

I-4 コンクリート構造物設計



第6章 構造物設計

6.1 許容応力度法と限界状態設計法との比較設計

ボックスカルバートについて、日本国の許容応力度法と日本国土木学会の限界状態設計法に
いる構造比較検討を行った。

検討断面は下記の通りである。

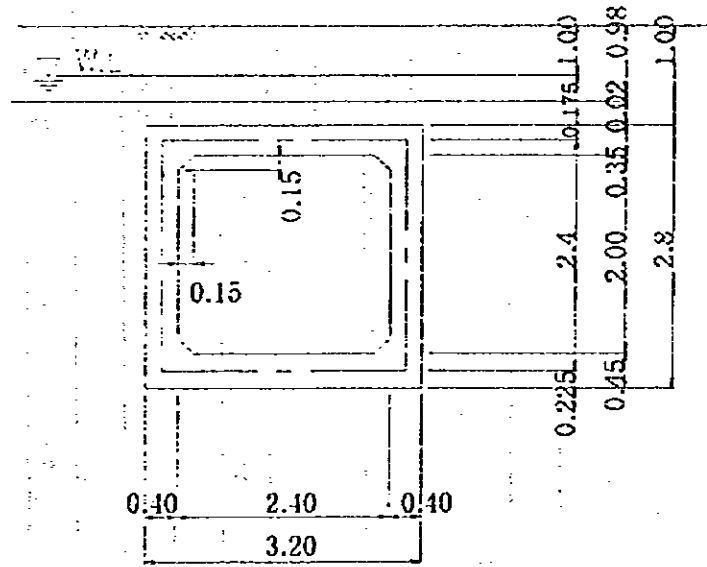
- ・ 対象荷重 航空機荷重
- ・ 内空断面 2.40m × 2.00m
- ・ 土被り 1.00m
- ・ 構造 単ボックスカルバート

許容応力度法による計算結果を次頁に示す。尚、構造設計計算書は6.3 (1)に記載した。

許容応力度法により設定されたコンクリート部材厚及び配筋状態を基に、限界状態設計法に
よる設計計算を行った。構造計算書は本章に添付した。

その結果、許容応力度法による構造断面は、限界状態設計法においてはひびわれ幅の検討結
果で1箇所満足しない箇所があるものの、残りの全ては安全断面であることが判った。1箇所
の安全率を満足しない箇所については、経済性から許容応力度法による配筋を1ランク下げた
ためであり、構造物の安全性に問題が生じる量ではないと判断できる。

従って、構造物設計の基本設計は施工実績が豊富な日本国の許容応力度法を用いて実施する
ものとした。



検討断面

BOX検討結果一覽表 (許容応力度法)

項目	断面力				鉄筋	応力度						安定計算			
	M		N			S		As		実応力度		許容応力度		計算値	許容値
	t/m	tf	tf	tf		tf	tf	cm ²	cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²		
横断	頂端部	6.76	5.19	15.16	φ16-150	48	1477	5.41	53	1600	5.4				
	ハン子(2d)	4.59	5.19	9.63	"	40	1178	3.44	"	"	2.7				
	版径間	5.03	3.97	"	"	45	1349		"	"					
	底端部	8.06	9.83	17.66	"	41	1267	5.05	"	"	5.4				
断	ハン子(2d)	5.87	9.83	10.6	"	35	991	3.03	"	"	2.7				
	版径間	6.60	7.53	"	φ14-150	40	1478		"	"					
	側端部	6.76	3.89	9.96	φ16-150	38	1314	3.02	"	"					
	ハン子(2d)	6.00	15.32	5.54	"	41	945	1.68	"	"	2.7				
縦断	版径間	2.94	16.41	"	φ12-300	21	315		"	"	5.4				
	頂版	470.91			φ16-150	24	1468		"	"					
	底版	-213.72			φ22-150	14	1244		"	"					
断	浮き上がり											3.96 tf/m ²	17.59 tf/m ²		
	地盤支持力											14.41 tf/m ²	41.47 tf/m ²		

設計断面耐力の算定及び照査

曲げモーメント及び軸方向力に対する検討結果 (限界状態設計法)

項目	単位	頂 版					側 壁					底 版		
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪		
断 面	B	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	H	35	35	40	45	40	40	40	45	50	45	45	50	50
諸 元	圧縮鉄筋	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	引張鉄筋	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
力	d_1	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	10	10	7
	A_{s1}	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	10.27
耐 力	決定ケース													
	設計	6.300	2.270	4.590	6.630	6.200	4.950	4.960	5.740	3.730	2.490	2.490	9.360	
計 算	Nd'	3.220	9.840	9.840	19.440	19.600	20.530	21.460	21.620	10.130	10.990	10.990	3.430	
	e	1.957	0.231	0.466	0.341	0.316	0.224	0.231	0.265	0.368	0.227	0.227	2.729	
中 立 軸	x	6.054	15.053	10.240	14.814	13.672	18.591	18.044	18.797	15.166	20.989	20.989	4.641	
	Mud	10.782	16.561	16.949	23.880	19.490	21.874	21.682	26.378	26.736	26.167	26.167	11.605	
耐 力	$N'ud$	5.511	71.784	36.335	70.019	61.610	97.835	93.808	99.351	72.610	115.492	115.492	4.275	
	$\gamma \cdot Md / Muc$	0.643	0.151	0.298	0.305	0.350	0.231	0.252	0.239	0.153	0.105	0.105	0.883	
照 査	安全率	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	

ひびわれ幅の算定及び照査
 ひびわれ幅の検討結果
 (限界状態設計法)

項目	単位	頂 版			側 壁			底 版				
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
B	cm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
H	cm	35	35	40	45	40	40	40	45	50	45	45
圧縮	cm	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
鉄筋	cm ²	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
引張	cm	7	7	7	7	7	7	7	7	10	10	7
鉄筋	cm ²	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ16-6.7 13.41	φ14-6.7 10.27
設計	tf·m	4.250	1.701	3.524	5.144	4.266	1.834	3.781	4.613	2.868	0.908	6.192
断面力	tf	7.280	7.284	7.284	15.302	15.458	16.342	17.226	17.382	7.536	7.536	7.536
ひびわれ	cm	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	9.2	9.2	6.3
幅の	cm	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
検討	wt/cm ²	176.8	77.4	170.5	522.7	466.4	19.1	305.6	355.0	274.9	3.7	1306.7
許容ひびわれ幅の算定	cm	0.0211	0.0088	0.0150	0.0141	0.0131	0.0055	0.0104	0.0112	0.0133	0.0070	0.0279
照査	cm	0.0248	0.0248	0.0248	0.0248	0.0248	0.0248	0.0248	0.0248	0.0368	0.0368	0.0252
安全率		0.851	0.354	0.605	0.567	0.528	0.220	0.417	0.451	0.361	0.191	1.107
安全率		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

設計断面耐力の算定及び照査

(限界状態設計法)

せん断力に対する検討結果

項目		単位	頂版	側壁		底板		
			①	②	③	④		
断面諸元	bw		cm	100	100	100	100	
	H		cm	35	40	40	45	
	引張鉄筋	d	cm	28	33	33	30	
		A_{s1}	cm ²	$\phi 16 - 6.7$ 13.41	$\phi 16 - 6.7$ 13.41	$\phi 16 - 6.7$ 13.41	$\phi 16 - 6.7$ 13.41	
	せん断補強筋	Aw	cm ²	$\phi 14 - 3.3$ 5.13	$\phi 12 - 1.7$ 1.89	$\phi 12 - 1.7$ 1.89	$\phi 16 - 3.3$ 6.70	
				s	cm	30	60	60
		α			90	90	90	90
		決定ケース		case				
耐力	設計断面力	Md	tf·m	1.570	4.840	0.360	2.310	
		N'd	tf	9.840	19.600	5.780	3.430	
		Vd	tf	13.750	6.760	6.970	14.840	
設計断面耐力の算出	Vwcd		tf	95.579	112.647	112.647	119.474	
	Vcd	βd		1.375	1.319	1.319	1.300	
		βp		0.782	0.741	0.741	0.726	
		Mo	tf·m	0.574	1.306	0.385	0.257	
	の算出	βn		1.114	1.217	1.064	1.040	
		f _{vcd}	kg/cm ²	4.477	4.477	4.477	4.477	
		Vcd	tf	11.550	13.518	11.818	11.831	
	Vsd		tf	12.117	2.632	2.632	19.791	
V _{yd} = Vcd + Vsd		tf	23.667	16.150	14.450	31.520		
照査	照査	$n \cdot Vd / V_{yd}$		0.639	0.460	0.531	0.516	
		$n \cdot Vd / V_{wcd}$		0.158	0.066	0.068	0.137	
		安全率		1.0	1.0	1.0	1.0	

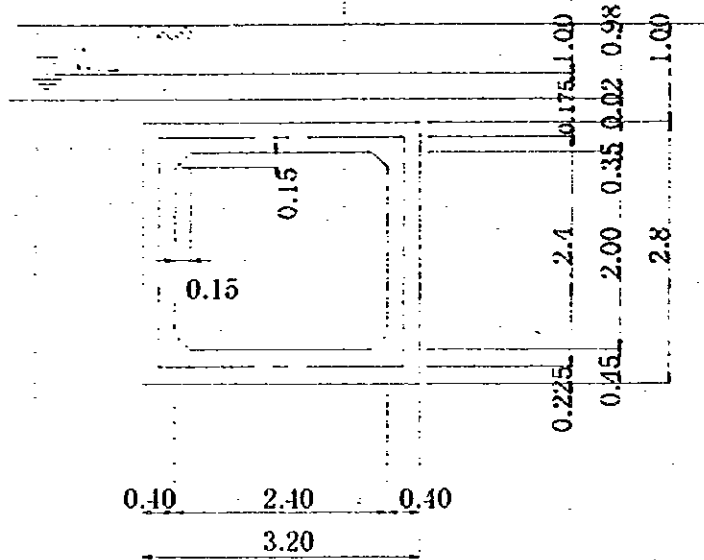
§1

□ - 2.40 × 2.00

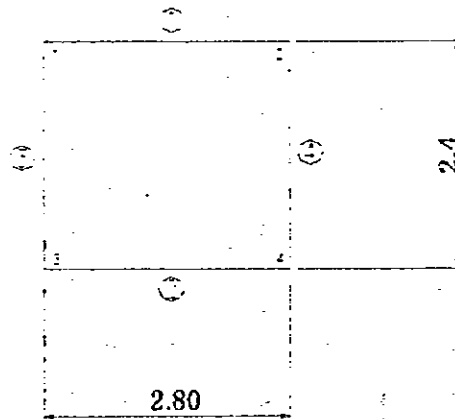
(航空機荷重)

(1) 一般形状図

1) 形状寸法図



2) 骨組みモデル



(2) 荷重計算

1) 死荷重

舗装	0.98	×	2.1	tf/m ³	=	2.06	tf/m ²
土被り	0.02	×	1.9	tf/m ³	=	0.01	tf/m ²
頂版	0.35	×	2.6	tf/m ³	=	0.91	"

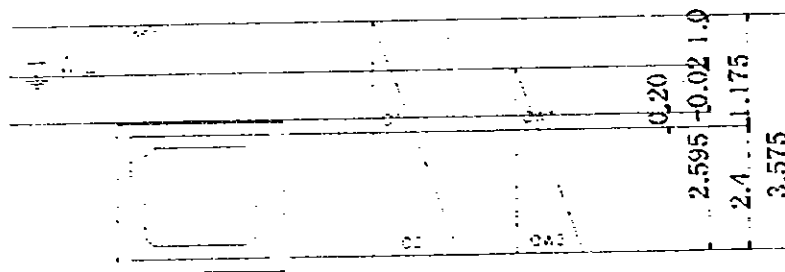
$$wd_1 = 3.01 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{側壁 (wd}_2\text{)} = 0.40 \times 2.6 \text{ tf/m}^3 = 1.04 \text{ tf/m}^2$$

1) 土圧及び水圧 (側圧)

静止土圧係数 $K_0 = 0.6$

a) 外水を考慮



土圧

$$q_1 = 0.6 \times (0.98 \times 2.1 \text{ tf/m}^3 + 0.02 \times 1.9 \text{ tf/m}^3 + 0.175 \times 1.0 \text{ tf/m}^3) = 1.36 \text{ tf/m}^2$$

$$q_2 = 0.6 \times (0.98 \times 2.1 \text{ tf/m}^3 + 0.02 \times 1.9 \text{ tf/m}^3 + 2.575 \times 1.0 \text{ tf/m}^3) = 2.80 \text{ "}$$

水圧

$$q_{w1} = 0.18 \times 1.0 \text{ tf/m}^3 = 0.18 \text{ tf/m}^2$$

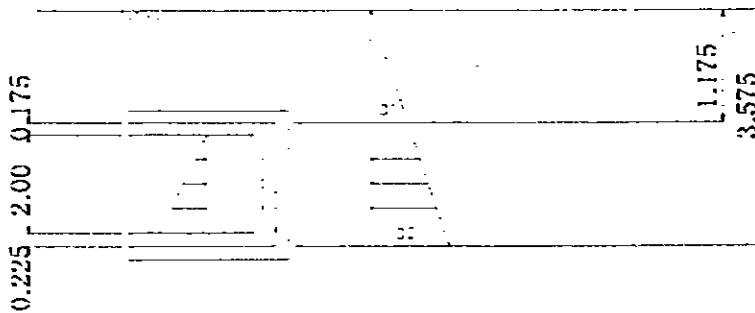
$$q_{w1} = 2.575 \times 1.0 \text{ tf/m}^3 = 2.58 \text{ "}$$

土圧 + 水圧

$$q_1 + q_{w1} = 1.36 + 0.18 = 1.54 \text{ tf/m}^2$$

$$q_2 + q_{w2} = 2.80 + 2.58 = 5.38 \text{ "}$$

b) 内水を考慮して外水を考慮しない



土圧

$$q_1 = 0.6 \times (0.98 \times 2.1 \text{ t/m}^3 + 0.195 \times 1.9 \text{ t/m}^3) = 1.46 \text{ tf/m}^2$$

$$q_2 = 0.6 \times (0.98 \times 2.1 \text{ t/m}^3 + 2.595 \times 1.9 \text{ t/m}^3) = 4.19 \text{ "}$$

内水圧

$$q_{w1} = 2.00 \times 1.0 \text{ tf/m}^3 = 2.00 \text{ tf/m}^2$$

NO.

B747-F

深度 (m)	影響輪數	影響面積(m ²)	応力(N/m ²)	調整係数	応力(N/m ²)	影響係数	影響面積(m ²)	応力(N/m ²)
0.2000	1	0.6542	36.69	1.25	45.86	1.25	0.6542	36.69
0.3000	1	1.0190	23.55	1.25	29.44	1.25	1.0190	23.55
0.3890	1	1.4109	17.01	1.25	21.26	1.25	1.4109	17.01
0.3890	2	2.8218	17.01	1.25	21.26	1.25	2.8218	17.01
0.4000	2	2.8993	16.56	1.20	19.87	1.20	2.8993	16.56
0.4945	2	3.6044	13.32	1.20	15.98	1.20	3.6044	13.32
0.4945	4	7.2089	13.32	1.20	15.98	1.20	7.2089	13.32
0.5000	4	7.2683	13.21	1.15	15.19	1.15	7.2683	13.21
0.5565	4	7.8930	12.16	1.15	13.98	1.15	7.8930	12.16
0.5565	8	15.7859	12.16	1.15	13.98	1.15	15.7859	12.16
0.6000	8	16.5514	11.60	1.05	12.18	1.05	16.5514	11.60
0.7000	8	18.3684	10.45	1.00	10.45	1.00	18.3684	10.45
0.8000	8	20.2654	9.47	1.00	9.47	1.00	20.2654	9.47
0.8210	8	20.6739	9.29	1.00	9.29	1.00	20.6739	9.29
0.8210	24	65.1957	8.83	1.00	8.83	1.00	65.1957	8.83
1.0000	24	75.3869	7.64	1.00	7.64	1.00	75.3869	7.64
1.5000	24	105.2119	5.47	1.00	5.47	1.00	105.2119	5.47
2.0000	24	137.0369	4.20	1.00	4.20	1.00	137.0369	4.20
2.3210	24	158.5227	3.63	1.00	3.63	1.00	158.5227	3.63
2.3210	24	158.5227	3.63	1.00	3.63	1.00	158.5227	3.63
2.5000	24	168.6638	3.42	1.00	3.42	1.00	168.6638	3.42
3.0000	24	198.3488	2.90	1.00	2.90	1.00	198.3488	2.90
3.5000	24	230.0338	2.50	1.00	2.50	1.00	230.0338	2.50
4.0000	24	263.7188	2.18	1.00	2.18	1.00	263.7188	2.18
4.5000	24	299.4038	1.92	1.00	1.92	1.00	299.4038	1.92
5.0000	24	337.0888	1.71	1.00	1.71	1.00	337.0888	1.71
6.0000	24	418.4588	1.38	1.00	1.38	1.00	418.4588	1.38

B777-C

深度 (m)	影響輪數	影響面積(m ²)	応力(N/m ²)	調整係数	応力(N/m ²)
0.2000	1	0.6228	41.59	1.25	51.99
0.3000	1	0.9798	26.43	1.25	33.04
0.4000	1	1.4168	18.28	1.20	21.94
0.4925	1	1.8923	13.69	1.20	16.43
0.4925	3	5.6768	13.69	1.20	16.43
0.5000	3	5.7618	13.49	1.15	15.51
0.5100	3	6.2230	12.49	1.15	14.36
0.5100	6	12.4460	12.49	1.15	14.36
0.6000	6	13.3298	11.66	1.05	12.24
0.7000	6	14.8668	10.45	1.00	10.45
1.0000	6	19.9578	7.79	1.00	7.79
1.5000	6	30.0428	5.17	1.00	5.17
2.0000	6	42.1278	3.69	1.00	3.69
2.5000	6	56.2128	2.76	1.00	2.76
3.0000	6	72.2978	2.15	1.00	2.15
3.5000	6	90.3828	1.72	1.00	1.72
4.0000	6	110.4678	1.41	1.00	1.41
4.5000	6	132.5528	1.17	1.00	1.17
4.6250	6	138.3866	1.12	1.00	1.12
4.6250	12	276.7731	1.12	1.00	1.12
5.0000	12	303.2519	1.02	1.00	1.02
6.0000	12	379.3619	0.82	1.00	0.82

2) 活荷重

鉛直荷重

$$h_1 = 1.175 \text{ m}$$

$$P_{VL1} = 7.64 - \frac{7.64 - 5.47}{0.500} \times 0.175 = 6.88 \text{ tf/m}^2$$

$$h_2 = 3.575 \text{ m}$$

$$P_{VL2} = 2.50 - \frac{2.50 - 2.18}{0.50} \times 0.075 = 2.45 \text{ "}$$

水平荷重

$$P_{HL1} = P_{VL1} \cdot K_0$$

$$= 6.88 \times 0.6 = 4.13 \text{ tf/m}^2$$

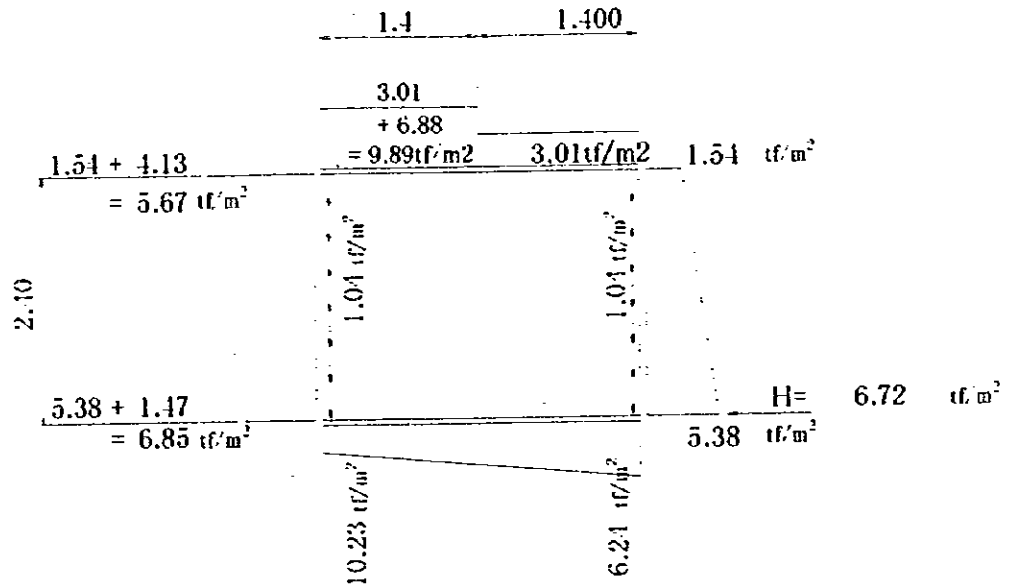
$$P_{HL2} = P_{VL2} \cdot K_0$$

$$= 2.45 \times 0.6 = 1.47 \text{ "}$$

3) 部材の断面積 (A) 及び断面二次モーメント (I)

	b (m)	h (m)	A = b · h (m ²)	I = $\frac{b \cdot h^3}{12}$ (m ⁴)
頂版 ①	1.00	0.35	0.35	0.00357
底版 ②	1.00	0.45	0.45	0.00759
側壁 ③, ④	1.00	0.40	0.40	0.00533

CASE 2



地盤反力

$$\Sigma N = 9.89 \times 1.40 + 3.01 \times 1.40 + 1.04 \times 2.4 \times 2 = 23.05 \text{ t}$$

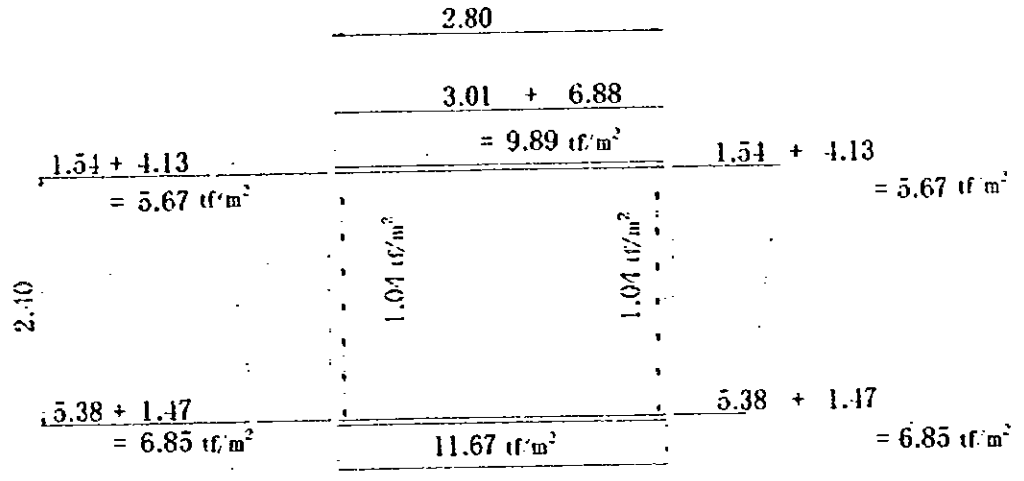
$$\Sigma M_L = 6.72 \times 1.39 - 6.88 \times 1.4^2 \times 1/2 = 2.60 \text{ ''}$$

$$e = \frac{\Sigma M_L}{\Sigma N} \times \frac{2.60}{23.05} = 0.113 \text{ m} < B/6 = 0.467 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{\Sigma N}{B} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right)$$

$$P_2 = \frac{23.05}{2.80} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.113}{2.80} \right) = \begin{matrix} 10.23 \text{ tf/m}^2 \\ 6.24 \text{ ''} \end{matrix}$$

CASE 4



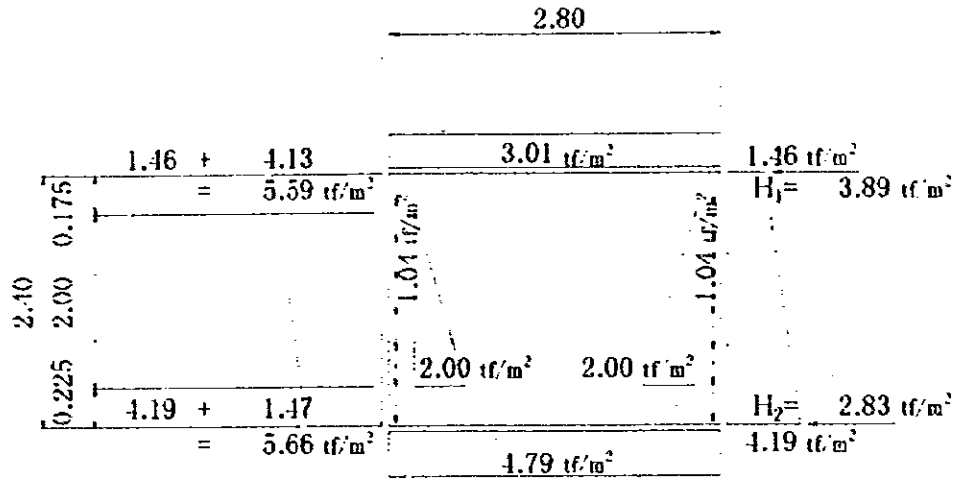
地盤反力

$$\Sigma N = 9.89 \times 2.80 + 1.04 \times 2.400 \times 2 = 32.68 \text{ tf}$$

$$W = \frac{\Sigma N}{B} = \frac{32.68}{2.80} = 11.67 \text{ tf/m}$$

(内水のみを考慮)

CASE 5

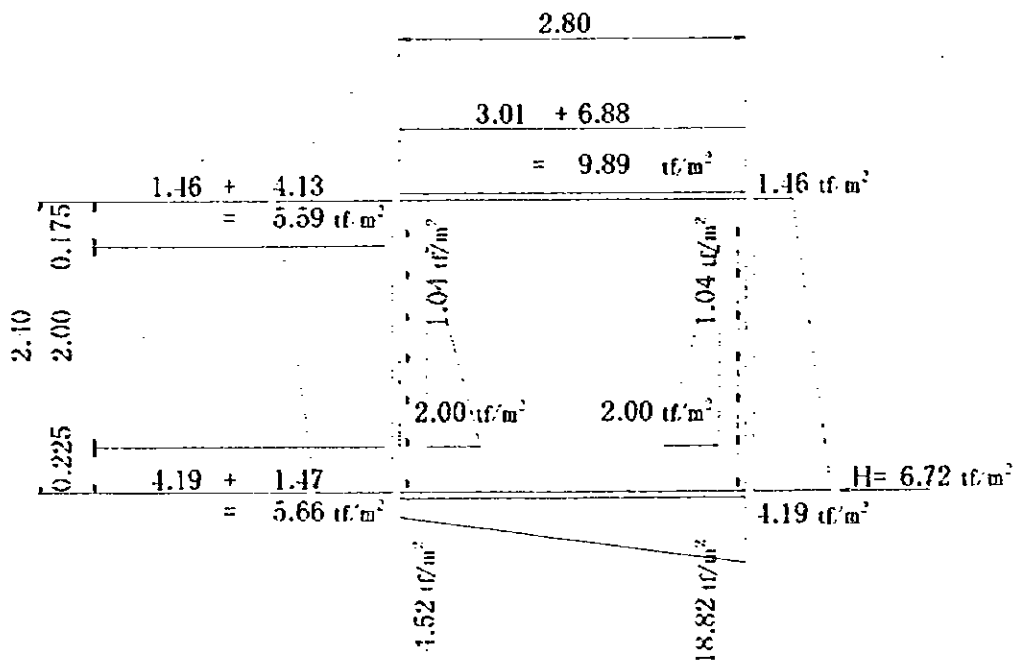


地盤反力

内水による側圧は左右対称荷重であり、底版に作用する水重も地盤反力と相殺するので、地盤反力は前出の CASE・1 と同値となる。

$W = 4.79 \text{ tf/m}^2$

CASE 7

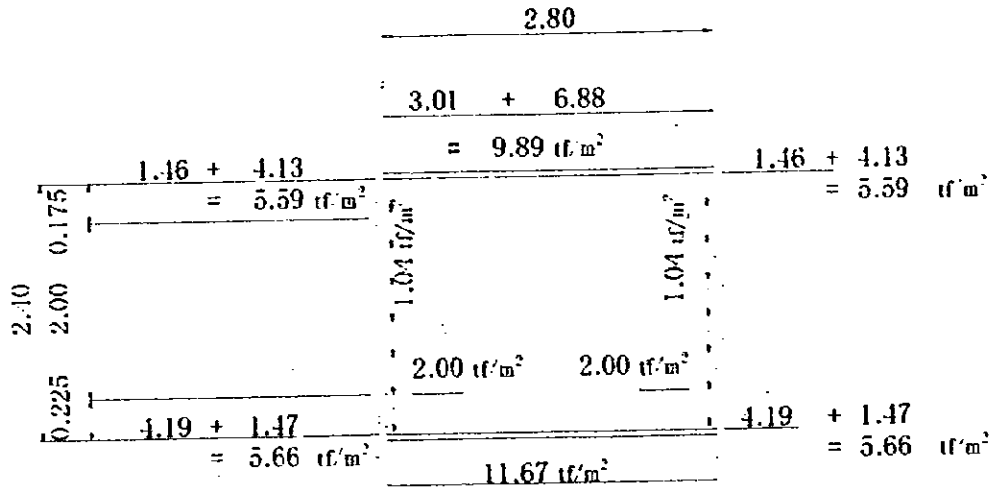


(前出、CASE・3と同値)

$W_1 = 18.82 \text{ tf/m}^2$

$W_2 = 4.52 \text{ ''}$

CASE 8



地盤反力

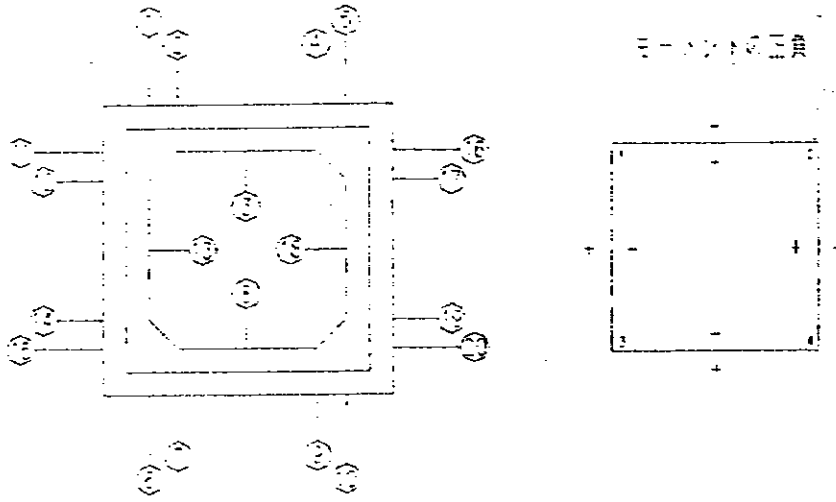
(前出、CASE・4と同値)

$W = 11.67 \text{ tf/m}^2$

(4) 実応力度計算

1) 曲げモーメントに対して

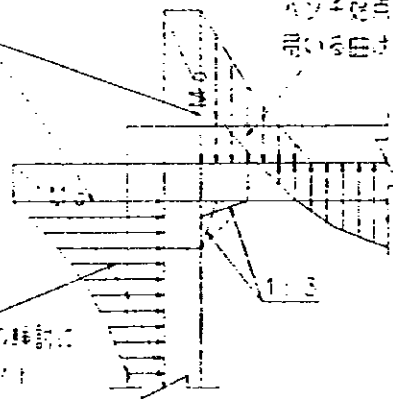
a) 断面力の総括



配筋位置の断面の検討に用いる
モーメント

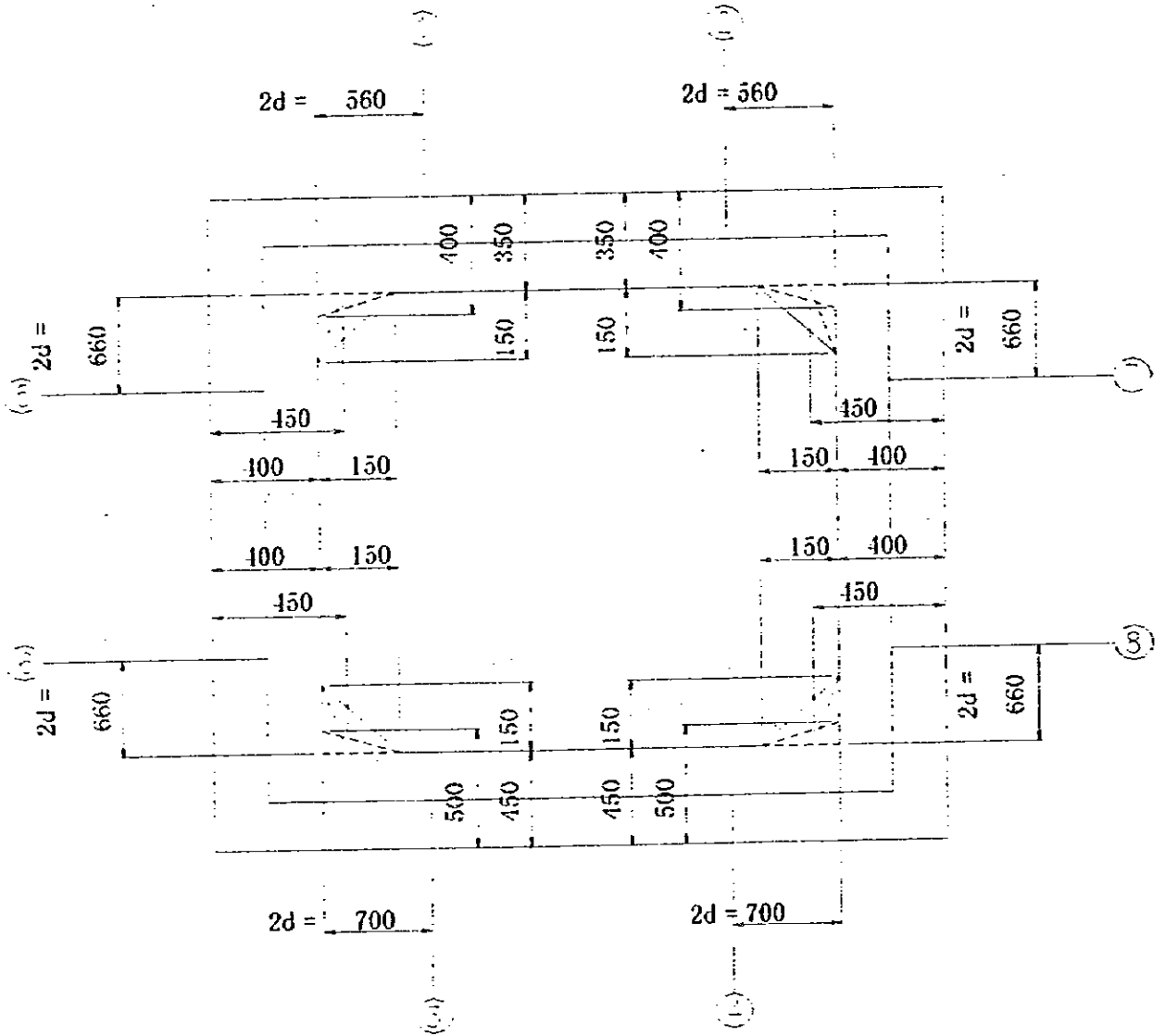
ハツキ点の断面の検討に
用いる曲げモーメント

ハツキ点の断面の検討に
用いる曲げモーメント

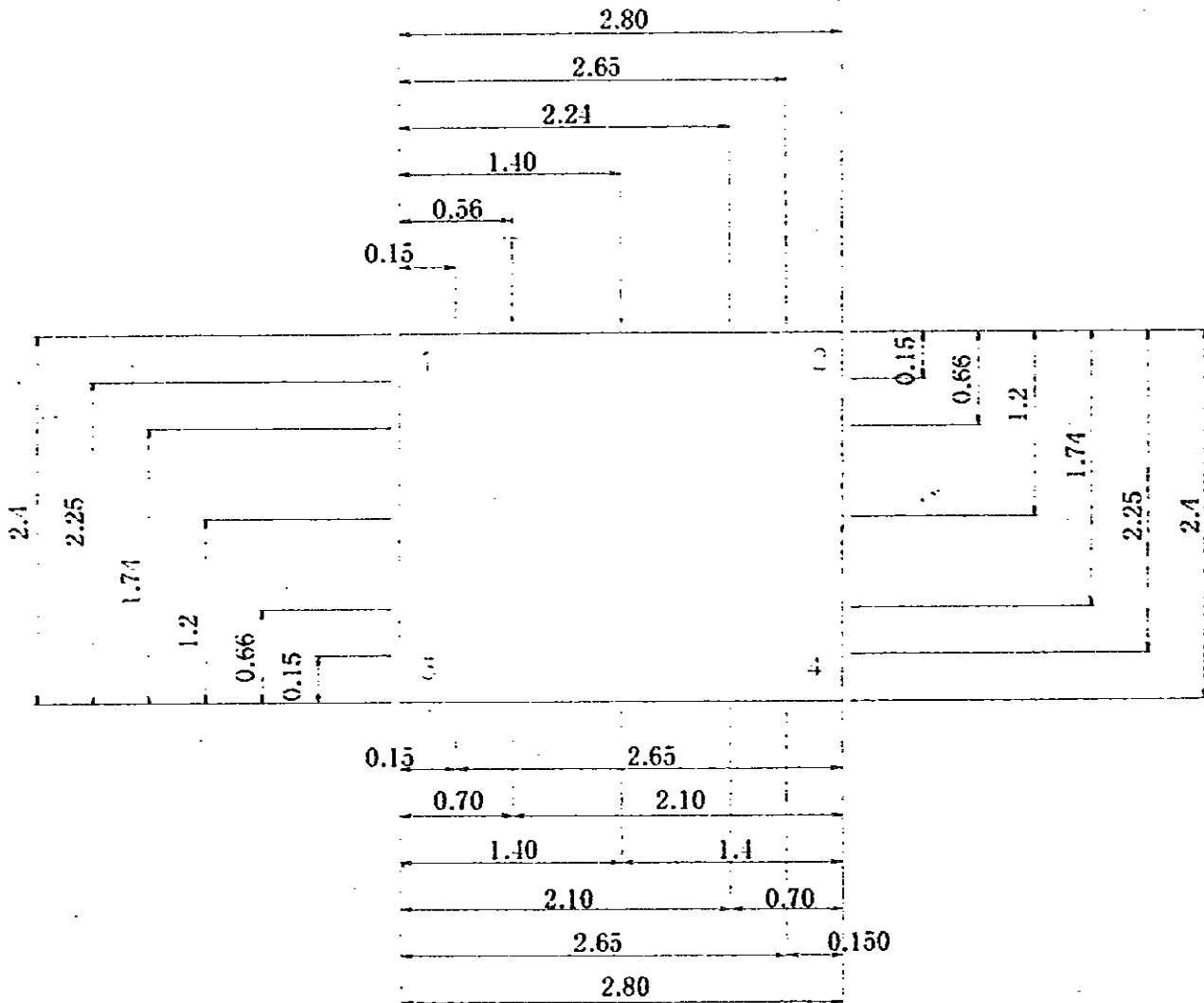


1) 曲げせん断力に対して

a) 断面力の総括



4) 断面力算出点



1) 頂版及び底版

			左壁前面	左ハンチ始点	径間中央	右ハンチ始点	右壁前面					
1 ~ 2			①	②	③	④	⑤					
頂	Mmax	M	-2.18	6	-0.69	6	4.77	6	-0.84	5	-1.41	5
		N	3.92		3.92		4.15		5.64		5.64	
版	Mmin	M	-5.63	4	-3.62	4	1.05	1	-4.98	3	-7.16	3
		N	7.22		7.22		6.83		5.34		5.34	
3 ~ 4			⑥	⑦	⑧	⑨	⑩					
底	Mmax	M	-3.09	5	-2.04	5	7.00	7	0.73	6	-0.52	6
		N	5.86		5.86		7.35		7.58		7.58	
版	Mmin	M	-8.39	3	-6.10	3	1.97	1	-3.37	4	-5.77	4
		N	9.68		9.68		8.20		7.81		7.81	

2) 側壁

			上端	上ハンチ始点	径間中央	下ハンチ始点	下端					
1 ~ 3			⑪	⑫	⑬	⑭	⑮					
左	Mmax	M	-2.18	6	-1.45	5	1.55	1	-2.27	5	-3.09	5
		N	10.66		4.75		5.98		7.21		7.39	
側	Mmin	M	-5.63	4	-4.61	4	-2.44	7	-7.02	3	-8.39	3
		N	14.09		14.27		14.30		15.53		15.71	
2 ~ 4			⑯	⑰	⑱	⑲	⑳					
右	Mmax	M	-1.41	5	-1.16	5	0.36	1	-0.44	6	-0.52	6
		N	4.00		4.18		5.40		10.29		10.47	
側	Mmin	M	-7.16	3	-6.38	3	-3.19	7	-4.67	4	-5.77	4
		N	15.29		15.46		16.69		16.73		16.90	

曲げ応力度計算 [upper slab]

	端 部	ハンチ始点	径間
M (tm)	6.76	4.59	5.03
N (t)	5.19	5.19	3.97
S (t)	0.00	0.00	0.00
b (cm)	100.00	100.00	100.00
h (cm)	40.00	35.00	35.00
f (cm)	12.00	7.00	7.00
f' (cm)	7.00	7.00	7.00
d (cm)	33.00	28.00	28.00
As (cm ²)	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41
As' (cm ²)	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41	D16- 3.3 6.70
k	0.3282	0.3375	0.3331
x (cm)	10.83	9.45	9.33
[C]	7.0446	6.1071	6.4620
[S]	14.4206	11.9875	12.9401
[Z]	1.0842	1.1249	1.1212
σ_c	48	40	45
σ_s	1,477	1,178	1,349
τ_m	0.00	0.00	0.00
σ_{ck}	160	160	160
σ_{ca}	53	53	53
σ_{sa}	1,600	1,600	1,600
τ_{a1}	0.00	0.00	0.00
Mc	7.42	5.72	5.65
4/3 · M	9.01	6.12	6.71
As min	6.60	5.60	5.60

$$As_{min} = 0.002 \cdot b \cdot d \text{ ----- (cm}^2\text{)}$$

$$Mc = Zc (\sigma_{ck}' + N / Ac) \text{ ----- (tm)}$$

判別式 $4/3 \cdot M \leq Mc$ 又は $As_{min} \leq As$ より最少鉄筋量に対する照査は安全である。

曲げ応力度計算 [slab]

	端部	ハズレ始点	径間
M (tm)	8.06	5.87	6.60
N (t)	9.83	9.83	7.53
S (t)	0.00	0.00	0.00
b (cm)	100.00	100.00	100.00
h (cm)	50.00	45.00	45.00
f (cm)	12.00	7.00	10.00
f' (cm)	10.00	10.00	7.00
d (cm)	40.00	35.00	38.00
As (cm ²)	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41	D14- 6.7 10.27
As' (cm ²)	D14- 6.7 10.27	D14- 6.7 10.27	D16- 3.3 6.70
k	0.3246	0.3442	0.2908
x (cm)	12.98	12.05	11.05
[C]	6.8135	5.9848	7.5110
[S]	14.1787	11.4037	18.3215
[Z]	1.0877	1.1016	1.0830
σ_c	41	35	40
σ_s	1,267	991	1,478
τ_m	0.00	0.00	0.00
σ_{ck}	160	160	160
σ_{ca}	53	53	53
σ_{sa}	1,600	1,600	1,600
τ_{a1}	0.00	0.00	0.00
Mc	11.87	9.69	9.52
4/3 · M	10.75	7.83	8.80
As min	8.00	7.00	7.60

$$As_{min} = 0.002 \cdot b \cdot d \text{ ----- (cm}^2\text{)}$$

$$Mc = Zc (\sigma_{ck}' + N / Ac) \text{ ----- (tm)}$$

判別式 $4/3 \cdot N \leq Mc$ 又は $As_{min} \leq As$ より最少鉄筋量に対する照査は安全である。

曲げ応力度計算 [side wall]

	上端	上ハニテ始点	径間	下ハニテ始点
M (tm)	6.76	6.00	2.94	6.67
N (t)	3.89	15.32	16.41	14.87
S (t)	0.00	0.00	0.00	0.00
b (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00
h (cm)	45.00	40.00	40.00	40.00
f (cm)	12.00	7.00	7.00	7.00
f' (cm)	7.00	7.00	7.00	7.00
d (cm)	38.00	33.00	33.00	33.00
As (cm ²)	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41	D16- 3.3 6.70	D16- 6.7 13.41
As' (cm ²)	D12- 3.3 3.77	D12- 3.3 3.77	D12- 3.3 3.77	D12- 3.3 3.77
k	0.3013	0.3956	0.5047	0.3799
x (cm)	11.45	13.05	16.65	12.54
[C]	7.4067	5.6189	4.5935	5.8184
[S]	17.1792	8.5847	4.5086	9.4954
[Z]	1.0972	1.0836	0.8016	1.0915
σ_c	38	41	21	46
σ_s	1,314	945	315	1,125
τ_m	0.00	0.00	0.00	0.00
σ_{ck}	160	160	160	160
σ_{ca}	53	53	53	53
σ_{sa}	1,600	1,600	1,600	1,600
τ_{a1}	0.00	0.00	0.00	0.00
Mc	9.24	8.09	8.17	8.06
4/3 · M	9.01	8.00	3.92	8.89
As min	7.60	6.60	6.60	6.60

$$As_{min} = 0.002 \cdot b \cdot d \text{ ----- (cm}^2\text{)}$$

$$Mc = Z_c (\sigma_{ck}' + N / A_c) \text{ ----- (tm)}$$

判別式 $4/3 \cdot M \leq Mc$ 又は $As_{min} \leq As$ より最少鉄筋量に対する照査は安全である。

曲げ応力度計算 [side wall]

		下端		
M	(tm)	8.06		
N	(t)	15.02		
S	(t)	0.00		
b	(cm)	100.00		
h	(cm)	45.00		
f	(cm)	12.00		
f'	(cm)	7.00		
d	(cm)	38.00		
As	(cm ²)	D16- 6.7 13.41		
As'	(cm ²)	D12- 3.3 3.77		
k		0.3600		
x	(cm)	13.68		
[C]		6.2633		
[S]		11.1334		
[Z]		1.0817		
σ_c		45		
σ_s		1,201		
τ_m		0.00		
σ_{ck}		160		
σ_{ca}		53		
σ_{sa}		1,600		
τ_{a1}		0.00		
Mc		10.08		
4/3 · M		10.75		
As min		7.60		

$$As_{min} = 0.002 \cdot b \cdot d \text{ -----(cm}^2\text{)}$$

$$Mc = Zc (\sigma_{ck}' + N / Ac) \text{ -----(tm)}$$

判別式 $4/3 \cdot M \leq Mc$ 又は $As_{min} \leq As$ より最少鉄筋量に対する照査は安全である。

曲げ応力度計算 [sendan]

	頂 版		底 版	
	端 部	Zd	端 部	Zd
M (tm)	0.00	0.00	0.00	0.00
N (t)	0.00	0.00	0.00	0.00
S (t)	15.16	9.63	17.66	10.60
b (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00
h (cm)	35.00	35.00	45.00	45.00
f (cm)	7.00	7.00	7.00	7.00
f' (cm)	7.00	7.00	10.00	10.00
d (cm)	28.00	28.00	35.00	35.00
As (cm ²)	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41
As' (cm ²)	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41	D14- 6.7 10.27	D14- 6.7 10.27
k (cm)	0.3038	0.3038	0.2765	0.2765
x [C]	8.51	8.51	9.68	9.68
[S]	6.8456	6.8456	7.3940	7.3940
[Z]	15.6853	15.6853	19.3474	19.3474
[Z]	1.1271	1.1271	1.1122	1.1122
σc	0	0	0	0
σs	0	0	0	0
τm	5.41	3.44	5.05	3.03
σck	160	160	160	160
σca	0	0	0	0
σsa	0	0	0	0
τα1	5.40	2.70	5.40	2.70
Mc	5.42	5.42	8.95	8.95
4/3 · M	0.00	0.00	0.00	0.00
As min	5.60	5.60	7.00	7.00

$$As \min = 0.002 \cdot b \cdot d \text{ ----- (cm}^2\text{)}$$

$$Mc = Zc (\sigma_{ck}' + N / Ac) \text{ ----- (tm)}$$

判別式 $4/3 \cdot M \leq Mc$ 又は $As \min \leq As$ より最少鉄筋量に対する照査は安全である。

端部応力度計算 [sendan] 側壁

	端部	zd		
M (tm)	0.00	0.00		
N (t)	0.00	0.00		
S (t)	9.96	5.54		
b (cm)	100.00	100.00		
h (cm)	40.00	40.00		
f (cm)	7.00	7.00		
f' (cm)	7.00	7.00		
d (cm)	33.00	33.00		
As (cm ²)	D16- 6.7 13.41	D16- 6.7 13.41		
As' (cm ²)	D12- 3.3 3.77	D12- 3.3 3.77		
k (cm)	0.2897	0.2897		
x [C]	9.56	9.56		
[S]	7.4353	7.4353		
[Z]	18.2264	18.2264		
[Z]	1.1113	1.1113		
σ_c	0	0		
σ_s	0	0		
τ_m	3.02	1.68		
σ_{ck}	160	160		
σ_{ca}	0	0		
σ_{sa}	0	0		
τ_{a1}	5.40	2.70		
Mc	7.07	7.07		
4/3 · M	0.00	0.00		
As min	6.60	6.60		

$$As_{min} = 0.002 \cdot b \cdot d \text{ ----- (cm}^2\text{)}$$

$$Mc = Zc (\sigma_{ck}' + N / Ac) \text{ ----- (tm)}$$

判別式 $4/3 \cdot M \leq Mc$ 又は $As_{min} \leq As$ より最少鉄筋量に対する照査は安全である。

1) 頂版及び底版

			左壁前面		左ハンチ始点		径間中央		右ハンチ始点		右壁前面	
1 ~ 2			①		②		③		④		⑤	
頂	M_{max}	M	-1.66	6	-0.22	6	5.03	6	-0.72	5	-1.27	5
		N	3.85		3.85		3.97		5.66		5.66	
版	M_{min}	M	-5.14	4	-3.18	4	0.98	1	-1.59	3	-6.76	3
		N	7.10		7.1		6.88		5.19		5.19	
3 ~ 4			⑥		⑦		⑧		⑨		⑩	
底	M_{max}	M	-2.98	5	-1.98	5	6.60	7	0.64	6	-0.51	6
		N	5.84		5.84		7.53		7.65		7.65	
版	M_{min}	M	-8.06	3	-5.87	3	1.77	1	-3.25	4	-5.57	4
		N	9.83		9.83		8.15		7.93		7.93	

2) 側壁

			上端		上ハンチ始点		径間中央		下ハンチ始点		下端	
1 ~ 3			⑪		⑫		⑬		⑭		⑮	
左	M_{max}	M	-1.66	6	-1.14	5	1.61	1	-2.17	5	-2.98	5
		N	10.34		10.49		5.78		6.88		7.03	
側	M_{min}	M	-5.14	4	-4.14	4	-1.90	7	-6.67	3	-8.06	3
		N	13.85		14.00		13.78		14.87		15.02	
2 ~ 4			⑯		⑰		⑱		⑲		㉑	
右	M_{max}	M	-1.27	5	-1.03	5	0.49	1	-0.45	6	-0.51	6
		N	3.89		4.05		5.14		10.06		10.22	
側	M_{min}	M	-6.76	3	-6.00	3	-2.94	7	-4.46	4	-5.57	4
		N	15.16		15.32		16.41		16.19		16.34	

頂版 (1 ~ 2)

	1 ~ 2	
	①	②
$S(t)$	15.16 3	9.63 3

底版 (3 ~ 4)

	3 ~ 4	
	③	④
$S(t)$	17.66 3	10.60 3

側壁 (1 ~ 3 , 2 ~ 4)

	1 ~ 3		2 ~ 4	
	①	③	②	④
$S(t)$	9.96 2	5.51 2	7.93 4	3.83 3

c) 斜引張鉄筋の算定

$$S = S_c + S_v + S_b$$

ここに

S : 作用全せん断力 (t/m)

S_c : 斜引張鉄筋以外が受けるせん断力 (t/m)

$$S_c = 1/2 \cdot \tau_a \cdot b_o \cdot j \cdot d$$

S_v : スターラップが受けるせん断力 (t/m)

$$S_v = \frac{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d \cdot A_v}{s}$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (Kg/cm²)

j·d : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図の図心迄の距離 (m)

A_v : 区間 s に於けるスターラップの総断面積 (cm²)S_b : 折り曲げ鉄筋が受けるせん断力 (t/m)

$$S_b = \frac{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta) \cdot A_b}{s}$$

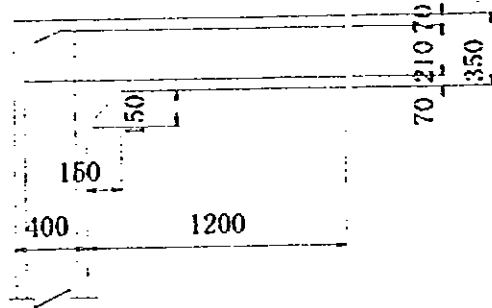
θ : 折り曲げ鉄筋が部材軸方向となす角 (°)

(sin θ + cos θ)

A_b : 区間 s に於ける折り曲げ鉄筋の総断面積 (cm²)

s : スターラップ又は折り曲げ鉄筋の軸方向間隔 (cm)

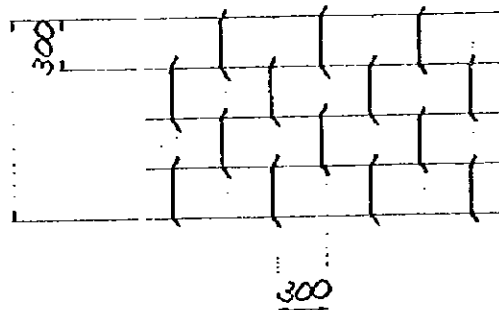
1) 頂版



$$S_c = 1/2 \times 5.4 \times 100 \times 0.875 \times 28 \times 10^{-3} = 6.62 \text{ t}$$

ここで引張鉄筋としては、折り曲げ鉄筋を使用せず、スターラップだけで受け持つものとする

使用スターラップ D 16 - 300 ctc



$$A_v = 2.011 \times 3.33 = 6.70 \text{ cm}^2$$

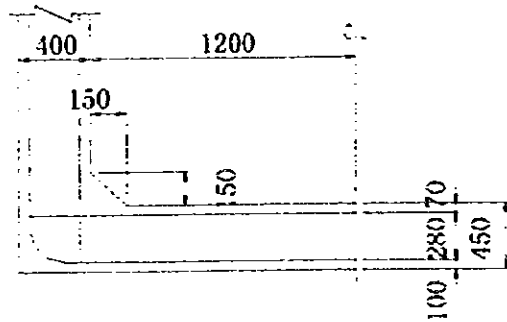
$$S_v = \frac{1600 \times 0.875 \times 28 \times 6.70}{30} \times 10^{-3} = 8.75 \text{ t}$$

$$S_b = 0 \text{ t}$$

$$S = S_c + S_v + S_b$$

$$15.16 \text{ t} < 6.62 + 8.75 + 0 = 15.37 \text{ t}$$

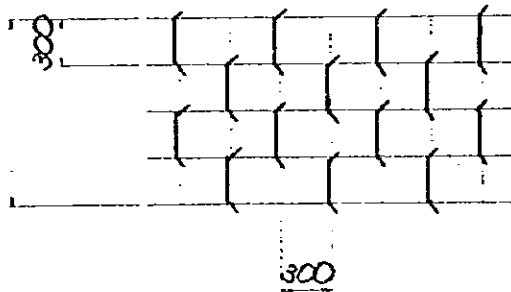
2) 底版



$$S_c = 1/2 \times 2.7 \times 100 \times 0.875 \times 35 \times 10^{-3} = 4.13 \text{ t}$$

ここで引張鉄筋としては、折り曲げ鉄筋を使用せず、スターラップだけで受け持つものとする

使用スターラップ D 14 - 300 etc



$$A_v = 1.539 \times 3.33 = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$S_v = \frac{1600 \times 0.875 \times 35 \times 5.12}{30} \times 10^{-3} = 8.36 \text{ t}$$

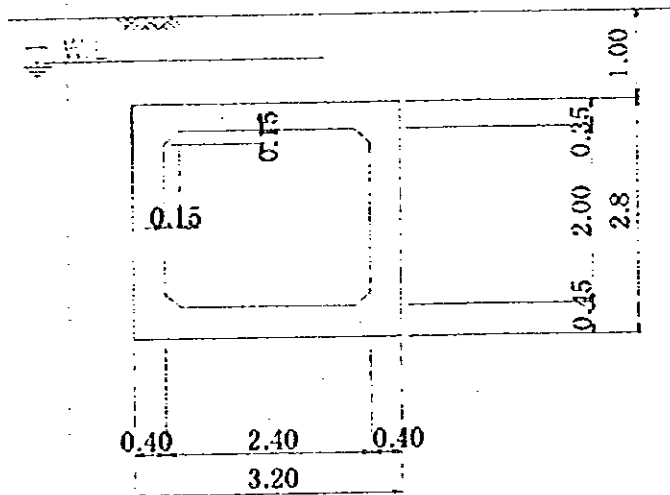
$$S_b = 0 \text{ t}$$

$$S = S_c + S_v + S_b$$

$$10.60 \text{ t} < 4.13 + 8.36 + 0 = 12.49 \text{ t}$$

5 縦方向検討

□ - 2.40 × 2.00



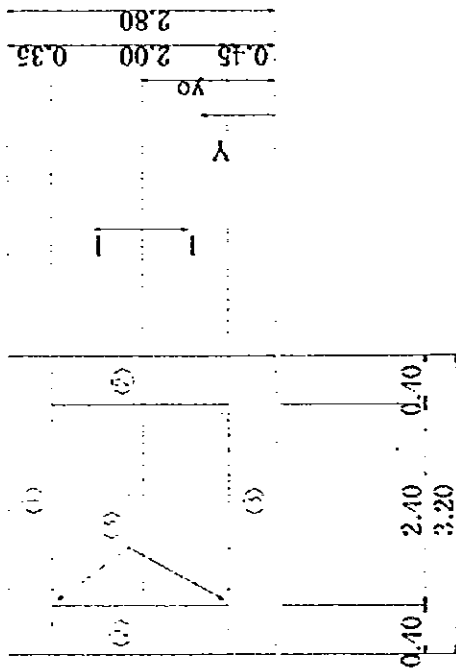
$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$

$\gamma' = 1.0 \text{ ''}$

$C = 3.20 \text{ t/m}^2$

$E = 70 \text{ Kg/cm}^2$

1) 断面諸定数



$$y_0 = \frac{Cy}{\Lambda} = \frac{5.596}{4.183} = 1.338 \text{ m}$$

部材	b (m)	h (m)	Λ (m ²)	y (m)	$Cy = \Lambda \cdot y$ (m ³)	$Io = bh^3/12$ (m ⁴)	l (m)	$\Lambda \cdot l^2$ (m ⁴)	$I = Io + \Lambda \cdot l^2$ (m ⁴)
① 頂版	3.20	0.35	1.120	2.625	2.940	0.0229	1.287	1.8551	1.8780
② 側壁	0.40	2.00	1.600	1.450	2.320	0.5333	0.112	0.0201	0.5534
③ 底板	3.20	0.15	1.440	0.225	0.324	0.0243	-1.113	1.7838	1.8081
④ ハンチ	0.15	0.15	0.023	0.500	0.012	0.0000	-0.838	0.0162	0.0162
合計			4.183		5.596	0.5805		3.6752	4.2557

(2) 荷重

1) 死荷重

舗装重量	0.98	×	2.1	t/m ³	×	3.20	=	6.59	tf/m	
土被り重量	0.02	×	1.9	t/m ³	×	3.20	=	0.12	"	
躯体自重	4.183	×	2.6	t/m ³			=	10.88	"	
内水重量	(2.40	×	2.00	—	0.15 ²					
		×	2)	×	1.00	t/m ³	=	4.76	"	
							<hr/>			
							Σwd	=	22.35	tf/m

(2) 地盤バネ

「道路橋示方書・同解説 下部構造編」より下式によって算定する

直接基礎の地盤反力係数は、底面の鉛直方向地盤反力係数、根入れ部の前面の水平方向地盤反力係数、底面地盤の水平方向せん断バネ定数について地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえで求めるものとする。

地盤反力係数の推定方法を次に示す。この方法は推定法の一つにすぎないので、これによって求めた値は地盤条件、基礎の設計条件などを考慮して総合的に検討するのが望ましい。

鉛直方向の地盤反力係数

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-1.2} = 12.8 k_{vo} B_v^{-1.2}$$

ここに

k_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^3)

k_{vo} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^3) で、次式より求める。

$$k_{vo} = \frac{1}{30} a E_o$$

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) で、次式より求める。
ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \frac{A_v}{\dots}$$

E_o : 下記の表に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm^2)

a : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、下記の評に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm^2)

E_o と a

次の試験方法による変形係数 E_o (kg/cm^2)	a	
	常時	地震時
直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から式 (5.6.1) により求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_o = 28N$ で推定した変形係数	1	2

日本工営株式会社

支持地盤の変形係数

$$E_0 = 70 \text{ kgf/cm}^2$$

鉛直地盤反力係数

$$K_{v0} = 1/30 \cdot \alpha \cdot E_0$$

$$= 1/30 \times 4 \times 70 = 9.33 \text{ kg/cm}^2$$

基礎の換算載荷幅

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

$$\sqrt{1500 \times 320}$$

$$= 692.8 \text{ cm}$$

地盤反力係数

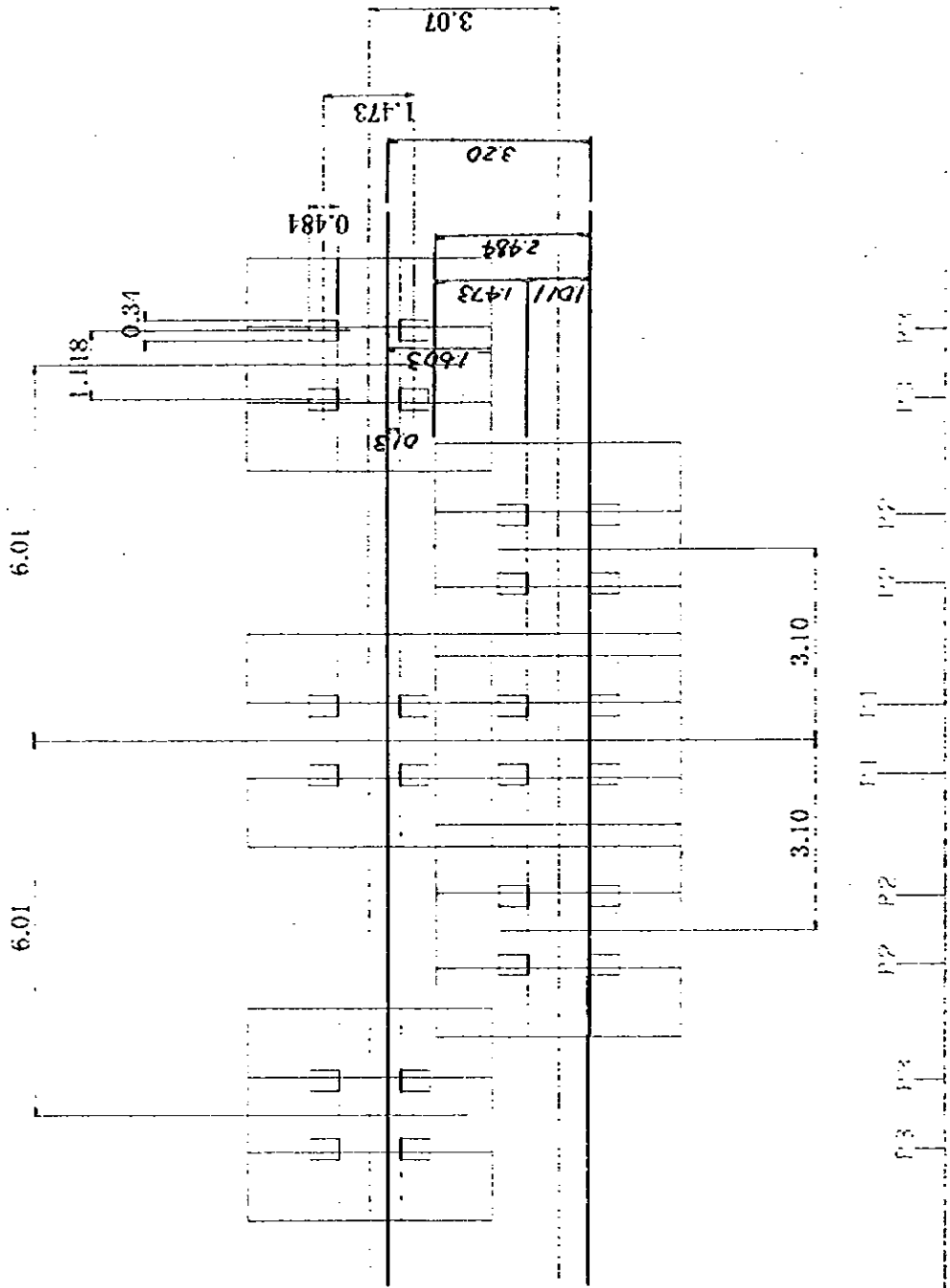
$$K_v = 12.8 \cdot K_{v0} \cdot B_v^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 9.33 \times 692.8^{-3/4} = 0.884 \text{ kg/cm}^3$$

地盤バネ

$$K_v = B \cdot K_v \cdot 1000$$

$$= 3.20 \times 0.884 \times 1000 = 2829 \text{ t/m}^2$$



$$P_1 = 24.0 \times \left(\frac{2.484}{2.484} + \frac{1.011}{2.484} + \frac{1.603}{2.484} + \frac{0.130}{2.484} \right) \times 1.0 = 50.512$$

$$P_2 = 24.0 \times \left(\frac{2.484}{2.484} + \frac{1.011}{2.484} \right) \times 1.0 = 33.768$$

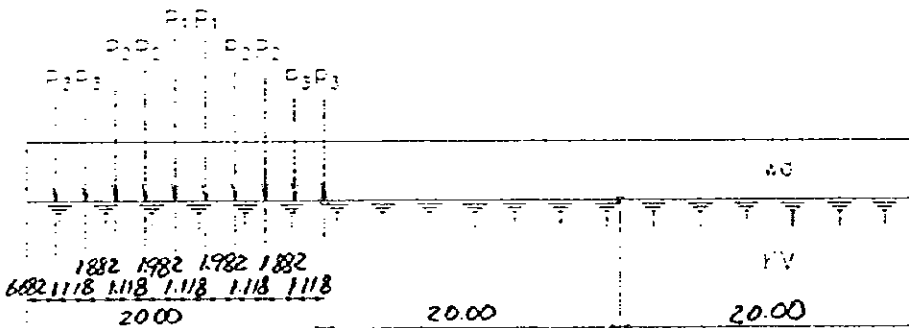
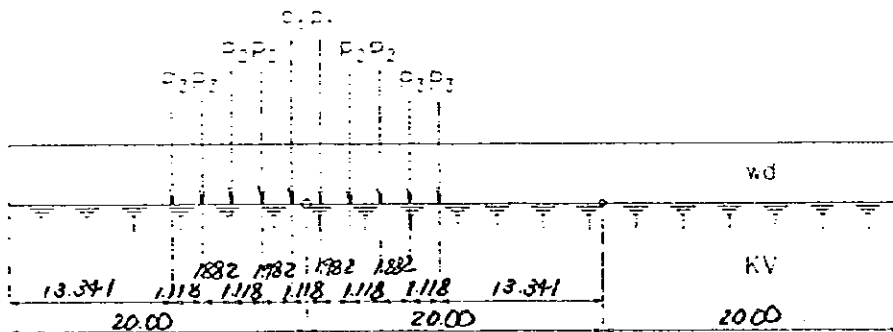
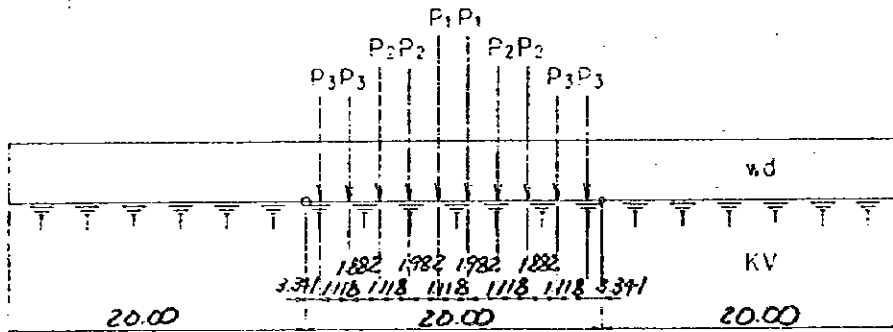
$$P_3 = 24.0 \times \left(\frac{1.603}{2.484} + \frac{0.130}{2.484} \right) \times 1.0 = 16.744$$

載荷モデル

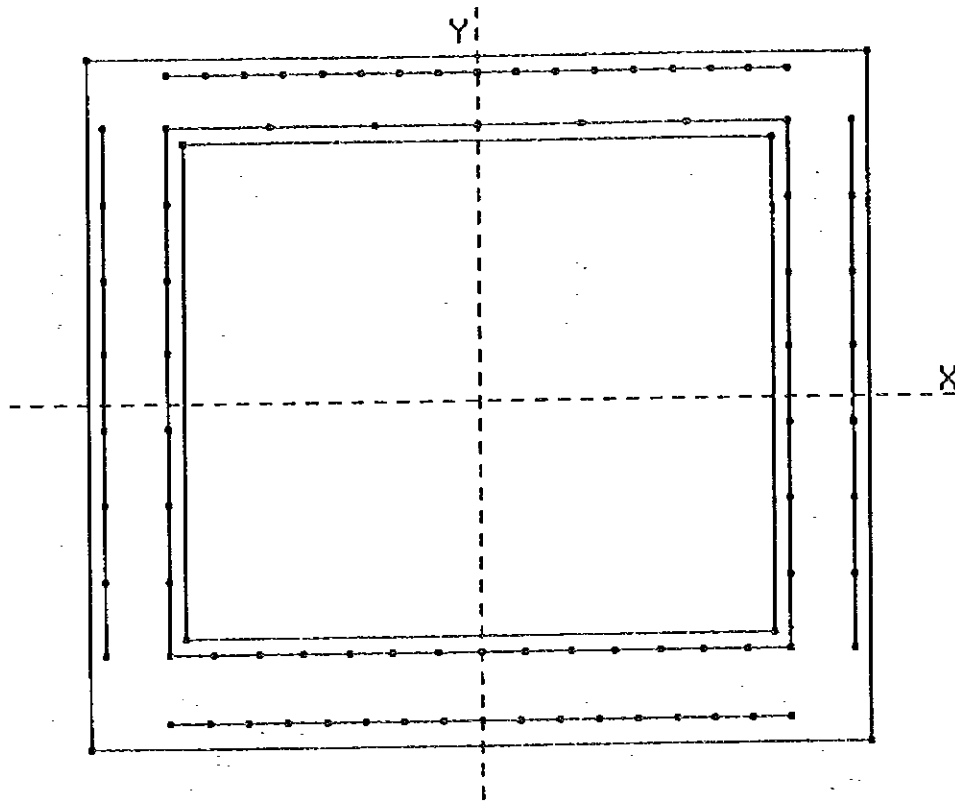
$P_1 = 50.512 \text{ t}, P_2 = 33.768 \text{ t}, P_3 = 16.744 \text{ t}$

$w_d = 22.35 \text{ tf/m}^2$

$KV = 2829 \text{ tf/m}^2$



* 断面配筋図



* 断面寸法

外形寸法

$$H1 = 2.800 [^4] \quad B1 = 3.200 [^4]$$

内形寸法

$$H2 = 2.000 [^4] \quad B2 = 2.400 [^4]$$

内形位置

$$H3 = 0.450 [^4] \quad B3 = 0.400 [^4]$$

* 配筋データ (配筋層数 8)

X軸に平行

配筋 NO.	下縁かぶり [⁴]	左縁Start [⁴]	配筋範囲 [⁴]	断面積/本 (直径D)	本数
1	2.730	0.330	2.540	2.011	17
2	2.520	0.330	2.540	2.011	7
3	0.380	0.330	2.540	3.801	15
4	0.100	0.330	2.540	3.801	17

Y軸に平行

配筋 NO.	左縁かぶり [⁴]	下縁Start [⁴]	配筋範囲 [⁴]	断面積/本 (直径D)	本数
1	0.070	0.380	2.140	1.131	8
2	0.330	0.380	2.140	1.131	8
3	2.870	0.380	2.140	1.131	8
4	3.130	0.380	2.140	1.131	8

総鉄筋量 $A_s = 206.088 [^6]$

* 荷重データ (荷重ケース数 2)

荷重 CASE	軸力 N[t]	X軸回り MX[t· ⁴]	Y軸回り MY[t· ⁴]	許容応力 $\sigma_{ca}[kg/^6]$	度 $\sigma_{sa}[kg/^6]$
1	0.000	470.906	0.000	53.0	1600.0
2	0.000	-213.721	0.000	53.0	1600.0

荷重ケース番号 1 【 M-MAX 】

荷重強度

軸力 N : 0.000 [t]
 X軸曲げ MX : 470.906 [t·⁴]
 Y軸曲げ MY : 0.000 [t·⁴]

中立軸

$$Y = 88.46 \text{ [}^6 \text{ m]}$$

応力度

σ_c : 24.49 [kg/⁶ l] ($\sigma_{ca} = 53.0$ [kg/⁶ l])
 σ_s : 1557.12 [kg/⁶ l] ($\sigma_{sa} = 1600.0$ [kg/⁶ l])
 $\sigma_{s'}$: 317.43 [kg/⁶ l] ($\sigma_{sa} = 1600.0$ [kg/⁶ l])

荷重ケース番号 2 【 M-MIN 】

荷重強度

軸力 N : 0.000 [t]
 X軸曲げ MX : -213.721 [t·⁴]
 Y軸曲げ MY : 0.000 [t·⁴]

中立軸

$$Y = -104.31 \text{ [}^6 \text{ m]}$$

応力度

σ_c : 14.28 [kg/⁶ l] ($\sigma_{ca} = 53.0$ [kg/⁶ l])
 σ_s : 1424.59 [kg/⁶ l] ($\sigma_{sa} = 1600.0$ [kg/⁶ l])
 $\sigma_{s'}$: 154.21 [kg/⁶ l] ($\sigma_{sa} = 1600.0$ [kg/⁶ l])

スリップバーの検討

$$n = \frac{S_{max}}{r_a \cdot A_s}$$

こゝに

n : 鉄筋の必要本数

S_{max} : 最大せん断力 (kg・t)

r_a : 鉄筋の許容せん断応力度 (kg/cm^2)

A_s : 鉄筋の1本当り断面積

$$S_{max} = 70.22 \text{ t}$$

$$\text{使用鉄筋径 } \phi 25 - A_s = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{70.22 \times 1000}{4.909 \times 650} = 23 \text{ 本}$$

6 安全性の検討

1) 荷重計算

a) 死荷重

舗装	(前出参照)	=	6.59	tf/m
上載土	(")	=	0.12	"
カルバート自重	(")	=	10.88	"
内水重量	(")	=	4.76	"

b) 浮力

$$U_f = 3.20 \times 2.8 \times 1.00 \text{ tf/m}^2 = 8.96 \text{ tf/m}$$

2) 地盤反力

a) 浮力に対して

$$\text{浮力} \quad U_f = 8.96 \text{ tf/m}$$

舗装 + 上載土 + カルバート自重

$$W_D = 6.59 + 0.12 + 10.88 = 17.59 \text{ "}$$

$$W_D > U_f \quad \text{OK}$$

a) 鉛直支持力に対して

縦方向の検討結果、最大鉛直変位 (δ) より $q_{\max} = K_v \cdot \delta_{\max}$ を算定する。

$$\delta_{\max} = 0.0163 \text{ m} \quad (\text{CASE } 2)$$

$$K_v = 2829 \text{ tf/m}^2$$

$$q_{\max} = \delta_{\max} \cdot K_v \cdot 1/B$$

$$= 0.0163 \times 2829 \times \frac{1}{3.20} = 14.41 \text{ tf/m}^2$$

(1) 地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心傾斜および基礎の沈下量を考慮して定めるものとする。この場合、地盤の極限支持力に対して表-7.3.1に示す安全率が確保されていなければならない。

表-7.3.1 安全率

常時	地震時
3	2

(2) 地盤の極限支持力

1) 静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力は、式(7.3.1)によるものとする。

$$Q_u = A' \{ \alpha \kappa c N_c + \kappa q N_p + 1/2 \gamma_1 \beta B' N_r \} \dots \dots \dots (7.3.1)$$

ここに

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (tf)

c : 地盤の粘着力 (tf/m²)

q : 上載荷重 (tf/m²)、 $q = \gamma_2 D_f$

A' : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (tf/m³)

ただし、地下水位以下では、水中単位重量を用いる。

B' : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)、 $B' = B - 2e_B$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割り増し係数

N_c, N_p, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

2) 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により

求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、

せん断抵抗角 ϕ を用いて式(7.3.1)に従って算出するものとする。

表. 解7.3.3 形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯状	正方形、円形	長方形、楕円形、小判形
α	1	1.3	$1 + 0.3 \cdot B'/L'$
β	1	0.6	$1 - 0.4 \cdot B'/L'$

B', L' は図-解7.3.4、図-解7.3.5による。ただし、 $B'/L' > 1$ の場合、 $B'/L' = 1$ とする。

$$\phi = 26^\circ \quad C = 3.2 \text{ tf/m}^2$$

$$N_c = 20 \quad N_q = 10$$

$$N_\gamma = 7$$

$$\gamma_1 = 1.0 \text{ tf/m}^3$$

$$\gamma_2 = \frac{0.98 \times 2.10 + 0.02 \times 1.90 + 2.80 \times 1.00}{0.98 + 0.02 + 2.80} = 1.29 \text{ tf/m}^3$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} \times (1.0 \times 1.0 \times 3.2 \times 20.0 + 1.0 \\ &\quad \times 1.29 \times 3.80 \times 10 + \frac{1}{2} \times 1.0 \\ &\quad \times 1.0 \times 3.20 \times 7) \\ &= 41.41 \text{ tf/m}^2 > 14.41 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

OK

限界状態設計法によるBOXカルバート（航空機荷重）の断面照査

許容応力度設計法で設定した断面構造に対し、限界状態設計法（土木学会コンクリート標準示方書）による照査を行った設計計算書である。

1. 照査方法の概要

1.1 考慮する限界状態と荷重

表-1に示す限界状態に対して検討を行う。なお、断面破壊の終局限界状態については、次の項目に対する検討を行う。

- ① 曲げモーメント
- ② 軸方向力
- ③ せん断力

表-1.1 考慮する限界状態

限界状態 荷重		終局限界状態			使用限界状態
		剛体安定		断面破壊	ひびわれ
		鉛直支持	浮き上り		
永久 荷重	躯体自重	○		○	○
	土 圧	○		○	○
	舗装荷重	○		○	○
	水 圧	○	○	○	○
変動 荷重	活 荷 重	○		○	○
	温度荷重				○
地 盤 反 力				○	○

*）浮上がりの検討において、躯体自重、土圧、舗装荷重は抵抗力として考慮する。

1.2 安全係数および修正係数

限界状態法における設計荷重は、基本的には次式で算出する。

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k$$

$$F_k = \rho_f \cdot F_n$$

ここで、 F_d : 設計荷重

F_k : 荷重の特性値

F_n : 荷重の規格値、公称値

γ_f : 荷重係数 (表-1.2)

ρ_f : 修正係数 (表-1.3)

表-1.2 安全係数・荷重係数

安全係数	限界状態		終局限界状態	使用限界状態 (ひびわれ)
材料係数 γ_m	コンクリート		1.3	—
	鉄筋		1.0	—
荷重係数 γ_f	土圧	鉛直方向	1.1 (0.9)	1.0
		水平方向	1.2 (0.8)	1.0
	舗装荷重	鉛直方向	1.1 (0.9)	1.0
		水平方向	1.2 (0.8)	1.0
	水圧		1.1 (0.9)	1.0
	活荷重		1.2	1.0
	温度荷重		—	1.0
	躯体自重		1.05 (0.95)	1.0
荷重組合せ係数 ϕ			1.0	1.0
構造解析係数 γ_a			1.0	1.0
部材係数 γ_b			1.15 or 1.13	—
剛体安定の安全係数			1.5 (鉛直支持) 1.1、1.5 (浮上がり)	—
構造物係数 γ_i			1.1	—

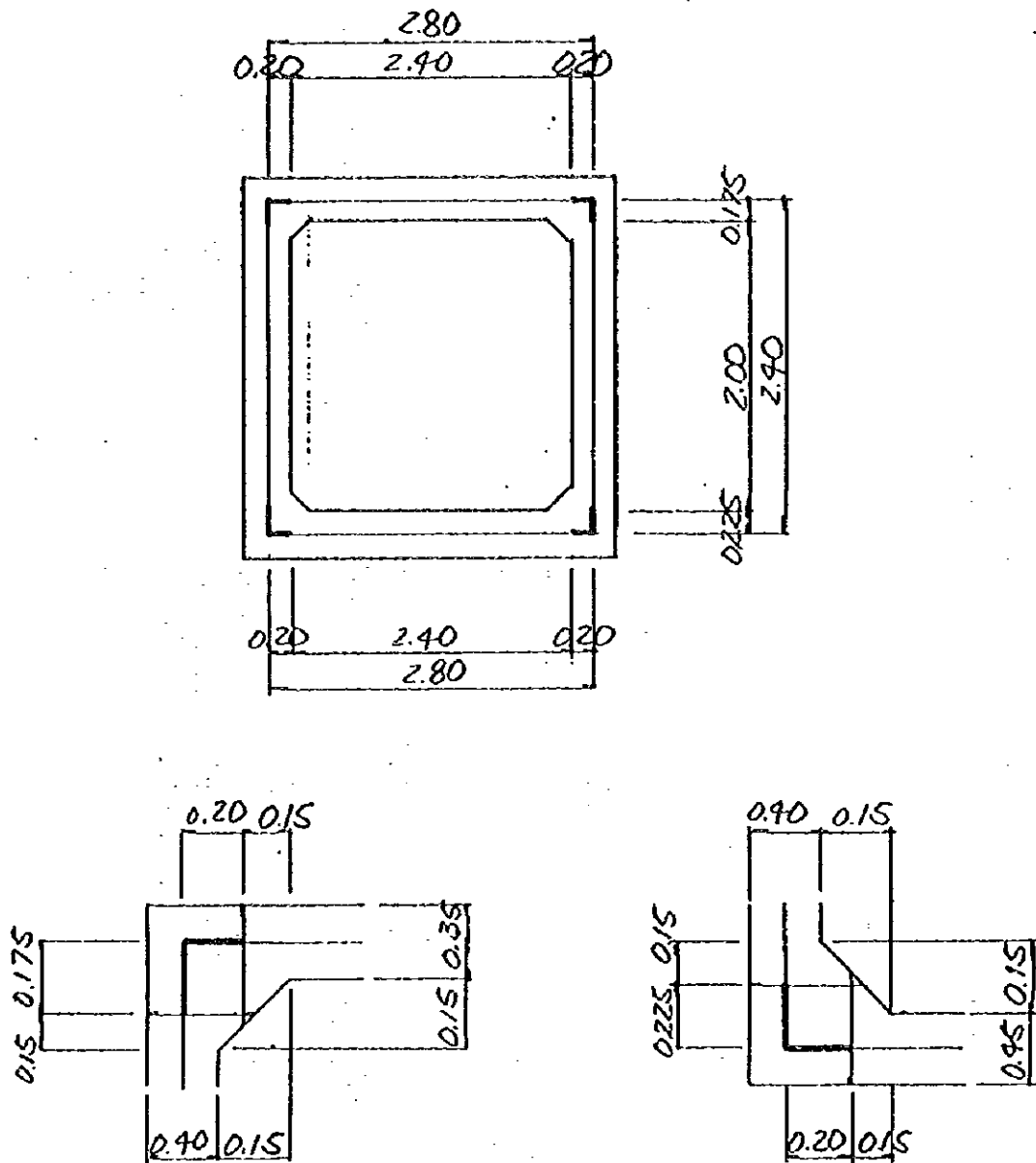
*) 荷重が小さい方が構造物にとって危険側となる場合には () 内の荷重係数を用いる。

表-1.3 修正係数 (ρf)

材料修正係数 ρm	コンクリート		1.0
	鉄筋		1.0
荷重修正係数 ρf	終局限界状態	土圧 (水平土圧)	1.2 (0.8)
		舗装荷重	1.5 (1.0)
		活荷重	1.0
		その他	1.0
	使用限界状態	土圧 (水平方向)	0.9
		その他	1.0

*) 荷重が小さい方が構造物にとって危険側となる場合には () 内の荷重係数を用いる。
 地盤の支持力の特性値算出に用いる修正係数は、 $\rho v=0.60$ を用いる。

構造解析



	部材厚 (m)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)
頂板	0.35	0.35	0.00357
側壁	0.40	0.40	0.00533
底板	0.45	0.45	0.00759

B777-C

深度 (m)	影響輪數	影響面積(m ²)	応力(tf/m ²)	衝撃係数	応力(tf/m ²)
0.2000	1	0.6228	41.59	1.25	51.99
0.3000	1	0.9798	26.43	1.25	33.04
0.4000	1	1.4168	18.28	1.20	21.94
0.4925	1	1.8923	13.69	1.20	16.43
0.4925	3	5.6768	13.69	1.20	16.43
0.5000	3	5.7618	13.49	1.15	15.51
0.5400	3	6.2230	12.49	1.15	14.36
0.5400	6	12.4460	12.49	1.15	14.36
0.6000	6	13.3298	11.66	1.05	12.24
0.7000	6	14.8668	10.45	1.00	10.45
1.0000	6	19.9578	7.79	1.00	7.79
1.5000	6	30.0428	5.17	1.00	5.17
2.0000	6	42.1278	3.69	1.00	3.69
2.5000	6	56.2128	2.76	1.00	2.76
3.0000	6	72.2978	2.15	1.00	2.15
3.5000	6	90.3828	1.72	1.00	1.72
4.0000	6	110.4678	1.41	1.00	1.41
4.5000	6	132.5528	1.17	1.00	1.17
4.6250	6	138.3866	1.12	1.00	1.12
4.6250	12	276.7731	1.12	1.00	1.12
5.0000	12	303.2519	1.02	1.00	1.02
6.0000	12	379.3619	0.82	1.00	0.82

B747-F

深度 (m)	影響輪數	影響面積(m ²)	応力(tf/m ²)	衝撃係数	応力(tf/m ²)
0.2000	1	0.6542	36.69	1.25	45.86
0.3000	1	1.0190	23.55	1.25	29.44
0.3890	1	1.4109	17.01	1.25	21.26
0.3890	2	2.8218	17.01	1.25	21.26
0.4000	2	2.8993	16.56	1.20	19.87
0.4945	2	3.6044	13.32	1.20	15.98
0.4945	4	7.2089	13.32	1.20	15.98
0.5000	4	7.2683	13.21	1.15	15.19
0.5565	4	7.8930	12.16	1.15	13.98
0.5565	8	15.7859	12.16	1.15	13.98
0.6000	8	16.5514	11.60	1.05	12.18
0.7000	8	18.3684	10.45	1.00	10.45
0.8000	8	20.2654	9.47	1.00	9.47
0.8210	8	20.6739	9.29	1.00	9.29
0.8210	24	65.1957	8.83	1.00	8.83
1.0000	24	75.3869	7.64	1.00	7.64
1.5000	24	105.2119	5.47	1.00	5.47
2.0000	24	137.0369	4.20	1.00	4.20
2.3210	24	158.5227	3.63	1.00	3.63
2.3210	24	158.5227	3.63	1.00	3.63
2.5000	24	168.6638	3.42	1.00	3.42
3.0000	24	198.3488	2.90	1.00	2.90
3.5000	24	230.0338	2.50	1.00	2.50
4.0000	24	263.7188	2.18	1.00	2.18
4.5000	24	299.4038	1.92	1.00	1.92
5.0000	24	337.0888	1.71	1.00	1.71
6.0000	24	418.4588	1.38	1.00	1.38

2. 剛体安定の終局限界状態

2.1 鉛直支持に対する検討

1) 設計反力 (Vsd) の算定

$$Vsd = \sum Fd = 50.92 \text{ (tf)}$$

表-2.1 設計荷重 (奥行1m当たり)

荷重の種類	荷重規格値 (公称値) の算定		修正係数 ρf	荷重特性値 Fk (tf/m)	荷重係数 γf	設計荷重 Fd (tf/m)
躯体自重	2.60 × (2.80 × 3.20 - 2.00 × 2.00 + 0.15 ² × 2)	13.01	1.0	13.01	1.05	13.66
土 圧	1.90 × 0.02 × 3.20	0.12	1.0	0.12	1.1	0.13
舗装荷重	2.10 × 0.98 × 3.20	6.59	1.5	9.89	1.1	10.87
水 圧 (BOX内)	1.00 × (2.0 × 2.0 - 0.15 ² × 2)	4.00	1.0	4.00	1.1	4.40
活 荷 重	7.79 × 3.20	24.93	1.0	24.93	1.2	29.92
揚水圧	-1.0 × 2.80 × 3.20	-8.96	1.0	-8.96	0.9	-8.06
合 計	-	-	-	-	-	50.92

2) 設計支持力 (Vrd) の算定

$$Vrd = Vrk / \gamma v$$

- ここで、 Vrk : 地盤の鉛直支持力の特性値 = $\rho v \cdot Vm$
 Vm : 支持力公式から求められる鉛直支持力
 ρv : 支持力に関する修正係数 ($\rho v = 0.60$)
 γv : 鉛直支持に関する安全係数 ($\gamma v = 1.50$)

a. 地盤の鉛直支持力: Vm

「道路橋示方書・同解説」の直接基礎の極限支持力式より算出する。

$$Vm = A' (\alpha K C N_c + K q N_q + 1/2 \gamma_1 \beta B' N_\gamma)$$

- ここで、 C : 地盤の粘着力 = 3.20 (tf/m²)
 A' : 有効載荷面積 (m²) = 3.20 (m²)
 γ_1 : 支持地盤の単位重量 = 1.00 (tf/m²)
 γ_2 : 根入れ地盤の単位重量 = 1.29 (tf/m²)
 B' : 有効載荷幅 = 3.20 (m)
 Df : 有効根入れ深さ = 3.80 (m)
 q : 上載荷重、 $q = \gamma_2 Df = 1.29 \times 3.80$ = 3.61 (tf/m²)
 α, β : 形状係数 = 1.00
 K : 根入れ効果に対する割増係数
 $= 1 + 0.3 \times Df / B' = 1 + 0.3 \times 3.80 / 3.20$ = 1.356 (m)

$$\gamma_2 : \frac{1.00 \times 2.10 + 2.80 \times 1.0}{1.00 + 2.80} = 1.29$$

N_c, N_q, N_r : 支持力係数

$\tan \theta = 0, \phi = 26^\circ$ より $N_c = 20, N_q = 11, N_r = 7$

$$V_m = 3.2 \times (1.0 \times 1.356 \times 3.2 \times 20 + 1.356 \times 3.61 \times 11 + 0.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 3.2 \times 7)$$

$$= 485.86 \quad (\text{tf})$$

$$V_{rk} = \rho v \cdot V_m = 0.6 \times 485.86 = 291.52 \quad (\text{tf})$$

$$V_{rd} = 291.52 / 1.50 = 194.35 \quad (\text{tf})$$

3) 照査

$$V_{rd} / V_{sd} = 194.35 / 50.92 = 3.817 < \gamma_i (= 1.1) \quad \text{OK}$$

2.2 浮き上がりに対する検討

1) 設計揚圧力: U_{sd}

$$U_{sd} = \gamma_f \cdot F_k \cdot B$$

ここで、 γ_f : 荷重係数 (=1.10)

F_k : 揚圧力の特性値 ($= \gamma_w \cdot h = 1.00 \times 2.80 = 2.80 \text{ (tf/m}^2\text{)}$)

B : 底版幅 (=3.20m)

$$U_{sd} = 1.10 \times 2.80 \times 3.20 = 9.86 \quad (\text{tf/m})$$

2) 設計抵抗力の算定: U_{rd}

$$U_{rd} = U_{r1} / \gamma_{u1} + U_{r2} / \gamma_{u2}$$

ここで、 U_{rd} : 設計抵抗力

U_{r1} : 荷重による抵抗力の特性値

U_{r2} : 摩擦による抵抗力の特性値

γ_{u1} : 荷重による抵抗力の浮き上がりに対する安全係数 (=1.1)

γ_{u2} : 摩擦による抵抗力の浮き上がりに対する安全係数 (=1.5)

a. 荷重による抵抗力の特性値 (U_{r1}) の算定

$$U_{r1} = 2 \times 0.312 \times 5.88 = 3.67 \quad (\text{tf/m})$$

表-2.2 荷重による抵抗力の特性値 (U_{r1})

抵抗荷重	U_{r1} (tf/m)	
躯体自重	$2.60 \times (2.80 \times 3.20 - 2.00 \times 2.00 + 0.15^2 \times 2)$	=13.01
鉛直土圧	$1.90 \times 0.02 \times 3.20$	=0.12
舗装荷重	$2.10 \times 0.98 \times 3.20$	=6.59
水圧		=0.0
合計		=19.72

b. 摩擦による抵抗力の特性値 (U_{r2}) の算定

$$U_{r2} = F = 2 \times \mu \times N$$

ここで、 μ : 土とコンクリート間の摩擦角 (道路橋示方書・同解説) より算定

$$\mu = \tan (2/3 \phi) = \tan (2/3 \times 26^\circ) = 0.312$$

$$N = 1/2 \times (q_1 + q_2) \times h$$

q_1 : BOX天端での水平土圧

$$q_1 = 0.6 \times 2.1 \times 1.00 = 1.26 \quad (\text{tf/m}^2)$$

q_2 : BOX下端での水平土圧および水圧

$$q_2 = 0.6 \times (2.10 \times 1.00 + 1.00 \times 2.80) = 2.94 \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$N = 0.5 \times (1.26 + 2.94) \times 2.80 = 5.88 \quad (\text{tf/m})$$

$$U_{r2} = 2 \times 0.312 \times 5.88 = 3.67 \quad (\text{tf/m})$$

c. 設計抵抗力 (U_{rd}) の算定

$$\begin{aligned}U_{rd} &= U_{r1} / \gamma_{u1} + U_{r2} / \gamma_{u2} \\ &= 19.72 / 1.1 + 3.67 / 1.50 \\ &= 20.37 \text{ (tf/m)}\end{aligned}$$

3) 照査

$$U_{rd} / U_{sd} = 20.37 / 9.86 = 2.07 > \gamma_i (=1.1) \quad \text{OK}$$

3. 断面破壊の終局限界状態

3.1 設計荷重の算定

$$Fd = \gamma f \cdot Fk$$

$$Fk = \rho f \cdot Fn$$

ここで、Fd: 設計荷重

Fk: 荷重の特性値

γf : 荷重係数

ρf : 修正係数

3.1.1 荷重の特性値

(1) 永久荷重

永久荷重			荷重規格値 Fn (tf/m ²)	荷重修正係数	荷重特性値 Fk (tf/m ²)
躯体自重	頂版	D1	2.60×0.35=0.91	1.00	0.91
	側壁	D2	2.60×0.40=1.04		1.04
	底板	D3	2.60×0.45=1.17		1.17
土圧	鉛直方向	Pv1	1.90×0.02=0.04	1.00	0.04
	水平方向	Ph1	0.6×(0.02×1.9 +1.0×2.575)=1.57	1.20	0.16
				0.80	0.10
	水平方向	Ph2	0.6×0.98=2.06	1.20	1.88
0.80				1.26	
舗装荷重	鉛直方向	Pa1	2.1×0.98=2.06	1.00	2.06
				1.50	3.09
	水平方向	Pa2	0.6×(2.1×0.98)=1.23	1.00	1.23
				1.50	1.85
水圧	鉛直方向	Pw1	0.00	—	0.00
	水平方向	Pw2	1.0×0.175=0.18		0.18
		Pw3	1.0×2.575=2.58		2.58
	揚水圧	Pw4	1.0×2.80=2.80		2.80

(2) 変動荷重

変動荷重		荷重規格値 Fn (tf/m ²)	荷重修正係数	荷重特性値 Fk (tf/m ²)
鉛直荷重	QvL	7.79	1.00	7.79
水平荷重	QhL1 (h=1.175m)	6.88×0.60=4.13	1.00	4.13
	QhL2 (h=3.575m)	2.45×0.60=1.47	1.00	1.47

3.1.2 荷重の組み合わせ

ぐう角部、頂版、底版中央および側壁中央断面を対象に、各々の断面が最も危険となる3ケースの組合せを考えた。

表-3.1 組合せ概念

	対象断面	鉛直方向力	水平方向力
CASE1	ぐう角部	大	大
CASE2	底版・頂版中央部	大	小
CASE3	側壁中央	小	大

表-3.2 検討ケースと荷重組合せ

検討ケース		CASE-1		CASE-2		CASE-3		
		ぐう角部		頂版・底中央		側壁中央		
		組合せ	γf	組合せ	γf	組合せ	γf	
永久荷重	躯体自重	○	1.05	○	1.05	○	0.95	
		○	1.10	○	1.10	○	0.90	
	土圧	鉛直方向	○	1.10	○	1.10	○	0.90
		水平方向	○	1.20	○	0.80	○	1.20
	舗装荷重	鉛直方向	○	1.10	○	1.10	○	0.90
		水平方向	○	1.20	○	0.80	○	1.20
水圧	鉛直方向	○	1.10	○	1.10	○	0.90	
	水平方向	○	1.10	○	0.90	○	1.10	
変動荷重	活荷重	鉛直方向	○	1.20	○	1.20	-	-
		水平方向	○	1.20	-	-	○	1.20
地盤反力		鉛直方向	○	-	○	-	○	-

(1) CASE-1の設計荷重・荷重図

表-3.3 設計荷重の計算 (CASE-1)

			くう角部 (CASE-1)					
			荷重規格値 Fn (tf/m ²)	修正係数 ρf	荷重特性値 Fk (tf/m ²)	荷重係数 γf	設計荷重 Fd (tf/m ²)	
永 久 荷 重	躯体 自重	頂 版	0.91	1.00	0.19	1.05	0.956	
		側 壁	1.04	1.00	1.04	1.05	1.092	
		底 版	1.17	1.00	1.17	1.05	1.229	
	土圧	鉛直方向		0.04	1.00	0.04	1.10	0.044
				0.13	1.20	0.16	1.20	0.192
		水平方向		1.57	1.20	1.88	1.20	2.256
	舗装 荷重	鉛直方向	2.06	1.50	3.09	1.10	3.399	
		水平方向	1.23	1.50	1.85	1.20	2.220	
	水圧	鉛直方向		0.00	1.00	0.00	1.10	0.000
				0.18	1.00	0.18	1.10	0.198
		水平方向		2.58	1.00	2.58	1.10	2.838
		揚水圧	2.80	1.00	2.80	1.10	3.080	
変 動 荷 重	活荷重	鉛直方向	7.79	1.00	7.79	1.20	9.348	
		水平方向		4.13	1.00	4.13	1.20	4.956
				1.47	1.00	1.47	1.20	1.764
地 盤 反 力								

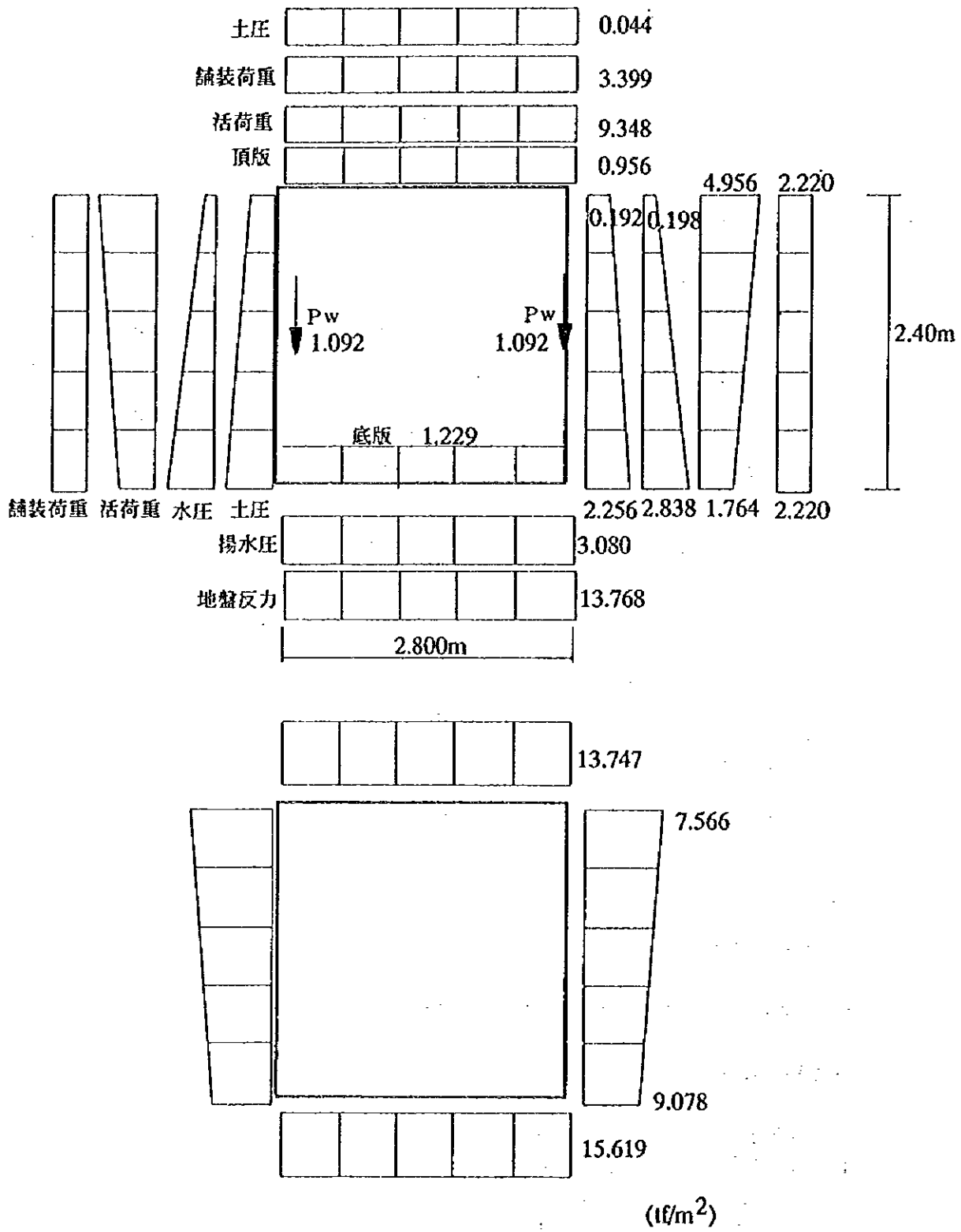
(地盤版力の算定)

$$W = 3.399 + 0.044 + 9.348 + 0.956 + 1.092 \times 2.40 / 2.80 \times 2 - 3.080 + 1.229 = 13.768 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

(荷重の合計)

- a. 鉛直荷重 $= 0.044 + 3.399 + 9.348 = 13.747 \text{ (tf/m}^2\text{)}$
- b. 水平荷重 (頂版軸線位置) $= 0.192 + 0.198 + 4.956 + 2.220 = 7.566 \text{ (tf/m}^2\text{)}$
 (底版軸線位置) $= 2.256 + 2.838 + 1.764 + 2.220 = 9.078 \text{ (tf/m}^2\text{)}$
- c. 底版版力 $= 13.768 + 3.080 - 1.229 = 15.619 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

(CASE-1)



(2) CASE-2の設計荷重・荷重図

表-3.4 設計荷重の計算 (CASE-2)

			頂版・底版中央 (CASE-2)				
			荷重規格値 Fn (tf/m ²)	修正係数 ρf	荷重特性値 Fk (tf/m ²)	荷重係数 γf	設計荷重 Fd (tf/m ²)
永久 荷重	躯体 自重	頂版	0.91	1.00	0.91	1.05	0.956
		側壁	1.04	1.00	1.04	1.05	1.092
		底版	1.17	1.00	1.17	1.05	1.229
	土圧	鉛直方向	0.04	1.00	0.04	1.10	0.044
		水平方向	0.13	0.80	0.10	0.80	0.080
			1.57	0.80	1.26	0.80	1.008
	舗装 荷重	鉛直方向	2.06	1.50	3.09	1.10	3.399
		水平方向	1.23	1.00	1.23	0.80	0.984
	水圧	鉛直方向	0.00	1.00	0.00	1.10	0.000
		水平方向	0.18	1.00	0.18	0.90	0.162
			2.58	1.00	2.58	0.90	2.322
		揚水圧	2.80	1.00	2.80	1.10	3.080
変動 荷重	鉛直方向	7.79	1.00	7.79	1.20	9.348	
	水平方向	-	-	-	-	-	
地盤反力							

(地盤版力の算定)

$$W = 3.399 + 0.044 + 9.348 + 0.956 + 1.092 \times 2.40 / 2.80 \times 2 - 3.080 + 1.229 = 13.768 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

(荷重の合計)

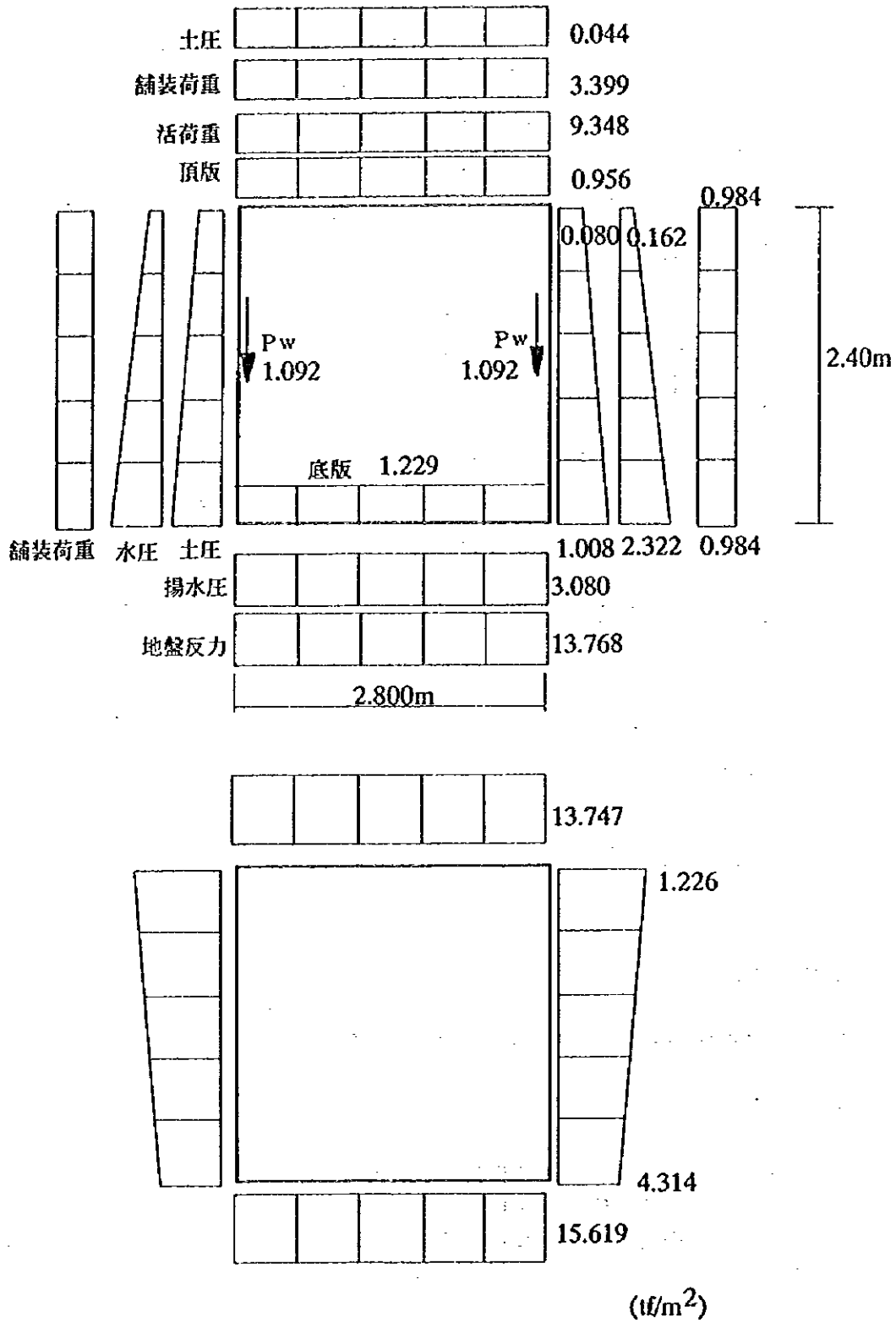
a. 鉛直荷重 $= 0.044 + 3.399 + 9.348 + 0.956 = 13.747 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

b. 水平荷重 (頂版軸線位置) $= 0.080 + 0.162 + 0.984 = 1.226 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

(底版軸線位置) $= 1.008 + 2.322 + 0.984 = 4.314 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

c. 底版版力 $= 13.768 + 3.080 - 1.229 = 15.619 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

(CASE-2)



(3) CASE-3の設計荷重・荷重図

表-3.5 設計荷重の計算 (CASE-3)

			側壁中央 (CASE-3)				
			荷重規格値 Fn (tf/m ²)	修正係数 ρf	荷重特性値 Fk (tf/m ²)	荷重係数 γf	設計荷重 Fd (tf/m ²)
永久 荷重	躯体 自重	頂 版	0.91	1.00	0.91	0.95	0.865
		側 壁	1.04	1.00	1.04	0.95	0.988
		底 版	1.17	1.00	1.17	0.95	1.112
	土圧	鉛直方向	0.04	1.00	0.04	0.90	0.036
		水平方向	0.13	1.20	0.16	1.20	0.192
			1.57	1.20	1.88	1.20	2.256
	舗装 荷重	鉛直方向	2.06	1.00	2.06	0.90	1.854
		水平方向	1.23	1.50	1.85	1.20	2.220
	水圧	鉛直方向	0.00	1.00	0.00	0.90	0.000
			0.18	1.00	0.18	1.10	0.198
		水平方向	2.58	1.00	2.58	1.10	2.838
			揚水圧	2.80	1.00	2.80	0.90
変動 荷重	活荷重	鉛直方向	7.79	1.00	7.79	1.20	9.348
		水平方向	4.13	1.00	4.13	1.20	4.956
			1.47	1.00	1.47	1.20	1.764
地 盤 反 力							

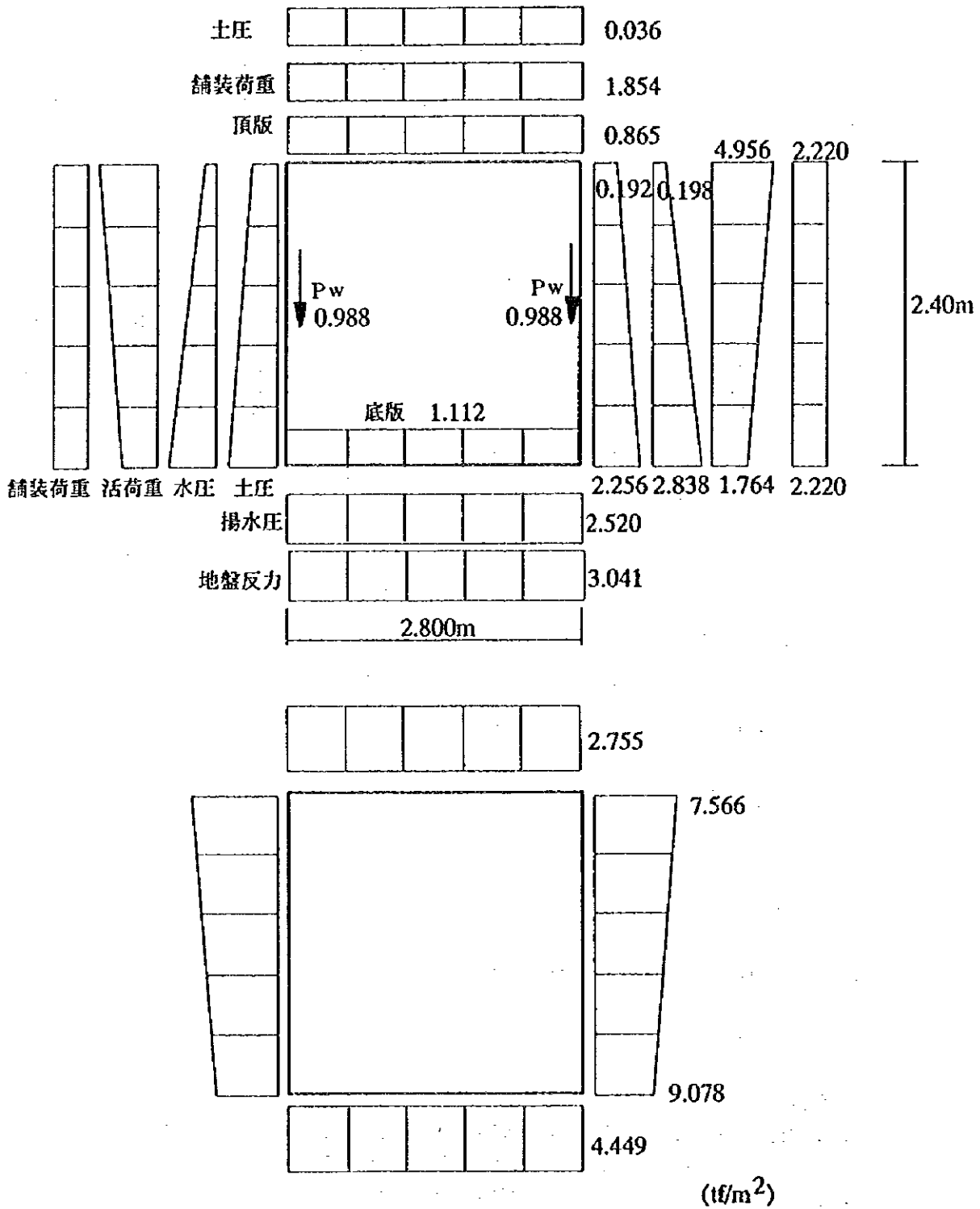
(地盤版力の算定)

$$W = 1.854 + 0.036 + 0.865 + 1.112 + 0.988 \times 2.40 / 2.80 \times 2 - 2.520 = 3.041 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

(荷重の合計)

- a. 鉛直荷重 = 0.036 + 1.854 + 0.865 = 2.755 (tf/m²)
- b. 水平荷重 (頂版軸線位置) = 0.192 + 0.198 + 4.956 + 2.220 = 7.566 (tf/m²)
- (底版軸線位置) = 2.256 + 2.838 + 1.764 + 2.220 = 9.078 (tf/m²)
- c. 底版版力 = 3.041 + 2.520 - 1.112 = 4.449 (tf/m²)

(CASE-3)



4. ひびわれの使用限界状態

4.1 設計荷重の算定

4.1.1 荷重の組み合わせ

表-4.1に示すケースについて検討を行う。

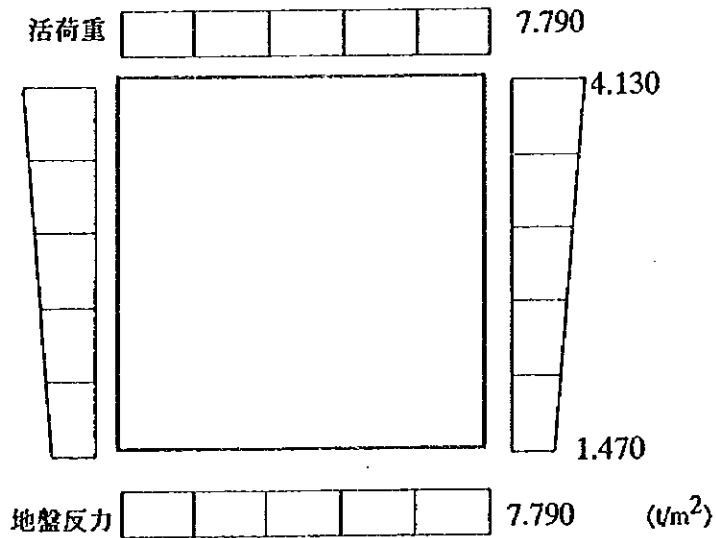
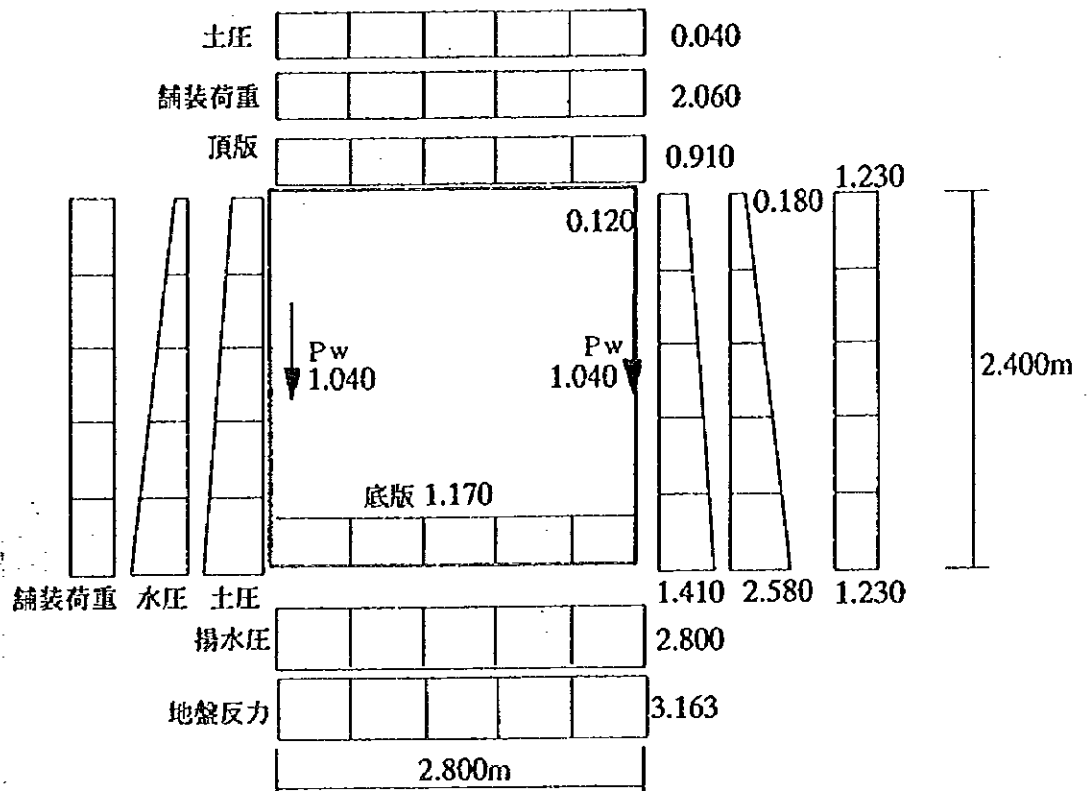
表-4.1 荷重の組合せ

		組合せ	荷重係数 γf	
永久 荷重	躯体自重	○	1.0	
	土圧	○	1.0	
	舗装荷重	○	1.0	
	水圧	○	1.0	
変動 荷重	活荷重	鉛直方向	○	1.0
		水平方向	○	1.0
	温度荷重	○	1.0	
地盤反力		○	-	

4.1.2 設計荷重の算定

表-4.2 設計荷重の計算

			荷重規格値 Fn (t/m ²)	修正係数 ρf	荷重特性値 Fk (t/m ²)	荷重係数 γf	設計荷重 Fd (t/m ²)
永 久 荷 重	躯体 自重	頂 版	0.91	1.00	0.91	1.00	0.910
		側 壁	1.04	1.00	1.04	1.00	1.040
		底 版	1.17	1.00	1.17	1.00	1.170
	土圧	鉛直方向	0.04	1.00	0.04	1.00	0.040
		水平方向	0.13	0.90	0.12	1.00	0.120
			1.57	0.90	1.41	1.00	1.410
	舗装 荷重	鉛直方向	2.06	1.00	2.06	1.00	2.060
		水平方向	1.23	1.00	1.23	1.00	1.230
	水圧	鉛直方向	0.00	--	0.00	1.00	0.000
		水平方向	0.18	--	0.18	1.00	0.180
			2.58	--	2.58	1.00	2.580
		揚水圧	2.80	--	2.80	1.00	2.800
変 動 荷 重	活荷重	鉛直方向	7.79	1.00	7.79	1.00	7.790
		水平方向	4.13	1.00	4.13	1.00	4.130
			1.47	1.00	1.47	1.00	1.470
	温度荷重	—	—			ΔT ± 15°	



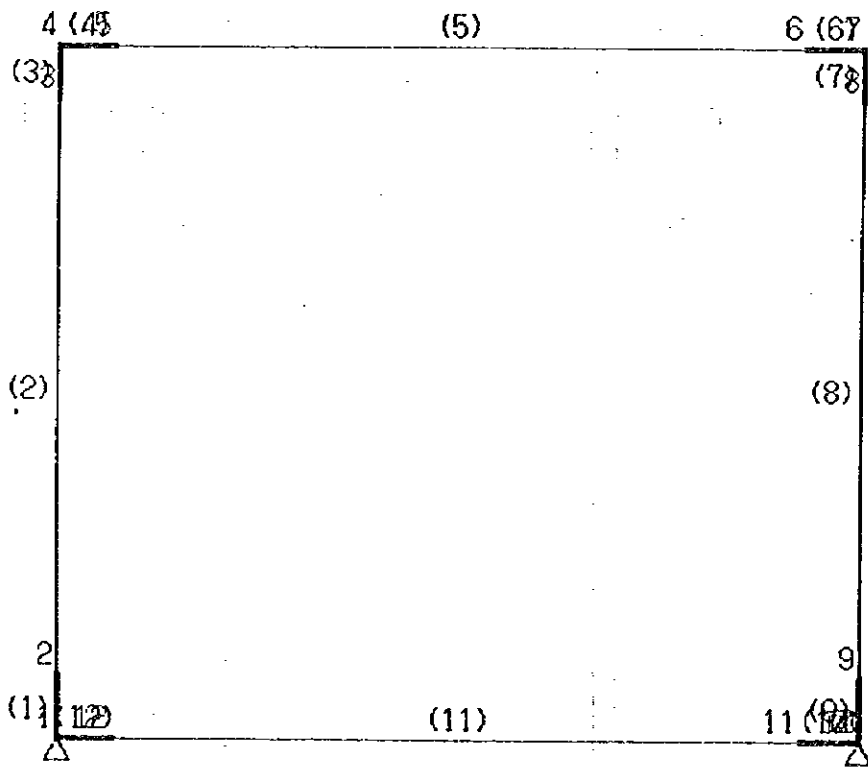
永久荷重の地盤反力の算定

$$W = 0.040 + 2.060 + 0.910 + 1.040 \times 2.40 / 2.800 \times 2 + 1.170 - 2.80 = 3.163 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

■ 基本データ

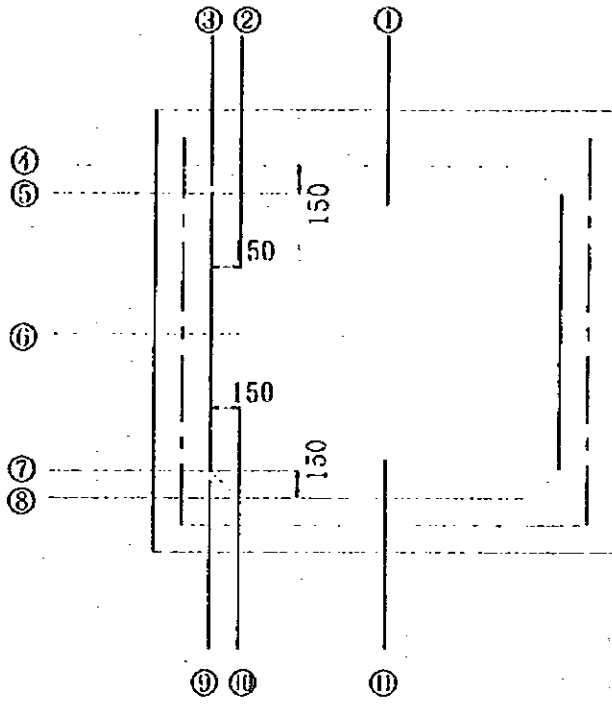
名称	:		□ 計算オプション		
格点	:	12	格点番号のリナンバ	:	する
二重	:	0	材間Mmaxの計算	:	する
部分	:	12	荷重点での着目点自動追加	:	しない
支布	:	0	組み合せ時の全体割増係数	:	部材力・反力・変位
荷点	:	1	フレストレスによる応力算出	:	2次力
組重	:	5	剛域の計算	:	する
最大	:	0			
抽出	:	1			

■ 構造図



曲げモーメント及び軸方向に対する検討

検討断面

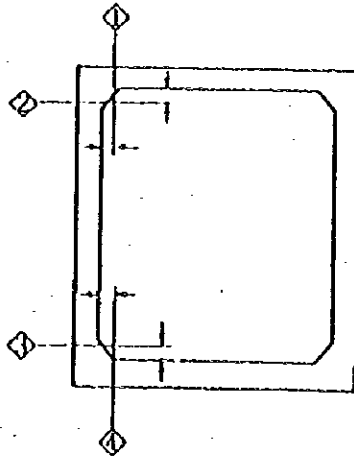


2. 設計断面力

検討ケース	検討断面		頂版					側壁					底版		
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	
case 1	Md (tf·m)	-2.27	-4.59	-6.56	-5.37	-2.00	-4.63	-5.74	-3.73	-1.10	7.51				
	Nd (tf)	9.84	9.84	19.44	19.60	20.53	21.46	21.62	10.13	10.13	10.13				
case 2	Md (tf·m)	6.30	-1.28	-3.60	-6.63	-6.20	-4.59	-5.29	-1.89	0.75	9.36				
	Nd (tf)	3.22	3.22	3.22	19.44	19.60	20.53	21.46	3.43	3.43	3.43				
case 3	Md (tf·m)	-0.01	-1.53	-1.99	-1.25	-0.19	2.45	-0.91	-2.15	-2.49	-0.04				
	Nd (tf)	8.98	8.98	8.98	4.03	4.18	5.02	6.01	10.99	10.99	10.99				
Pickup	Md (tf·m)	6.30	-2.27	-4.59	-6.63	-6.20	-4.59	-4.96	-5.74	-3.73	-2.49	9.36			
	Nd (tf)	3.22	9.84	9.84	19.44	19.60	20.53	21.46	10.13	10.13	10.13	3.43			

せん断力に対する検討

1. 検討断面



設計断面力

検討断面		頂版	側壁		底版
		1	2	3	4
case 1	Md (tf·m)	-1.57	-4.84	-4.14	0.47
	Nd' (t)	9.84	19.60	21.53	10.13
	Vd (t)	13.75	6.76	6.11	14.84
case 2	Md (tf·m)	-0.58	-6.00	-4.82	2.31
	Nd' (t)	3.22	19.68	21.38	3.43
	Vd (t)	13.75	2.62	1.62	14.84
case 3	Md (tf·m)	-1.39	0.27	-0.36	-2.05
	Nd' (t)	8.98	4.25	5.78	10.99
	Vd (t)	2.76	5.90	6.97	4.23
pickup	Md (tf·m)	-1.57	-4.84	-0.36	2.31
	Nd' (t)	9.84	19.60	5.78	3.43
	Vd (t)	13.75	6.76	6.97	14.84

6.2 鉛直方向地中応力の算定式

航空機荷重の地中分散は、ポストンコード法に従い分散角45°でなされると仮定すると、ある深さにおける鉛直方向地中応力は次式で表される。

$$\text{鉛直方向地中応力} = \text{影響荷重} / \text{応力の分布面積}$$

日本と中国の算定式は、両者とも上記の式を用いるが、日本の算定式は添付図の通り理論荷重が重なりあった場合には、安全を考慮し設計荷重は理論荷重の重なり合った部分の荷重が等分布荷重として作用するものとして考える。

一方、中国の基準では、等分布荷重を採用する点は日本と同様であるが、複数の車輪の荷重が重なりあう場合にも、基本的に1輪の荷重による平均的な荷重が等分布されるものとしている。

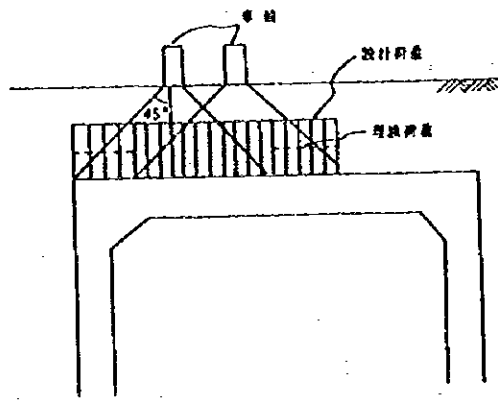
この応力の考え方は、構造物設計においては、部材の断面を決定する支配的な要素であり、その比較は添付図表の通りである。

日本の基準「空港排水施設・地下道・共同溝設計要領」においては、「構造物がコンクリート舗装の下にくる場合には、コンクリート版の荷重分散効果が土中やアスファルト舗装に比べて著しく大きいので、その効果を十分に見込むことが合理的といえる。」とある。

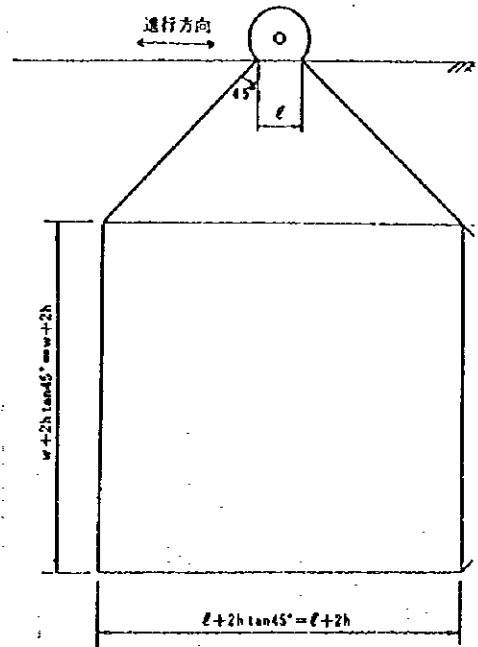
そこで、地中応力を多層弾性論で求め、日中の算定式の結果と比較した。

その結果、弾性解は中国の算定式による値よりも小さく、中国の活荷重の地中分散式を用いても実用上は問題ないと判断した。

大型消防自動車についても航空機荷重と同様になるため、中国の算定式を用いるものとした。



鉛直方向地中応力の分布方式



地中応力の分布

$$P_{vl} = \frac{\text{影響荷重}}{\text{応力の分布面積}} = \frac{N \times W}{(\ell + 2h)(w + 2h)}$$

ここに、

P_{vl} : 鉛直方向地中応力 (t/m²)
 W : 輪荷重 (t)
 N : 影響車輪数 (個)

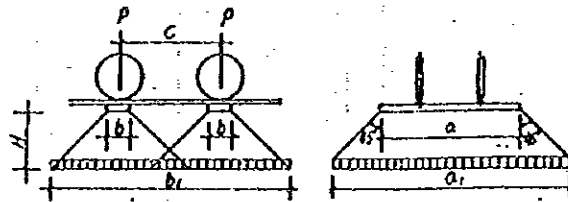
ℓ : タイヤの接地長 (m)
 w : タイヤの接地幅 (m)
 h : 土盛り (m)

日本

(4) 鋼軌下深度 H 處の圧力 q_1 計算公式为

$$q_1 = \frac{nP}{a_1 \times b_1} = \frac{nP}{(a + 2H \tan 45^\circ)(c + b + 2H \tan 45^\circ)}$$

式中 P —— 輪圧 (t);
 n —— 輪数;
 a —— 枕木長 (m);
 b —— 枕木寬 (m);
 c —— 輪距 (m)。



中国

活荷重応力の地中分散

鉛直方向地中応力の比較表

中国の算定式

B777-C (中国)

深度 (m)	影響輪数	地中応力 (tf/m ²)	衝撃応力 (tf/m ²)
0.2000	1	41.59	51.98
0.3000	1	26.43	33.04
0.4000	1	18.28	21.94
0.4925	1	13.69	16.42
0.4925	3	13.69	16.42
0.5000	3	13.49	15.51
0.5400	3	12.49	14.36
0.5400	6	12.49	14.36
0.6000	6	11.66	12.24
0.7000	6	10.45	10.45
1.0000	6	7.79	7.79
1.5000	6	5.17	5.17
2.0000	6	3.69	3.69
2.5000	6	2.76	2.76
3.0000	6	2.15	2.15
3.5000	6	1.72	1.72
4.0000	6	1.41	1.41
4.5000	6	1.17	1.17
4.6250	6	1.12	1.12
4.6250	12	1.12	1.12
5.0000	12	1.02	1.02
6.0000	12	0.82	0.82

日本の算定式

B777-C (日本)

深度 (m)	影響輪数	地中応力 (tf/m ²)	衝撃応力 (tf/m ²)
0.5400	4	47.90	55.08
0.6000	4	40.94	42.98
0.7000	4	32.30	32.30
1.0000	4	18.12	18.12
1.2175	4	12.97	12.97
1.2175	6	19.45	19.45
1.5000	6	13.51	13.51
2.0000	6	8.06	8.06
2.5000	6	5.35	5.35
3.0000	6	3.80	3.80
3.5000	6	2.84	2.84

多層弾性理論解

B777-C (多層)

深度 (m)	地中応力 (tf/m ²)
1.0000	2.593
1.2500	2.489
1.5000	2.383
1.7500	2.285
2.0000	2.199
2.2500	2.105
2.5000	2.007
2.7500	1.909
3.0000	1.812
3.2500	1.719
3.5000	1.629

中国の算定式

B747-400 (中国)

深度 (m)	影響輪数	地中応力 (tf/m ²)	衝撃応力 (tf/m ²)
0.2000	1	36.69	45.86
0.3000	1	23.55	29.44
0.3890	1	17.01	21.26
0.3890	2	17.01	21.26
0.4000	2	16.56	19.87
0.4945	2	13.32	15.98
0.4945	4	13.32	15.98
0.5000	4	13.21	15.19
0.5565	4	12.16	13.99
0.5565	8	12.16	13.99
0.6000	8	11.60	12.18
0.7000	8	10.45	10.45
0.8000	8	9.47	9.47
0.8210	8	9.29	9.29
0.8210	24	8.83	8.83
1.0000	24	7.64	7.64
1.5000	24	5.47	5.47
2.0000	24	4.20	4.20
2.3210	24	3.63	3.63
2.3210	24	3.63	3.63
2.5000	24	3.42	3.42
3.0000	24	2.90	2.90
3.5000	24	2.50	2.50
4.0000	24	2.18	2.18
4.5000	24	1.92	1.92
5.0000	24	1.71	1.71
6.0000	24	1.38	1.38

日本の算定式

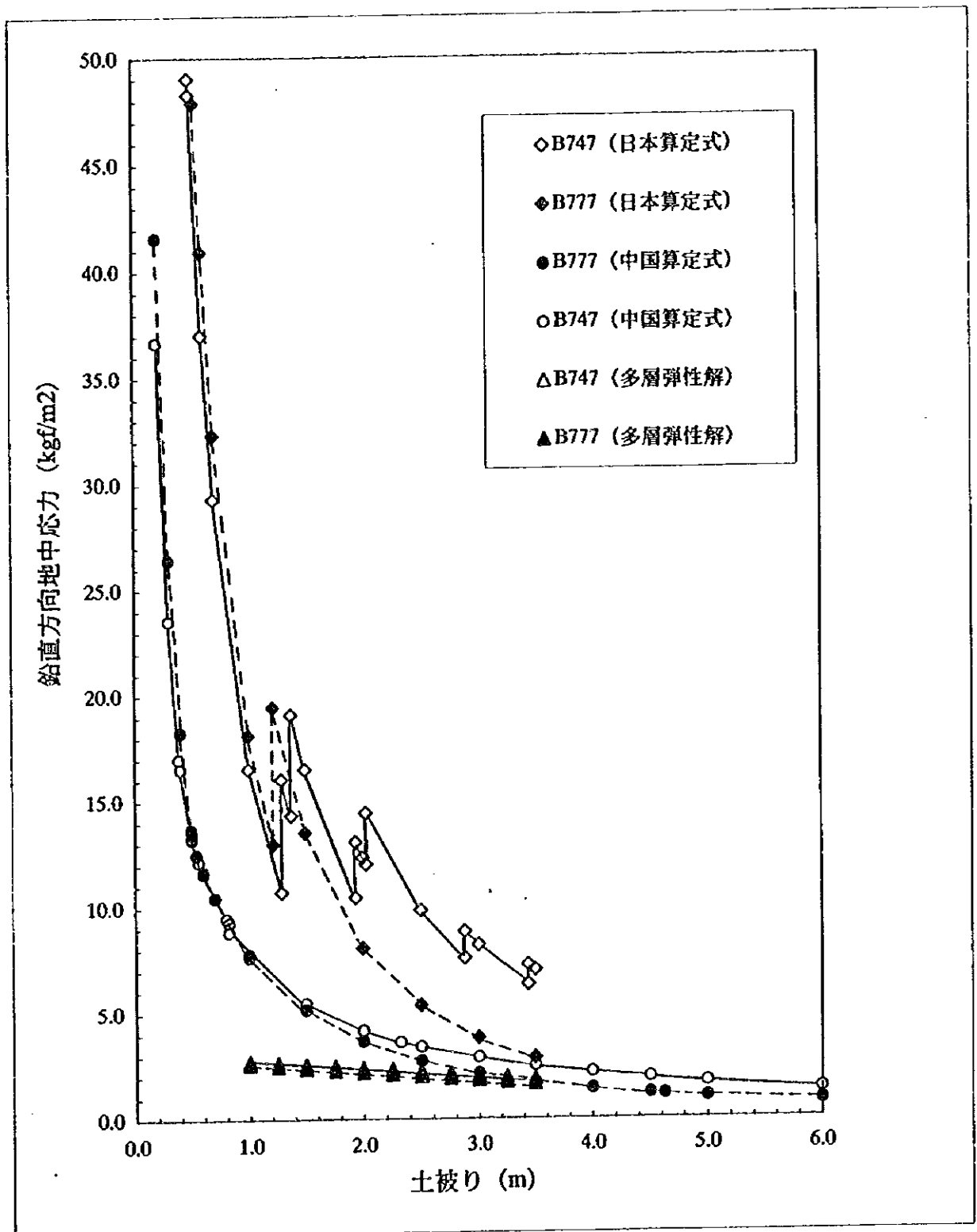
B747-400 (日本)

深度 (m)	影響輪数	地中応力 (tf/m ²)	衝撃応力 (tf/m ²)
0.4945	4	49.039	58.85
0.5000	4	48.276	55.52
0.6000	4	37.018	38.87
0.7000	4	29.285	29.28
1.0000	4	16.516	16.52
1.2930	4	10.687	10.69
1.2930	6	16.031	16.03
1.3800	6	14.319	14.32
1.3800	8	19.092	19.09
1.5000	8	16.500	16.50
1.9390	8	10.435	10.44
1.9390	10	13.044	13.04
2.0000	10	12.333	12.33
2.0295	10	12.009	12.01
2.0295	12	14.411	14.41
2.5000	12	9.835	9.83
2.8800	12	7.561	7.56
2.8800	14	8.822	8.82
3.0000	14	8.173	8.17
3.4390	14	6.323	6.32
3.4390	16	7.226	7.23
3.5000	16	6.990	6.99

多層弾性理論解

B747-400 (多層)

深度 (m)	地中応力 (tf/m ²)
1.0000	2.743
1.2500	2.66
1.5000	2.577
1.7500	2.495
2.0000	2.414
2.2500	2.327
2.5000	2.236
2.7500	2.141
3.0000	2.047
3.2500	1.954
3.5000	1.863



鉛直方向地中応力比較



I -5 排水施設構造設計

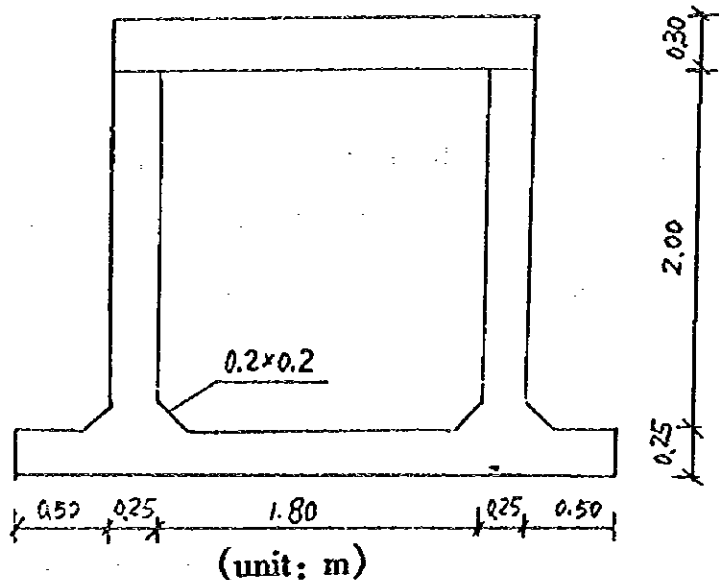


4. Structural computation of drainage facilities

4.1 Structural computation of aircraft loading culvert

4.1.1 Design conditions

1) Dimensions of cross section as follows:



2) Design aircraft loading: B777 - C, B747F;

3) Thickness of overlay above cover: 0.60m;

4) Underground water level: GL - 0.90m;

5) Soil condition: ① Internal friction angle $\phi = 26^\circ$

② Cohesion $C = 3.2 \text{ tf/m}^2$

③ standard penetration $N = 10$

④ Unit volume weight $\gamma_d = 1.9 \text{ tf/m}^3$

$\gamma_w = 1.00 \text{ tf/m}^3$

6) materials used

① concrete

cover precast, concrete strength grading C30.

Ditch proper cast in place, concrete strength grading C25.

Design strength of concrete as in table (unit: N/mm^2);

Serial No	Type of strength	Symbol	Concrete strength grading	
			C25	C30
1	axial compression	f_c	12.5	15
2	bending compression	f_{cm}	13.5	16.5
3	tensile	f_t	1.3	1.5

② Reinforcing bar

Stressed bar, grade II steel; construction bar, grade I steel

Design bar strengths are as follows (unit: N/mm^2):

Bar grading	Symbol	Design Strength
I	ϕ	210
II	Φ	310

7) Structural safety grade and its coefficient of importance

Structural safety grade, 1st grade; coefficient of importance $\gamma_0 = 1.1$.

8) Loading factor

Permanent load: $\gamma_G = 1.2$

Variable: $\gamma_Q = 1.4$

9) Standard used in structure design: <Code of concrete structure design>

(GBJ10 - 89)

4.1.2 Structural computation of cover

1) Static load:

Pavement concrete slabs	$0.45 \times 2.5 = 1.125 (tf/m^2)$
Pavement subgrade	$0.15 \times 2.2 = 0.33 (tf/m^2)$
cover weight	$0.30 \times 2.5 = 0.75 (tf/m^2)$
Total	$p_{sv} = 2.205 tf/m^2$

2) Live load

$$P_{cz} = \frac{(m \times n) u_{ppc}}{(ma + \sum_{i=1}^{n-1} e_i + 2Ztg\theta)(na + \sum_{i=1}^{n-1} d_i + 2Ztg\theta)}$$

Stresses due to aircraft loading of different type and depth as shown in the following tables:

B777 - C

Depth (m)	Influencing wheels	Influenced area (m ²)	Dynamic coefficient u _D	Stress P _{Cz} (tf/m ²)
0.60	6	13.3298	1.05	12.24
0.70	6	14.8668	1.00	10.45
1.00	6	19.9578	1.00	7.79
1.50	6	30.0428	1.00	5.17
2.00	6	42.1278	1.00	3.69
2.50	6	56.2128	1.00	2.76
3.00	6	72.2978	1.00	2.15
3.50	6	90.3828	1.00	1.72

B747F

Depth (m)	Influencing wheels	Influenced area (m ²)	Dynamic coefficient u _D	Stress P _{Cz} (tf/m ²)
0.60	8	16.5514	1.05	12.18
0.70	8	18.3684	1.00	10.45
1.00	24	75.3869	1.00	7.64
1.50	24	105.2119	1.00	5.47
2.00	24	137.0369	1.00	4.20
2.50	24	168.6638	1.00	3.42
3.00	24	198.3488	1.00	2.90
3.50	24	203.0338	1.00	2.50

When overlay thickness = 0.6m, the stress induced by B = 777C is greater,

$$p_{CZ} = 12.24 \text{tf/m}^2.$$

3) Width of cover = 1m, the max. shear is:

$$\begin{aligned} V_{\max} &= (\gamma_G \cdot p_{sv} + \gamma_Q p_{CZ}) \times B/2 \times \gamma_0 \\ &= (1.2 \times 2.205 + 1.4 \times 12.24) \times 1.8/2 \times 1.1 \\ &= 19.6(\text{t}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 0.07 f_c b h_0 \\ &= 0.07 \times 15 \times 1000 \times 265 \\ &= 278250(\text{N}) \\ &= 27.825(\text{t}) > V_{\max}, \text{OK} \end{aligned}$$

4) Bearing strength computation of right cross section

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} q (1.8 + 0.25)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times \gamma_0 (\gamma_G p_{sv} + \gamma_Q p_{CZ}) \times 2.05^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1.1 (1.2 \times 2.205 + 1.4 \times 12.24) \times 2.05^2 \\ &= 11.32(\text{t} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

Refer to (The concise concrete structure design hand book), with grade

II bar $A_s = 1500 \text{mm}^2$, take $8\Phi 18$, $A_s = 2036 \text{mm}^2$.

5) Crack opening width check

$$A_{te} = 0.5bh = 0.5 \times 1000 \times 300 = 150000 \text{mm}^2$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{2036}{150000} = 0.014$$

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{1}{8} (2.205 + 12.24) \times 1.1 \times 2.05^2 \\ &= 8.35(\text{t} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{ss} &= \frac{M_s}{0.87 h_0 A_s} = \frac{8.35 \times 10^7}{0.87 \times 265 \times 2036} \\ &= 177.9(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

$$\phi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \delta_{ss}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.0}{0.014 \times 177.9}$$

$$= 0.578$$

$$\begin{aligned}\omega_{\max} &= 2.1\psi \frac{\delta_{ss}}{E_s} (2.7C + 0.1 \frac{d}{\rho t e}) \gamma \\ &= 2.1 \times 0.578 \times \frac{177.9}{2 \times 10^5} (2.7 \times 25 + 0.1 \times \frac{18}{0.014}) \times 0.7 \\ &= 0.148(\text{mm}) < 0.2\text{mm}, \text{OK}\end{aligned}$$

4.1.3 Structural computation of side wall

lateral compression coefficient (static soil compression coefficient)

$$k_D = 0.6$$

1) Lateral compression of soil

$$\begin{aligned}\text{wall top } q_{1E} &= 0.6 \times (2.5 \times 0.45 + 2.2 \times 0.15 + 2.2 \times 0.30) \\ &= 1.269 (\text{t/m}^2)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Wall bottom } q_{2E} &= 0.6 \times (2.5 \times 0.45 + 2.2 \times 0.45 + 1.0 \times 2.0) \\ &= 2.469 (\text{t/m}^2)\end{aligned}$$

2) Lateral compression of water

$$\text{Wall top } q_{1W} = 0$$

$$\text{Wall bottom } q_{2W} = 1.0 \times 2.0 = 2.0 (\text{t/m}^2)$$

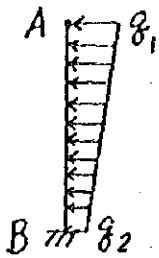
3) Lateral compression induced by aircraft load

$$\text{B777 - C} \left\{ \begin{aligned} \text{Wall top } q_{1A} &= 0.6 \times \left[7.79 + \frac{10.45 - 7.79}{1.00 - 0.70} (1.00 - 0.7) \right] \\ &= 5.206 (\text{t/m}^2) \\ \text{Wall bottom } q_{2A} &= 0.6 \times \left[2.15 + \frac{2.76 - 2.15}{3.00 - 2.50} (2.90 - 2.50) \right] \\ &= 1.382 (\text{t/m}^2) \end{aligned} \right.$$

$$\text{B747F} \left\{ \begin{aligned} \text{Wall top } q_{1A} &= 0.6 \times \left[7.64 + \frac{10.45 - 7.64}{1.00 - 0.70} (1.00 - 0.7) \right] \\ &= 5.146 (\text{t/m}^2) \\ \text{Wall bottom } q_{2A} &= 0.6 \times \left[2.90 + \frac{3.42 - 2.90}{3.00 - 2.50} (2.90 - 2.50) \right] \\ &= 1.802 (\text{t/m}^2) \end{aligned} \right.$$

4) Side wall stressed

$$\begin{array}{l}
 \text{B777 - C} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Wall top } q_1 = \gamma_0[\gamma_C(1.269 + 0) + \gamma_Q \times 5.206] \\
 \qquad \qquad \qquad = 1.1\{1.2 \times 1.269 + 1.4 \times 5.206\} = 9.69(\text{t/m}^2) \\
 \text{Wall bottom } q_2 = \gamma_0[\gamma_C(2.469 + 2.0) + \gamma_Q \times 1.382] \\
 \qquad \qquad \qquad = 1.1\{1.2 \times 4.469 + 1.4 \times 1.382\} \\
 \qquad \qquad \qquad = 8.03(\text{t/m}^2)
 \end{array} \right.
 \end{array}$$



$$\begin{aligned}
 M_B &= -\frac{1}{8} \times 9.69 \times 2.0^2 - \frac{1}{15}(8.03 - 9.69) \times 2.0^2 \\
 &= -4.40(\text{t}\cdot\text{m/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max}^+ &= \frac{9 \times 9.69}{128} \times 2.0^2 + 0.0298(8.03 - 9.69) \times 2.0^2 \\
 &= 2.53(\text{t}\cdot\text{m/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{B747F} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Wall top } q_1 = \gamma_0[\gamma_C(1.269 + 0) + \gamma_Q \times 5.146] \\
 \qquad \qquad \qquad = 1.1\{1.2 \times 1.269 + 1.4 \times 5.146\} = 9.60(\text{t/m}^2) \\
 \text{Wall bottom } q_2 = \gamma_0[\gamma_C(2.469 + 2.0) + \gamma_Q \times 1.802] \\
 \qquad \qquad \qquad = 1.1\{1.2 \times 4.469 + 1.4 \times 1.802\}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= -\frac{1}{8} \times 9.60 \times 2.0^2 - \frac{1}{15}(8.67 - 9.60) \times 2.0^2 \\
 &= -4.55(\text{t}\cdot\text{m/m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max}^+ &= \frac{9 \times 9.60}{128} \times 2.0^2 + 0.0298(8.67 - 9.60) \times 2.0^2 \\
 &= 2.59(\text{t}\cdot\text{m/m})
 \end{aligned}$$

It is shown by the computation that when B747F acting, it is unfavorable for stresses of side wall, therefore reinforcements were made according to $M_B = -4.55(\text{t}\cdot\text{m/m})$, $M_{\max}^+ = 2.59(\text{t}\cdot\text{m/m})$

The thickness of side wall is 25cm. From table the outside reinforcement, $A_s = 700\text{mm}^2$, inside reinforcement $A_s = 400\text{mm}^2$. Actual outside reinforcements are $6\Phi 16$, $A_s = 1206\text{mm}^2$, inside reinforcement $6\Phi 12$, $A_s = 768\text{mm}^2$, both far from computation, it is not necessary to check crack opening.

4.1.4 structural computation of base slab

Vertical forces imposed on linear base slab are:

1) Static load

$$\text{Pavement concrete slab } 0.45 \times 2.5 \times (1.8 + 2 \times 0.25) = 2.59(t)$$

$$\text{Pavement base course } 0.15 \times 2.2 \times 2.3 = 0.76(t)$$

$$\text{Weight of cover } 0.30 \times 2.5 \times 2.3 = 1.73(t)$$

$$\text{Weight of wall } (0.5 \times 2.0 + 2 \times 0.2^2) \times 2.5 = 2.70(t)$$

$$2) \text{ Live load } 12.24 \times 2.3 = 28.15(t)$$

$$\begin{aligned} \text{Reaction of base slab } p &= \frac{\gamma_0(\gamma_G \times 2.59 + \gamma_Q \times 28.15)}{1.8 + 2 \times 0.25 + 2 \times 0.5} \\ &= \frac{1.1(1.2 \times 2.59 + 1.4 \times 28.15)}{3.3} \\ &= 14.17(t/m^2) \end{aligned}$$

Suppose the joint of base slab and walls are fixed ends, then

$$M_{\max}^+ = \frac{1}{24} p \times 1.8^2 = \frac{1}{24} \times 14.17 \times 1.8^2 = 1.91(t \cdot m/m)$$

$$M_{\max}^- = \frac{1}{12} p \times 1.8^2 = \frac{1}{12} \times 14.17 \times 1.8^2 = 3.83(t \cdot m/m)$$

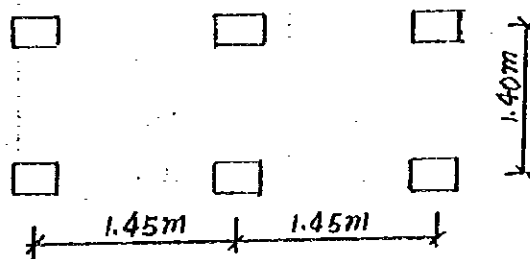
6 Φ 16 reinforcements were made for both upper and lower sides, with bending strength of $M_u = 7.5(t \cdot m/m)$.

4.2 Structural computation of open ditch with cover on apron

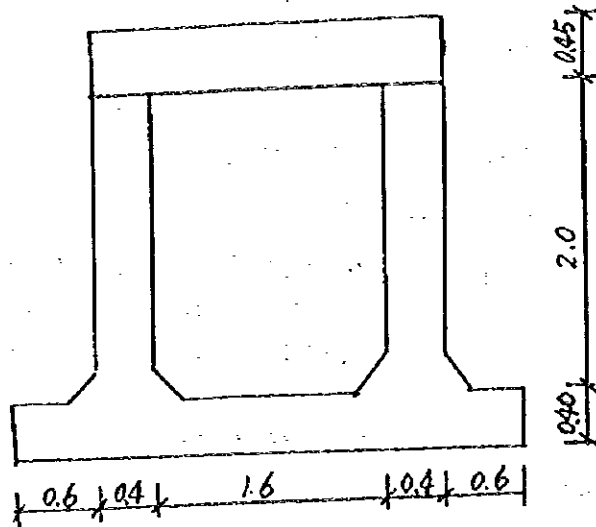
4.2.1 Design aircraft: B777 - C

Single wheel weight: 25.9t, tire print dimensions: 46.4cm \times 32cm, inflation pressure: 17.4kg/cm²

wheel arrangement of main undercarriage:



4.1.2 Sketch of structure



(unit: m)

4.1.3 Soil condition; internal friction angle $\psi = 30^\circ$ (back filled with crushed stone)

unit volume weight $\gamma = 2.1 \text{ tf/m}^3$

4.1.4 materials used

(1) cover, precast, concrete strength grading C45.

Ditch proper, cast in place, concrete strength grading C25.

Design strength of concrete; (unit: N/mm^2)

Serial NO.	Type of strength	Symbol	Concrete strength grading	
			C25	C45
1	axial compression	f_c	12.5	21.5
2	bending compression	f_{cu}	13.5	23.5
3	tensile	f_t	1.3	1.9

(2) Stressed bar, grade II steel; construction and stirrup, grade I steel.
 Design bar strength as follows (unit: N/mm²)

Bar grading	Symbol	Design Strength
I	ϕ	210
II	Φ	310

4.1.5 Structural design parameters

(1) Structural safety grade: 1st grade; coefficient of importance $\gamma_0 = 1.1$.

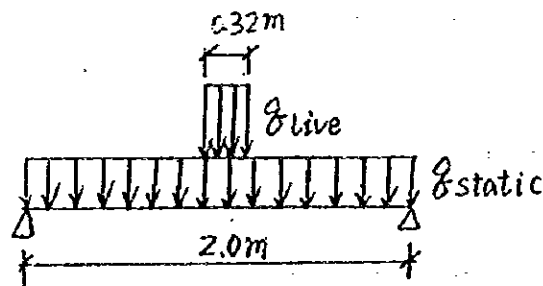
(2) Loading factor; Permanent load $\gamma_G = 1.2$

Variable load $\gamma_Q = 1.4$

4.1.6 Structural computation of cover

Width of each cover = 0.5m, actual stressed cross section area = 0.45m × 0.45m.

(1) The most unfavorable loading position for bending is as follows:



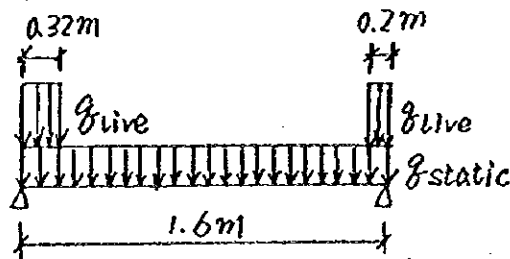
$$\begin{aligned}
 q_{static} &= \gamma_G \gamma_0 \gamma_b h \\
 &= 1.2 \times 1.1 \times 2.5 \times 0.50 \times 0.45 \\
 &= 0.74 \text{ (tf/m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{live} &= \gamma_Q \gamma_0 u_d P / 0.32 \\
 &= 1.4 \times 1.1 \times 1.3 \times 25.9 / 0.32 = 51.9 / 0.32 \\
 &= 162.04 \text{ (t/m)}
 \end{aligned}$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times 0.74 \times 2^2 + 51.9 \times \frac{2.0}{4} - \frac{51.9}{2} \times \frac{0.32}{4}$$

$$= 24.24(\text{tf}\cdot\text{m})$$

(2) The most unfavorable loading position for shear is as follows:



$$Q_{\max} \approx 0.74 \times 1.6/2 + 51.9 = 52.5\text{t}$$

(3) Check of right cross section

use reinforcement of $6\Phi 25$, $A_s = 2945\text{mm}^2$

$$h_0 = 450 - 30 - 13 = 407\text{mm}$$

$$\rho = \frac{2945}{407 \times 450} = 1.608\% \begin{cases} > 0.15\% (\rho_{\min}) \\ < 3.77\% (\rho_{\max}) \end{cases}$$

$$x = \frac{f_y A_s}{f_{cm} b} = \frac{310 \times 2945}{23.5 \times 450} = 86.33(\text{mm})$$

$$M_u = f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 310 \times 2945 \left(407 - \frac{86.33}{2} \right)$$

$$= 33.33 \times 10^7 (\text{N}\cdot\text{mm}) = 33.40(\text{tf}\cdot\text{m})$$

$$> 24.24(\text{tf}\cdot\text{m}), \text{OK}$$

(4) Check of inclined cross section

use four stirrups at, $\Phi 10 @ 120$. $f_{yv} = 210\text{N}/\text{mm}^2$,

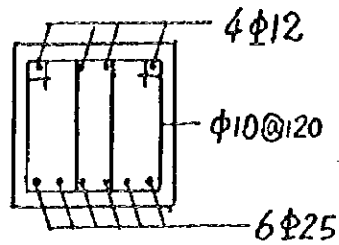
$$A_{sv} = 314\text{mm}^2, S = 120\text{mm}$$

$$V_{cx} = 0.07 f_{cb} h_0 + 1.5 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$$

$$= 0.07 \times 21.5 \times 450 \times 407 + 1.5 \times 210 \times \frac{314}{120} \times 407$$

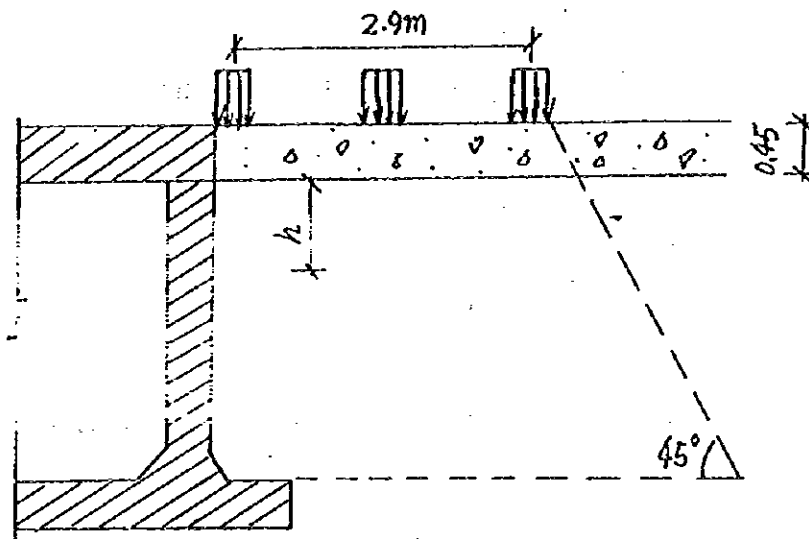
$$= 61.11 \times 10^4 (\text{N}) = 61.11(\text{tf}) > Q_{\max}, \text{OK}$$

(5) Reinforcement diagram



4.1.7 Structural computation of side wall

(1) Live load induced lateral compression



Load is dispersed at 45° angle, for any depth h , the lateral compression is:

$$p_{cz} = \frac{1}{3} \times 1.15 \times \frac{6 \times 25.9}{(3.81 + h)(2.17 + 2h)}$$

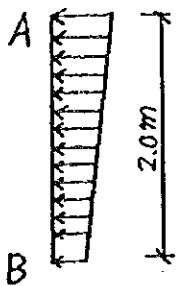
$$= \frac{59.57}{(3.81 + h)(2.17 + 2h)}$$

When $h = 0$, $p_{cz} = 7.2 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

When $h = 2\text{m}$, $p_{cz} = 1.66 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

(2) Static load induced lateral compression is:

$$\begin{aligned}
 p_{\text{static}} &= \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right)(0.45 \times 2.5 + 2.1h) \\
 &= \frac{1}{3}(0.45 \times 2.5 + 2.1h) \\
 &= \begin{cases} h = 0, 0.375(\text{t/m}^2) \\ h = 2, 1.775(\text{t/m}^2) \end{cases}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 p_A &= \gamma_0(\gamma_G p_{\text{static}} + \gamma_Q p_{\text{cz}}) \\
 &= 1.1(1.2 \times 0.375 + 1.4 \times 7.2) \\
 &= 11.6(\text{tf/m}^2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_B &= \gamma_0(\gamma_G p_{\text{static}} + \gamma_Q p_{\text{cz}}) \\
 &= 1.1(1.2 \times 1.775 + 1.4 \times 1.66) \\
 &= 4.9(\text{tf/m}^2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{1}{2}p_B h^2 + \frac{1}{3}(p_A - p_B)h^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 4.9 \times 2^2 + \frac{1}{3}(11.6 - 4.9) \times 2^2 \\
 &= 18.73(\text{tf} \cdot \text{m/m})
 \end{aligned}$$

Consult table, $A_s = 1800\text{mm}^2$, use reinforcement of $\Phi 20 @ 16$, $A_s = 1936.75\text{mm}^2$

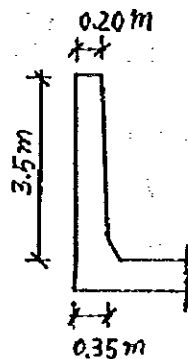
$$V_B = \frac{1}{2}(11.6 + 4.9) \times 2 = 16.5(\text{tf})$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{CS}} &= 0.07f_c b h_0 \\
 &= 0.07 \times 12.5 \times 1000 \times 365 \\
 &= 31.9 \times 10^4(\text{N}) = 31.9\text{t} > V_B
 \end{aligned}$$

4.3 Side wall computation of truck load U ditch

4.3.1 Design conditions

1) Cross section dimensions



- 2) Design live load: truck - 15 grade;
 3) Underground water level: GL - 1.50m;
 4) Soil conditions: internal friction angle $\varphi = 20^\circ$

$$\text{Unit volume weight} \begin{cases} \gamma_d = 2.0 \text{tf/m}^3 \\ \gamma_w = 1.0 \text{tf/m}^3 \end{cases}$$

5) Materials used

① Concrete strength grading C25.

$$\text{design strength} \begin{cases} \text{axial compression } f_c = 12.5 \text{N/mm}^2 \\ \text{bending compression } f_{cm} = 13.5 \text{N/mm}^2 \\ \text{tensile } f_t = 1.3 \text{N/mm}^2 \end{cases}$$

② Reinforcing bar

Stressed bar, grade II steel, design strength = 310N/mm².

6) Structural safety grade and its coefficient of importance

Structural safety grade = grade II, its coefficient of importance is $\gamma_0 = 1.0$.

0.

7) Loading factor

Permanent load: $\gamma_G = 1.2$

Variable load: $\gamma_Q = 1.4$

8) computation model

Reference is made to the method of retaining wall computations of (general specifications of highway bridge and culvert design), trucks should run along the ditch longitudinally.

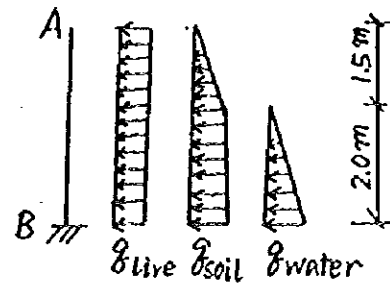
4.3.2 Structural computation

$$B = 1 + a + H \tan \varphi = 4 + 0.2 + 3.5 \tan 20^\circ = 5.47(\text{m})$$

$$l_0 = 3.5 \tan 20^\circ = 1.27(\text{m})$$

$$h = \frac{\sum G}{B l_0 \gamma_{\text{soil}}} = \frac{10 \times u_D \times \gamma_Q}{B l_0 \gamma} = \frac{10 \times 1.3 \times 1.4}{5.47 \times 1.27 \times 2.0} = 1.30(\text{m})$$

$$\begin{aligned}
M_B &= \frac{1}{2} \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right) \times 1.30 \times 2.0 \times 3.5^2 \\
&+ \left[\frac{1}{6} \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right) \times 3.5 \times 2.0 \times 3.5^2 \right. \\
&- \left. \frac{1}{6} \times \tan^2\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right) \times (2.0 - 1.0) \times 2.0^3 \right] \times 1.2 \\
&+ \frac{1}{6} \times 1.0 \times 2.0 \times 2.0^2 \times 1.2 \\
&= 17.72 \text{ (tf} \cdot \text{m/m)}
\end{aligned}$$



from table, $A_s = 2000\text{mm}^2$, actual reinforcement $6\Phi 25$, $A_s = 2945\text{mm}^2$

4.4 Structural computation of the covers of truck load reinforced ditch with cover

4.4.1 Design conditions

1) Dimensions of cover: width $\begin{cases} \text{end } 49\text{cm} \\ \text{middle } 46\text{cm} \end{cases}$
thickness 25cm

2) Design loading; heavy truck of grade 15, weight 20tf , rear axial weight 13tf , width and length of rear wheel print $0.6\text{m} \times 0.2\text{m}$.

3) Materials used

Strength grade of concrete C30.

Design strength of concrete $\begin{cases} \text{Axial compression } f_c = 15\text{N/mm}^2 \\ \text{Bending compression } f_{cm} = 16.5\text{N/mm}^2 \\ \text{Tensile } f_t = 1.5\text{N/mm}^2 \end{cases}$

4) Stressed bar, grade II steel, design strength 310N/mm^2

5) Structural safety grade and its coefficient of importance

Structural safety grade = grade II, its coefficient of importance $\gamma_0 = 1.0$.

6) Load factor $u_D = 1.3$

7) Loading factor

Permanent load $\gamma_G = 1.2$

variable load $\gamma_G = 1.4$

4.4.2 Structural computation

1) live load acting on the cover is considered as concentrated load in computation, for each cover:

$$\begin{aligned} P &= u_D \times 13 \times \frac{1}{2} \times (49 + 2)/60 \\ &= 1.3 \times 6.5 \times 51/60 \\ &= 7.18(\text{tf}) \end{aligned}$$

let the clear span of cover = l_0 , supported length at each end = 0.2m,

2) Max. shear of cover:

$$\begin{aligned} V_{\max} &= \gamma_Q P + \gamma_G \times 0.5 \times 0.25 \times l_0 \times 2.5/2 \\ &= 1.4 \times 7.14 + 1.2 \times 0.5 \times 0.25 \times l_0 \times 2.5/2 \\ &= 10.0 + 0.1875 l_0(\text{tf}) \end{aligned}$$

When $l_{0\max} = 1.8\text{m}$, $V_{\max} = 10.0 + 0.1875 \times 1.8 = 10.34(\text{tf})$

$$\begin{aligned} V_{CS} &= 0.07bh_0f_c \\ &= 0.07 \times 490 \times (250 - 350) \times 15 \\ &= 11.06 \times 10^4(\text{N}) = 11.06(\text{tf}) > V_{\max}, \text{OK} \end{aligned}$$

thickness of cover is adequate

$$\begin{aligned} 3) M_{\max} &= \frac{1}{4} \gamma_Q P (l_0 + 0.2) + \gamma_G \times \frac{1}{8} \times 0.5 \times 0.25 \times 2.5 \times (l_0 + 0.2)^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 1.4 \times 7.18 \times (l_0 + 0.2) \\ &\quad + 1.2 \times \frac{1}{8} \times 0.5 \times 0.25 \times 2.5 (l_0 + 0.2)^2 \\ &= 2.513(l_0 + 0.2) + 0.0469(l_0 + 0.2)^2 \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$l_0(\text{m})$	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
$M(\text{tf} \cdot \text{m})$	2.56	3.08	3.61	4.14	4.68	5.21
Reinforcement	5 Φ 10	5 Φ 12	5 Φ 12	5 Φ 14	5 Φ 14	5 Φ 16



I-6 ポンプ施設設計



DESIGN CALCULATION

of North & South Drainage Pump Station

(STRUCTURE)

Structure Design Calculation | 10-May-97

I. Item Name: North & South Drainage Pump Station

II. Structure type: R. C. shallow-pool type structure

III. Foundation type: R. C. Mat foundation

IV. Aseismic intensity: 7

V. Site soil type: IV

VI. Soil endurance: $R=90\text{KPa}$

VII. Structure importance parameter: $R_0=1.0$

VIII. Absolute altitude of base's load-bearing layer: -4.000m

IX. Materials: Concrete C25, Anti-seepage S6; Bedcourse concrete C10;

Reinforcing steel Grade I and Grade II;

Steel plate A3, welding rod E4303

X. Design Data:

1. Live load on headslab: 4.00KN/m^2

2. Crane car: 80.0KN

3. Dead weight (self weight): (see the following paper)

4. Unit weight of water: 10KN/m^3

5. Groundwater depth: 0.5m

6. Unit weight of reinforcement concrete: 25KN/m^3

7. Natural unit weight of soil: 18KN/m^3

8. Internal friction angle of soil: 30 degrees

XI. Sizes of structural members: (mainly decided by anti-floating design)

1. Thickness of baseboard: 1000mm

2. Thickness of walls: $600 - 1150\text{mm}$

3. Thickness of headslab: $400, 500\text{mm}$

XII. Design basis

1. Current national architecture & structure standards and codes;

2. Shanghai City's <<Base Foundation Design Codes>> DBJ08-11-89;

3. Shanghai City's <<Base Treatment Technical Codes>> DBJ08-40-94;

4. Shanghai City's <<Building Aseismic Design Standards>> DBJ08-09-92;

XIV. Conclusion:

It is concluded from calculation, the integral strength and deformation of structure meet the design requirements, the geometric dimensions also meet the requirements of strength and deformation regulated by Codes. The primary data of structural model, major calculation results, combining results of main internal forces of each member, structural layout, internal force drawing, reinforcing results of major members refer the next page, based on which construction drawings are made.

uplift of ground water:

$$\begin{aligned} & (3.5+2.3) \times 17.2 \times 22.85 \times 10 + \\ & + (3.5+3.35) \times 10.2 \times 22.85 \times 10 + (3.5+1.5) \times 6.6 \times 27.35 \times 10 \\ & = 47786 \text{ KN} \end{aligned}$$

self weight:

$$\text{wall 1: } 1.15 \times 11.95 \times 5.1 \times 25 \times 5 = 8760 \text{ KN}$$

$$\text{wall 2: } 0.6 \times 7.4 \times (4.5 - 0.4 + 2.33) \times 25 \times 4 = 2850 \text{ KN}$$

$$\text{wall 3: } (0.8 \times 27.4 \times 3 \times 5.1 + 0.8 \times 27.35 \times 2 \times 5.5) \times 25 = 14400 \text{ KN}$$

$$\text{base slab: } (27.4 \times 22.85 + 6.6 \times 27.35) \times 1 \times 25 = 20165 \text{ KN}$$

$$\text{upper slab: } (10.2 + 8.2) \times 22.85 \times 0.4 \times 25 = 4200 \text{ KN}$$

$$\text{TOTAL} = 8760 + 2850 + 14400 + 20165 + 4200 = 50370 \text{ KN}$$

$$K = 50370 / 47786 = 1.054 > 1.05 \text{ OK}$$

Wall reinforcement:

one side fixed, the other hinged

soil pressure:

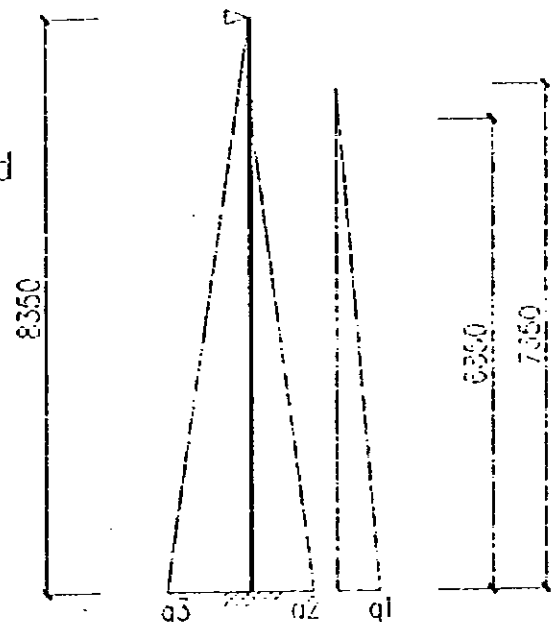
$$\begin{aligned} q_1 &= 7.35 \times 18 \times \tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) \\ &= 44.1 \text{ KPa} \end{aligned}$$

hydrostatic pressure (outer):

$$q_2 = 6.85 \times 10 = 68.5 \text{ KPa}$$

hydrostatic pressure (inner):

$$q_3 = 8.35 \times 10 = 83.5 \text{ KPa}$$



bending moment

$$\text{inner: } M = (1/15) \times 83.5 \times 8.35^2 = 388.1 \text{ KN.M } \phi 20 @ 100$$

$$\text{outer: } M = (1/15) \times 68.5 \times 6.85^2 + (1/15) \times 44.1 \times 7.35^2 = 717.1 \text{ KN.M}$$

suspended wall:

soil pressure:

$$q_1 = 6.3 \times 18 \times \tan^2 30^\circ = 37.8 \text{ KPa}$$

$$(q_1 = 5.3 \times 18 \times \tan^2 30^\circ = 31.8 \text{ KPa})$$

hydrostatic pressure (outer):

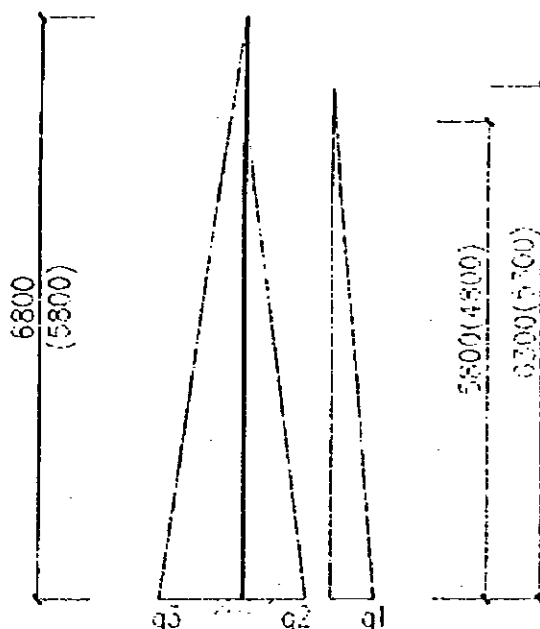
$$q_2 = 5.80 \times 10 = 58.0 \text{ KPa}$$

$$(q_2 = 4.80 \times 10 = 48.0 \text{ KPa})$$

hydrostatic pressure (inner):

$$q_3 = 6.80 \times 10 = 68.0 \text{ KPa}$$

$$(q_3 = 5.80 \times 10 = 58.0 \text{ KPa})$$



$$\text{inner } M = (1/4) \times 68 \times 6.8^2 = 786 \text{ KN.M } \Phi 25 @ 100$$

$$(M = (1/4) \times 58 \times 5.8^2 = 488 \text{ KN.M } \Phi 20 @ 100 (h = 800))$$

$$\Phi 25 @ 100 (h = 600))$$

$$\text{outer } M = (1/4) \times 58 \times 5.8^2 + (1/4) \times 37.8 \times 6.3^2 = 862.8 \text{ KN.M}$$

$$(M = (1/4) \times 48 \times 4.8^2 + (1/4) \times 31.8 \times 5.3^2 = 499.8 \text{ KPa } \Phi 20 @ 100)$$

950-high wall:

$$M = (1/15) \times 62.1 \times 6.21^2 = 159.6 \text{ KN.M } \Phi 16 @ 200$$

upper slab: the maximum span is 5.25m

$$q = 15 \text{ KPa} \times 1.3 = 20 \text{ KPa}$$

$$M = (1/8) \times 20 \times 5.25^2 = 68.9 \text{ KN.M } \Phi 18 @ 200$$

5.25m span :

$$M = (1/4) \times 80 \times 5.25 = 210 \text{ KN.m } \Phi 20 @ 120 (h = 400)$$

$$P = (80 + 156) \times 1.3 = 306.8 \text{ KN}$$

$$M = (1/4) \times 306.8 \times 5.25 = 402.7 \text{ KN.M } \Phi 25 @ 100$$

$$\Phi 25 @ 120 (h = 500)$$

2.40m span:

$$M = (1/4) \times 80 \times 2.4 = 48 \text{ KN.M } \phi 14 @ 200 (h = 300)$$

$$M = (1/4) \times 306.8 \times 2.4 = 184 \text{ KN.M } \phi 25 @ 200 \text{ or } \phi 20 @ 140$$

$$\phi 18 @ 140 (h = 300)$$

base slab:

$$q = 1.15 \times (4.5 + 2.35) \times 25 / 3.2 + 0.4 \times 25 + 80 / 3.2 + 5 = 101.5 \text{ kPo}$$

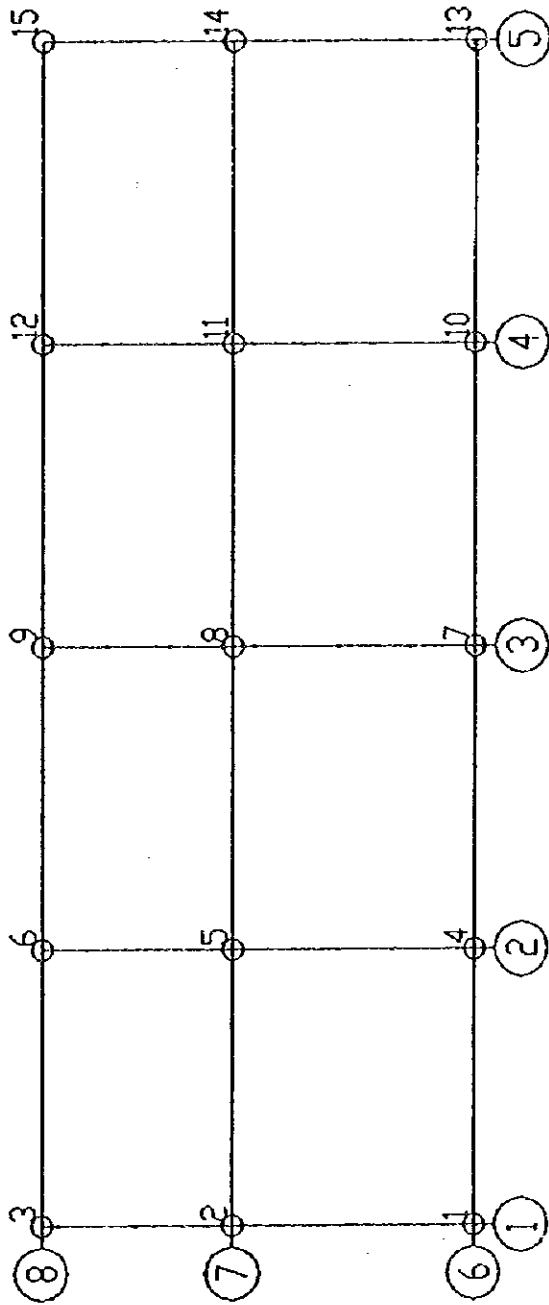
$$M_1 = (1/8) \times 101.5 \times 2.05^2 = 53.3 \text{ KN.M}$$

$$M_2 = (1/8) \times 101.5 \times 5.25^2 = 349.7 \text{ KN.M } \phi 20 @ 200$$

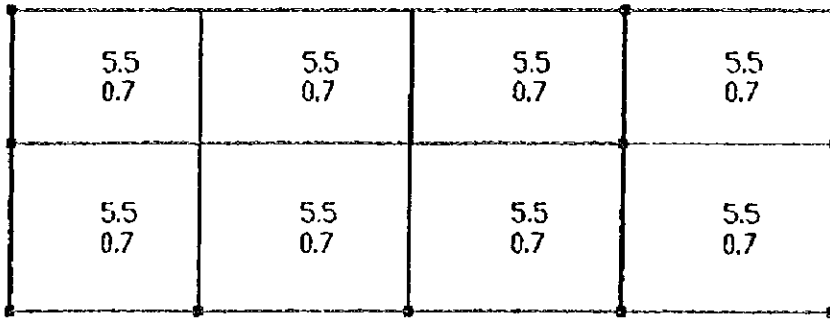
$$\text{suspended: } M = (1/2) \times 101.5 \times 1^2 = 51 \text{ KN.M}$$

PROJECT OF SHANGHAI PUDONG INTERNATIONAL AIRPORT
SOUTH(NORTH) DRAINAGE PUMP STATION SUBSTATION STRUCTURE DESIGN
SPECIFICATION

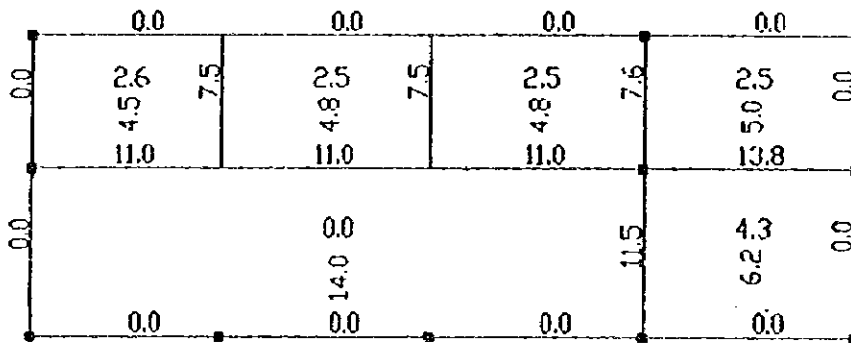
1. The aseismic intensity of this project is 7.
±0.000 corresponding to absolute elevation referring to General.
Drawing foundation design, base load-bearing capacity standard
value=100KPa.
This project referred to the geological report of south rain
pump station. If the load-bearing capacity standard value
of layer 2-2 cannot be reached after excavation, negotiation
shall be held with designers.
2. Material:
Concrete: Foundation C20, others C25 bedcourse C10 plain
concrete.
Reinforcing steel: ϕ refers to Grade I, ϕ refers to Grade II.
Brick masonry: MU7.5 red brick shall be used above ±0.000
together with M5 mixed mortar.
MU7.5 red brick shall be used below ±0.000
together with M5 cement mortar.
3. Concrete protection layer thickness:
Load-bearing reinforcing steel: 15mm. Column: 25mm.
Reinforcing steel in lower part of foundation: 35mm.
4. Aseismic structure construction as per National Standards CG329
(I)(II). Structure extends to parapet.
5. The burying depth of pre-bedded steel pipe is -0.800m.



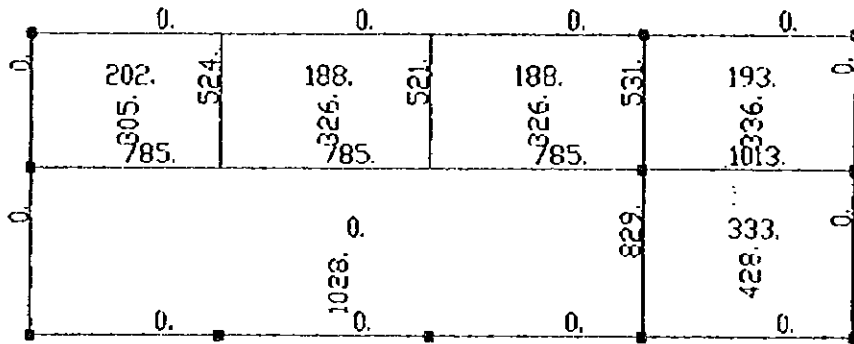
the grids and nodes plan



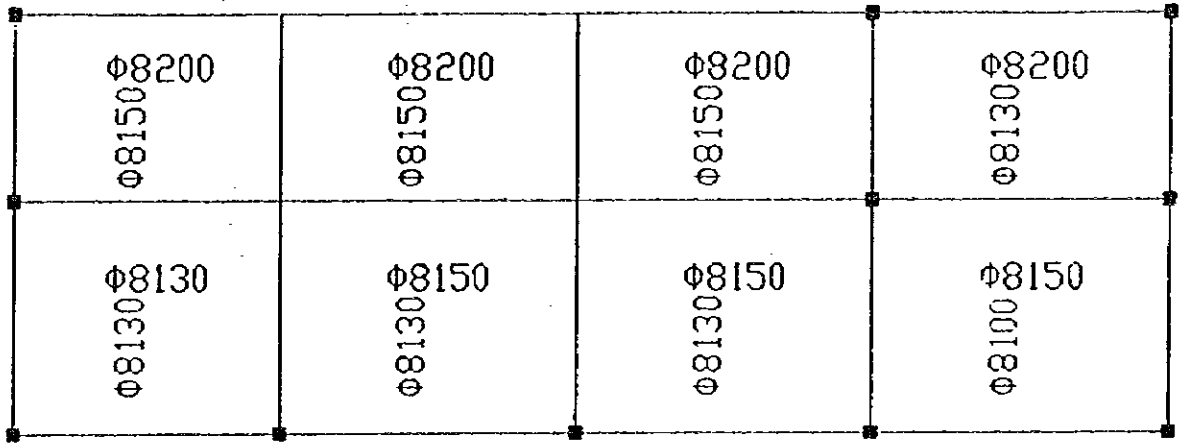
The plan view of loads on roof



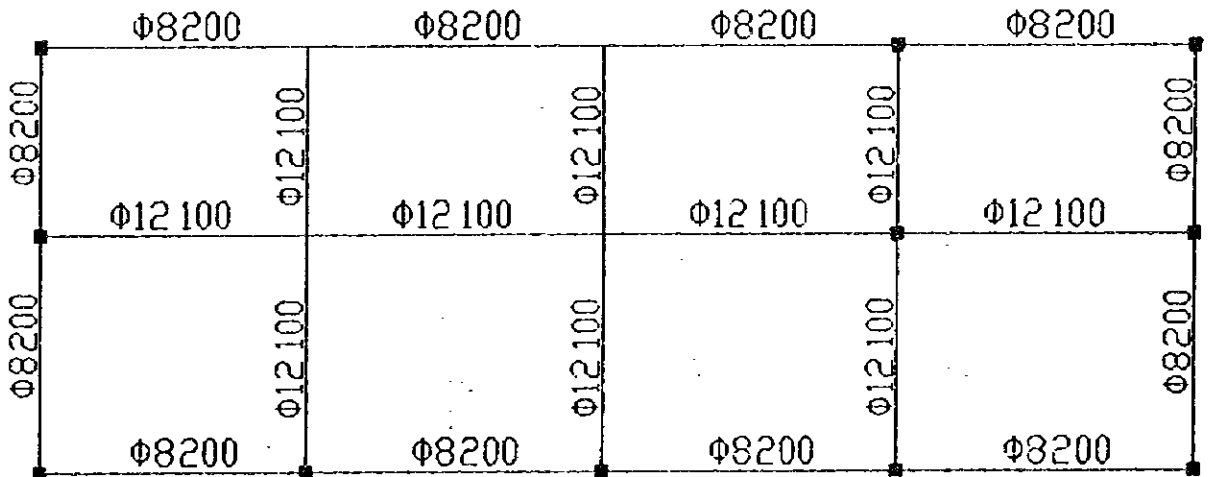
Bending moment of slabs



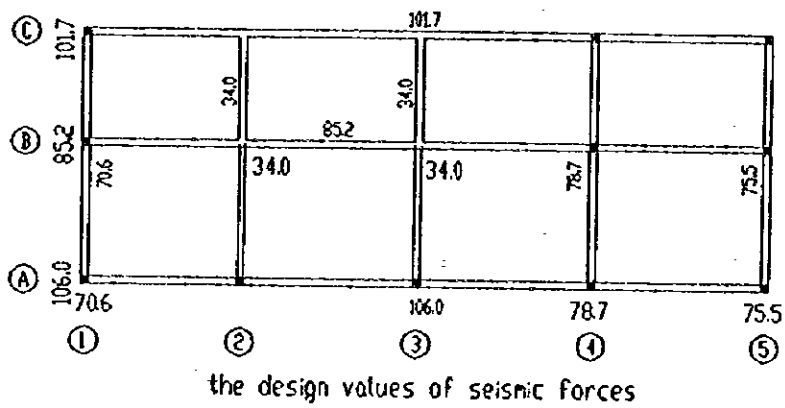
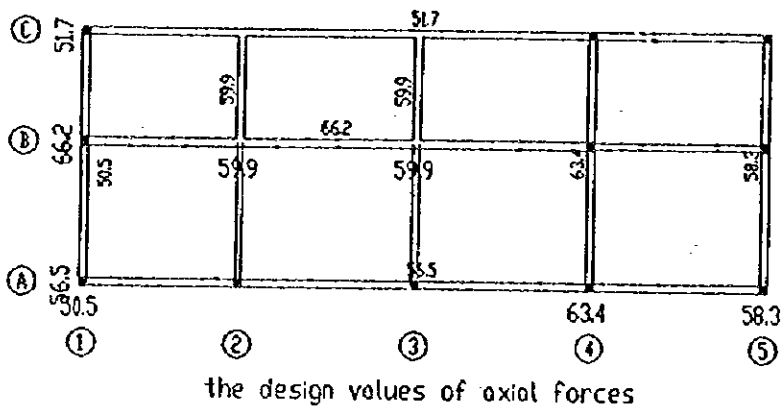
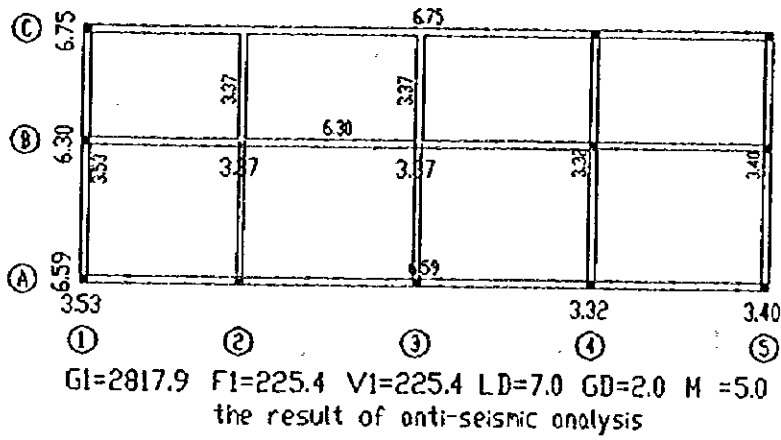
Calculated reinforcement of slabs



Reinforcement of slabs at mid-spans



Reinforcement of slabs at abutment



Shanghai Pudong International Airport Project(Airside Civil Works)

POWER CALCULATION OF A,B-AREA DRAINAGE PUMP STATION IN FLYING AREA

SER.NO	LOAD POWER CONSUMPTION OF EQUIPMENT	CAPACITY	POWER FACTOR COS&	SIMULTANEOUS RATIO OF UTILIZATION	ACTIVE POWER	REACTIVE POWER
1	WATER PUMP	5X90KW	0.85	1	450	278.9
2	BAR RACK CLEANER	7X2.2KW	0.85	1	15.4	9.54
3	OTHERS	36KW	0.9	1	36	17.43
TOTAL					501.4	305.87

S=587KVA

TRANSFORMER CAPACITY TO BE SELECTED WILL BE 630KVA

== CALCULATION OF WATLESS COMPENSATION

POWER FACTOR WILL BE COMPENSATED TO MORE THAN 0.95

$\text{tg}\phi=0.329$

$Q'=0.329 \times 587=193\text{Kvar}$

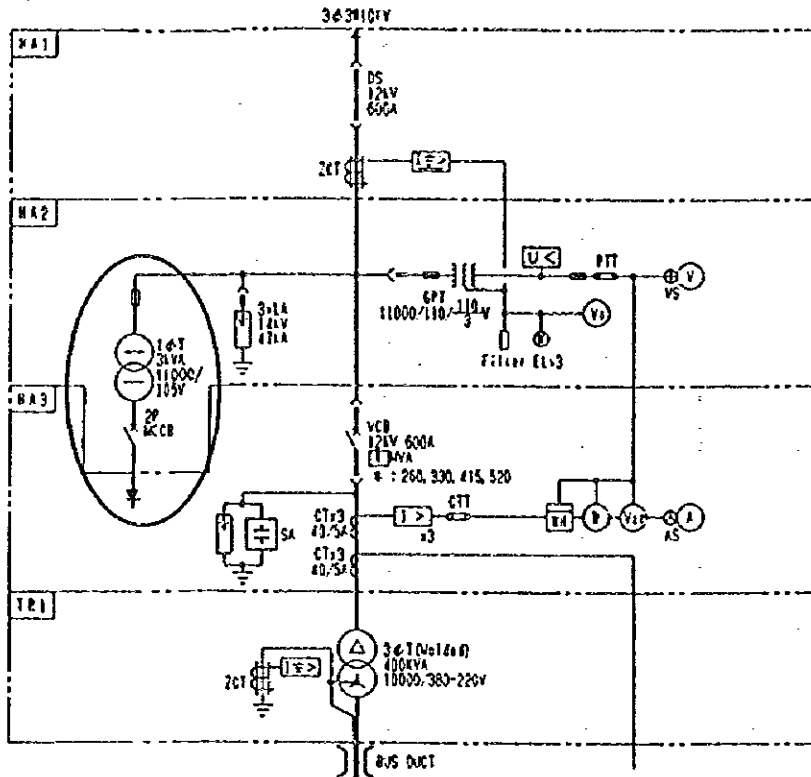
$Q-Q'=113\text{Kvar}$

〔配電盤の制御電源について〕

日本では、高圧配電盤の遮断器操作電源と制御電源はDCとしている。

但し、DC電源装置を設けない場合については、制御用変圧器を設けてDCを作る。

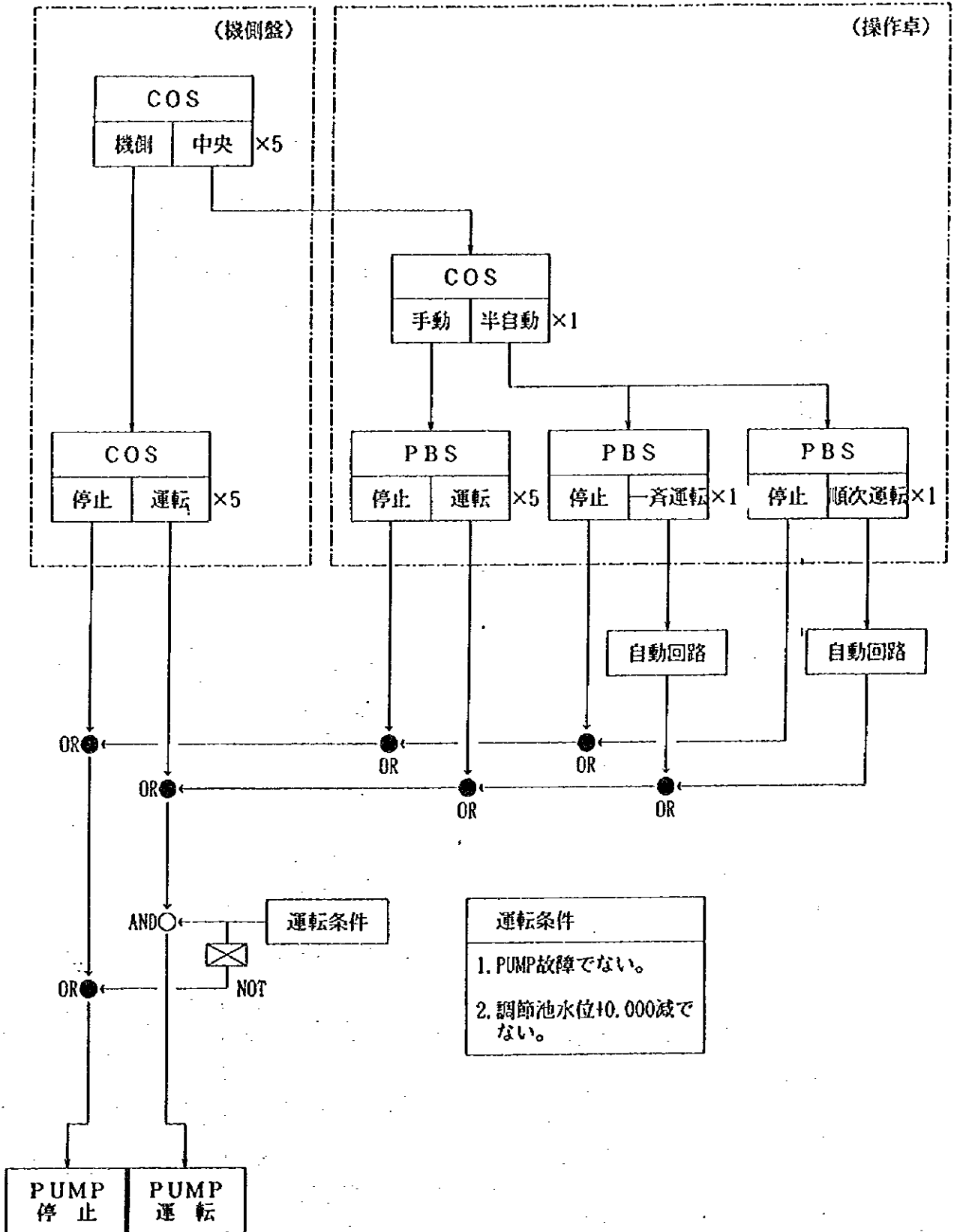
これは、中国側の考えかたと同じである。（下記図参照）



但し、監視制御電源については無停電電源装置（Uninterruptible Power System）により、通信装置と自動制御装置等の無停電化を考慮している。

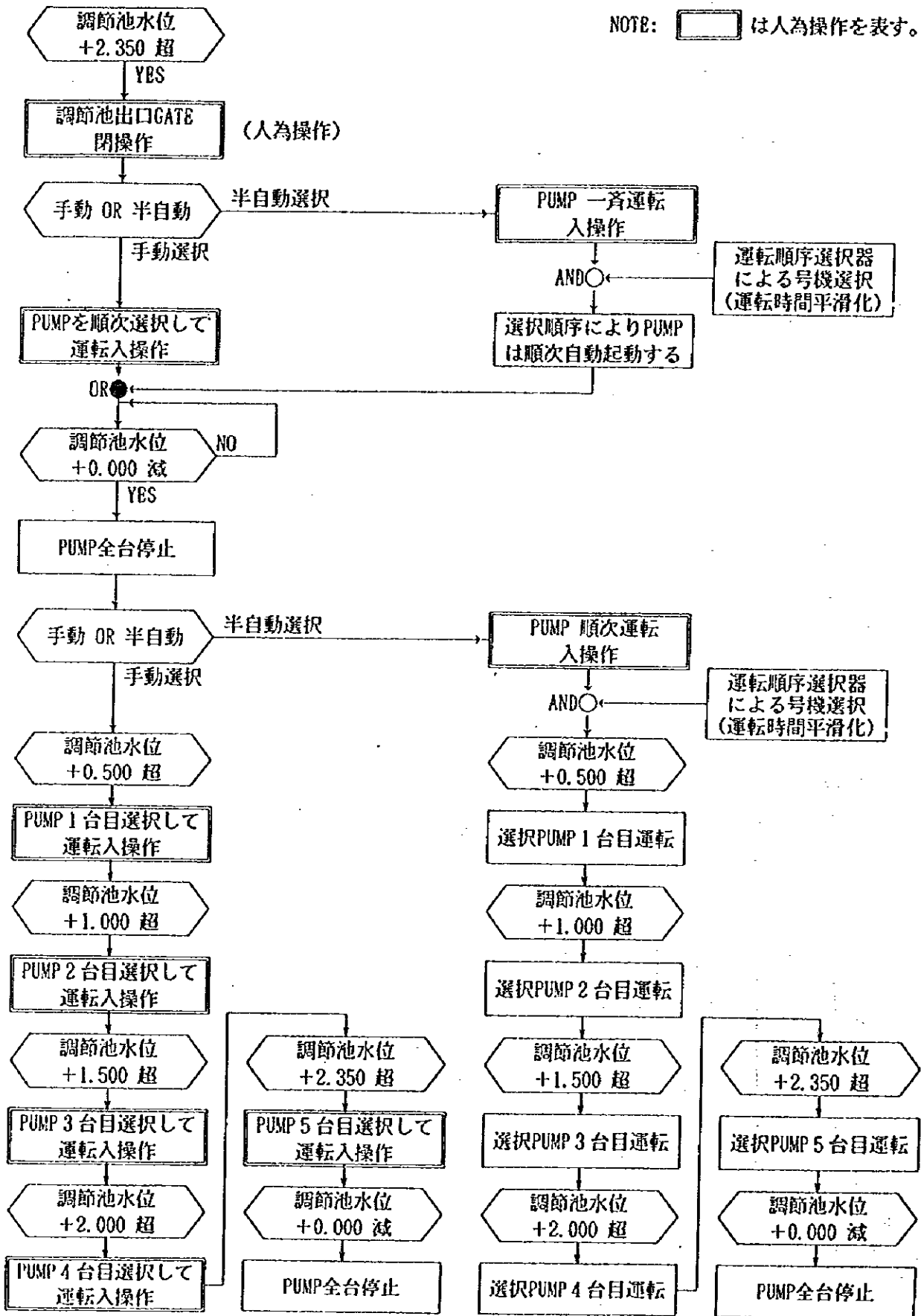
尚、無停電電源装置は高価（1千万円以上）であるが、OA機器用の汎用UPSもあり停電保証時間は10min~30min程度で安価（30万~100万円）である。

PUMP 操作Switch (案)



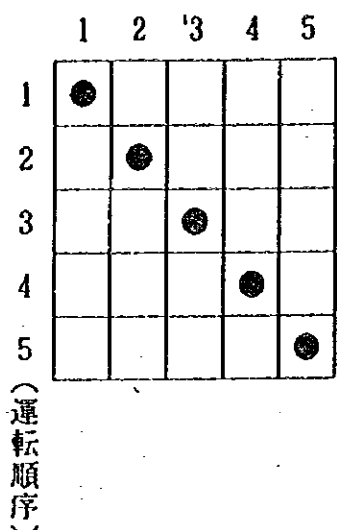
(PUMP 運転台数制御案)

NOTE: は人為操作を表す。



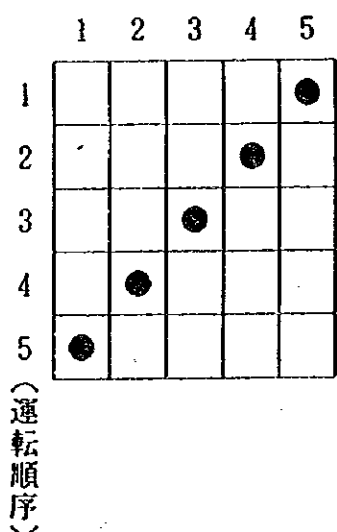
(運転順序選択器の例)

(1) 1号→2号→3号→4号→5号の順を選択した場合



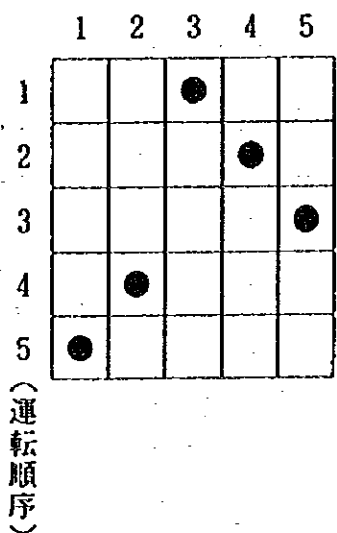
Pin-Board 設定器に、Pin を差込み選択する。

(2) 5号→4号→3号→2号→1号の順を選択した場合



Pin-Board 設定器に、Pin を差込み選択する。

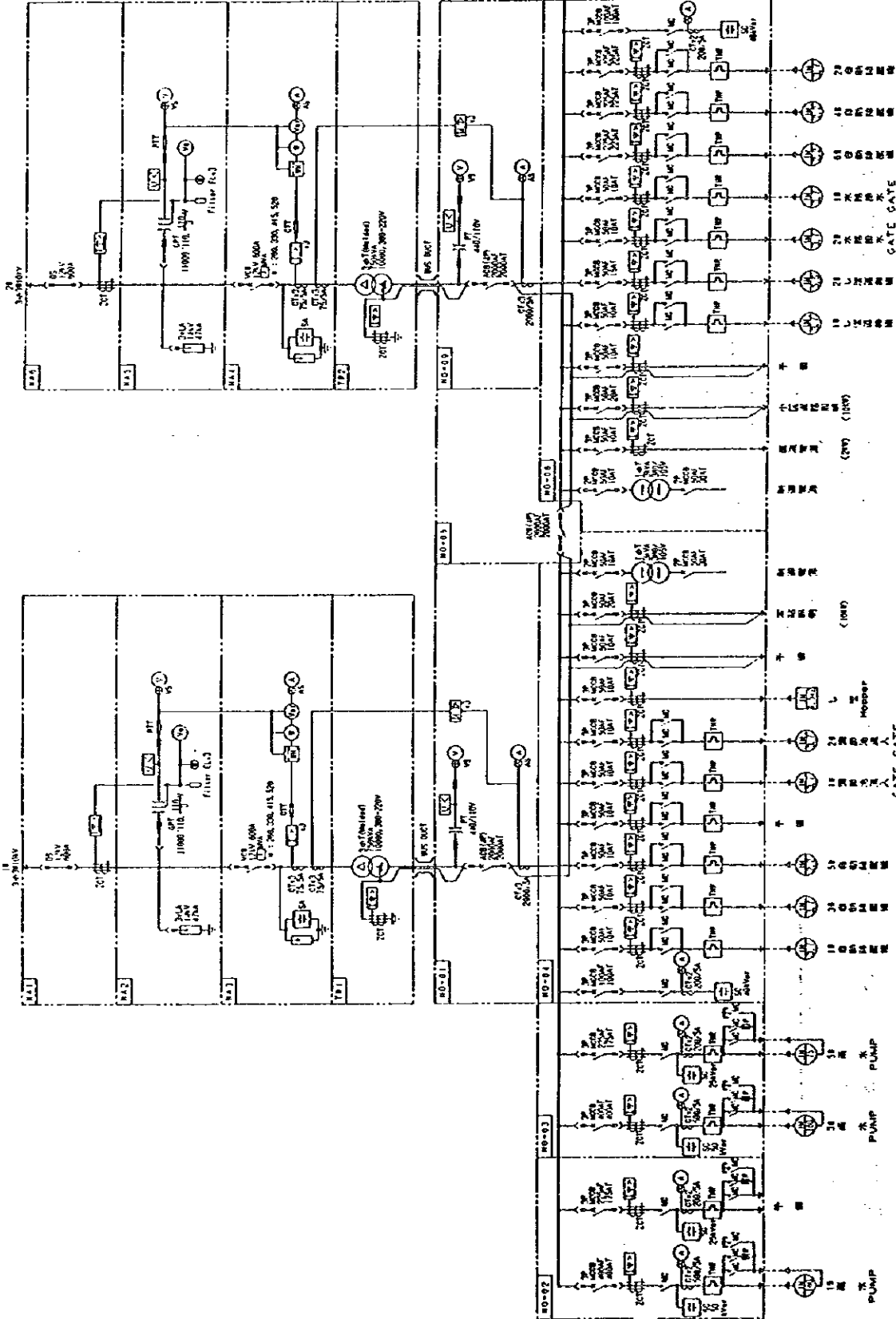
(2) 3号→4号→5号→2号→1号の順を選択した場合



Pin-Board 設定器に、Pin を差込み選択する。

NOTE

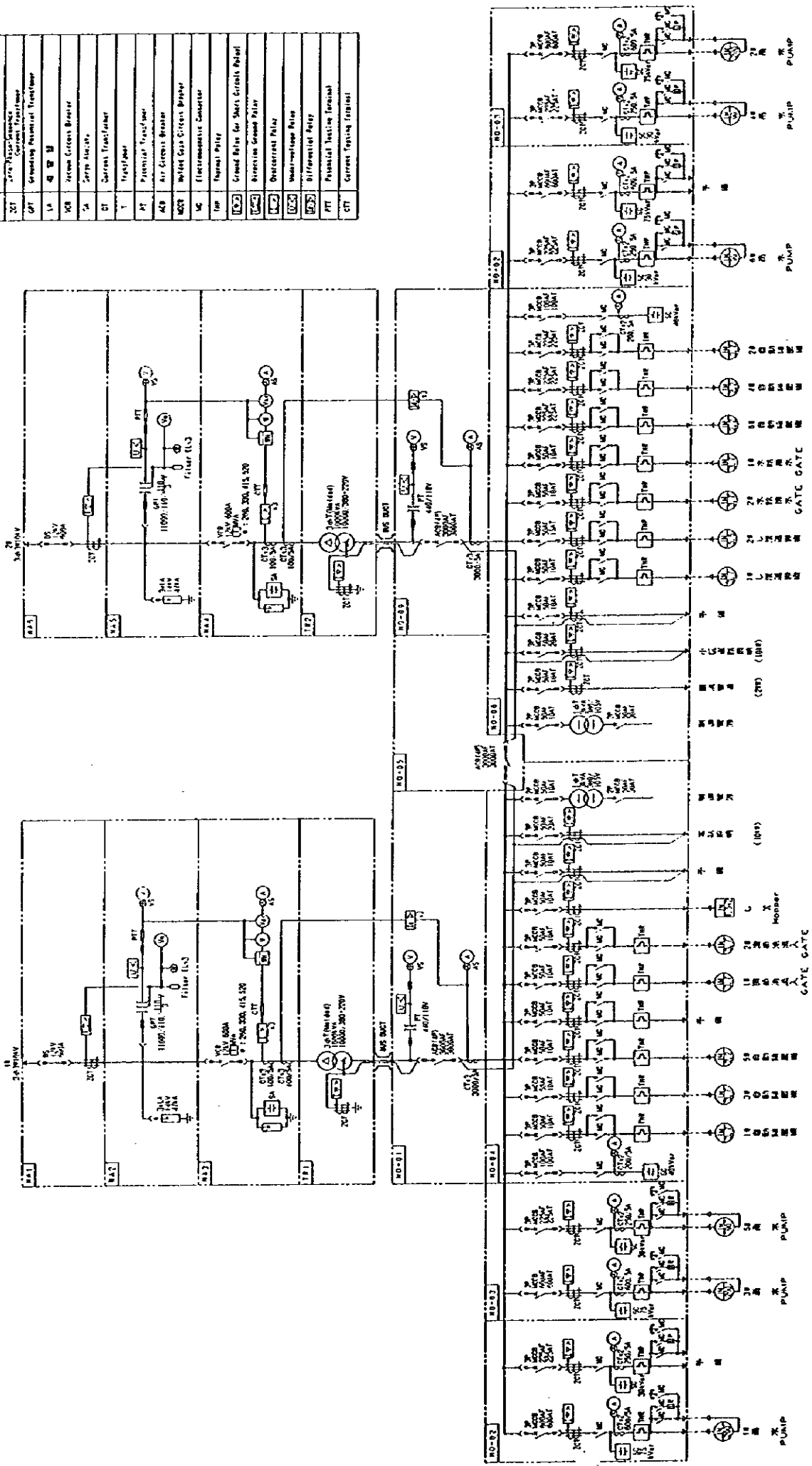
DS	Disconnect Switch
DT	110V Fuse Switch
DT	Current Transformer
DT	Protecting Physical Transformer
LA	Light
WD	Warning Circuit Breaker
SA	Stop Push Button
CT	Current Transformer
T	Transformer
BT	Electrical Transformer
MB	Air Circuit Breaker
MSB	Molded Case Circuit Breaker
MC	Electromagnetic Contactor
MP	Normal Pilot
MSB	Ground Relay (or Shunt Circuit Relay)
MSB	Direction Ground Relay
MSB	Overcurrent Relay
MSB	Under-voltage Relay
MSB	Differential Relay
PT	Potential Transformer (voltage)
CTT	Current Testing Terminal



A地区雨水PUMP用進線回路図

NOTE

BS	Interconnecting Switch
CS	270V Pilot-Contact Contactor
DT	Grounding Neutral Transformer
SA	400V Switch
WB	2-pole Circuit Breaker
CA	200V Capacitor
CT	Current Transformer
Y	Transformer
PT	Potential Transformer
AB	Air Circuit Breaker
MS	Molded Case Circuit Breaker
MC	Electromechanical Contactor
TR	Thermal Relay
U-2	Ground Relay for Short Circuit Relief
U-3	Directional Ground Relay
U-4	Overcurrent Relay
U-5	Under-voltage Relay
U-6	Differential Relay
PTT	Physical Testing Terminal
CTT	Current Tapping Terminal



B地区雨水PUMP用配線図



I-7 附帶施設設計



Design of Fences , Fence Doors and Roads

Steel fence and brick wall fence are installed along the perimeter of the flight area. Design of fences is based on « Construction Standard of Security & Protection Installation of Civil Aviation Transportation Airport »(MH 7003-95). Which contains detailed Specifications for design (See the next page).

According to previous experience, slant supports with a pitch of 15 m are installed for the steel type fence to resist great forces caused by hurricane or violent typhoon.

Fence doors are designed with reference to standard design drawings of the country.

Structural design of roads in the flight area is base on:

- (1) « Construction Standard of Security & Protection Installation of Civil Aviation Transportation Airport » (MH 7003-95);
- (2) practice of road structure in ShangHai city;
- (3) suggestions of experts in the examination meeting for the preliminary design ;
- (4) estimates of potential load and traffic of the roads, and pavement design standards for city roads.

4 飞行区封闭设施

4.1 飞行区周边须修建围栏(或围墙)及其配套设施,使之与航站区及周边地区隔离。飞行区围栏(墙)应当坚固耐久,防攀(钻)越,使人员、车辆及牲畜等不能随意进入飞行区。对飞行区等级为4D(含4D)以上的机场,围栏(墙)净高度应不低于2.5 m;对飞行区等级为4C(含4C)以下的机场,视外部环境而异,围栏(墙)的高度可在2.2~2.5 m范围选定。

4.2 飞行区围栏(墙)应符合机场净空和导航台电磁环境保护要求。围栏的形式可以是钢栅栏、砖墙、钢板网、钢筋网、钢筋混凝土预制板围栏等多种形式。

4.2.1 钢栅栏应符合以下规定:

- a. 围栏的两支撑柱间距不大于3 m,支撑柱应当牢固,其下埋深度由设计确定。
- b. 围栏的竖筋直径不小于16 mm。
- c. 围栏的边框采用最小边不小于5 mm的角钢,且与支撑柱联接牢固。上下边框之间应有加强肋或其他加强措施。
- d. 国际机场或设计年起降架次超过1万次的国内干线机场,围栏下部地面须砌砖石或水泥混凝土地梁。地梁与支撑柱联接牢固,其横截面尺寸为240 mm×300 mm。
- e. 围栏下部边框距竖筋下端不大于150 mm,竖筋下端距地梁或地面的距离不大于50 mm,围栏上部设计防攀越结构。
- f. 围栏的两竖筋间距应不大于100 mm。具备I类仪表着陆系统的机场围栏,距地面1 m高应设密集型栅网。
- g. 在水中或跨排水沟修建的围栏段,应采取防人、畜钻入的保安措施。
- h. 围栏的金属部分应进行除锈、防腐处理,防腐年限应不低于5年。

4.2.2 砖墙围墙应符合以下规定:

- a. 围墙必须是实体结构,并设有墙基或地梁,其厚度不小于240 mm,并用墙垛加固。两相邻墙垛的间距为2 m。
- b. 围墙应水泥封顶,其上镶嵌碎玻璃;或顶部采用向外弯折30°角的刺丝网结构。刺丝网支撑柱与墙体联接牢固。刺丝网相邻两支撑柱间距与墙垛间距相同,刺丝垂直间距不大于100 mm。
- c. 留有排水口的部位,应用防钻钢栅(网)保护。
- d. 根据保安需要在重点部位应修建值勤岗楼(或瞭望塔)。
- e. 围墙应牢固,其基础由设计确定。

4.2.3 钢筋网围栏应符合以下规定:

- a. 钢筋网的筋径应为 5 mm。
 - b. 钢筋网相邻横筋间距不大于 100 mm，左右间距不大于 50 mm。
 - c. 钢筋网围栏的其他要求同 4.2.1 条 a、c、d、e、g、h。
- 4.2.4 钢板网围栏应符合以下规定：
- a. 钢板网厚度不应小于 4 mm。
 - b. 钢板网眼为竖菱形，菱形长对角线不大于 100 mm。
 - c. 钢板网围栏的其他要求同第 4.2.3 条 c。
- 4.2.5 钢筋混凝土板条围栏应符合以下规定：
- a. 相邻两钢筋混凝土板的间距不大于 3 m，板块厚度不小于 50 mm。
 - b. 钢筋混凝土板条的横截面尺寸不小于 100 mm×50 mm，两板块间距不大于 100 mm，板条与上下框应联接牢固。
 - c. 钢筋混凝土板块（条）围栏其他要求同第 4.2.2 条 b、c、d、e。
- 4.2.6 其他围栏形式必须符合上述基本要求并经民航总局业务主管部门审定后方可采用。
- 4.3 除航站楼、维修机库及其他必要的建筑外，其他作为围栏一部分的建筑物，其面向飞行区的一面不得留门，窗户应安装密集型防护钢网。通入飞行区的下水道口、水管以及其他管道口必须设有钢栅栏防护。
- 4.4 在飞行区围栏（墙）内侧，应修筑供公安巡逻车（含中型卡车）使用的道路。巡逻道应符合以下规定：
- a. 国际机场或设计年起降架次超过 1 万次的国内干线机场，巡逻工作道为水泥混凝土或沥青类路面，载荷按汽—10 考虑。其他机场的巡逻工作道为泥结石路面。
 - b. 巡逻工作道基础宽不小于 4.5 m，路面应高于两侧土道肩，路面宽度为 3.5 m，两侧修有 0.5 m 的道肩。
 - c. 泥结石巡逻道路基应夯实，并应设有不小于 150 mm 厚的三合土（或粉煤渣）基层。
- 4.5 跑道两端围栏（墙）应设向外开启的应急出口栅门，其宽度不小于 4 m。
- 4.6 从跑道两端紧急出口处至进近导航台，地形许可的应修建 3.5 m 宽的简易道路。
- 4.7 进近灯光地带应修建密集围栏，并留有供工作人员进出的门和相邻保护区之间需要设的通道。
- 4.8 进入飞行区的路口应符合以下规定：
- a. 除消防车入场通道应设专用道口外，不再设其他专用道口，并且尽量减少道口的数量。
 - b. 每个进出飞行区的道口都应设门。常用道口应设门卫值班室，并有通讯、照明设施。
- 航站楼两侧的道口，应设电动门和供人员通行的便门；电动门的高度不低于 1.2 m，下框距地面的高度不大于 100 mm，门及门垛要坚固。
- 4.9 飞行区等级为 4D 级以上的机场建议设隔离机坪或有安全距离的停机位。该机位距重点保护部位的安全距离不应小于 100 m。

