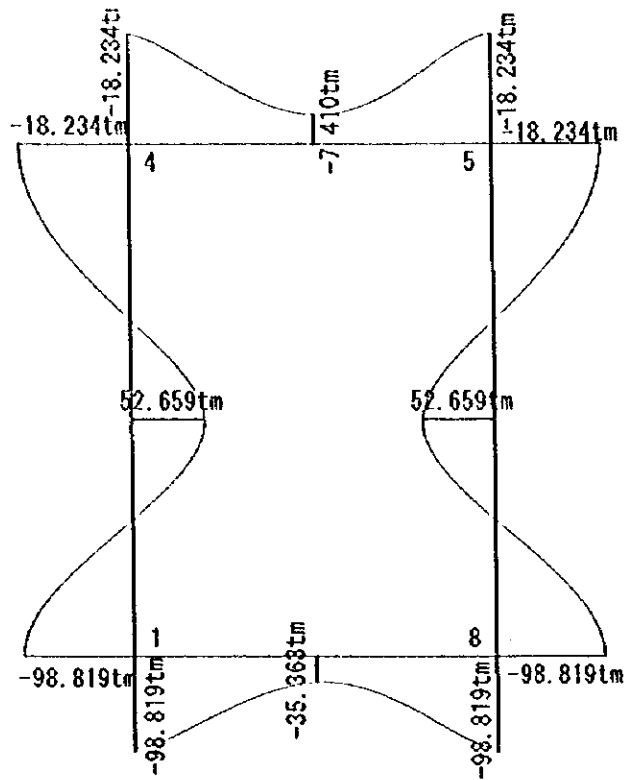
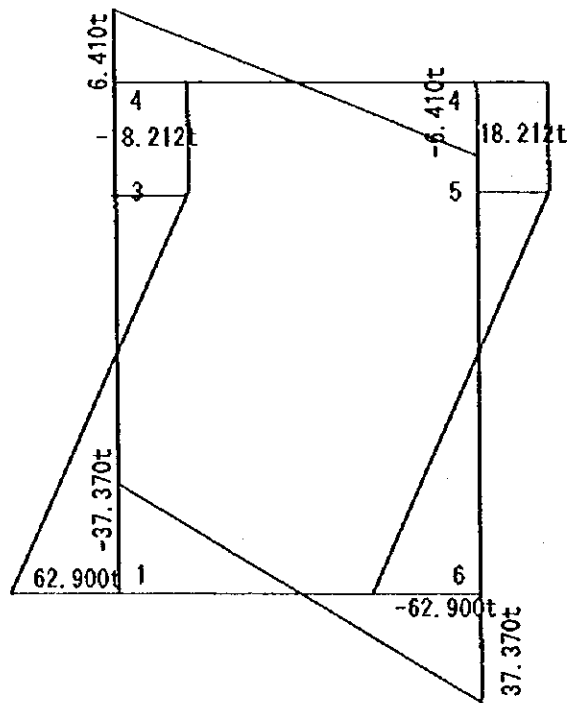


6. モーメント図、剪断力図

(モーメント)



(剪断力)



## 7. 側壁軸力の計算

側壁の軸力は、浮力が作用した場合が最も危険側のケースとなるので、浮力を考慮して算出する。したがって側壁の軸力は、(側壁自重+側壁土重) + (頂版) + (上部工からの荷重) により求める。また水中下の側壁のコンクリート単位体積重量は  $1.50\text{tf/m}^3$ 、水中下の土の単位体積重量は  $1.00\text{tf/m}^3$  する。

頂版	$0.60 \times 6.80 \times 1.00 \times 2.50 \div 2$	= 5.100 ton/m
上部工荷重	$120\text{ton} \div (6.80 \times 2 + 18.10 \times 2)$	= 2.410 ton/m
土重	$6.70\text{m} \times 0.35\text{m} \times 1.00\text{t/m}^3$	= 2.345 ton/m

したがって、単位幅 1.00m 当りの側壁に作用する軸力は、以下のとおりである。

側壁位置 (m)	側壁自重		土重 (tf)	上部工・ 頂版荷重 (tf)	合 計 (tf)	備 考
	地下水面 より上の部 分 (tf)	地下水面 より下の部 分 (tf)				
0.00	0.000	0.00	0.00	7.510	7.510	側壁上部
5.10	0.900	6.345	0.00	7.510	14.755	側壁中央部
10.10	0.900	14.670	2.345	7.510	25.425	側壁下部

8. 応力度計算

名 称 位 置 常 時・地震時		側 壁			頂版	底版
		下部外側	中央内側	上部外側	端部上側	端部下側
		常時	常時	常時	常時	常時
検討幅B	(cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部材厚H	(cm)	125.00	90.00	90.00	60.00	120.00
鉄筋の液り	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	7.50
有効厚D	(cm)	119.00	84.00	84.00	54.00	112.50
軸力N	(t)	25.425	14.755	7.510	18.212	62.900
モーメントM	(t・m)	98.819	53.952	18.234	18.234	98.819
せん断力S	(t)	43.225	-	18.217	6.381	37.341
最小鉄筋量	(cm <sup>2</sup> )	6.750	9.000	11.250	11.250	6.750
使用鉄筋		D29@125	D29@125	D25@250	D25@250	D29@125
使用鉄筋量As	(cm <sup>2</sup> )	51.392	51.392	20.268	20.268	51.392
鉄筋の周長U	(cm <sup>2</sup> )	72.000	72.000	32.000	32.000	72.000
偏心量 E <sub>0</sub>	(cm)	388.67	365.65	242.80	100.12	157.10
C=(h/2-kd/3)	(cm)	50.56	35.30	38.41	24.89	48.45
C'=(h/2-d/3)	(cm)	22.83	17.00	17.00	12.00	22.50
計算モーメントM1	(t・m)	113.18	59.71	21.16	22.60	131.84
計算モーメントM2	(t・m)	153.37	86.47	61.20	29.99	139.90
Nの圧縮端からの偏心距離 E'	(cm)	326.17	320.65	197.80	70.12	97.10
中立軸から圧縮縁までの距離 X	(cm)	39.971	31.462	22.630	18.684	44.361
鉄筋係数	p	0.0043	0.0061	0.0024	0.0038	0.0046
	k	0.3009	0.3464	0.2353	0.2839	0.3080
	j	0.8997	0.8845	0.9216	0.9054	0.8973
引張応力度 σ <sub>s</sub>	(kg/cm <sup>2</sup> )	1,589	1,293	995	1,436	1,402
圧縮応力度 σ <sub>c</sub>	(kg/cm <sup>2</sup> )	53.59	51.63	24.46	50.65	60.83
剪断応力度 τ	(kg/cm <sup>2</sup> )	4.04	-	2.35	1.31	3.70
付着応力度 τ <sub>u</sub>	(kg/cm <sup>2</sup> )	5.61	-	7.35	4.08	5.14
許容応力度	σ <sub>s a</sub>	1,600	1,600	1,600	1,600	1,600
	σ <sub>c a</sub>	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
	τ <sub>a</sub>	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20
	τ <sub>u a</sub>	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
判 定		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
摘 要		CASE2-A 圧縮鉄筋不要	CASE2-A 圧縮鉄筋不要	CASE2-A 圧縮鉄筋不要	CASE2-A 圧縮鉄筋不要	CASE2-A 圧縮鉄筋不要

## 9. 側壁下部定着長の検討

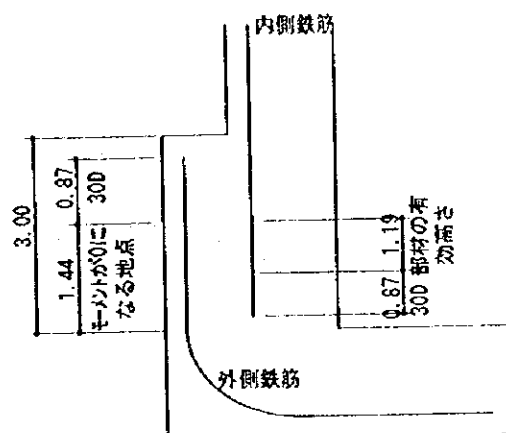
引張り鉄筋の端部の定着長は、以下の2点にて検討する。

- (1) 引張り応力の受けないコンクリートに定着する。
- (2) やむを得ずコンクリートの引張り部に鉄筋を定着させる場合には、鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長以上を延ばす。

(1)については、モーメントの反曲点（モーメント0の点）から鉄筋直径の30倍の地点までとする。(2)については、計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点（並列する他の鉄筋により引張り応力がカバーできる地点）より部材の有効高さ、および鉄筋直径の30倍の延長を加えた地点までと考える。これにより、いずれかを満たす地点までを定着長とする。

側壁下部の外側鉄筋については(1)を適用し、モーメントの反曲点（モーメント0の点）から鉄筋直径の30倍の地点までを定着長とする。内側鉄筋については、引張り側定着させるため(2)を適用し、計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点（モーメント0の点）より部材の有効高さ、および鉄筋直径の30倍の延長を加えた地点までと考える。これにより、定着長は次のとおりとする。

外側鉄筋		内側鉄筋	
(1)による方法		(2)による方法	
モーメントの反曲点までの長さ (m)	1.44	部材の有効高さ (m)	1.19
30D (m)	0.87	30D (m)	0.87
合計 (m)	2.31	合計 (m)	2.06



## 10. 基礎の検討

荷重計算

底版の荷重

$$= 10.946 \text{ t/m}^2$$

底版自重

$$\gamma_c \times t = 2.50 \times 1.20$$

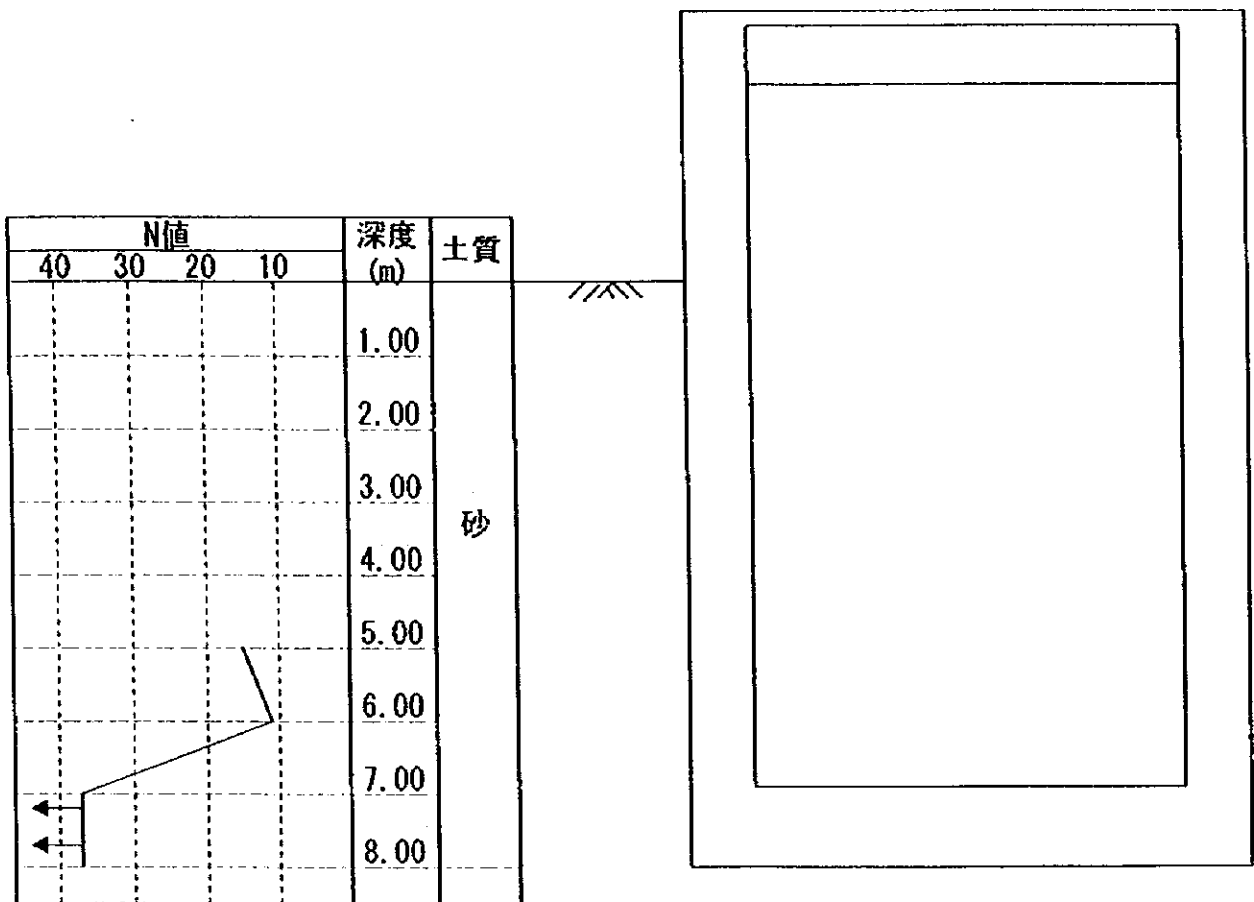
$$= 3.000 \text{ t/m}^2$$

その他ポンプ機器等

$$= 1.054 \text{ t/m}^2$$

合計(q)

$$= 15.000 \text{ t/m}^2$$



(ポンプ場Dボーリングデータより)

また、機場の基礎面はボーリング結果よりN値35以上の砂質土が期待できる。地盤の許容支持力は、下に示すテルツァギーの修正支持力公式を用いる。

$$q_a = \frac{1}{3} (a \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここで、  $q_a$  : 許容支持力(tf/m<sup>2</sup>)

- c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力( $c=0.0\text{tf/m}^2$ )
- $\gamma_1$  : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量( $=1.8\text{tf/m}^3$ )
- $\gamma_2$  : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位重量( $=1.8\text{tf/m}^3$ )
- $\alpha$  : 形状係数( $=1.0 \cdot 0.3 \times 8.40 / 19.20 = 1.13$ )
- $\beta$  : 形状係数( $=1.0 - 0.4 \times 8.40 / 19.20 = 0.83$ )
- $N_c$  : 支持力係数 ( $\phi=30$  とし、 $N_c=11.4$ )
- $N_r$  : 支持力係数 ( $\phi=30$  とし、 $N_r=4.4$ )
- $N_q$  : 支持力係数 ( $\phi=30$  とし、 $N_q=9.1$ )
- $D_f$  : 最低地盤面から基礎荷重面までの深さ( $=0.0\text{m}$ )
- B : 基礎荷重面の最小幅( $=8.40\text{m}$ )

したがって地盤の支持力は、

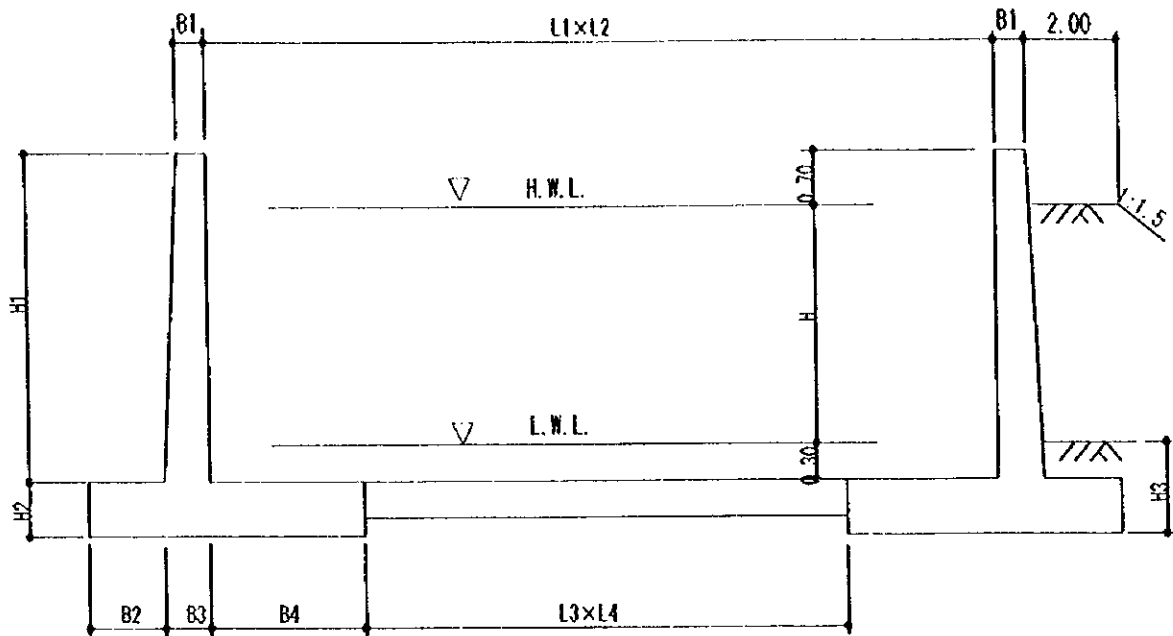
$$qa = \frac{1}{3}(1.13 \times 0.0 \times 11.4 + 0.83 \times 1.80 \times 8.40 \times 4.4 + 1.80 \times 0 \times 9.1) = 18.4(\text{tf/m}^2)$$

となり、 $q=15.0 < 18.4(\text{tf/m}^2)$  となり安全である。

## 12. ファームポンド有効水深別経済性の検討

ファームポンドD（必要水量 $V=780\text{m}^3$ ）を対象として、有効水深を1.00mから3.00mまで比較した場合に、最も経済的となる形状を検討する。

### (1) 形状寸法



形状寸法表

項目	有効水深		
	H=1.00m	H=2.00m	H=3.00m
L1	22.00	15.00	13.00
L2	35.50	26.00	20.00
L3	19.60	12.00	9.60
L4	33.10	23.00	16.60
H1	2.00	3.00	4.00
H2	0.40	0.50	0.60
H3	0.70	0.80	0.90
B1	0.30	0.30	0.40
B2	0.40	0.60	0.80
B3	0.40	0.40	0.50
B4	1.20	1.50	1.70

形状寸法は、安定計算の試算を行いながら、その形状を決定した。

## (2)比較方法

次の項目についての数量を算出し、基本設計で使用した単価を用いて経済比較を行う。

- ・鉄筋コンクリート
- ・均しコンクリート
- ・鉄筋
- ・型枠
- ・掘削
- ・埋戻し
- ・盛土
- ・残土処理

## (3)比較結果

比較結果は、以下のとおり。

したがって、有効水深H=2.00mが最も経済的となるので、これを採用する。

有効水深	概算工事費比率	順位	備考
H=1.00m	1.26	3	
H=2.00m	1.00	1	
H=3.00	1.05	2	



## (4) 比較根拠

有効水深 H=1.00m

項目	細目	算式	数量	単位	単価 (\$)	金額 (\$)
鉄筋 コンクリート	たて壁	$A=(0.30+0.40)*1/2*2.00+0.30^2*1/2=0.745$ $V=0.745*(35.5*2+22.6*2)$	87			
	底板	$V=2.00*0.40*(35.5*2+19.6*2)$	88			
	スラブ	$V=19.6*33.1*0.2$	130			
	合計		305	m <sup>3</sup>	2,007	612,135
均しコン		$V=22.9*36.4*0.05$	42	m <sup>3</sup>	1,596	67,032
鉄筋		$W=305*80$	24400	kg	12	292,800
型枠	内壁	$A1=2.00*(22.0*2+35.5*2)$ $A2=0.40*(19.6*2+33.1*2)$	230 42			
	外壁	$A3=2.00*(22.6*2+36.1*2)$ $A4=0.40*(22.8*2+36.3*2)$	235 47			
	合計		554	m <sup>2</sup>	133	73,682
	掘削 埋戻し 盛土 残土処理	$V=(24.8*38.3+25.5*39.0)*1/2*0.7$ $V=681-23.6*37.1*0.7$ $V=(2.00+3.50)*1/2*1.00*(22.0*2+35.5*2)$ $V=681-68-316$	681 68 316 297	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	19 18 19 13	12,939 1,224 6,004 3,861
合計					1,069,677	

有効水深 H=2.00m

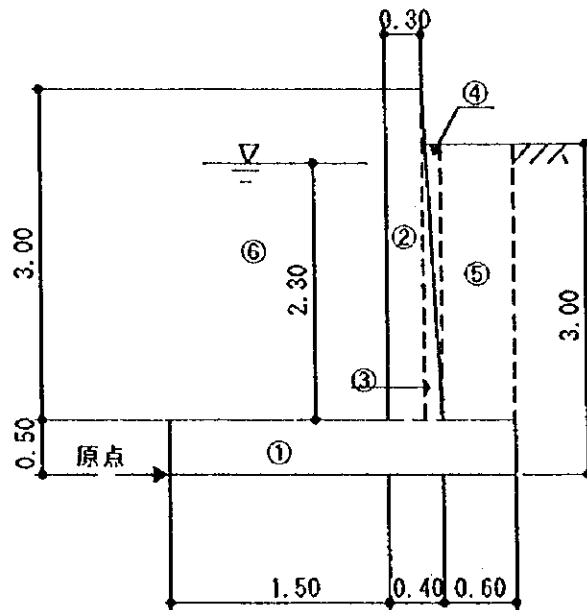
項目	細目	算式	数量	単位	単価 (\$)	金額 (\$)
鉄筋 コンクリート	たて壁	$A=(0.30+0.40)*1/2*3.00+0.30^2*1/2=1.095$ $V=1.095*(26.0*2+15.6*2)$	91			
	底板	$V=2.50*0.50*(26.0*2+12.0*2)$	95			
	スラブ	$V=12.0*23.0*0.2$	55			
	合計		241	m <sup>3</sup>	2,007	483,687
均しコン		$V=17.1*28.1*0.05$	24	m <sup>3</sup>	1,596	38,304
鉄筋		$W=241*80$	19280	kg	12	231,360
型枠	内壁	$A1=3.00*(15.0*2+26.0*2)$ $A2=0.50*(12.0*2+23.0*2)$	246 35			
	外壁	$A3=3.00*(15.6*2+26.8*2)$ $A4=0.50*(17.0*2+28.0*2)$	254 45			
	合計		580	m <sup>2</sup>	133	77,140
	掘削 埋戻し 盛土 残土処理	$V=(18.2*29.2+19.0*30.0)*1/2*0.8$ $V=441-17.0*28.0*0.8$ $V=(2.00+5.00)*1/2*2.00*(15.0*2+26.0*2)$ $V=574-441-60$	441 60 574 73	m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	19 18 19 13	8,379 1,080 10,906 949
合計					851,805	

有効水深 H=300m

項目	細目	算式	数量	単位	単価 (\$)	金額 (\$)
鉄筋 コンクリート	たて壁	$A=(0.30+0.50)*1/2+4.00+0.40*1/2=1.680$ $V=1.680*(20.0*2+13.6*2)$	113			
	底版	$V=3.00*0.60*(20.0*2+9.6*2)$	107			
	スラブ	$V=9.6*16.6*0.2$	32			
	合計		252	m <sup>3</sup>	2,007	505,764
均しコン		$V=15.7*22.7*0.05$	18	m <sup>3</sup>	1,596	28,728
鉄筋		$W=252*80$	20160	kg	12	241,920
型枠	内壁	$A1=4.00*(13.0*2+20.0*2)$ $A2=0.60*(9.6*2+16.6*2)$	264 31			
	外壁	$A3=4.00*(13.6*2+20.8*2)$ $A4=0.60*(15.6*2+22.6*2)$	275 46			
	合計		616	m <sup>2</sup>	133	81,928
	掘削	$V=(16.8*23.8+17.7*24.7)*1/2*0.9$	377	m <sup>3</sup>	19	7,163
埋戻し	$V=377-15.6*22.6*0.9$	60	m <sup>3</sup>	18	1,080	
盛土	$V=(2.00+6.50)*1/2*3.00*(13.0*2+20.0*2)$	842	m <sup>3</sup>	19	15,998	
搬入土	$V=842-377-60$	405	m <sup>3</sup>	35	14,175	
合計						896,756

### 13. ファームポンド安定・構造計算

#### (1) 自重及び重心位置



設置場所において最も地形勾配が大きく、盛土荷重が最大となるファームポンドAについて、安定・構造計算をおこなう。

#### 検討ケース①（水槽内水重を見込まないケース）

場所	断面積(m <sup>2</sup> )		単位重量	重量	原点からの水平距離(m)		原点に対する回転モーメント
	算式	A	tf/m <sup>3</sup> γ	tf/m Wc	算式	X	Wc・X
①	0.50x2.50	1.250	2.42	3.025	2.50x1/2	1.250	3.781
②	3.00x0.30	0.900	2.42	2.178	1.50+0.30x1/2	1.650	3.594
③	3.00x0.10x1/2	0.150	2.42	0.363	1.90+0.10x1/3	1.933	0.702
④	2.50x0.10x1/2	0.125	1.80	0.225	1.80+0.10x2/3	1.867	0.420
⑤	0.60x1.80	1.080	1.80	1.944	1.90+0.60x1/2	2.200	4.277
合計				7.735			12.774

原点から躯体重心までの水平距離 = 12.774/7.735 = 1.651m

検討ケース②（水槽内水重を見込むケース）

場所	断面積(m <sup>2</sup> )		単位 重量 tf/m <sup>3</sup>	重量 tf/m	原点からの水平距離 (m)		原点に対す る回転モーメント Wc・X
	算式	A	γ	Wc	算式	X	
①	0.50x2.50	1.250	2.42	3.025	2.50x1/2	1.250	3.781
②	3.00x0.30	0.900	2.42	2.178	1.50+0.30x1/2	1.650	3.591
③	3.00x0.10x1/2	0.150	2.42	0.363	1.90+0.10x1/3	1.933	0.702
④	2.50x0.10x1/2	0.125	1.80	0.225	1.80+0.10x2/3	1.867	0.420
⑤	0.60x1.80	1.080	1.80	1.944	1.90+0.60x1/2	2.200	4.277
⑥	2.30x1.50	3.450	1.00	3.450	1.50x1/2	0.750	2.588
				11.185			15.361

原点から躯体重心までの水平距離 = 15.361/11.185 = 1.373m

(2) 上載荷重

切上により発生する山側から加わる上載荷重は、盛土高に換算し等分布荷重（盛土荷重）として扱う。上載荷重の盛土荷重への変換は、次式により行う。

$$q_w = \gamma \cdot H_0 \cdot I_w$$

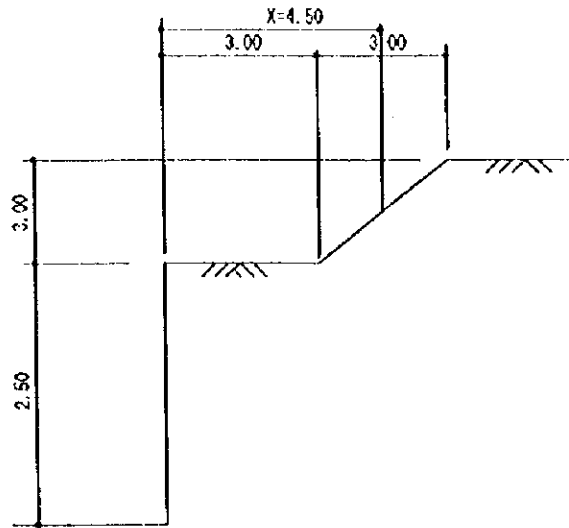
$$q_w = \gamma \cdot H_0 \left[ 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left( \frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left( \frac{X}{H} \right) \right]$$

- ここに、 $q_w$  : 盛土荷重の換算等分布荷重 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  : 盛土の単位体積重量 (=1.80tf/m<sup>3</sup>)  
 $H_0$  : 盛土高 (=3.0m)  
 $X$  : 仮想距離 ( $X=3.00+1/2 \times 3.00=4.50$ )  
 $H$  : 壁高 (=2.50m)

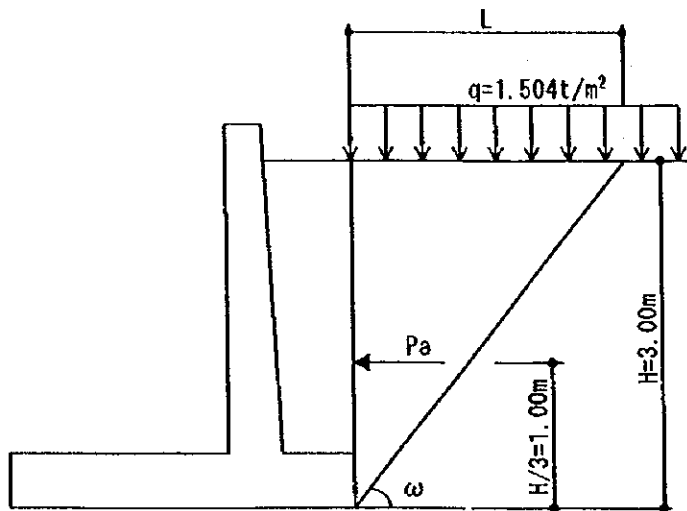
$$I_w = 0.223$$

$$q_w = 1.80 \times 3.00 \times 0.223 = 1.204$$

盛土荷重の他に、上載荷重として群衆荷重  $q_1=0.30t/m^2$  を見込む。したがって、上載荷重合計として、 $1.504t/m^2$  を考慮する。



(3)土圧



土くさび重量は

$$W = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \cdot \cot \omega + qL$$

$$W = \frac{1}{2} \times 1.80 \times 3.00^2 \cdot \cot \omega + 1.504 \times L$$

土圧公式は

$$Pa = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)} \times W$$

ここに、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\alpha = 0^\circ$ 、 $\delta = 0^\circ$

ここに、 $\omega$ を変化させて、最大の土圧を求めると以下のとおりである。

$\omega$	土くさび重量 W (tf/m)			主動土圧 Pa (tf/m)		Pa
	Cot $\omega$	L	W	sin( $\omega-30$ )	cos( $\omega-30$ )	
57	0.6494	1.9482	8.1903	0.4540	0.8910	4.173
58	0.6249	1.8746	7.8809	0.4695	0.8829	4.190
59	0.6009	1.8026	7.5781	0.4848	0.8746	4.201
60	0.5774	1.7321	7.2815	0.5000	0.8660	4.201
61	0.5543	1.6629	6.9909	0.5150	0.8572	4.201
62	0.5317	1.5951	6.7059	0.5299	0.8480	4.190

したがって、 $\omega=60^\circ$  のとき Pa=4.201(tf/m)となり最大となる。

また土圧の作用点は、 $1/3 \times 3.00=1.00$ (m)となる。

#### (4) 安定計算

ケース① (水槽内水重を見込まないケース)

荷重	鉛直力	水平力	距離(m)		モーメント(tf・m/m)	
	V(tf/m)	H(tf/m)	X	Y	V・X	H・Y
自重	7.735	—	1.651	—	12.774	—
土圧	—	4.204	—	1.000	—	4.204
合計	7.735	4.204			12.774	4.204

合力の作用位置

$$X_0 = \frac{\sum (V \cdot x) - \sum (H \cdot y)}{\sum V} = \frac{12.774 - 4.204}{7.735} = 1.108$$

荷重の偏心距離は、

$$e = \frac{B}{2} - X_0 = \frac{2.50}{2} - 1.108 = 0.142$$

したがって転倒に対して、 $|e| \leq \frac{B}{6}$

$$0.142 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.50}{6} = 0.417 \text{ となり安定である。}$$

ケース② (水情内水重を見込むケース)

荷重	鉛直力 V(tf/m)	水平力 H(tf/m)	距離(m)		モーメント(tf・m/m)	
			X	Y	V・X	H・Y
自重	11.185	—	1.373	—	15.361	—
土圧	—	4.204	—	1.000	—	4.204
合計	11.185	4.204			15.361	4.204

合力の作用位置

$$X_0 = \frac{\sum (V \cdot x) - \sum (H \cdot y)}{\sum V} = \frac{15.361 - 4.204}{11.185} = 0.997$$

荷重の偏心距離は、

$$e = \frac{B}{2} - X_0 = \frac{2.50}{2} - 0.997 = 0.253$$

したがって転倒に対して、 $|e| \leq \frac{B}{6}$

$$0.253 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.50}{6} = 0.417 \text{ となり安定である。}$$

(5) 基礎地盤反力

$$q_1, q_2 = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

計算ケース	鉛直力(t・f) ΣV	底幅(m) B	偏心距離(m) e	q1 (t・f/m <sup>2</sup> )	q2 (t・f/m <sup>2</sup> )
ケース①	7.735	2.500	0.142	4.148	2.040
ケース②	11.185		0.253	7.191	1.757

擁壁の基礎面はボーリング結果よりN値10の粘性土が期待できる。地盤の許容支持力は、下に示すテルツァギーの修正支持力公式を用いる。

$$q_a = \frac{1}{3}(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここで、 $q_a$  : 許容支持力(tf/m<sup>2</sup>)

$c$  : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力

$$c = 0.06N \text{ より } c = 0.06 \times 10 = 0.6 \text{ kgf/cm}^2 (= 6.0 \text{ tf/m}^2)$$

$\gamma_1$  : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量(=1.6tf/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位重量(=1.8tf/m<sup>3</sup>)

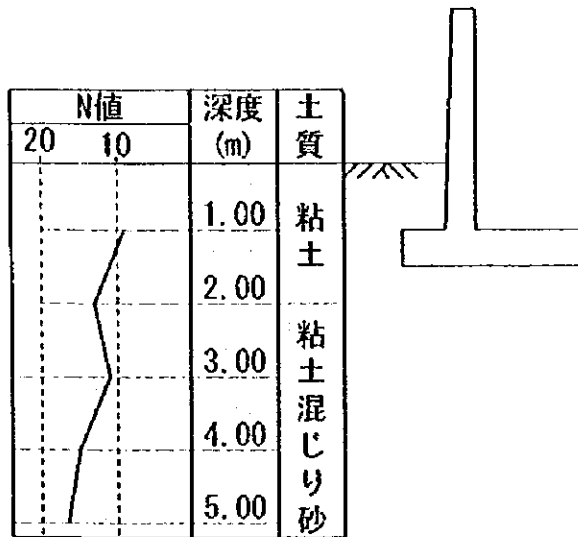
$\alpha$  : 形状係数(=1.0)

- $\beta$  : 形状係数 (=0.5)
- $N_c$  : 支持力係数 ( $\phi=0$  とし、 $N_c=5.3$ )
- $N_r$  : 支持力係数 ( $\phi=0$  とし、 $N_r=0$ )
- $N_q$  : 支持力係数 ( $\phi=0$  とし、 $N_q=3.0$ )
- $D_f$  : 最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (=1.0m)

したがって地盤の支持力は、

$$qa = \frac{1}{3}(1.0 \times 6.0 \times 5.3 + 1.8 \times 1.0 \times 3.0) = 12.4 (\text{tf/m}^2)$$

となり、 $q_{lmax} = 7.191 < 12.4$  となり安全である。



(ファームポンドAボーリングデータより)

#### (6) 滑動の検討

底版スラブからの反力や底版スラブ下面の受働土圧が期待できるため、滑動に対しては安全である。

#### (7) たて壁の設計

たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持ち梁として設計する。したがって、最下部の応力度は、

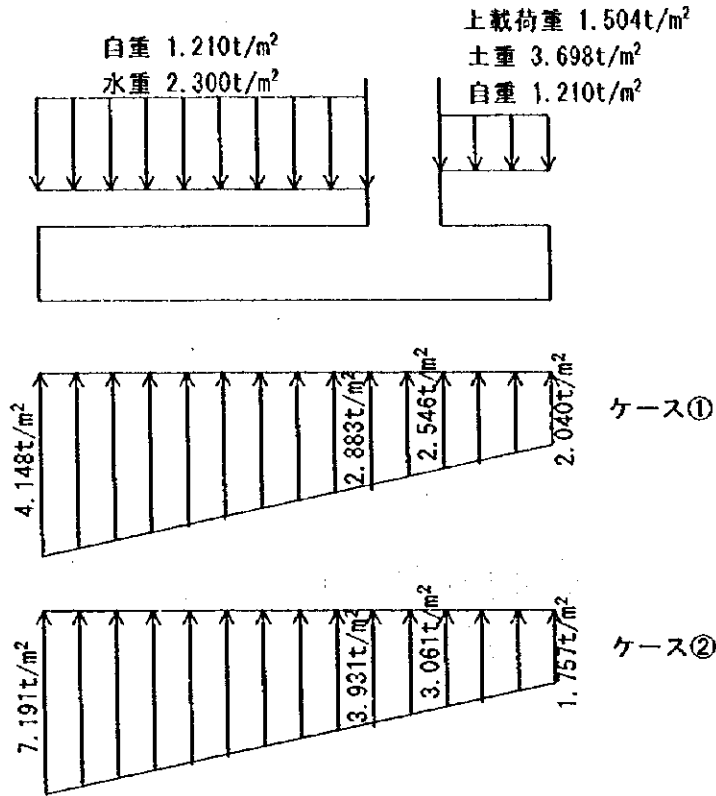
$$\text{剪断力} \quad S = 1/2 \cdot Pa \cdot h = 1/2 \times 4.204 \times (3.00 - 0.50) = 5.255 (\text{tf/m})$$

$$\text{モーメント} \quad M = 1/6 \cdot Pa \cdot h^2 = 1/6 \times 4.204 \times (3.00 - 0.50)^2 = 4.379 (\text{tf} \cdot \text{m/m})$$



(8) つまさき版、かかと版の設計

安定計算により求めた地盤反力により、曲げモーメント、及び剪断力を求める。



かかと版の曲げモーメント、剪断力は下表のとおりとなる。

計算 ケース	種別	剪断力 (tf/m)		曲げモーメント (tf・m/m)	
		計算式	剪断力	計算式	モーメント
ケース①	地盤反力	$2.040 \times 0.60$	1.224	$1.224 \times 0.60/2$	0.367
	地盤反力	$(2.546 - 2.040) \times 0.60/2$	0.152	$0.152 \times 0.60 \times 1/3$	0.030
	上載荷重	$-1.504 \times 0.60$	-0.902	$-0.902 \times 0.60/2$	-0.271
	土重	$-3.698 \times 0.60$	-2.219	$-2.219 \times 0.60/2$	-0.666
	自重	$-1.210 \times 0.60$	-0.726	$-0.726 \times 0.60/2$	-0.218
	合計		-2.471		-0.748
ケース②	地盤反力	$1.757 \times 0.60$	1.054	$1.054 \times 0.60/2$	0.316
	地盤反力	$(3.061 - 1.757) \times 0.60/2$	0.391	$0.391 \times 0.60 \times 1/3$	0.078
	上載荷重	$-1.504 \times 0.60$	-0.902	$-0.902 \times 0.60/2$	-0.271
	土重	$-3.698 \times 0.60$	-2.219	$-2.219 \times 0.60/2$	-0.666
	自重	$-1.210 \times 0.60$	-0.726	$-0.726 \times 0.60/2$	-0.218
	合計		-2.402		-0.761

つまさき版の曲げモーメント、剪断力は下表のとおりとなる。

計算ケース	種別	剪断力 (tf/m)		曲げモーメント (tf・m/m)	
		計算式	剪断力	計算式	モーメント
ケース①	地盤反力	$2.883 \times 1.50$	4.325	$4.325 \times 1.50/2$	3.244
	地盤反力	$(4.184 - 2.883) \times 1.50/2$	0.976	$0.976 \times 1.50 \times 2/3$	0.976
	自重	$-1.210 \times 1.50$	-1.815	$-1.815 \times 1.50/2$	-1.361
	合計		3.486		2.859
ケース②	地盤反力	$3.931 \times 1.50$	5.897	$5.897 \times 1.50/2$	4.423
	地盤反力	$(7.191 - 3.931) \times 1.50/2$	2.445	$2.445 \times 1.50 \times 2/3$	2.445
	水重	$-2.300 \times 1.50$	-3.450	$-3.450 \times 1.50/2$	-2.588
	自重	$-1.210 \times 1.50$	-1.815	$-1.815 \times 1.50/2$	-1.361
	合計		3.077		2.919

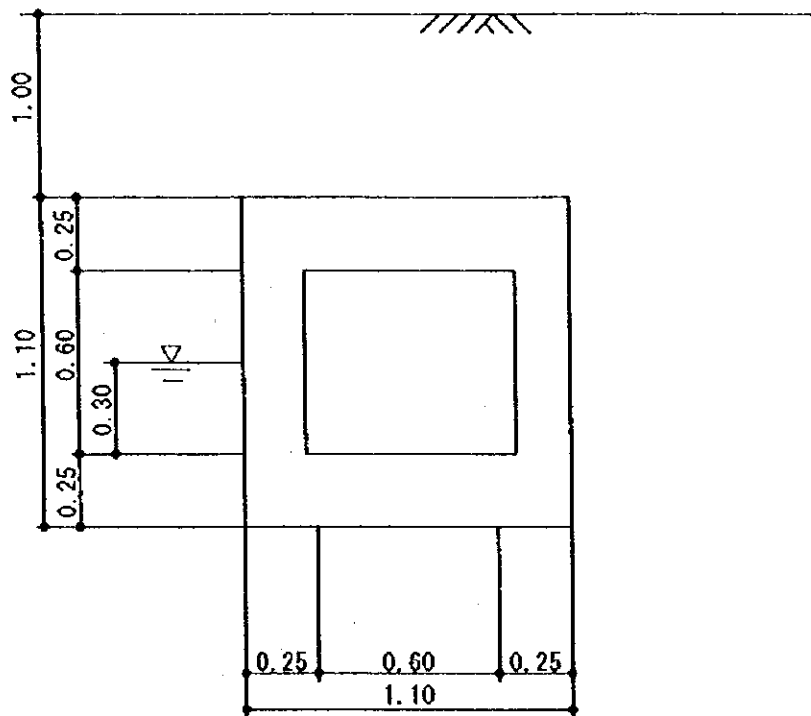
(9) 応力度の検討

名称		たて壁	かかと版		つまさき版	
位置		下部外側	端部上側	端部上側	端部下側	端部下側
常時・地震時		常時	常時	常時	常時	常時
検討ケース		ケース①	ケース①	ケース②	ケース①	ケース②
検討幅 b	(cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部材厚 h	(cm)	40.00	50.00	50.00	50.00	50.00
鉄筋の被り	(cm)	6.00	6.00	6.00	7.50	7.50
有効厚 d	(cm)	34.00	44.00	44.00	42.50	42.50
モーメント M	(t・m)	4.379	0.748	0.761	2.859	2.919
せん断力 S	(t)	5.225	2.471	2.402	3.486	3.077
最小鉄筋量	(cm <sup>2</sup> )	6.000	7.500	7.500	7.500	7.500
使用鉄筋		D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
使用鉄筋量 A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	7.944	7.944	7.944	7.944	7.944
鉄筋の周長 U	(cm)	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000
鉄筋係数	p	0.0023	0.0018	0.0018	0.0019	0.0019
	k	0.2320	0.2072	0.2072	0.2104	0.2104
	j	0.9227	0.9309	0.9309	0.9299	0.9299
引張応力度 $\sigma_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	1,757	230	234	911	930
圧縮応力度 $\sigma_c$	(kg/cm <sup>2</sup> )	35.39	4.01	4.08	16.18	16.52
剪断応力度 $\tau$	(kg/cm <sup>2</sup> )	1.67	0.60	0.59	0.88	0.78
付着応力度 $\tau_u$	(kg/cm <sup>2</sup> )	8.33	3.02	2.93	4.41	3.89
許容応力度	$\sigma_s a$	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800
	$\sigma_c a$	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
	$\tau a$	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
	$\tau_u a$	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
判定		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
摘要						

## 14. 道路横断工 (サイホン) の構造計算

### (1) 構造寸法

道路横断工は、下記の断面においてボックスラーメンとして解く。なお、輪荷重はT-14L×2台を想定する。



### (2) 荷重計算

#### 側壁上部

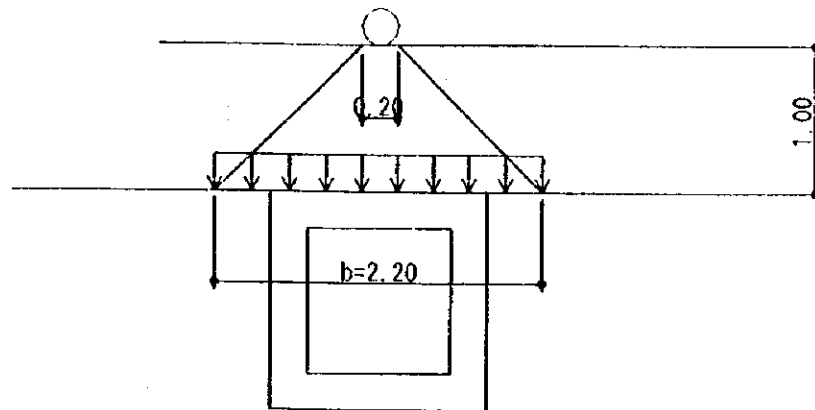
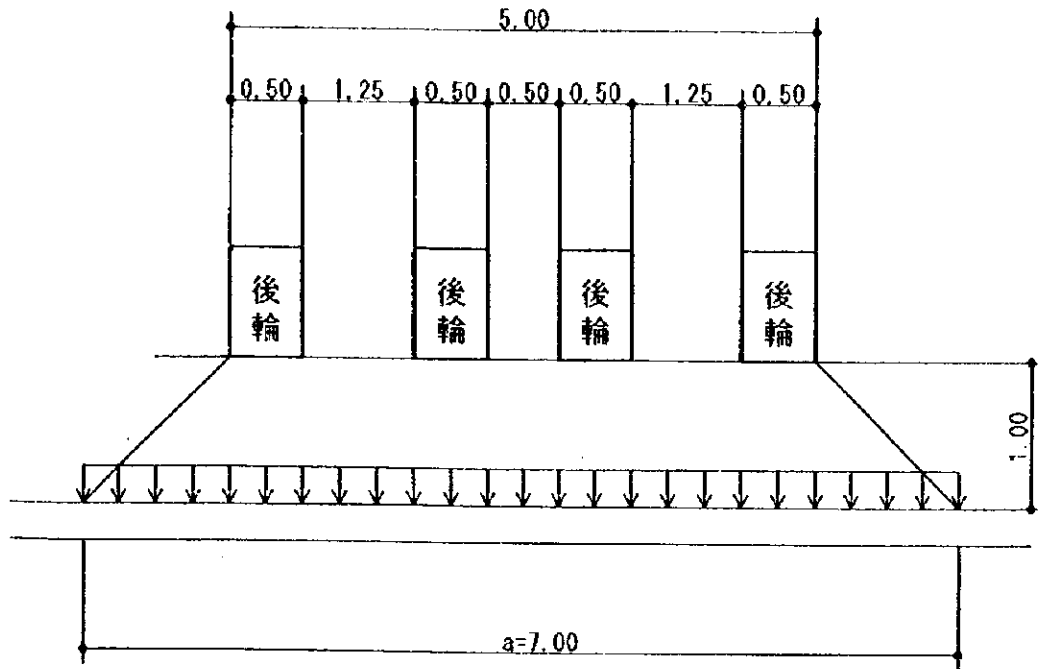
水平土圧	$ka \cdot \gamma \cdot H = 0.50 \times 1.80 \times 1.125$	$= 1.013 (t/m^2)$
輪荷重	$ka \cdot We = 0.50 \times 2.240$	$= 1.120 (t/m^2)$
合計		$= 2.133 (t/m^2)$

#### 側壁下部

水平土圧 1	$ka \cdot \gamma \cdot H = 0.50 \times 1.80 \times 1.55$	$= 1.395 (t/m^2)$
水平土圧 2	$ka \cdot \gamma' \cdot H = 0.50 \times 1.00 \times 0.425$	$= 0.213 (t/m^2)$
水圧	$\gamma_w \cdot H = 1.00 \times 0.425$	$= 0.425 (t/m^2)$
輪荷重	$ka \cdot We = 0.50 \times 2.240$	$= 1.120 (t/m^2)$
合計		$= 3.153 (t/m^2)$

頂版

自重	$\gamma \cdot H = 2.50 \times 0.25$	$= 0.625 (t/m^2)$
土重	$\gamma \cdot H = 1.80 \times 1.00$	$= 1.800 (t/m^2)$
輪荷重		$= 2.240 (t/m^2)$
合計		$= 4.665 (t/m^2)$



輪荷重の計算

$$We = \frac{2 \cdot n \cdot p \cdot (1+i)}{a \cdot b} = \frac{2 \times 2 \times 5.6 \times (1+0.4)}{7.00 \times 2.00} = 2.240 (t/m^2)$$

底版

側壁自重  $0.25 \times 0.60 \times 2 \times 2.50 \div 0.85$

$= 0.882 \text{ (t/m}^2\text{)}$

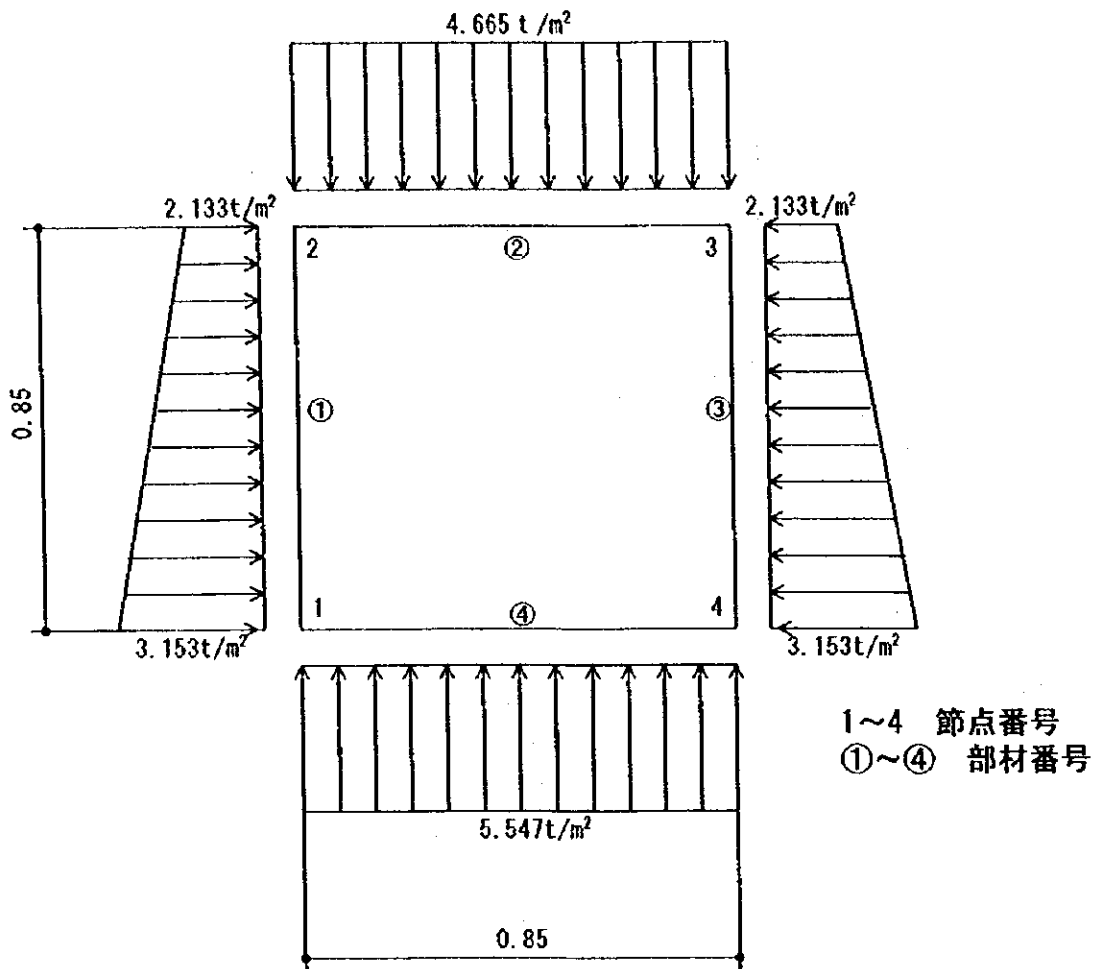
頂版の荷重

$= 4.665 \text{ (t/m}^2\text{)}$

合計

$= 5.547 \text{ (t/m}^2\text{)}$

(3) 荷重図



(4)モーメント、剪断力の計算

\*\*\*\*\* データー出力 \*\*\*\*\*

節点数 全要素数 X, Y 方向変位拘束節点数 部材回転角拘束節点数 ヒンジ部節点数  
NODT= 4 NIELT= 4 KOX= 1 KOY= 2 KOZ= 0 NHINGE= 0

部材番号	節点番号	部材断面積	断面二次モーメント
1	1- 2	0.25000	0.00130
2	2- 3	0.25000	0.00130
3	3- 4	0.25000	0.00130
4	4- 1	0.25000	0.00130

\*\*\*\*\* X 方向 変位拘束節点番号 \*\*\*\*\*

1

\*\*\*\*\* Y 方向 変位拘束節点番号 \*\*\*\*\*

1 4

\*\*\*\*\* Z 方向 変位拘束節点番号 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* 材料諸元 \*\*\*\*\*

部材のヤング係数 E= 2550000.0(T/M2)  
コンクリート許容圧縮応力 RCA= 80.0(KG/CM2)  
鉄筋許容引張応力 RSA= 1800.0(KG/CM2)  
部材の計算幅 BA= 1.0(M)

\*\*\*\*\* 外力 \*\*\*\*\*

NO= 1 分布荷重 QX= 3.153 2.133  
位置 XLX= 0.000 0.850  
NO= 2 分布荷重 QX= 4.665 4.655  
位置 XLX= 0.000 0.850  
NO= 3 分布荷重 QX= -2.133 -3.153  
位置 XLX= 0.000 0.850  
NO= 4 分布荷重 QX= -5.547 -5.547  
位置 XLX= 0.000 0.850

\*\*\*\*\* モーメント、及びせん断力 \*\*\*\*\*

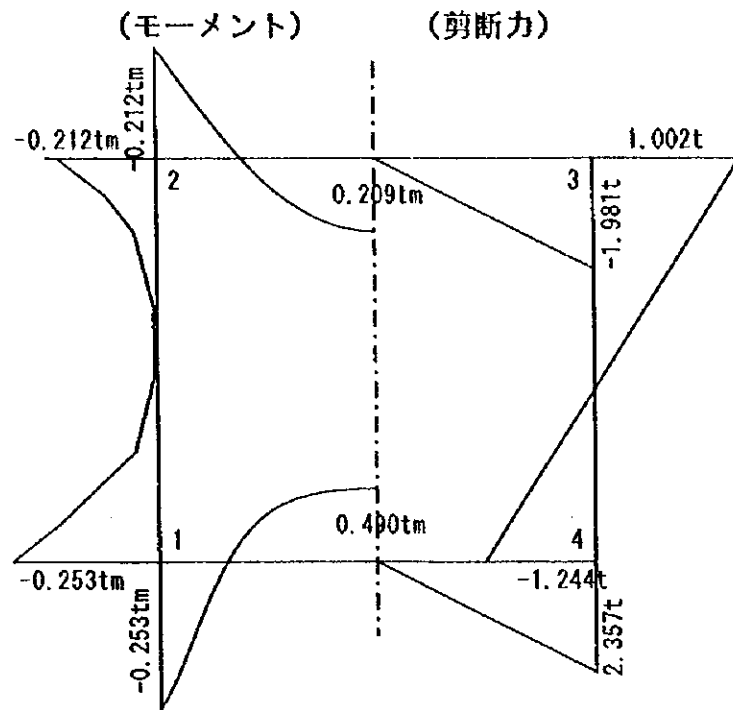
部材	位置 (M)	せん断力 (T)	軸力 (T)	MOMENT (T-M)	所要AS (CM <sup>2</sup> )	必要厚 (CM)	鉄筋量 (CM <sup>2</sup> )	有効厚 (CM)	剪断応力 (KG/CM <sup>2</sup> )
1- 2	0.000	1.244	1.981	-0.253	4.888	6.737	0.808	19.000	0.756
	0.085	0.980	1.981	-0.159	4.420	6.211	0.522	19.000	0.595
	0.170	0.725	1.981	-0.086	4.033	5.775	0.302	19.000	0.441
	0.255	0.479	1.981	-0.035	3.741	5.447	0.147	19.000	0.291
	0.340	0.241	1.981	-0.004	3.558	5.241	0.054	19.000	0.147
	0.425	0.012	1.981	0.006	3.568	5.253	0.060	19.000	0.008
	0.425	0.012	1.981	0.006	3.568	5.253	0.060	19.000	0.008
	0.510	-0.203	1.981	-0.002	3.545	5.226	0.048	19.000	0.126
	0.595	-0.420	1.981	-0.029	3.707	5.408	0.129	19.000	0.255
	0.680	-0.623	1.981	-0.074	3.964	5.697	0.264	19.000	0.378
	0.765	-0.817	1.981	-0.135	4.299	6.074	0.451	19.000	0.496
	0.850	-1.002	1.981	-0.212	4.690	6.514	0.684	19.000	0.609
2- 3	0.000	1.981	1.002	-0.212	4.232	5.388	0.664	19.000	1.203
	0.085	1.584	1.002	-0.060	3.225	4.254	0.204	19.000	0.962
	0.170	1.188	1.002	0.057	3.201	4.227	0.195	19.000	0.721
	0.255	0.792	1.002	0.141	3.792	4.893	0.450	19.000	0.481
	0.340	0.396	1.002	0.192	4.111	5.251	0.603	19.000	0.240
	0.425	-0.001	1.002	0.209	4.212	5.365	0.654	19.000	0.000
	0.425	-0.001	1.002	0.209	4.212	5.365	0.654	19.000	0.000
	0.510	-0.397	1.002	0.192	4.110	5.251	0.602	19.000	0.241
	0.595	-0.793	1.002	0.141	3.791	4.891	0.449	19.000	0.481
	0.680	-1.189	1.002	0.057	3.199	4.225	0.194	19.000	0.722
	0.765	-1.584	1.002	-0.061	3.227	4.256	0.205	19.000	0.962
	0.850	-1.980	1.002	-0.212	4.233	5.389	0.664	19.000	1.202

\*\*\*\*\* モーメント、及びせん断力 \*\*\*\*\*

部材	位置 (M)	せん断力 (T)	軸力 (T)	MOMENT (T-M)	所要AS (CM2)	必要厚 (CM)	鉄筋量 (CM2)	有効厚 (CM)	剪断応力 (KG/CM2)
3- 4	0.000	1.002	1.980	-0.212	4.690	6.514	0.684	19.000	0.609
	0.085	0.739	1.980	-0.135	4.296	6.071	0.450	19.000	0.449
	0.170	0.484	1.980	-0.074	3.963	5.696	0.264	19.000	0.294
	0.255	0.237	1.980	-0.029	3.707	5.407	0.130	19.000	0.144
	0.340	0.000	1.980	-0.002	3.545	5.226	0.048	19.000	0.000
	0.425	-0.229	1.980	0.006	3.566	5.250	0.059	19.000	0.139
	0.510	-0.450	1.980	-0.005	3.558	5.241	0.055	19.000	0.273
	0.595	-0.661	1.980	-0.035	3.741	5.446	0.147	19.000	0.402
	0.680	-0.864	1.980	-0.086	4.032	5.773	0.302	19.000	0.525
	0.765	-1.058	1.980	-0.158	4.418	6.208	0.520	19.000	0.643
	0.850	-1.244	1.980	-0.253	4.889	6.737	0.809	19.000	0.756
4- 1	0.000	2.357	1.244	-0.253	4.591	5.942	0.794	19.000	1.432
	0.085	1.886	1.244	-0.073	3.506	4.722	0.247	19.000	1.145
	0.170	1.414	1.244	0.067	3.470	4.681	0.230	19.000	0.859
	0.255	0.943	1.244	0.168	4.107	5.398	0.534	19.000	0.573
	0.340	0.471	1.244	0.228	4.452	5.786	0.716	19.000	0.286
	0.425	0.000	1.244	0.248	4.562	5.909	0.777	19.000	0.000
	0.510	-0.472	1.244	0.228	4.452	5.786	0.717	19.000	0.286
	0.595	-0.943	1.244	0.168	4.108	5.398	0.534	19.000	0.573
	0.680	-1.415	1.244	0.068	3.471	4.682	0.231	19.000	0.859
	0.765	-1.886	1.244	-0.073	3.505	4.721	0.246	19.000	1.145
	0.850	-2.358	1.244	-0.253	4.589	5.941	0.793	19.000	1.432



(5) モーメント図、剪断力図

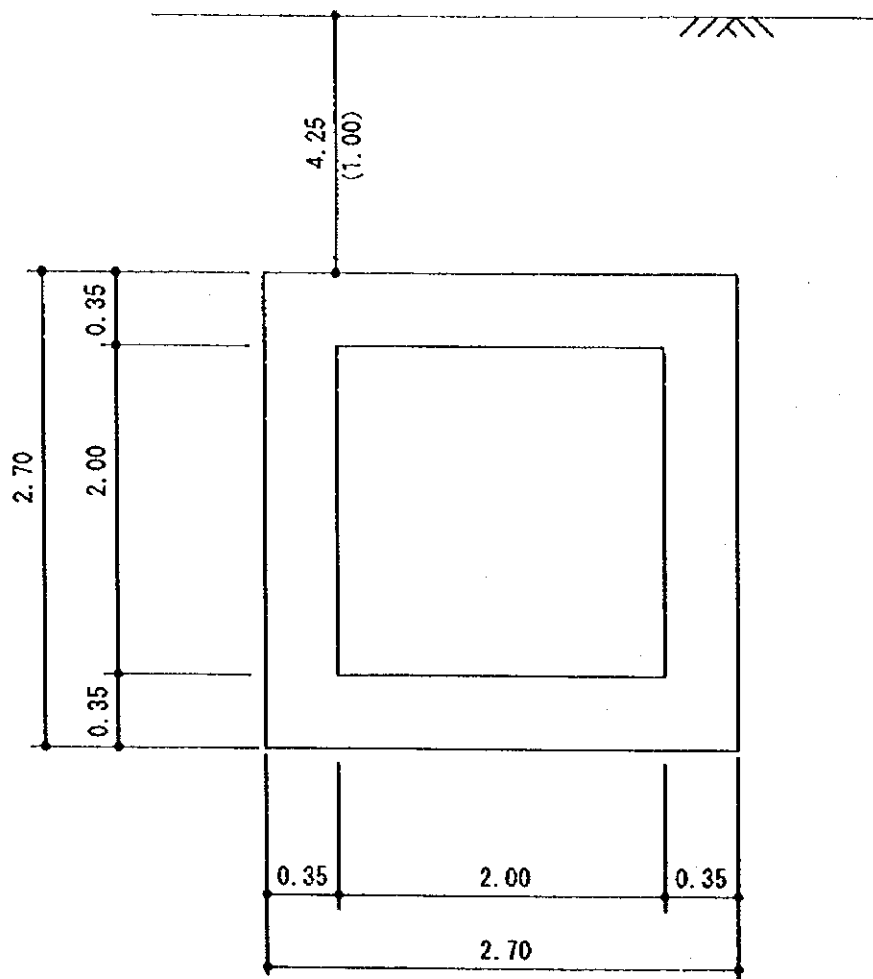


## (6) 応力度計算

名 称		側 壁		頂 版		底 版	
		下部外側	上部外側	端部上側	中央下側	端部下側	中央上側
位 置		下部外側	上部外側	端部上側	中央下側	端部下側	中央上側
常 時・地震時		常時	常時	常時	常時	常時	常時
検 討 幅B	(cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 厚H	(cm)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
鉄筋の波り	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	7.50	6.00
有 効 厚D	(cm)	19.00	19.00	19.00	19.00	17.50	19.00
軸 力N	(t)	1.981	1.981	1.002	1.002	1.244	1.244
モーメントM	(t・m)	0.253	0.212	0.212	0.209	0.253	0.248
せん断力S	(t)	1.244	1.002	1.981	0.000	2.357	0.000
最小鉄筋量	(cm <sup>2</sup> )	3.750	3.750	3.750	5.000	3.750	5.000
使用鉄筋		D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
使用鉄筋量As	(cm <sup>2</sup> )	5.068	5.068	5.068	5.068	5.068	5.068
鉄筋の周長U	(cm <sup>2</sup> )	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000
偏 心 量 $E_0$	(cm)	12.77	10.70	21.16	20.86	20.34	19.94
$C=(h/2-kd/3)$	(cm)	10.94	10.94	10.94	10.94	11.02	10.94
$C'=(h/2-d/3)$	(cm)	6.17	6.17	6.17	6.17	6.67	6.17
計算モーメントM1	(t・m)	0.38	0.34	0.28	0.27	0.32	0.33
計算モーメントM2	(t・m)	3.26	3.26	3.26	3.26	2.85	3.26
Nの圧縮端からの偏心距離 $E'$	(cm)	0.27	-1.80	8.66	8.36	7.84	7.44
中立軸から圧縮縁までの距離 $X$	(cm)	9.239	10.841	6.838	6.880	6.506	7.019
鉄 筋 係 数	p	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0029	0.0027
	k	0.2457	0.2457	0.2457	0.2457	0.2545	0.2457
	j	0.9181	0.9181	0.9181	0.9181	0.9152	0.9181
引張応力度 $\sigma_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	82	46	129	126	160	144
圧縮応力度 $\sigma_c$	(kg/cm <sup>2</sup> )	5.19	4.09	4.85	4.77	6.32	5.62
剪断応力度 $\tau$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0.71	0.57	1.14	-	1.47	-
付着応力度 $\tau_u$	(kg/cm <sup>2</sup> )	4.46	3.59	7.10	-	9.20	-
許 容 応 力 度	$\sigma_{sa}$	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800
	$\sigma_{ca}$	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
	$\tau_a$	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20
	$\tau_{ua}$	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
判 定		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
摘 要		CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要

## 15. 取水カルバートの構造計算

### (1) 構造寸法



構造計算は、上記の断面において土被りが4.25mの場合と1.00mの場合の2ケースについて、ボックスラーメンとして解く。

樋管工はその構造から、内水位と外水位は等しいものと考えることができる。したがって、内外の水圧は相殺されるため、計算ケースとしては最も危険となる水位を見込まないものとして考える。

(2)荷重計算

1)土被り 4.25mの断面

頂版

群集荷重		= 0.300 (tf/m <sup>2</sup> )
土重	$\gamma \times H=1.80 \times 4.25$	= 7.650 (tf/m <sup>2</sup> )
自重	$\gamma_c \times t=2.50 \times 0.35$	= 0.875 (tf/m <sup>2</sup> )
合計		= 8.825 (tf/m <sup>2</sup> )

側壁上部

群集荷重	$ka \cdot q=0.50 \times 0.300$	= 0.150 (tf/m <sup>2</sup> )
水平土圧	$ka \times \gamma \times H=0.50 \times 1.80 \times 4.425$	= 3.983 (tf/m <sup>2</sup> )
合計		= 4.133 (tf/m <sup>2</sup> )

側壁下部

群集荷重	$ka \cdot q=0.50 \times 0.300$	= 0.150 (tf/m <sup>2</sup> )
水平土圧	$ka \times \gamma \times H=0.50 \times 1.80 \times 6.775$	= 6.098 (tf/m <sup>2</sup> )
合計		= 6.248 (tf/m <sup>2</sup> )

底版

側壁荷重	$2.00m \times 0.35m \times 2.50tf/m^3 \times 2 \div 2.35m$	= 1.489 (tf/m <sup>2</sup> )
頂版荷重		= 8.825 (tf/m <sup>2</sup> )
合計		= 10.314 (tf/m <sup>2</sup> )

2)土被り 1.00mの断面

頂版

群集荷重		= 0.300 (tf/m <sup>2</sup> )
土重	$\gamma \times H=1.80 \times 1.00$	= 1.800 (tf/m <sup>2</sup> )
自重	$\gamma_c \times t=2.50 \times 0.35$	= 0.875 (tf/m <sup>2</sup> )
合計		= 2.975 (tf/m <sup>2</sup> )

側壁上部

群集荷重	$ka \cdot q=0.50 \times 0.300$	= 0.150 (tf/m <sup>2</sup> )
水平土圧	$ka \times \gamma \times H=0.50 \times 1.80 \times 1.175$	= 1.058 (tf/m <sup>2</sup> )
合計		= 1.208 (tf/m <sup>2</sup> )

側壁下部

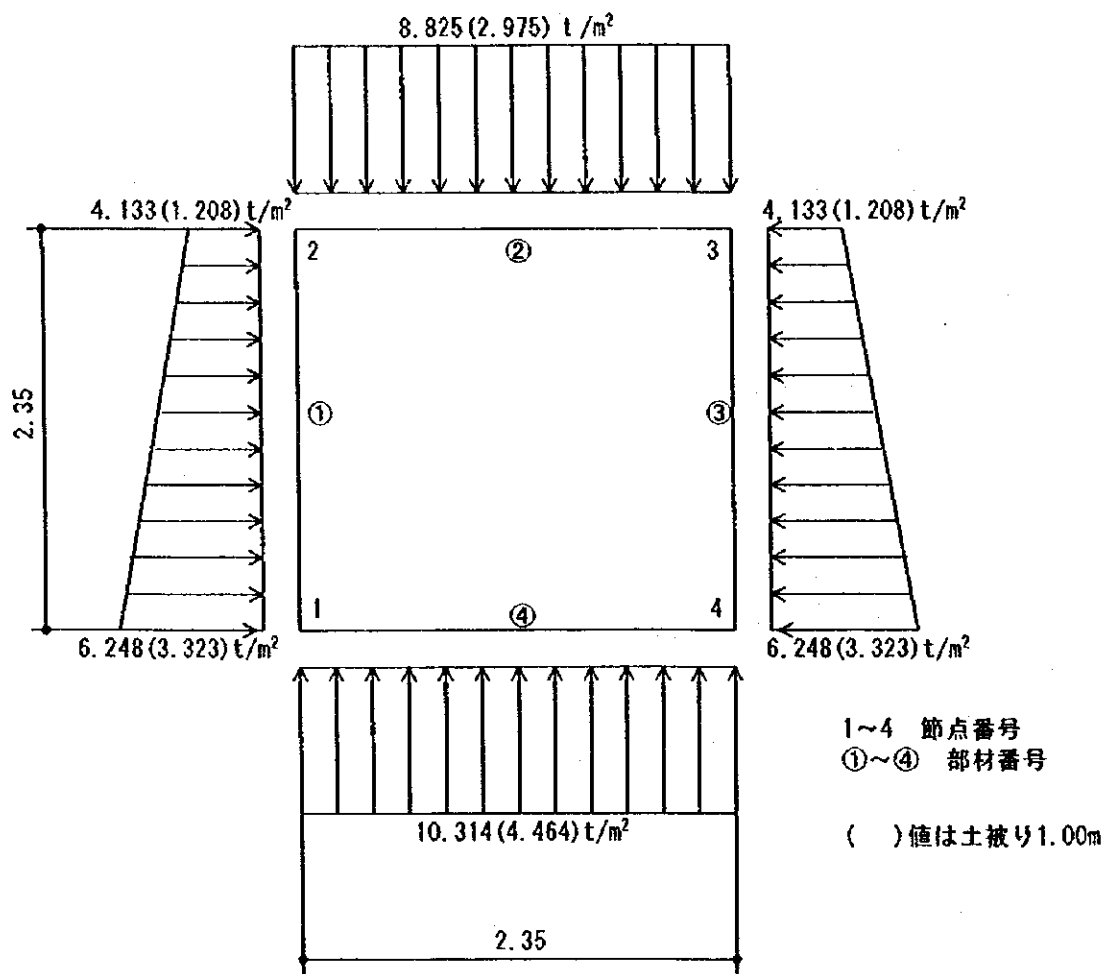
群集荷重	$ka \cdot q=0.50 \times 0.300$	= 0.150 (tf/m <sup>2</sup> )
------	--------------------------------	------------------------------

水平土圧  $ka \times \gamma \times H = 0.50 \times 1.80 \times 3.525 = 3.173 \text{ (tf/m}^2\text{)}$   
 合計  $= 3.323 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

底版

側壁荷重  $2.00\text{m} \times 0.35\text{m} \times 2.50\text{tf/m}^3 \times 2 \div 2.35\text{m} = 1.489 \text{ (tf/m}^2\text{)}$   
 頂版荷重  $= 2.975 \text{ (tf/m}^2\text{)}$   
 合計  $= 4.464 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

(3) 荷重図



(4)モーメント、及び剪断力の計算（上被り 4.25m のケース）

\*\*\*\*\* データ出力 \*\*\*\*\*

節点数 全要素数 X,Y 方向変位拘束節点数 部材回転角拘束節点数 ヒンジ部節点数  
 NODT= 4 NELT= 4 KOX= 1 KOY= 2 KOZ= 0 NIHINGE= 0

部材番号	節点番号	部材断面積	断面二次モーメント
1	1- 2	0.35000	0.00357
2	2- 3	0.35000	0.00357
3	3- 4	0.35000	0.00357
4	4- 1	0.35000	0.00357

\*\*\*\*\* X 方向 変位拘束節点番号 \*\*\*\*\*

1

\*\*\*\*\* Y 方向 変位拘束節点番号 \*\*\*\*\*

1 4

\*\*\*\*\* 材料諸元 \*\*\*\*\*

部材のヤング係数 E= 2550000.0(T/M2)  
 コンクリート許容圧縮応力 RCA= 80.0(KG/CM2)  
 鉄筋許容引張応力 RSA= 1800.0(KG/CM2)  
 部材の計算幅 BA= 1.0(M)

\*\*\*\*\* 外力 \*\*\*\*\*

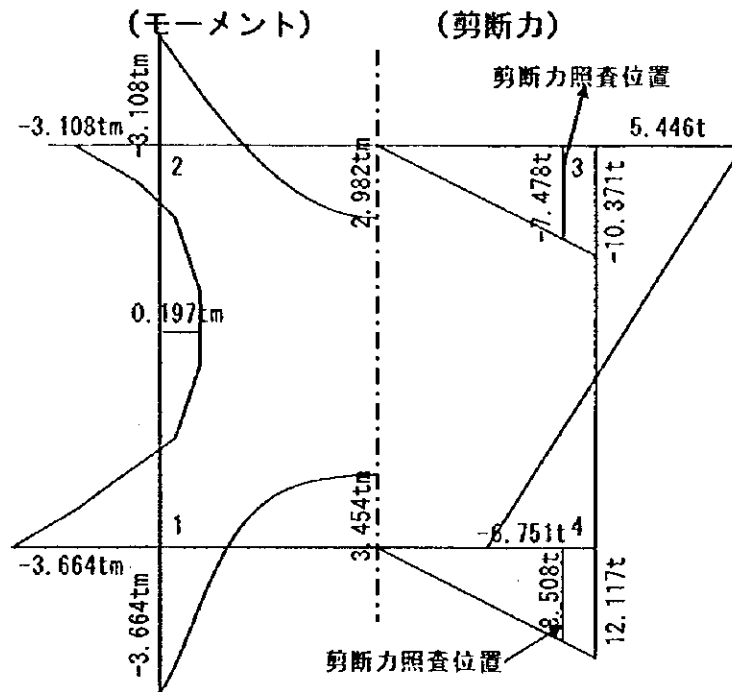
NO= 1 分布荷重 QX= 6.248 4.133  
 位置 XLX= 0.000 2.350  
 NO= 2 分布荷重 QX= 8.825 8.825  
 位置 XLX= 0.000 2.350  
 NO= 3 分布荷重 QX= -4.133 -6.248  
 位置 XLX= 0.000 2.350  
 NO= 4 分布荷重 QX=-10.314-10.314  
 位置 XLX= 0.000 2.350

\*\*\*\*\* モーメント、及びせん断力 \*\*\*\*\*

部材	位置 (M)	せん断力 (T)	軸力 (T)	MOMENT (T-M)	所要AS (CM2)	必要厚 (CM)	鉄筋量 (CM2)	有効厚 (CM)	剪断応力 (KG/CM2)
1- 2	0.000	6.751	10.368	-3.664	13.736	21.933	7.493	29.000	2.686
	0.235	5.308	10.368	-2.248	11.543	19.466	4.680	29.000	2.112
	0.470	3.914	10.368	-1.165	9.658	17.345	2.529	29.000	1.557
	0.705	2.570	10.368	-0.405	8.182	15.685	1.018	29.000	1.023
	0.940	1.276	10.368	0.046	7.428	14.836	0.305	29.000	0.508
	1.175	0.031	10.368	0.197	7.751	15.200	0.605	29.000	0.012
	1.410	-1.164	10.368	0.061	7.462	14.874	0.336	29.000	0.463
	1.645	-2.309	10.368	-0.350	8.070	15.559	0.910	29.000	0.919
	1.880	-3.404	10.368	-1.026	9.398	17.053	2.252	29.000	1.355
	2.115	-4.450	10.368	-1.954	11.052	18.914	4.096	29.000	1.771
	2.350	-5.446	10.368	-3.108	12.906	21.000	6.390	29.000	2.167
2- 3	0.000	10.368	5.446	-3.108	13.318	18.386	6.288	29.000	4.125
	0.235	8.294	5.446	-0.916	8.898	13.414	1.931	29.000	3.300
	0.470	6.220	5.446	0.790	8.593	13.071	1.682	29.000	2.475
	0.705	4.146	5.446	2.008	11.271	16.084	4.102	29.000	1.650
	0.940	2.072	5.446	2.739	12.660	17.646	5.553	29.000	0.825
	1.175	-0.002	5.446	2.982	13.096	18.137	6.037	29.000	0.001
	1.410	-2.075	5.446	2.738	12.659	17.645	5.552	29.000	0.826
	1.645	-4.149	5.446	2.006	11.268	16.081	4.099	29.000	1.651
	1.880	-6.223	5.446	0.788	8.588	13.065	1.677	29.000	2.476
	2.115	-8.297	5.446	-0.918	8.905	13.421	1.937	29.000	3.301
	2.350	-10.371	5.446	-3.112	13.324	18.393	6.295	29.000	4.126
3- 4	0.000	5.446	10.371	-3.112	12.912	21.007	6.397	29.000	2.167
	0.235	4.003	10.371	-1.948	11.042	18.905	4.085	29.000	1.593
	0.470	2.609	10.371	-1.024	9.395	17.051	2.249	29.000	1.038
	0.705	1.265	10.371	-0.352	8.073	15.564	0.912	29.000	0.503
	0.940	-0.029	10.371	0.058	7.455	14.869	0.330	29.000	0.012
	1.175	-1.274	10.371	0.193	7.744	15.193	0.598	29.000	0.507
	1.410	-2.469	10.371	0.043	7.422	14.831	0.298	29.000	0.982
	1.645	-3.614	10.371	-0.406	8.185	15.690	1.021	29.000	1.438
	1.880	-4.710	10.371	-1.164	9.655	17.344	2.526	29.000	1.874
	2.115	-5.755	10.371	-2.242	11.534	19.457	4.669	29.000	2.290
	2.350	-6.751	10.371	-3.667	13.741	21.940	7.500	29.000	2.686

部材	位置 (M)	せん断力 (T)	軸力 (T)	MOMENT (T-M)	所要AS (CM <sup>2</sup> )	必要厚 (CM)	鉄筋量 (CM <sup>2</sup> )	有効厚 (CM)	剪断応力 (KG/CM <sup>2</sup> )
4-1	0.000	12.117	6.751	-3.667	14.153	20.141	7.426	29.000	4.821
	0.235	9.694	6.751	-1.104	9.458	14.859	2.332	29.000	3.857
	0.470	7.270	6.751	0.890	8.988	14.331	1.908	29.000	2.892
	0.705	4.846	6.751	2.314	11.852	17.553	4.738	29.000	1.928
	0.940	2.422	6.751	3.169	13.341	19.229	6.436	29.000	0.964
	1.175	0.002	6.751	3.454	13.810	19.756	7.003	29.000	0.001
	1.410	-2.425	6.751	3.170	13.343	19.230	6.437	29.000	0.965
	1.645	-4.849	6.751	2.316	11.854	17.556	4.741	29.000	1.929
	1.880	-7.273	6.751	0.892	8.993	14.337	1.912	29.000	2.894
	2.115	-9.697	6.751	-1.101	9.451	14.852	2.327	29.000	3.858
	2.350	-12.121	6.751	-3.664	14.147	20.135	7.419	29.000	4.822

頂版、及び底版の剪断力照査位置は、壁前面からh/2離れた位置とする（ポンプ場基準書 p.29-f）。





(5)モーメント、及び剪断力の計算 (土被り 1.00m のケース)

\*\*\*\*\* データー出力 \*\*\*\*\*

節点数 全要素数 X, Y 方向変位拘束節点数 部材回転角拘束節点数 ヒンジ部節点数  
NODT= 4 NELT= 4 KOX= 1 KOY= 2 KOZ= 0 NIHINGE= 0

部材番号 節点番号 部材断面積 断面二次モーメント

1	1- 2	0.35000	0.00357
2	2- 3	0.35000	0.00357
3	3- 4	0.35000	0.00357
4	4- 1	0.35000	0.00357

\*\*\*\*\* X 方向 変位拘束節点番号 \*\*\*\*\*

1

\*\*\*\*\* Y 方向 変位拘束節点番号 \*\*\*\*\*

1 4

\*\*\*\*\* 材料諸元 \*\*\*\*\*

部材のヤング係数 E= 2550000.0 (T/M2)  
コンクリート許容圧縮応力 RCA= 80.0 (KG/CM2)  
鉄筋許容引張応力 RSA= 1800.0 (KG/CM2)  
部材の計算幅 BA= 1.0 (M)

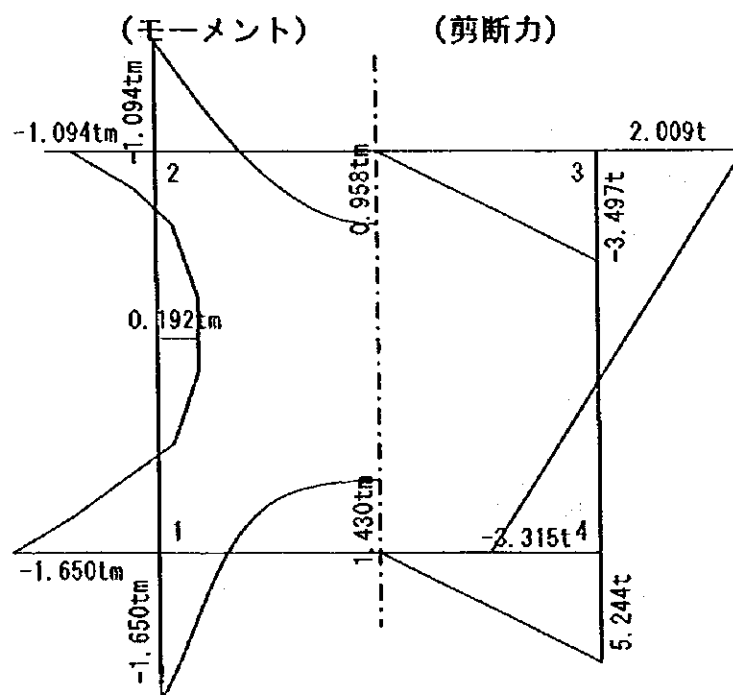
\*\*\*\*\* 外力 \*\*\*\*\*

NO= 1	分布荷重	QX= 3.323	1.208
	位置	XLX= 0.000	2.350
NO= 2	分布荷重	QX= 2.975	2.975
	位置	XLX= 0.000	2.350
NO= 3	分布荷重	QX= -1.208	-3.323
	位置	XLX= 0.000	2.350
NO= 4	分布荷重	QX= -4.464	-4.464
	位置	XLX= 0.000	2.350

\*\*\*\*\* モーメント、及びせん断力 \*\*\*\*\*

部材	位置 (M)	せん断力 (T)	軸力 (T)	MOMENT (T-M)	所要AS (CM <sup>2</sup> )	必要厚 (CM)	鉄筋量 (CM <sup>2</sup> )	有効厚 (CM)	剪断応力 (KG/CM <sup>2</sup> )	
1- 2	0.000	3.315	3.494	-1.650	10.377	13.858	3.350	29.000	1.319	
	0.235	2.559	3.494	-0.961	8.664	11.931	1.980	29.000	1.018	
	0.470	1.852	3.494	-0.443	7.169	10.249	0.953	29.000	0.737	
	0.705	1.196	3.494	-0.087	5.975	8.906	0.244	29.000	0.476	
	0.940	0.589	3.494	0.121	6.099	9.046	0.313	29.000	0.234	
	1.057	0.304	3.494	0.173	6.281	9.250	0.416	29.000	0.121	
	1.175	0.031	3.494	0.192	6.346	9.323	0.454	29.000	0.012	
	1.410	-0.476	3.494	0.137	6.155	9.108	0.344	29.000	0.189	
	1.645	-0.934	3.494	-0.032	5.777	8.683	0.136	29.000	0.372	
	1.880	-1.342	3.494	-0.304	6.722	9.746	0.676	29.000	0.534	
	2.115	-1.701	3.494	-0.667	7.843	11.007	1.397	29.000	0.677	
	2.350	-2.009	3.494	-1.094	9.017	12.328	2.246	29.000	0.799	
	2- 3	0.000	3.494	2.009	-1.094	8.659	10.997	2.215	29.000	1.390
0.235		2.795	2.009	-0.355	6.194	8.224	0.747	29.000	1.112	
0.470		2.096	2.009	0.219	5.644	7.606	0.477	29.000	0.834	
0.705		1.397	2.009	0.630	7.196	9.351	1.293	29.000	0.556	
0.940		0.698	2.009	0.876	8.000	10.256	1.782	29.000	0.278	
1.175		-0.002	2.009	0.958	8.252	10.540	1.944	29.000	0.001	
1.410		-0.701	2.009	0.875	7.998	10.253	1.780	29.000	0.279	
1.645		-1.400	2.009	0.628	7.191	9.345	1.290	29.000	0.557	
1.880		-2.099	2.009	0.217	5.635	7.595	0.473	29.000	0.835	
2.115		-2.798	2.009	-0.358	6.206	8.237	0.753	29.000	1.113	
2.350		-3.497	2.009	-1.098	8.669	11.009	2.223	29.000	1.391	
3- 4		0.000	2.009	3.497	-1.098	9.027	12.341	2.253	29.000	0.799
		0.235	1.253	3.497	-0.661	7.827	10.991	1.385	29.000	0.499
	0.470	0.547	3.497	-0.302	6.718	9.744	0.673	29.000	0.218	
	0.705	-0.110	3.497	-0.033	5.783	8.692	0.139	29.000	0.044	
	0.940	-0.717	3.497	0.134	6.145	9.099	0.338	29.000	0.285	
	1.175	-1.274	3.497	0.188	6.335	9.312	0.446	29.000	0.507	
	1.410	-1.781	3.497	0.118	6.090	9.037	0.307	29.000	0.709	
	1.645	-2.239	3.497	-0.088	5.982	8.915	0.247	29.000	0.891	
	1.880	-2.647	3.497	-0.442	7.165	10.247	0.950	29.000	1.053	
	2.115	-3.006	3.497	-0.955	8.649	11.916	1.969	29.000	1.196	
	2.350	-3.315	3.497	-1.653	10.386	13.870	3.357	29.000	1.319	

部材	位置 (M)	せん断力 (T)	軸力 (T)	MOMENT (T-M)	所要AS (CM <sup>2</sup> )	必要厚 (CM)	鉄筋量 (CM <sup>2</sup> )	有効厚 (CM)	剪断応力 (KG/CM <sup>2</sup> )
4-1	0.000	5.244	3.315	-1.653	10.364	13.731	3.353	29.000	2.086
	0.235	4.195	3.315	-0.544	7.418	10.417	1.148	29.000	1.669
	0.470	3.146	3.315	0.320	6.702	9.611	0.704	29.000	1.252
	0.705	2.097	3.315	0.936	8.557	11.698	1.929	29.000	0.834
	0.940	1.047	3.315	1.306	9.526	12.788	2.664	29.000	0.417
	1.175	-0.002	3.315	1.430	9.832	13.132	2.910	29.000	0.001
	1.410	-1.051	3.315	1.307	9.528	12.790	2.666	29.000	0.418
	1.645	-2.100	3.315	0.938	8.561	11.703	1.932	29.000	0.835
	1.880	-3.149	3.315	0.322	6.709	9.619	0.708	29.000	1.253
	2.115	-4.198	3.315	-0.541	7.409	10.407	1.142	29.000	1.670
	2.350	-5.247	3.315	-1.650	10.356	13.722	3.346	29.000	2.088



## (6)応力度計算 (土被り 4.25m のケース)

ケ ー ス		土被り 4.25m						
		側壁下部 外側	側壁中央 内側	側壁上部 外側	頂版端部 上側	頂版中央 下側	底板端部 下側	底板中央 上側
位 置		常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時
常 時・地 震 時		常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時
検 討 幅B	(cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 厚H	(cm)	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00
鉄筋の波り	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	7.50	6.00
有 効 厚D	(cm)	29.00	29.00	29.00	29.00	29.00	27.50	29.00
軸 力N	(t)	10.371	10.371	10.371	5.446	5.446	6.751	6.751
モーメントM	(t・m)	3.664	0.197	3.108	3.108	2.982	3.664	3.454
せん断力S	(t)	6.751	-	5.446	7.478	-	8.508	-
最小鉄筋量	(cm <sup>2</sup> )	3.500	5.250	3.500	3.500	5.250	3.500	5.250
使用鉄筋		D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D19@250	D16@250
使用鉄筋量As	(cm <sup>2</sup> )	7.944	7.944	7.944	7.944	7.944	11.460	7.944
鉄筋の周長U	(cm <sup>2</sup> )	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	24.000	20.000
偏 心 量 $e_0$	(cm)	35.33	1.90	29.97	57.07	54.76	54.27	51.16
$C=(h/2-kd/3)$	(cm)	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	14.78	15.10
$C'=(h/2-d/3)$	(cm)	7.83	7.83	7.83	7.83	7.83	8.33	7.83
計算モーメントM1	(t・m)	4.86	-	4.30	3.73	3.61	4.34	4.23
計算モーメントM2	(t・m)	7.67	-	7.67	7.67	7.67	8.08	7.67
Nの圧縮端からの偏心距離 $e'$	(cm)	17.83	-	12.47	39.57	37.26	36.77	33.66
中立軸から圧縮縁までの距離 X	(cm)	10.007	-	10.643	8.810	8.886	9.863	9.020
鉄 筋 係 数	p	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0027	0.0042	0.0027
	k	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2966	0.2485
	j	0.9172	0.9172	0.9172	0.9172	0.9172	0.9011	0.9172
引張応力度 $\sigma_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	1,077	-	821	1,118	1,059	975	1,199
圧縮応力度 $\sigma_{c1}$	(kg/cm <sup>2</sup> )	-	3.93	-	-	-	-	-
圧縮応力度 $\sigma_{c2}$	(kg/cm <sup>2</sup> )	37.82	2.00	31.75	32.53	31.19	36.34	36.08
剪断応力度 $\tau$	(kg/cm <sup>2</sup> )	2.5 4	-	2.05	2.81	-	3.43	-
付着応力度 $\tau_u$	(kg/cm <sup>2</sup> )	12.69	-	10.24	14.06	-	14.30	-
許 容 応 力 度	$\sigma_{sa}$	1,600	1,600	1,600	1,600	1,600	1,600	1,600
	$\sigma_{ca}$	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
	$\tau_a$	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20
	$\tau_{ua}$	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
判 定		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
摘 要		CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE1-A 引張鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要

## (7) 応力度計算 (土かぶり 1.00m のケース)

ケース		土かぶり1.00m						
位置		側壁下部 外側	側壁中央 内側	側壁上部 外側	頂版端部 上側	頂版中央 下側	底版端部 下側	底版中央 上側
常時・地震時		常時	常時	常時	常時	常時	常時	常時
検討幅B	(cm)	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部材厚H	(cm)	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00
鉄筋の波り	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	7.50	6.00
有効厚D	(cm)	29.00	29.00	29.00	29.00	29.00	27.50	29.00
軸力N	(t)	3.497	3.497	3.497	2.009	2.009	3.315	3.315
モーメントM	(t・m)	1.650	0.192	1.094	1.094	0.958	1.650	1.436
せん断力S	(t)	3.315	-	2.009	3.497	-	5.244	-
最小鉄筋量	(cm <sup>2</sup> )	3.500	5.250	3.500	3.500	5.250	3.500	5.250
使用鉄筋		D13@250	D16@250	D13@250	D13@250	D16@250	D13@250	D16@250
使用鉄筋量As	(cm <sup>2</sup> )	5.068	7.944	5.068	5.068	7.944	5.068	7.944
鉄筋の周長U	(cm <sup>2</sup> )	16.000	20.000	16.000	16.000	20.000	16.000	20.000
偏心量 $E_0$	(cm)	47.18	5.49	31.28	54.45	47.69	49.77	43.32
$C=(h/2-kd/3)$	(cm)	15.53	15.10	15.53	15.53	15.10	15.58	15.10
$C'=(h/2-d/3)$	(cm)	7.83	7.83	7.83	7.83	7.83	8.33	7.83
計算モーメントM1	(t・m)	2.05	-	1.50	1.33	1.19	1.98	1.82
計算モーメントM2	(t・m)	6.40	-	6.40	6.40	7.67	5.88	7.67
Nの圧縮端からの偏心距離 $E'$	(cm)	29.68	-	13.78	36.95	30.19	32.27	25.82
中立軸から圧縮縁までの距離 $X$	(cm)	7.681	-	8.850	7.410	9.172	7.278	9.403
鉄筋係数	p	0.0017	0.0027	0.0017	0.0017	0.0027	0.0018	0.0027
	k	0.2043	0.2485	0.2043	0.2043	0.2485	0.2091	0.2485
	j	0.9319	0.9172	0.9319	0.9319	0.9172	0.9303	0.9172
引張応力度 $\sigma_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	841	-	443	589	324	905	467
圧縮応力度 $\sigma_{c1}$	(kg/cm <sup>2</sup> )		1.94					
圧縮応力度 $\sigma_{c2}$	(kg/cm <sup>2</sup> )	20.21	0.06	12.98	13.48	9.99	21.72	14.94
剪断応力度 $\tau$	(kg/cm <sup>2</sup> )	1.23	-	0.74	1.29	-	2.05	-
付着応力度 $\tau_u$	(kg/cm <sup>2</sup> )	7.67	-	4.65	8.09	-	12.81	-
許容応力度	$\sigma_{sa}$	1,600	1,600	1,600	1,600	1,600	1,600	1,600
	$\sigma_{ca}$	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00	80.00
	$\tau_a$	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20	4.20
	$\tau_{ua}$	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
判定		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
摘要		CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE1-A 引張鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要	CASE2-A 圧縮鉄筋 不要

## 16. 公聴会結果

1998年8月17日(10:00~12:00)に公聴会を行った。出席者はコミユナルランドに居住する本プロジェクトの受益農民で、およそ60人であった。コンサルタント側から灌漑事業が実施された場合には、維持管理が重要であり、それに伴う農民負担が必要であることを説明した。負担額は、現在一家族当たり毎月400Z\$程度であることも知らせた。

これに対し、灌漑農業を行うことにより、生活水準の向上を図りたいとの希望が述べられた。農業生産性を上げることにより、維持管理費の支払いを可能にするとの強い決意が表明された。

又、ブロックCをモデルとして農民組織を作り、集団責任体制でプロジェクトを運営していく考えであることも表明された。直ちに負担金の積み立てを開始するとの意見に対して、この事業はまだ日本政府による実施決定が為されていないので、積み立て開始は時期尚早である旨伝えた。

同日午後から、公聴会に参加した以下の主要メンバーと打合せを行い、プロジェクトに関する主要事項の再確認を行った。

### 出席主要メンバー

DA(District Administrator)

AFC(Agricultural Finance Corporation)のニャンガ事務所の職員

ZFU(Zimbabwe Farmers' Union)の職員

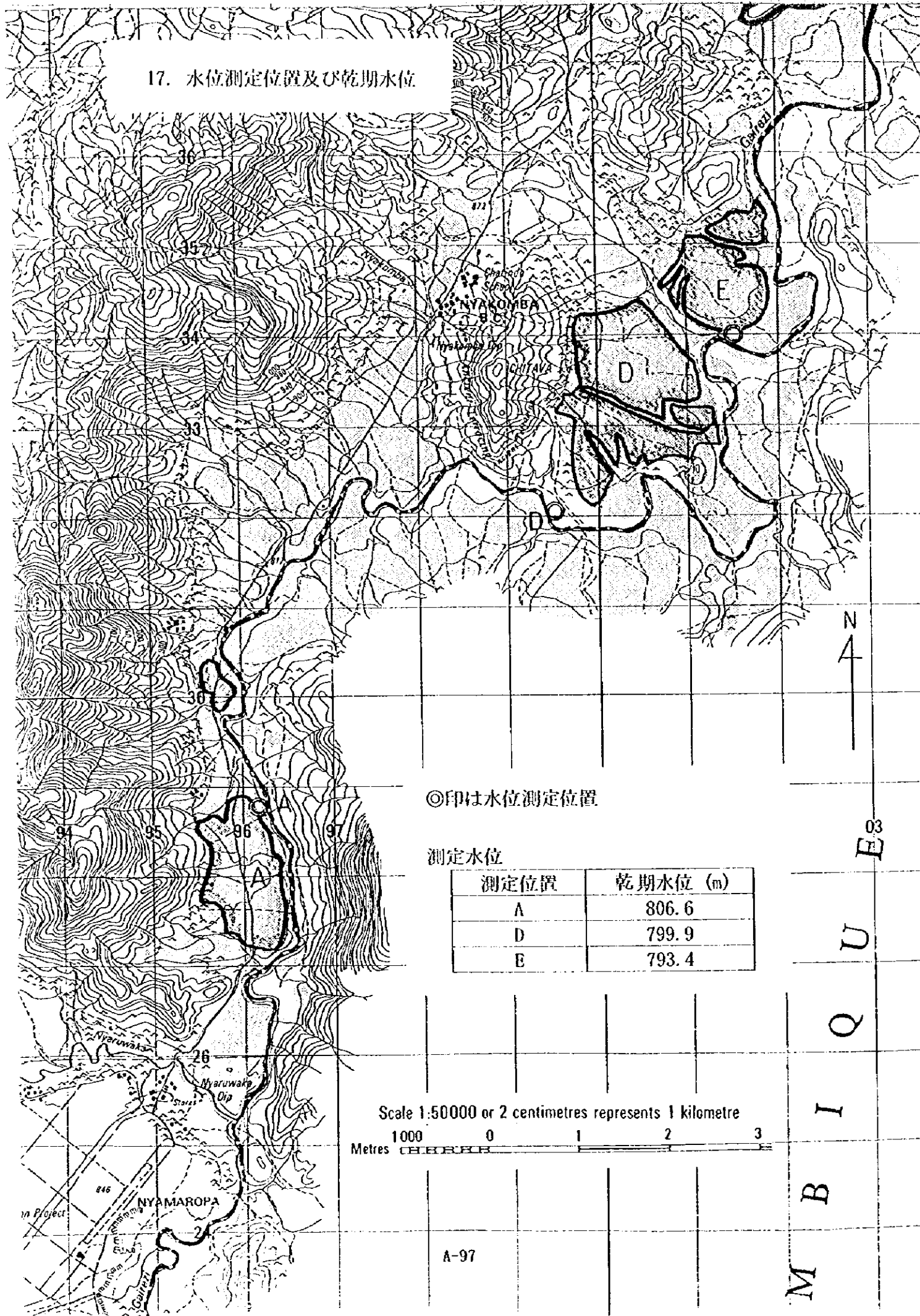
DAEO(District Agricultural Extension Officer)ニャンガ

AEO(Agricultural Extension Officer)2名

AEW(Agricultural Extension Worker)当無償援助フェーズ1(ブロックC)担当

以上のメンバーはDDC(District Development Committee)のメンバーである。  
基本設計チームメンバー(山田、坂梨、山本)

17. 水位測定位置及び乾期水位



◎印は水位測定位置

測定水位

測定位置	乾期水位 (m)
A	806.6
D	799.9
E	793.4

Scale 1:50000 or 2 centimetres represents 1 kilometre  
 1000 0 1 2 3  
 Metres

## 18. 機場位置の選定について

3個所の機場の位置は、資料編 17 「水位測定位置及び乾期水位」に示されている水位測定位置と同じである。各ブロックの機場位置の詳細は、基本設計図 No. 1, No. 18, No. 37 を参照されたい。基本設計調査時に以下の諸事項を考慮して、それらの位置を決定した。

### 1) 技術的(水利的)観点

- (1) 流路が安定している場所であり、洗堀を受けやすい屈曲部を避けること。
- (2) ミオ筋側で適当な水深があること。
- (3) 基礎工が安全かつ経済的にでき、将来の沈下の心配が無いこと。
- (4) 土砂、浮遊物の流入堆積の少ない場所とする。

### 2) 経済的(施工性)の観点

- (1) 当該場所への重機などのアクセスが良いこと。
- (2) 管路の延長ができるだけ短いこと。
- (3) 岩盤掘削をできるだけ避ける。従って、少なくとも地表には岩盤が露していないこと。
- (4) 仮設工としての河川締切り工事が容易であること。



## 1.9 農業計画及び農家経済分析

### 1. 地区農業の現状

#### ① ブロックA・D・E

灌漑施設のないブロックA・D・Eでは、雨期にだけ作物栽培が行なわれている。主要作物は各ブロックともトウモロコシと棉花で、ブロックA・D・Eにおける1997/98年の平均作付け面積割合は、トウモロコシ54%、棉花28%であった。ほかに数%づつタバコ、ラッカセイ、ヒマワリ、ソルガムが作付けされている。なお、ブロックDの作期は図1の通りである。

トウモロコシは地区住民の主食として殆どが自家消費されるため、収益(現金収入)を生むことは少なく、農家の主要収益源は棉花である。棉花は摘み取り、梱包後、ジンバブエ棉花会社に販売される。1997/98年の単価は等級によりキロ当たり6.7~8.0Z\$であった。農産物販売による農家の手取り収入は作付け面積にほぼ比例し、0.5ha規模の農家では農地の殆どを自家消費用トウモロコシの生産に充てているため収益がないが、1.0~2.0haの農家は1,600~6,000Z\$の純収益(ここでは粗収益から直接生産費を引いた収入、以下同じ)を得ていた。これは、1997/98年雨期作が降雨条件に恵まれ棉花の単収が高かったことも一因である。

#### ② ニヤマロバ地区

事業計画地のニヤコンバから10数キロ離れたニヤマロバ地区は、すでに30年以上の歴史を持つ灌漑農業先進地である。ここでは乾期ばかりでなく、雨期にも灌漑が行われている。主要作物は雨期作では、トウモロコシ、棉花、タバコ、ポップコーン、乾期作では、コムギ、シュガーピーン、パレイショ、エンドウ、生食用トウモロコシ、トマトなどである。

農家は作物の単収や収益性(表1)、自家労働力、経営規模などから作物を選択し(図2)、それによって収益も異なったが、意欲的な農家では23,000~31,000Z\$の純収益を得ていた。

表1 ニヤマロバ地区における主要作物の単収と純収益(1997/98年)

作期	作物	単収 (kg/ha)	販売単価 (Z\$/kg)	平均純収益 (Z\$/ha)
雨期	トウモロコシ	3,200 ~ 5,600	1.7 ~ 2.5	7,500
	棉花	1,900 ~ 3,300	6.7 ~ 6.8	13,700
	ポップコーン	2,250 ~ 2,700	6.3 ~ 7.5	15,000
乾期	コムギ	2,250 ~ 3,300	3.5 ~ 4.0	8,200
	シュガーピーン	1,500 ~ 2,200	7.5 ~ 10.0	11,000
	パレイショ	4,200 ~ 6,000	1.0	3,500
	トマト	20,000 ~ 40,000	1.25 ~ 3.0	24,400

#### ③ ブロックC

灌漑施設が完成したブロックCでは、1998年乾期から本格的な灌漑栽培が実施された。1998年乾期における主要作物の作付け面積割合は、シュガーピーン52%、コムギ22%、生食用トウモロコシ21%、ケール(緑葉甘藍)、キャベツなどの葉菜類3%、トマトなど2%であった。

これらの作物の作期は図3の通りで、8月調査時点、殆どがまだ収穫時期を迎えていないが、

生育状況から収量を推定し、聞き取りによる販売単価を乗じて粗収益を求め、生産費(自家労賃を含まない直接生産費、以下同じ)を差し引いて1農家0.7ha当りの純収益を試算した。

結果は下表の通りであった(表2)。

表2 ブロックCにおける乾期灌漑作の収益性(1農家0.7ha規模)

作物	作付面積 (ha)	単収 (kg/ha)	単価 (Z\$/kg)	粗収益 (Z\$)	生産費 (Z\$)	純収益 (Z\$)
生食トウモロコシ	0.18	35,000cobs	1.2/cob*	7,560	1,713	5,847
シュガーピーン	0.31 +0.07*	1,700	10.0	6,460	1,406	5,054
コムギ	0.17	3,500	3.5	2,083	528	1,555
トマト	0.04	15,000	2.0	1,200	225	975
合計	0.70 +0.07			17,303	3,872	13,431

注) \* 0.07ha(10%)の土地でシュガーピーンが乾期に2度作付けされていることを示す。

\* cobとは、トウモロコシの穂軸を意味する。

ブロックCでは本年が最初の乾期灌漑作であるが、上表のように乾期作だけで1農家当り13,431 Z\$の純収益が見込まれた。これに調査に基づく1997/98年雨期天水作の平均純収益1,778 Z\$を加えると、年間純収益は15,209 Z\$となった。

さらに、計画に従って今後は雨期にも灌漑が実施されると、雨期作物は単収が増加するばかりでなく、適期播種が可能となって生産が安定する。そこで、自家消費トウモロコシの作付け面積を削減し、ここに収益性の高い棉花・パプリカ(トウガラシの一種)等を作付けする計画で雨期灌漑作の収益を試算した。試算では、トウモロコシは自家消費されるため生産コストのみを要して販売による純収益はないものとしたが、他の作物の販売によって雨期作で8,724 Z\$の純収益が見込まれた。これに上記乾期作の純作収益13,431 Z\$を加えると、年間の純収益は22,155 Z\$と試算された(表3)。

表3 ブロックCにおける雨期灌漑+乾期灌漑の収益性(1農家0.7ha当り)

作期	作物	作付面積 (ha)	粗収益 (Z\$)	生産費 (Z\$)	純収益 (Z\$)
雨期	トウモロコシ・棉花・パプリカ・ピーン	0.70	11,074*	2,350	8,724
乾作	トウモロコシ・ピーン・コムギ・トマト	0.77	17,303	3,872	13,431
合計		1.47	28,377	6,222	22,155

注) \*トウモロコシの自家消費分は粗収益から差し引き、収益には計上していない。

図1 ブロックDにおける現状の作付け割合と作期

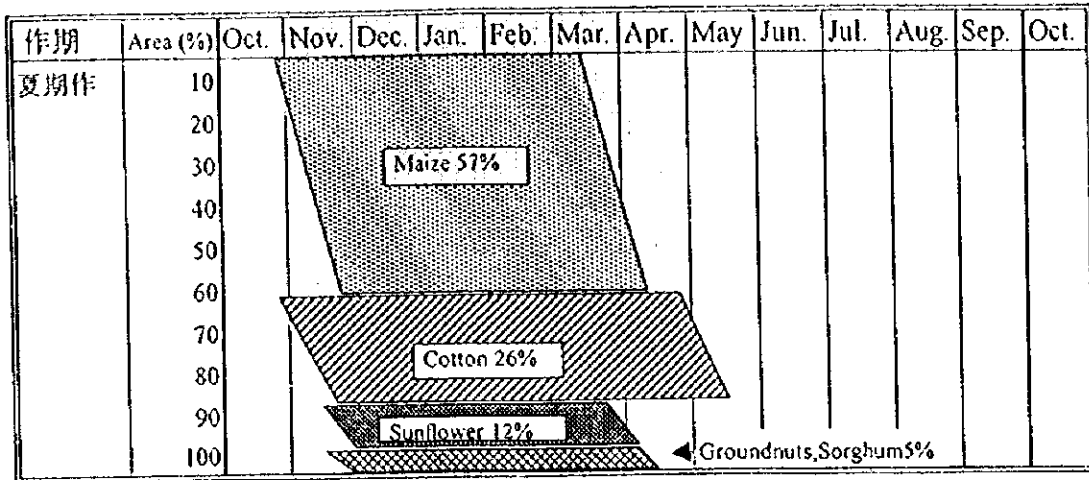
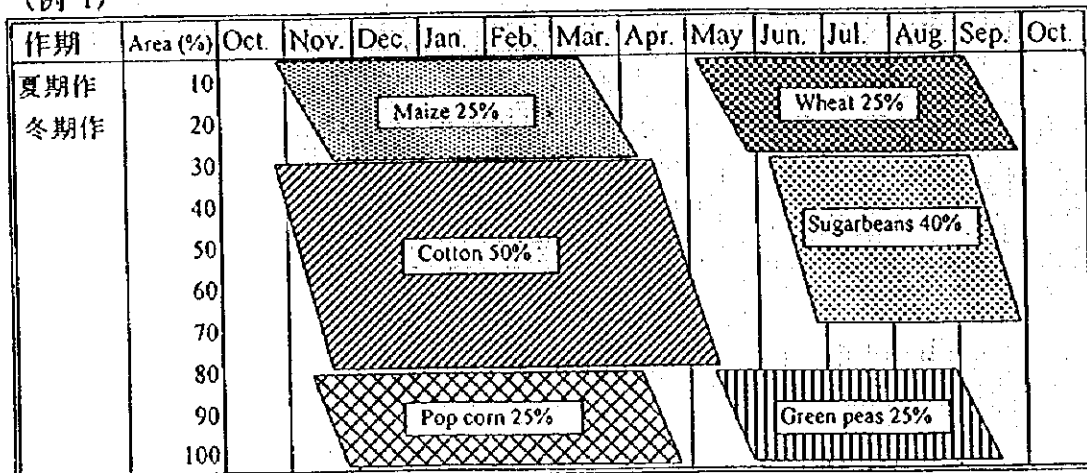


図2 ニヤマロバ灌漑地区における作付け例 (例-1)



(例-2)

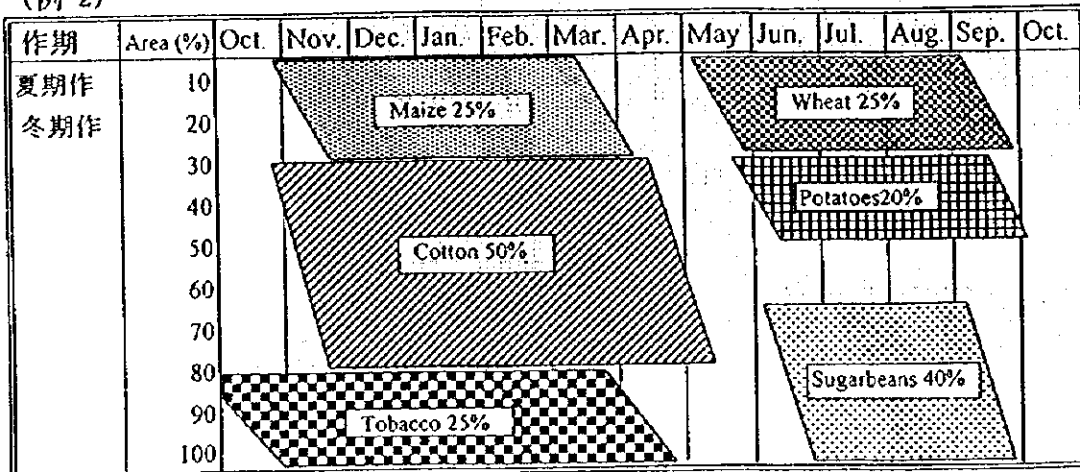
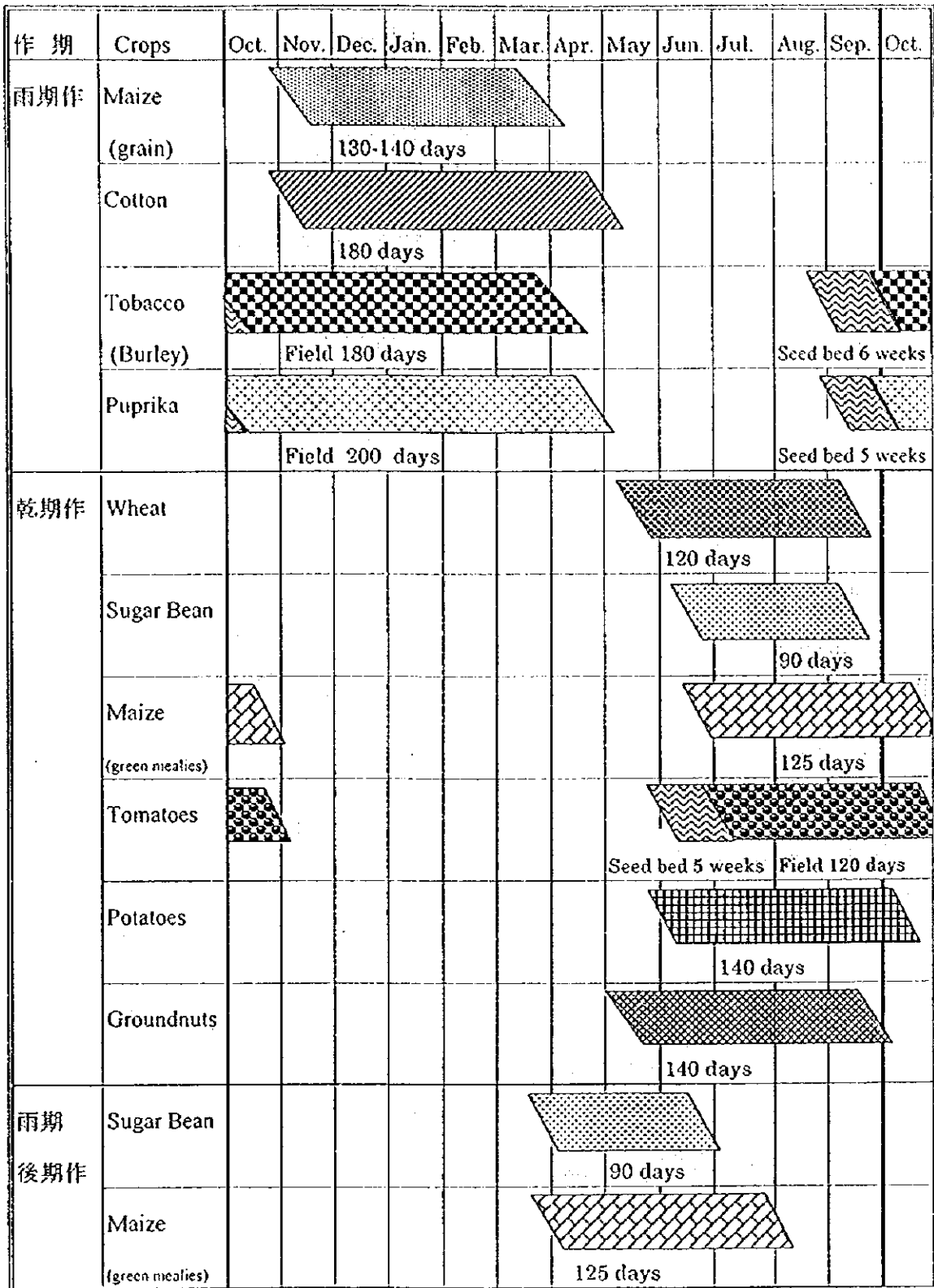


図3 ニヤコンバ灌漑計画地区における主要作物の作期



## 2. 灌漑計画地区に対する作付け計画

### ① 導入する作物と作付け面積

ブロックA・D・Eにおける作付け実態、農産物の需給と価格、ニヤマロバ灌漑地区及びブロックCにおける乾期作物などを参考に、永続性のある輪作体系の確立、作物の立地適性や収益性を基本に、導入作物と作付け面積を表4の通り計画する。この作付け体系は、AGRITEX ニヤンガ事務所も同意している(この体系による収益は、3. 灌漑によって期待される収益 p. A-106 参照)。

表 4 灌漑計画地に導入する作物と作付け面積及び割合

作付け体系	作期	計画作物と作付け割合
主要作物体系 (農地の80%)	雨期作	トウモロコシ(0.21ha,30%)、棉花(0.35ha,50%)
	乾期作	コムギ(0.17ha,25%)、生食用トウモロコシ(0.18ha,25%) シュガーピーン(0.21ha,30% +0.07ha, 10%(2度作))
少面積作物体系 (農地の20%)	雨期作	ラッカセイ(0.07ha,10%)、パプリカ(0.07ha,10%)
	乾期作	トマト・パレイショ・葉菜類(0.07ha,10%)、 シュガーピーン(0.07ha,10%)

これらの作物を F/S(1990)及びフェーズ1調査(1995)における計画と比較すると、トウモロコシ、棉花、コムギ、シュガーピーンなどは同じであるが、タバコとオニオンは除外されている。代わって収益性が高くブロックCでも導入されている生食用トウモロコシ及び香辛料作物として導入が計画されているパプリカを加える計画としている。

作付け面積の配分に当たっては、雨期作物に対する灌漑によって自家消費用のトウモロコシの単収が増加することから、トウモロコシの作付け面積は自家消費量を生産するのに必要な面積に留め、そこに収益性の高い作物を導入することとする。すなわち、トウモロコシの必要量は大人年間120~150kg、子供100~110kg程度で(農業統計からの解析)、夫婦2人、子供4人の家庭での年間必要量は670~740kg程度、生産に必要な面積は余裕を見ても0.2haあれば十分といえる。従って、自家消費トウモロコシ作付け面積を現状の54%から30%に削減する。削減した農地へは換金作物の栽培を行うこととし、棉花を現状の28%から50%に増加する。また、パプリカ及び落花生に各10%の作付けを計画する。乾期作については、収益性、需要、栽培労力、地力維持などの観点からシュガーピーンの作付け面積を40%とし、コ

ムギと生食用トウモロコシを各 25%、野菜を含むトマトに 10%の作付けを計画する。これらのうち、生食用トウモロコシは表 3、5 にもみられるように収益性が極めて高いが、収穫適期の幅が狭いことや需要及び土地利用上のバランスと永続的な輪作体系(雨期、乾期に連続してトウモロコシを作付けすると病害が発生して減収する)を考慮しこの面積に留める。逆にコムギは収益性はやや低い、栽培に労力やコストを要しないこと、将来の需要、立地適性などを考慮しこの面積とする。

なお、1年2作の体系では播種期や収穫期が重なり、この時期は多少労働時間が長くなるが、規模が 0.7ha であり、家族労働で十分消化できるものとして計画している。

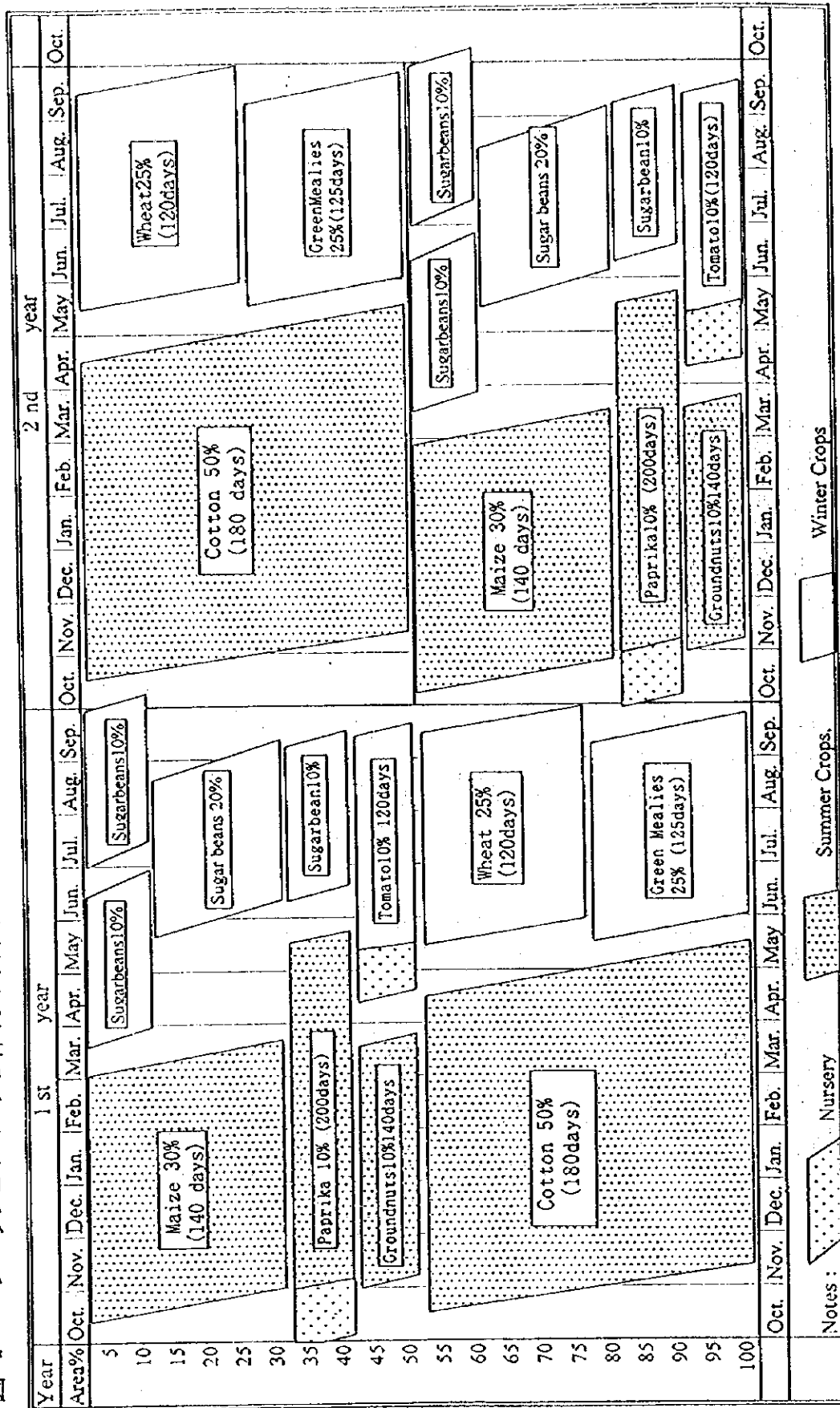
## ② 作付け計画

以上を前提とし、図 1～3 に示した作付けを参考に、主要作物及び少面積の作物を含む雨期作物、乾期作物の輪作体系を図 4 (次頁)の通り計画する。図には各作物の面積割合、生育日数も併せて示している。なお、図中、シュガービーンは 10%の圃場で乾期に 2 度の作付けを行うこととしているが、これはこの作物の生育日数が 90 日で短いこと、収穫が一度で済みかつ収穫物の処理を急いで行う必要がないこと、現実にブロック C で 2 度の作付けが実施されていることによる。

これにより、作付け率は雨期作 100%、乾期作 110%、年間 210%となる。

また、どの体系にも 2 年に一度はマメ科作物を導入することとしており、地力の消耗の激しい灌漑農地の地力維持に大きな役割を果たすことを期待する。

図4 ブロックDにおける作付け計画



### 3. 灌漑によって期待される収益

#### ① 1農家の規模と純収益

現在、ブロックA・D・E農家の経営規模は0.4ha(1エーカー)から2.4ha(6エーカー)まで幅広い。しかし、事業実施後は灌漑農業への参加希望者が多いことや計画面積がブロックA 115 ha、D 203 ha、E 94 haであることから、1農家の経営規模をブロックC同様、0.7 haとする。

1農家の規模を0.7haとすることについては、当地区農地がコミューナルランドで私有地でないことや灌漑農業に対する強い期待から住民の理解は容易で、すでにブロックCではスムーズな割り振りが行われた。Dについても公聴会などを通して理解が得られている。

そこで、図4の作付け計画をもとに1農家0.7 ha規模での雨期及び乾期灌漑作における生産コストと純収益を試算すると以下の通りとなる(表5)。なお、表中の単価は聞き取り調査による値(表1参照)を用いている。

表5 灌漑条件下1農家0.7 ha規模での生産コストと純収益

作物	作付面積 (ha)	単収 (kg/ha)	単価 (Z\$/kg)	生産費 (Z\$)	純収益 (Z\$)
トウモロコシ	0.21	5,000	2.00	521	-521*
棉花	0.35	2,280	8.00	1,151	5,233
パブリカ	0.07	2,500	20.00	419	3,081
ラッカセイ	0.07	2,500	5.00	124	751
雨期作合計	0.70			2,215	8,544
生食用トウモロコシ	0.18	35,000cobs	1.2/cob	1,713	5,847
シュガービーン	0.28+0.07**	1,700	10.00	1,295	4,655
コムギ	0.17	3,500	3.50	528	1,555
トマト	0.07	15,000	2.00	169	1,707
乾期作合計	0.70 + 0.07			3,705	13,764
年間合計	1.40 + 0.07			5,920	22,308

注) \*) トウモロコシは上表の面積で1,050kgの生産が見込まれ、一部は販売されるが全部自家消費されるものとして純収益には計上していない。また、ポテト・野菜類を含む乾期作物は一部が自家消費されるが、トウモロコシと相殺し販売されるものとして収益を計上している。

\*\*\*) 乾期作圃場の10%(0.07ha)で、シュガービーンの2度作が行われることを示している。

#### ② 農家収益と灌漑に伴う負担金との関係

現在、雨期作だけの地区(ブロックA・D・E)の農民は農業収入だけで生計費(1ヶ月平均800~1,200 Z\$, 年間9,600~14,400 Z\$)を賄うことは困難で、ムクレ、ニャンガなどへの出稼ぎによって生計を維持している。

出稼ぎに関する調査結果では、80%の農家で主人あるいは成人男子が出稼ぎに出ており、調査による昨年度の年間平均出稼ぎ収入は7,380 Z\$であった。この収入と天来雨期作収入を



合わせると1農家の所得は8,000~13,000Z\$, 平均9,500Z\$程度となる。

これに対して灌漑農家は表3、5にも示したように、22,000Z\$以上の高い現金収入が得られ、かつ高栄養農産物の一部を自家消費できる。しかし灌漑農家は灌漑に伴う負担金を支払わなければならない。

現在、灌漑事業受益農家が負担すべき負担金(O&M費)は、次の通り算定されている。

表6 灌漑受益農家の負担金 (1農家1ヶ月当り)

項目	金額 (Z\$)
灌漑ポンプ電気代	225 (雨期・乾期のポンプ代を平均した値)
施設維持費	25
更新費	80
農民組織費	10
AGRITEXなど上部組織連絡費	10
	合計 350 Z\$/月 年間 1農家 4,200

そこで、雨期作+出稼ぎ収入と灌漑農業との収益性を比較すると表7の通りとなる。

表のように、雨期作天水農業では出稼ぎ収入を加えても平均年間10,000Z\$に満たないのに対し、灌漑農業では1農家0.7ha規模で上記の作物を導入し、雨期・乾期ともに灌漑栽培を行うと、年間22,000Z\$の純収益が見込まれ、ここからO&M費、1農家年間4,200Z\$を支払っても、農家の純所得として18,000Z\$が得られることが示される。

この所得は無灌漑地区での天水農業と出稼ぎ収入を加えた額より遥かに多く、かつ1農家の生計を十分賄える額であり、灌漑農業が十分成立することが明らかとなった。

表7 雨期作天水農業+出稼ぎ収入と灌漑農業との収益比較(単位:Z\$)

営農形態	粗収益	生産費	純収益	負担金	差し引き	農家所得
天水農業	4,038	1,941	2,097	0	2,097	天水+出稼ぎ
出稼ぎ収入			7,380	0	7,380	= 9,477
灌漑農業	28,228	5,920	22,308	4,200	18,108	=18,108

#### 4. 農産物の流通・販売計画

地区で生産される農産物は現在以下の方法で販売・輸送が行われている。

##### ① 農産物の販売先

- ・穀類 : Grain Marketing Board あるいはローカル市場で販売
- ・棉花 : Cotton Company of Zimbabwe (ムタレ) に販売
- ・タバコ : Tobacco Company (ハラレ) に販売

- ・パプリカ : Pepper Company (ハラレ) に販売
- ・シュガー・ビーン : ニヤコンバまで買いに来る業者に販売
- ・コムギ : ローカル市場で販売
- ・野菜類 : ローカル市場で販売

## ② 梱包及び運送方法

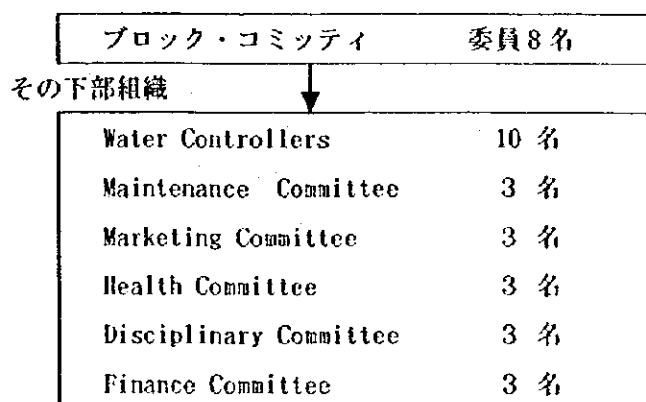
- ・穀類 : 20kg または 50kg バッグ、遠距離の場合は運送業者に依頼
- ・棉花 : 1 ベール (1 袋) 190kg、運送業者に依頼
- ・タバコ : 1 ベール (1 袋) 90kg、運送業者に依頼
- ・パプリカ : 1 ベール (1 袋) 150kg、運送業者に依頼
- ・ポテト : 1 バケット 15kg、スコッチカートなどで農民自身が運送

現在、ニヤマロパやブロックCの農産物は工場へ搬入する作物を除いて殆どが地区内で取り引きされている。灌漑農業開始に伴う農産物の販売量増加に対しても、ニヤマロパを除いて周辺に灌漑農業を実施している地区がないことや現在の旺盛な需要実態から考え、販路や流通上また今後の農産物価格形成上に大きな問題はないと考えられる。

本計画では、集出荷における労力の節減や一元的な販売を行うため、ブロックDに簡易集出荷場(農業倉庫)を建設する計画としている。またこれと併せ、販売農産物の適正な価格維持及び公正な取り引き実現のため、各ブロックにマーケティング・コミッティを組織し、その活動を強化することとする。このような集出荷場の管理運営と、農民自身の組織を通じた出荷・販売により、質の高い地区農村の運営を実現するものとする。

## 5. 農民組織化計画

灌漑事業が進んでいるブロックCでは灌漑農業の組織的な運営と地区住民の生活水準向上のため、ブロック・コミッティが作られている。その組織は以下のようである。



ブロックCでは、灌漑水の配水管理はこの Water Controllers の監視のもと、また受益者が守るべき規則のもと、整然と実施されている。

今後、ブロックA・D及びEにおいても同様な農民組織を結成し、灌漑農業の永続的な発展と地域住民の生活水準の向上を図るものとする。そのための下部組織として、灌漑の定期的な実施と施設の維持管理、農産物の流通販売、住民の健康と安全の確保、負担金の集金などを行う委員会を組織し、農民自身が分担して運営を行うこととする。既にブロックDではCと同様な組織の設立について農民間の合意が形成されており、事業の開始とともに組織化される運びとなっている。







JICA