + 25.970 \\ &\quad + 0.221 = 214.201 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Gh &= Gh1 + Gh2 + Gh3 + Gh4 \cdot (H1 - t1) + Gh5 \cdot hg1 + Gh6 + Gh7 \\ &= 2.556 + 0.550 + 17.792 + 5.684 \times (2.920 - 0.500) + 1.966 \times 0.300 + 5.194 \\ &\quad + 0.044 = 40.481 \text{ KN} \end{aligned}$$

2) 曲げモーメントの計算

① 鉛直方向の曲げモーメント

・ 管理橋反力

$$Mv1 = Gv1 \cdot Gx1 = 12.780 \times 1.350 = 17.253 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Mv2 = Gv2 \cdot Gx2 = 2.750 \times -0.214 = -0.589 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 操作台自重

$$Mv3 = Gv3 \cdot Gx3 = 88.960 \times -0.004 = -0.356 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 柱自重(2本)

$$Mv4 = Gv4 \cdot Gx4 = 28.420 \times 0.167 = 4.746 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$Gx4 = (H1 - t1) \cdot (Gxe - Gxx) = (2.920 - 0.500) \times (0.669 - 0.600) = 0.167 \text{ m}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mv5 = Gv5 \cdot hg2 \cdot Gx5 = 9.829 \times 1.500 \times -0.214 = -3.155 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Mv6 = Gv6 \cdot Gx6 = 25.970 \times 0.025 = 0.649 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Mv7 = Gv7 \cdot (Gxx - b5/2) = 0.221 \times (0.600 - 0.400 / 2) = 0.177 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 鉛直荷重曲げモーメント合計

$$\Sigma Mv = 18.725 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

② 水平方向の曲げモーメント

・ 管理橋反力

$$Mh1 = Gh1 \cdot H1 = 2.556 \times 2.920 = 7.464 \text{ KN}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Mh2 = Gh2 \cdot H1 = 0.550 \times 2.920 = 1.606 \text{ KN}$$

・ 操作台自重

$$Mh3 = Gh3 \cdot (H1 - Gby) = 17.792 \times (2.920 - 0.253) = 47.451 \text{ KN}$$

・ 柱自重(2本)

$$Mh4 = Gh4 \cdot (H1 - t1)^2 / 2 = 5.684 \times (2.920 - 0.500)^2 / 2 = 16.644 \text{ KN}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mh5 = Gh5 \cdot hg1^2 / 2 = 1.966 \times 0.300^2 / 2 = 0.088 \text{ KN}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Mh6 = Gh6 \cdot H1 = 5.194 \times 2.920 = 15.166 \text{ KN}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Mh7 = Gh7 \cdot \{H1 - (t1 + h2/3)\} = 0.044 \times \{2.920 - (0.500 + 0.150 / 3)\} = 0.104 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 水平方向曲げモーメント合計

$$\Sigma Mh = 88.523 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

③ 曲げモーメント合計

$$M = \Sigma MV + \Sigma Mh = 18.725 + 88.523 = 107.248 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第4章 門柱の設計	
設計基準・使用文献および資料・略図	設 計 計 算
	④ 荷重の作用位置の計算 (鉛直荷重の作用位置x:計算原点からの距離) $x = \Sigma M_v / \Sigma G_v = 18.725 / 214.201 = 0.087 \text{ m}$ (水平荷重の作用位置y:計算原点からの距離) $y = \Sigma M_h / \Sigma G_h = 88.523 / 40.481 = 2.187 \text{ m}$ 3) 軸力の計算 $N = \Sigma G_v = 214.201 \text{ KN}$ 4) せん断力の計算 $S = \Sigma G_h = 40.481 \text{ KN}$

4-8-5. 断面力の集計

荷重ケースによる設計断面力は以下のとおりである。

表 4.8.1 荷重ケース

荷重ケース	荷重の組合せ	許容応力度(N/mm ²)			
		割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース1	常時	1.00	8.0	160.0	0.39
ケース2	常時＋風荷重	1.25	10.0	200.0	0.48
ケース3	地震時	1.50	12.0	300.0	0.58

表 4.8.2 応力度の検討に用いる断面力の集計

荷重ケース	状態	割増係数	断面力(柱2本)			検討ケース	設計断面力(柱1本)		
			曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)		曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)
ケース1	常時	1.00	18.725	0.000	214.201		9.363	0.000	107.101
ケース2	常時＋風荷重	1.25	41.723	15.056	214.201		20.862	7.528	107.101
			33.378	12.045	171.361				
ケース3	地震時	1.50	107.248	40.481	214.201	○	53.624	20.241	107.101
			71.499	26.987	142.801				

- ※ 1. 断面力(柱2本)の上段は計算値、下段は割増係数で除した常時の換算値。
 2. 設計断面力(柱1本)は、断面力の計算値を1/2した値である。

表 4.8.3 応力度の検討に用いる設計断面力の決定

荷重ケース	状態	設計断面力(柱1本)			許容応力度(N/mm ²)			
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース3	地震時	53.624	20.241	107.101	1.50	12.0	300.0	0.58

第4章

門柱の設計

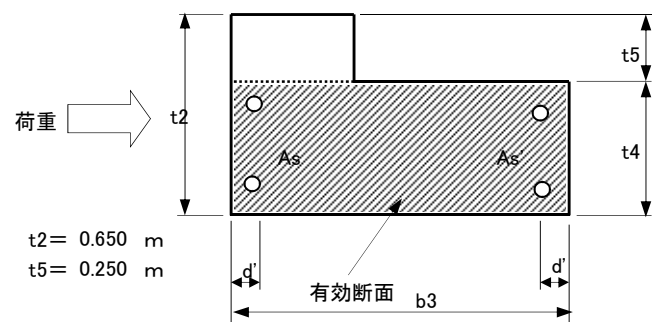
設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・ 門柱縦方向の応力度の検討

門柱縦方向の応力度の検討は柱部材についておこなうこととし、下図の断面を有効断面として検討する。ただし、断面力は柱の全断面で負担することとする。

応力度の計算は「複鉄筋長方形梁」とし、軸力を考慮した検討をおこなう。



ここに、 d' : 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m}$
 $t4$: 部材幅 $t4 = 0.40 \text{ m}$
 $b3$: 部材高 $b3 = 1.20 \text{ m}$

図 4.9.1 門柱縦方向の検討に用いる柱の設計断面

ここに、軸力を考慮した応力度は以下の計算により求める。

$$\sigma_c = \frac{N}{b \cdot h \cdot C}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c \cdot \{1 - K - \frac{d'}{h}\}}{K}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

また、計算に用いる係数は次により求める。

$$\frac{e}{h} = \frac{K^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{K}{3}\right) + n \cdot P \cdot (1 - 2a)^2}{K^2 + 2n \cdot P \cdot (2K - 1)}$$

$$C = \frac{K}{2} + \frac{n \cdot P}{K} (2K - 1)$$

※ ただし、 $0.2 \leq K \leq 1.0$

ここに、

$$n = 0$$

$$a = d'/h$$

設計計算

4-9. 門柱縦方向の応力度の検討 : 荷重 ケース3 → 地震時

1) 応力度の検討

① 応力度の計算

柱の有効断面について必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

・ 曲げモーメント	$M = 53.624 \text{ KN} \cdot \text{m} (= 53,624,000 \text{ N} \cdot \text{mm})$
・ せん断力	$S = 20.241 \text{ KN} (= 20,241 \text{ N})$
・ 軸力	$N = 107.10 \text{ KN} (= 107,101 \text{ N})$
・ コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
・ 鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2$
・ コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2$
・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比	$n = 15$
・ 部材の幅	$b = t4 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
・ 部材の高さ	$h = b3 = 1.20 \text{ m} (= 1200 \text{ mm})$
・ 鉄筋のかぶり	$d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
・ 部材の有効高	$d = 1.08 \text{ m} (= 1080 \text{ mm})$
・ 配筋の仮定値	$D \text{ 13} \times \text{2 本} - A_s = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$P = A_s / (b \cdot h) = 253.4 / (400 \times 1200) = 0.00053$$

$$e = M / N = 53,624,000 / 107,101 = 500.686 \text{ mm}$$

$$a = d' / h = 120 / 1200 = 0.10000$$

$$e/h = 500.686 / 1200 = 0.41724$$

表 4.9.1 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.382	15	0.00053	0.10000	0.41724	0.41829	0.41724	×				
0.383	15	0.00053	0.10000	0.41724	0.41761	0.41724	×				
0.384	15	0.00053	0.10000	0.41724	0.41694	0.41724	○	0.384	0.187	0.384	0.187

③ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = N / (b \cdot h \cdot c) = 107,101 / (400 \times 1200 \times 0.187) = 1.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \{1 - K - (d'/h)\} / K = 15 \times 1.2 \times \{1 - 0.384 - (120 / 1200)\} / 0.384 = 24.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\tau_m = S / (b \cdot d) = 20,241 / (400 \times 1080) = 0.05 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 300.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 105,032,000}{400 \times 1080^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 105,032,000}{15 \times 400 \times 1080^2} \times 300.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 105,032,000}{15^2 \times 400 \times 1080^2} \times 300.0^2 = \sigma_c^3 + 29.325 \sigma_c^2 - 27.014 \sigma_c - 270.144 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 53.624 + 107.101 \times 0.480 = 105.032 \text{ KN} \cdot \text{m} = 105,032,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 1.20 / 2 - 0.12 = 0.480 \text{ m}$$

(σ_c 'の試行計算)

σ_c 'の仮 定値	計算値	目標値	結果
3.2	-23.533	0	×
3.3	-4.004	0	×
3.4	16.309	0	○

以上から $\sigma_c = 3.4 \text{ N/mm}^2$ を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 1.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c = 3.4 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.145}{2} \times 3.4 - \frac{107.101}{400 \times 1080}}{300.0} \times 400 \times 1080 = 354.6 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 3.4}{15 \times 3.4 + 300.0} = 0.145$$

・ 配筋量

$$D \ 16 \times 2 \text{ 本} - As = 1.986 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2 > As1 = 354.6 \text{ mm}^2 \cdots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

$$\cdot \text{ 応力度の検討で求められた配筋} : D \ 13 \times 2 \text{ 本} - As = 253.4 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \text{ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋} : D \ 16 \times 2 \text{ 本} - As = 397.2 \text{ mm}^2$$

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定されるが、門柱横方向の配筋と整合を図ると次のようになる。

$$\cdot \text{ 門柱横方向の鉄筋径} : D \ 22 \text{ (柱IIの必要鉄筋量より)}$$

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定する。

$$D \ 22 \times 2 \text{ 本} - As = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > As1 = 354.6 \text{ mm}^2 \cdots \text{OK}$$

2) 応力度の検討結果

表 4.9.2 門柱縦方向の断面力と応力度検討のまとめ(柱1本)

項目	符号	単位	荷重ケース : ケース3 (地震時)		
			許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m	—	53.624	—
せん断力	S	KN	—	20.241	—
軸力	N	KN	—	107.101	—
幅	b	m	—	0.40	—
高さ	h	m	—	1.20	—
かぶり	d'	m	—	0.12	—
有効高	d	m	—	1.08	—
配筋			—	D 13 × 2	—
鉄筋量	As	cm ²	—	2.534	—
鉄筋比	P		—	0.00053	—
偏心量	e	m	—	0.500686	—
係数	K		—	0.384	—
〃	c		—	0.187	—
〃	j		—		—
〃	Lc		—		—
〃	Ls		—		—
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	12.0	1.2	○
鉄筋の引張応力度	σ_s	N/mm ²	300.0	24.2	○
コンクリートのせん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.58	0.05	○
許容応力度の割増係数	α		1.50		
必要鉄筋量	配筋		D 16 × 2		
	鉄筋量	As'	mm ²	354.6	397.2
横方向の鉄筋径		mm	D 22 × 0		
配筋の決定			D 22 × 2		

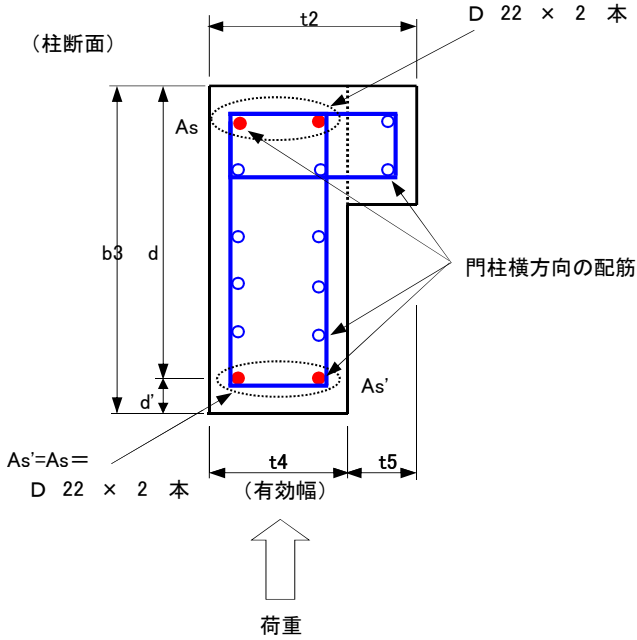
※ 1. 検討した荷重ケース

ケース1	常時
ケース2	常時+風荷重
ケース3	地震時

2. 選定した荷重ケース

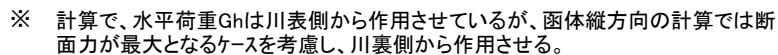
・ ケース3 : 地震時

3. 柱断面の配筋は同一の鉄筋径とし、横方向の配筋とも比較して大きい径で決定した。



d' : 鉄筋のかぶり d' = 0.120 m
t2 : 風荷重を受ける部材幅 t2 = 0.650 m
t4 : 有効断面の部材幅 t4 = 0.400 m
t5 : 計算から除外する部材幅 t5 = 0.250 m
b3 : 部材高 b3 = 1.200 m

図 4.9.2. 縦方向の計算による柱部材の配筋



4-10. 函体縦方向の計算に用いる断面力の計算

なお、水平成分の荷重は「川裏側から川表側」に作用することし、曲げモーメントの合計は、函軸ヘシフトさせた水平成分の曲げモーメント(仮想曲げモーメント)(+)から計算原点の鉛直成分の曲げモーメント(-)を控除するものとする。

1) 門柱縦方向の計算で求めた断面力

- ## 2) 函体縦方向の計算に用いる断面力

- ここに、

$$y_{g1} = y + h + y_{g'} = 1.527 + 1.100 + 1.229 = 3.856 \text{ m}$$

ここに、

- ・ 曲げモーメント合計

Figure 1: Cross-section of the tunnel structure. The diagram shows a tunnel with a total length $L = 15.50 \text{ m}$. It details the vertical dimensions: H is the height from the tunnel axis to the top of the structure, h is the height from the tunnel axis to the top of the side structure, and y is the height from the tunnel axis to the top of the side structure. It also shows horizontal dimensions: L_2 is the distance from the left end to the right end of the main structure, and L is the distance from the right end of the main structure to the right end of the side structure. The diagram includes labels for the tunnel axis (函軸), the tunnel structure (函体), and the side structure (門柱). It also shows the calculation origin for the tunnel structure (函体縦方向の計算原点) and the side structure (門柱縦方向の計算原点). The diagram includes various force vectors: $V(+)$, $H(-)$, $H(+)$, G_v , G_h , and M .

4-89

(2) 「地震時」の函軸ヘシフトさせた断面力の計算

1) 門柱縦方向の計算で求めた断面力

- ・鉛直力合計 $\Sigma G_v = 214.201 \text{ KN}$
- ・水平力合計 $\Sigma G_h = S = 40.481 \text{ KN}$
- ・鉛直力の曲げモーメント合計 $\Sigma M_v = 18.725 \text{ KN}\cdot\text{m}$
- ・水平力の曲げモーメント合計 $\Sigma M_h = 88.523 \text{ KN}\cdot\text{m}$
- ・曲げモーメント合計 $M = \Sigma M_v + \Sigma M_h = 88.523 \text{ KN}\cdot\text{m}$

2) 函体縦方向の計算に用いる断面力

- ・函軸ヘシフトさせた水平力の曲げモーメント合計
 $\Sigma M_h' = \Sigma G_h \cdot y_{g1} = 40.481 \times 4.516 = 182.812 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 ここに、
 y_{g1} : 門柱縦方向の計算原点から函軸までの距離
 $y_{g1} = y + h + y_{g'} = 2.187 + 1.100 + 1.229 = 4.516 \text{ m}$
 ここに、
 $y = 2.187 \text{ m}$ 、 $h = 1.100 \text{ m}$ 、 $y_{g'} = 1.229 \text{ m}$
- ・曲げモーメント合計
 $M = \Sigma M_h' - \Sigma M_v = 182.812 - 18.725 = 164.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

(3) 函軸ヘシフトさせた断面力の集計

表 4.10.1 函軸ヘシフトさせた断面力の集計

項目			計算原点		函軸		作用位置L2(m)	
項目	符号	単位	常時	地震時	常時	地震時	常時+風荷重	地震時
鉛直荷重	V	KN	214.201	214.201	214.201	214.201	14.613	14.613
水平荷重	H	KN	15.056	40.481	15.056	40.481	14.613	14.613
曲げモーメント	M	KN・m	41.723	88.523	39.331	164.087	14.613	14.613

※ 1. 作用位置は函体左端からの距離である。

(常時+風荷重)

$$L_2 = L - L_1 = 15.500 - 0.887 = 14.613 \text{ m}$$

ここに、

$$L = 15.500 \text{ m}$$

$$L_1 = (G_{xx} + x) + b = (0.600 + 0.087) + 0.200 = 0.887 \text{ m}$$

(地震時)

$$L_2 = L - L_1 = 15.500 - 0.887 = 14.613 \text{ m}$$

ここに、

$$L_1 = (G_{xx} + x) + b = (0.600 + 0.087) + 0.200 = 0.887 \text{ m}$$

$$G_{xx} : \text{計算原点(柱断面の中央)} \quad G_{xx} = 0.600 \text{ m}$$

第4章	門柱の設計	
設計基準・使用文献および資料・略図		設 計 計 算