

## 5) 貯水池の利用

灌漑用水の取水は、防潮水門上流に設置される揚水機場を通じて、(+) $0.70\text{ m}$ ～(-) $1.30\text{ m}$ までの貯水位を利用するものとし、その最大取水量は $16.0\text{ m}^3/\text{s}$ とする。

## 6) ゲート操作に関する記録の作成

調節ゲート又は制水ゲートを操作した場合には、下記に掲げる事項を記録する。

- a) 操作の理由
- b) 開閉したゲートの名称、その1回の開閉を始めた時刻及びこれを終えた時刻、そしてその開度。
- c) ゲート1回の開閉を始めた時とこれを終えた時における貯水位、外水位、流入量、放流量、そしてポンプ取水量。

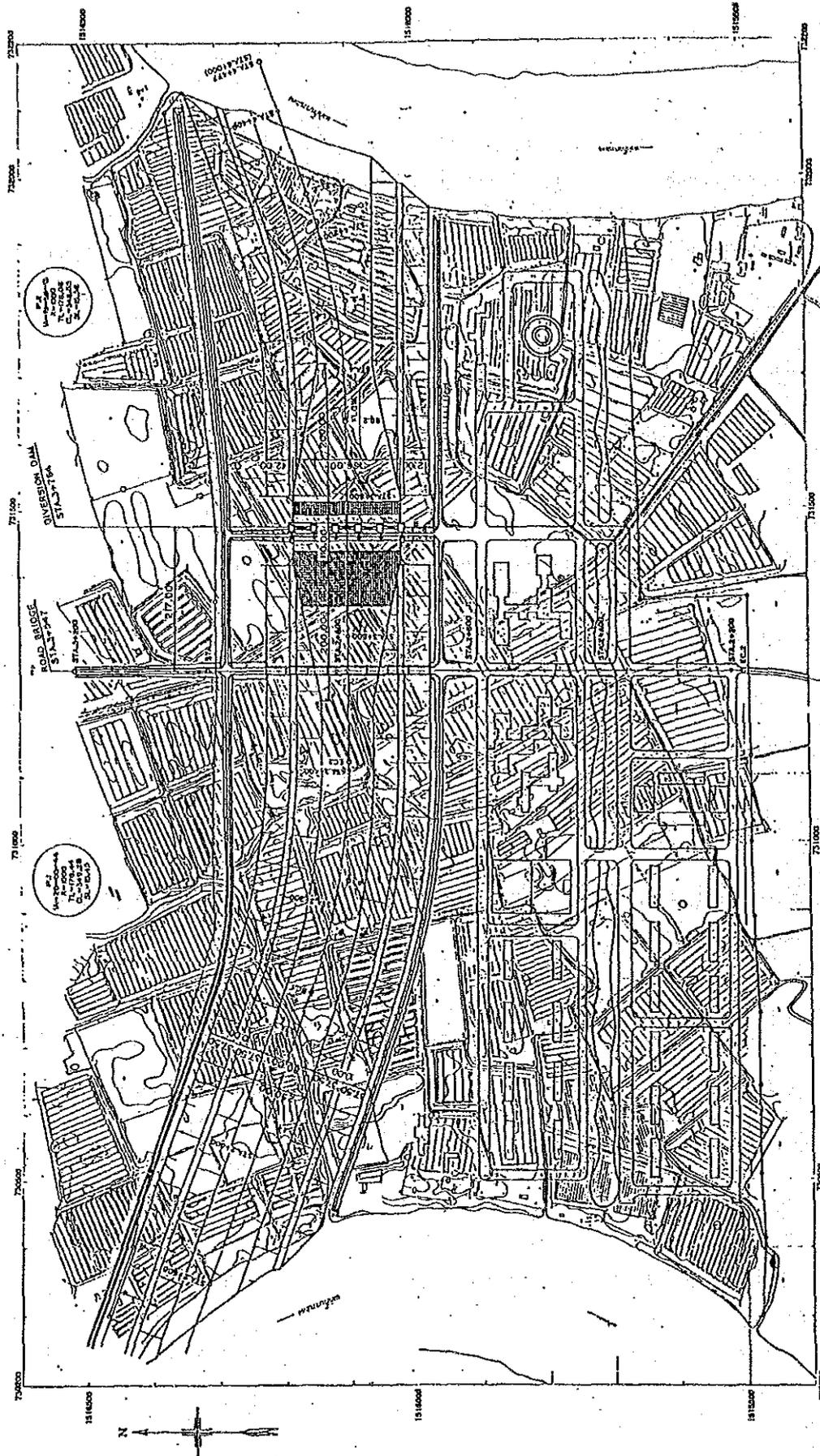
## 第5章 取付水路の基本設計

### 5.1 取付水路の位置及び平面形状

取付水路は河川の蛇行部をショートカットして建設される。取付水路は次の理由により図5-1に示す位置及び平面形状とする。

- 1) 取付水路の平面形状は、防潮水門の上流側左側は直線とし、右岸側は流水のスムーズな進入を期待して交角 $20^\circ$ 水路幅の約4倍の長さに相当する $1,000\text{ m}$ の半径を有するカーブでパンパコン川右岸に接続する計画とする。防潮水門の下流側は兩岸とも接続するパンパコン川の流心方向に交角約 $20^\circ$ 、半径 $1,000\text{ m}$ のカーブで取付けるものとする。
- 2) 取付水路には、防潮水門及び道路橋を建設するため、できる限り取付水路の直線部を長くする。

图 5-1 取付水路平面图



## 5.2 水理設計

### 5.2.1 設計条件

#### 1) 設計洪水量

洪水解析結果より 1/50 年確率の設計洪水量は  $Q = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$  である。

#### 2) 設計洪水深

洪水解析結果より防潮水門地点の設計洪水位は Max.W.L. 2.40 m である。一方計画河床高は EL(-) 8.20 m である。従って、設計洪水深  $H = 10.60 \text{ m}$  となる。

#### 3) 縦断勾配

##### a) 河床勾配

防潮水門付近 10 km 区間の平均河床勾配は  $I_0 = 1/4,000$  である。防潮水門建設のため STA 2 + 230 ~ STA 8 + 000 区間 ( $L_1 = 5.77 \text{ km}$ ) をショートカットし、取付水路 ( $L_2 = 2.25 \text{ km}$ ) を設置するため河道は 3.52 km 短くなる。

河床の安定を保つため、平均河床勾配  $I_0 = 1/4,000$  は変更できない。従って、ショートカットにより生じる河床差  $\Delta H = 3,520 \times 1/4,000 = 0.9 \text{ m}$  は防潮水門地点に落差工を設けることにより対処する。

##### b) 洪水面勾配

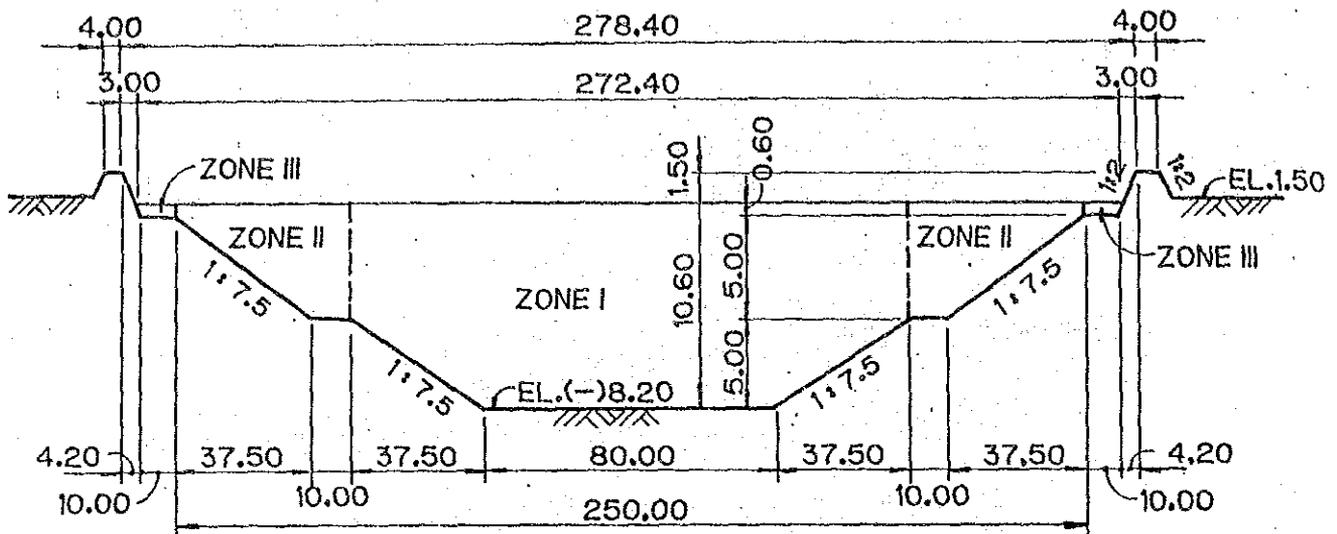
パンパコン川縦断図によると防潮水門地点は河口より 76.5 km であり、設計洪水位は Max.W.L. 2.40 m である。従って、洪水面勾配は  $I = 2.40/76,500 = 1/32,000$  となる。

#### 4) 河川断面

防潮水門付近の現況河川水面幅は 190 ~ 260 m、流積は  $1,300 \sim 1,900 \text{ m}^2$  (平均  $1,750 \text{ m}^2$ ) である。従って、河川水面幅は 250 m、流積は  $1,750 \text{ m}^2$  程度とする。

5.2.2 水理計算

図 5-2 取付水路標準断面図  
(STA. 3 + 764)



1) ゾーン I;

$$A_1 = 1/2 (80.0 + 155.0) \times 5.0 + 155.0 \times 5.60 = 1,455.50 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 80.0 + 37.83 \times 2 = 155.66 \text{ m}$$

$$R_1 = 1,455.50 / 155.66 = 9.351 \text{ m}$$

$$n_1 = 0.025$$

$$I_1 = 1/32,000$$

$$V_1 = 1/0.025 \times 9.351^{2/3} \times (1/32,000)^{1/2} = 0.99 \text{ m/s}$$

$$Q_1 = 1,455.50 \times 0.99 = 1,441 \text{ m}^3/\text{s}$$

2) ゾーン II;

$$A_2 = 1/2 (10.0 + 47.5) \times 5.0 \times 2 + 47.5 \times 0.60 \times 2 = 344.50 \text{ m}^2$$

$$P_2 = (10.0 + 37.83) \times 2 = 95.66 \text{ m}$$

$$R_2 = 344.50 / 95.66 = 3.601 \text{ m}$$

$$n_2 = 0.025$$

$$I_2 = 1/32,000$$

$$V_2 = 1/0.025 \times 3.601^{2/3} \times (1/32,000)^{1/2} = 0.53 \text{ m/s}$$

$$Q_2 = 344.50 \times 0.53 = 183 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2) ゾーンⅢ;

$$A_3 = 1/2(10.0 + 11.2) \times 0.60 \times 2 = 12.72 \text{ m}^2$$

$$P_3 = (10.0 + 1.34) \times 2 = 22.68 \text{ m}$$

$$R_3 = 12.72/22.68 = 0.561 \text{ m}$$

$$n_3 = 0.030$$

$$I_3 = 1/32,000$$

$$V_3 = 1/0.030 \times 0.561^{2/3} \times (1/32,000)^{1/2} = 0.13 \text{ m/s}$$

$$Q_3 = 12.72 \times 0.13 = 2 \text{ m}^3/\text{s}$$

故に総流積及び総流量は次の通りとなる。

$$\text{総流積 ; } A = 1,455.50 + 344.50 + 12.72 = 1,813 \text{ m}^2 > 1,750 \text{ m}^2$$

$$\text{総流量 ; } Q = 1,441 + 183 + 2 = 1,626 \text{ m}^3/\text{s} > 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 5.3 法面工の設計

### 5.3.1 掘削法面

取付水路の掘削は標高 EL(-)9.0 m ~ EL1.5 m 層である。この層の地層は N 値 1 ~ 2、粘着力 0.1 ~ 0.5 kgf/cm<sup>2</sup> の軟弱な粘土層である。

掘削法面の安定検討の結果、所要の安全率を確保するには、掘削法勾配 1:7.5 掘削高 5.0 m 毎に幅 10 m の小段を設けるものとする。なお現況河岸は 1:3.0 ~ 8.0 の法勾配であるが、洪水時の流速が 0.5 m/s と小さいので、流水による河岸の洗掘は生じていない。従って取付水路の掘削法面には法面保護工は計画しない。

### 5.3.2 盛土法面

取付水路沿いの堤防の盛土高は約 2.0 m と低く、洪水時のみ法面は流水の影響を受けるが、流速が 0.5 m/s 以下と小さいことから、堤防盛土法面勾配は 1:2.0 とし、法面保護には植生工を採用する。

## 第6章 防潮水門の基本設計

### 6.1 防潮水門の位置

防潮水門の位置はF/Sレポートにおいて、バンパコン川の河口より約76 kmの地点に選定されている。防潮水門の位置は下記の理由により取付水路測点STA.3 + 764.45とする。

- 1) ゲート越流水が下流側のバンパコン川に与える影響を少なくするため、防潮水門の位置は出来る限り取付水路の上流部とする。
- 2) 取付水路のトランジション部の平面形状をスムーズにするため、防潮水門上流約150 m区間の取付水路は直線とする。

### 6.2 ゲート敷高等主要部標高

#### 6.2.1 ゲート敷高

ゲート敷高は洪水の流下に支障のないよう計画する。防潮水門地点の取付水路敷高はEL.(-)8.18 mであることから、ゲート敷高はEL.(-)8.20 mとする。

#### 6.2.2 ゲートてんば標高

##### 1) ゲートてんば標高

ゲートてんば標高は朔望平均満潮位に波高を加えた標高とする。

朔望平均満潮位 : H. W. L.(+)1.30 m

波高 : 波高はS.M.B (Sverdrup - Munk - Bretschneider) の方法により計算する。

$$H_w = 0.00086 \cdot V^{1.1} \cdot F^{0.45}$$

ここに  $H_w$  : 全波高 (m)

$V$  : 風速 30 m/s (既往最大 55 ノット)

$F$  : 対岸距離 340 m (堰長の2倍)

$$H_w = 0.00086 \times 30^{1.1} \times 340^{0.45} = 0.50 \text{ m}$$

ゲートてんば標高は次のようになる。

$$\text{H.W.L. (+) } 1.30 + 0.50 = \text{EL. } 1.80 \text{ m}$$

## 2) 下段扉てんば標高

貯水池水位調節を上段扉のみで行うため、下段扉てんば標高は貯水池最低水位 Min.O.L. (-) 1.30 m と同じとする。

## 6.2.3 堰柱の高さ

堰柱のてんば標高は次式により定める。

$$\text{てんば標高} = \text{設計洪水位} + \text{余裕高} \textcircled{1} + \text{ゲート高} + \text{余裕高} \textcircled{2} + \text{頂版の厚さ}$$

ここに、設計洪水位 : 貯水池の設計洪水位 Max.W.L. 2.40 m

余裕高 ① : 設計洪水位とゲート巻上時のゲート下端との間の距離  
1.5 m とする。

ゲート高 : EL. 1.80 - EL. (-) 8.20 = 10.00 m

余裕高 ② : ゲート引上げ時におけるゲートてんばと頂版下端の間の距離で、水切板、シーブ、休止フック等ゲート構造物及び巻上げの余裕 2.00 m

頂版の厚さ : 1.50 m とする

$$\text{堰柱のてんば標高} = \text{Max. W.L. } 2.40 + 1.50 + 10.00 + 2.00 + 1.50 = \text{EL. } 17.40 \text{ m}$$

## 6.2.4 擁壁工てんば標高

擁壁工てんば標高は次の通りとする。

$$\text{てんば標高} = \text{朔望平均満潮位 H.W.L. } 1.30 \text{ m} + \text{波高 } 0.50 \text{ m} = \text{EL. } 1.80 \text{ m}$$

### 6.3 ゲートスパン割

#### 6.3.1 洪水流下断面

バンパコン川の現況河積の平均値は  $A_0 = 1,750 \text{ m}^2$  である。防潮水門地点の流積を  $1,750 \text{ m}^2$  以上とするには、防潮水門の総堰長は  $165 \text{ m}$  以上でなくてはならない。

$$\text{総堰長} = \text{流積} / \text{水深} = 1,750 / 10.60 = 165 \text{ m}$$

#### 6.3.2 ゲートスパン割

ゲートの径間長は設計洪水量の規模、ゲート製作上の技術並びに経済性等を考慮して決定する。

設計洪水量  $1,600 \text{ m}^3/\text{s}$  の河川における防潮水門は一般に径間長  $20 \text{ m}$  以上である。径間長  $20 \text{ m}$  案、 $30 \text{ m}$  案、 $40 \text{ m}$  案の3案について検討すると、表 6-1 ゲートスパン割比較表に示すように、径間長  $30 \text{ m} \times 5$  門案が、ゲート製作上の技術並びに経済性に優れているのでバンパコン川防潮水門のスパン割は径間長  $30 \text{ m} \times 5$  門とする。

### 6.4 堰柱

堰柱はゲートの操作に支障がなく、かつ力学的に安定したもので、洪水流下の際の障害を極力少なくし得る構造とする。

#### 6.4.1 堰柱の長さ

上部堰柱の流心方向の長さはゲート設置に必要なスペース及び堰柱の安定性を考慮して  $9.0 \text{ m}$  とする。下部堰柱の上下流端は円形とし、長さは上部堰柱の長さの下流側の管理橋を設置するために必要な長さを加えて  $19.0 \text{ m}$  とする。

#### 6.4.2 堰柱の厚さ

堰柱の厚さは日本における過去の実績資料を基にして作成された、堰柱の高さとゲート径間長をパラメータにした次の経験式より決定する。

表 6-1 ゲートスパン割比較表

項目	比較案	Case - A; 20 m 案	Case - B; 30 m 案	Case - C; 40 m 案																							
略 図																											
ゲート寸法	制水ゲート; 21.5 m × 10.0 m × 5 門 調整ゲート; 21.5 m × 10.0 m × 2 門	制水ゲート; 30.0 m × 10.0 m × 3 門 調整ゲート; 30.0 m × 10.0 m × 2 門	制水ゲート; 38.5 m × 10.0 m × 2 門 調整ゲート; 38.5 m × 10.0 m × 2 門																								
安全性	扉高-径間比は 1/2.2 > 1/15 より構造的に安全である。	扉高-径間比は 1/3 > 1/15 より構造的に安全である。	扉高-径間比は 1/3.9 > 1/15 より構造的に安全である。																								
維持管理	1 門当たり巻上機モーター容量は 30 kw より他の案に比べて維持管理が容易である。	1 門当たり巻上機モーター容量は 37 kw より維持管理は普通である。	1 門当たり巻上機モーター容量は 60 kw より維持管理は不利である。																								
経済性	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>制水ゲート</td><td>464.0 MB</td></tr> <tr><td>調整ゲート</td><td>220.2 MB</td></tr> <tr><td>堰柱工事</td><td>57.3 MB</td></tr> <tr><td>合計</td><td>741.5 MB</td></tr> </table>	制水ゲート	464.0 MB	調整ゲート	220.2 MB	堰柱工事	57.3 MB	合計	741.5 MB	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>制水ゲート</td><td>365.4 MB</td></tr> <tr><td>調整ゲート</td><td>312.0 MB</td></tr> <tr><td>堰柱工事</td><td>46.1 MB</td></tr> <tr><td>合計</td><td>723.5 MB</td></tr> </table>	制水ゲート	365.4 MB	調整ゲート	312.0 MB	堰柱工事	46.1 MB	合計	723.5 MB	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>制水ゲート</td><td>390.0 MB</td></tr> <tr><td>調整ゲート</td><td>488.6 MB</td></tr> <tr><td>堰柱工事</td><td>38.4 MB</td></tr> <tr><td>合計</td><td>917.0 MB</td></tr> </table>	制水ゲート	390.0 MB	調整ゲート	488.6 MB	堰柱工事	38.4 MB	合計	917.0 MB
制水ゲート	464.0 MB																										
調整ゲート	220.2 MB																										
堰柱工事	57.3 MB																										
合計	741.5 MB																										
制水ゲート	365.4 MB																										
調整ゲート	312.0 MB																										
堰柱工事	46.1 MB																										
合計	723.5 MB																										
制水ゲート	390.0 MB																										
調整ゲート	488.6 MB																										
堰柱工事	38.4 MB																										
合計	917.0 MB																										
総合評価	○	◎	△																								

$$t_p = 0.12(D_p + 0.2 B_i) \pm 0.25$$

ここに  $t_p$  : 堰柱の厚さ (m)

$D_p$  : 堰柱の高さ  $EL.17.40 - EL.(-)9.10 = 26.50$  m

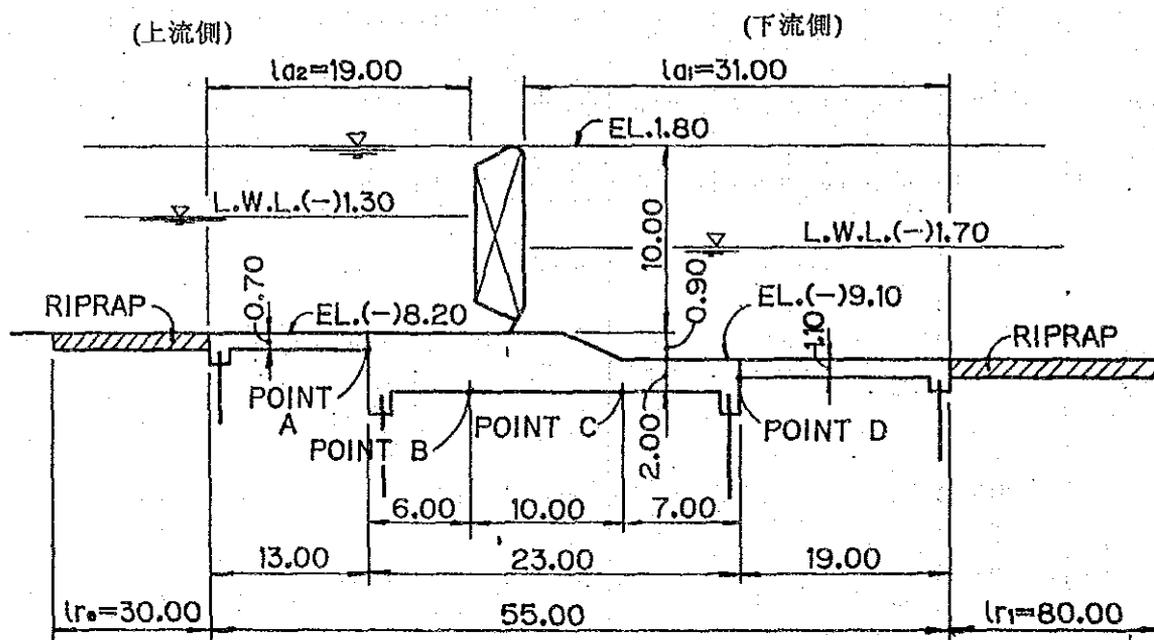
$B_i$  : ゲート径間長 30.0 m

$$t_p = 0.12(26.50 + 0.2 \times 30.0) \pm 0.25 = 3.65 \sim 4.10$$

堰柱の厚さはゲートの戸溝深さ及び堰柱の安定性を考慮して 4.0 m とする。

## 6.5 水叩き及び護床工

水叩き及び護床工はゲート上下流の河床が流水により洗掘されない構造とする。



### 6.5.1 下流側

#### 1) エプロンの長さ

エプロンの長さは次式により求める。

$$l_{a1} = 0.9 C \sqrt{D_1}$$

ここに  $l_{a1}$  : 下流エプロンの長さ (m)  
 $C$  : プライの係数 (微細砂または沈泥) 18  
 $D_1$  : 下流水位(既往最低潮位)からゲートてんばまでの高さ  
 EL.1.80 - L.L.W.L. (-) 1.70 = 3.50 m

$$l_{a1} = 0.9 \times 18 \times \sqrt{3.50} = 30.3 \text{ m} < 31.0 \text{ m}$$

## 2) 浸透路長

ゲート上下流の水位差によって生じる浸透流によるパイピングの発生を防止するため、堰基礎面や取付擁壁の背面に沿う浸透路長は十分な長さを確保しなければならない。

確保すべき浸透路長は、次の二つの方法で求めた値のうち大きい値とする。

### a) プライの方法

$$L_{B1} \geq C \Delta H_1$$

ここに  $L_{B1}$  : 堰の基礎面に沿って測った浸透路の長さ (m)  
 $C$  : プライの係数 18  
 $\Delta H_1$  : 上下流の水位差 H.W.L.1.80 - L.L.W.L. (-) 1.70 = 3.50 m

$$L_{B1} \geq 18 \times 3.50 = 63.0 \text{ m}$$

エプロン端部には洗掘防止及び基礎地盤のハラミ出し防止のため長さ 3.0 m の鋼矢板を計画する。

$$\begin{aligned} \text{設計浸透路長 } L'_{B1} &= 55.0 + 3.0 \times 2 \times 2 + 0.7 + 2.2 + 0.9 + 1.1 \\ &= 71.9 \text{ m} > L_{B1} = 63.0 \text{ m} \end{aligned}$$

b) レーンの方法

$$L_{L1} \geq C' \Delta H_1$$

ここに  $L_{L1}$  : 重み付きの浸透路長 (m)  
 $C'$  : レーンの係数 (微細砂または沈泥) 8.5  
 $\Delta H_1$  : 上下流水位差 3.50 m

$$L_{L1} \geq 8.5 \times 3.50 = 29.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{設計浸透路長 } L'_{L1} &= 1/3 \times 55.0 + 3.0 \times 2 \times 2 + 0.7 + 2.2 + 0.9 + 1.1 \\ &= 35.2 \text{ m} > L_{L1} = 29.8 \text{ m} \end{aligned}$$

3) エプロンの厚さ

エプロンの厚さは次式により求める。但しエプロンの最小厚さは 0.5 m とする。

$$t_1 \geq \frac{4}{3} \times \frac{\Delta H_1 - H_{f1}}{\gamma - 1}$$

ここに  $t_1$  : エプロンの厚さ (m)  
 $\Delta H_1$  : 上下流の水位差 3.50 m  
 $H_{f1}$  : 計算地点までの浸透流の損失水頭 (m)  
 $\gamma$  : エプロンの比重 2.2

a) C 点

$$\text{浸透路長 } l_c = 29.0 + 3.0 \times 2 + 0.7 + 2.2 = 37.9 \text{ m}$$

$$H_{fc} = \frac{l_c}{L_1} \times \Delta H_1 = \frac{37.9}{71.9} \times 3.50 = 1.84 \text{ m}$$

$$t_c = \frac{4}{3} \times \frac{3.50 - 1.84}{2.2 - 1} = 1.84 \div 2.0 \text{ m}$$

b) D 点

$$\text{浸透路長 } l_d = 36.0 + 3.0 \times 2 \times 2 + 0.7 + 2.2 + 0.9 = 51.8 \text{ m}$$

$$H_{fd} = \frac{51.8}{71.9} \times 3.50 = 2.52 \text{ m}$$

$$t_d = \frac{4}{3} \times \frac{3.50 - 2.52}{2.2 - 1} = 1.09 \text{ m} \div 1.1 \text{ m}$$

#### 4) 護床工長

護床工は防潮水門を設けることにより、河床部に局所洗掘の生ずるおそれがある場合に、河床の状況及び水門の上下流に生じる流れの状態を考慮して必要な範囲に設けるものとし、流水に対して安全で減勢効果を有する構造とする。

ブライの方法

$$l_{r1} = L_{R1} - l_{a1}$$

$$L_{R1} = 0.67 C \sqrt{\Delta H_1} \cdot q_1 \cdot f_1$$

ここに  $l_{r1}$  : 護床工長 (m)

$L_{R1}$  : エプロンの長さ ( $l_{a1}$ ) と護床工の長さ ( $l_{r1}$ ) を含めた保護工の全長 (m)

$C$  : ブライの係数 18

$\Delta H_1$  : 下流水位よりゲートてんばまでの高さ

$$EL.1.80 - EL.(-)1.70 = 3.50 \text{ m}$$

$q_1$  : 設計洪水量の単位幅当たり流量

$$1600/30 \times 5 = 10.67 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$f_1$  : 安全率、可動堰の場合 1.5

$$L_{R1} = 0.67 \times 18 \times \sqrt{3.50} \times 10.67 \times 1.5 = 110.5 \text{ m}$$

$$l_{r1} = 110.5 - 31.0 = 79.5 \text{ m} \doteq 80 \text{ m}$$

#### 6.5.2 上流側

##### 1) エプロンの長さ

エプロンの長さは次式により求める。

$$l_{a2} = 0.6 C \sqrt{D_2}$$

ここに  $D_2$  ; 上流側最低水位からゲートてんばまでの高さ

$$EL.1.80 - \text{Min. O.L.}(-)1.30 = 3.10 \text{ m}$$

$$l_{a2} = 0.6 \times 18 \times \sqrt{3.10} = 19.0 \text{ m}$$

2) 浸透路長

a) フライの方法

$$L_{B2} \geq C \cdot \Delta H_2 = 18 \times 3.10 = 55.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{設計浸透路長 } L'_{B2} &= 55.0 + 3.0 \times 2 \times 2 + 1.1 + 0.9 + 2.2 + 0.7 \\ &= 71.9 \text{ m} > L_{B2} = 55.8 \text{ m} \end{aligned}$$

b) レーンの方法

$$L_{L2} \geq C' \cdot \Delta H_2 = 8.5 \times 3.10 = 26.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{設計浸透路長 } L'_{L2} &= 1/3 \times 55.0 + 3.0 \times 2 \times 2 + 1.1 + 0.9 + 2.2 + 0.7 \\ &= 35.2 \text{ m} > L_{L2} = 26.4 \text{ m} \end{aligned}$$

3) エプロンの厚さ

$$t_2 \geq \frac{4}{3} \times \frac{\Delta H_2 - H_{f2}}{r - 1}$$

a) A 点

$$\text{浸透路長 } l_a = 42.0 + 3.0 \times 2 \times 2 + 1.1 + 0.9 + 2.2 = 58.2 \text{ m}$$

$$H_{fa} = \frac{58.2}{71.9} \times 3.10 = 2.51 \text{ m}$$

$$t_a = \frac{4}{3} \times \frac{3.10 - 2.51}{2.2 - 1} = 0.66 \text{ m} \approx 0.70 \text{ m}$$

b) B 点

$$\text{浸透路長 } l_b = 36.0 + 3.0 \times 2 + 1.1 + 0.9 = 44.0 \text{ m}$$

$$H_{fb} = \frac{44.0}{71.9} \times 3.10 = 1.90 \text{ m}$$

$$t_b = \frac{4}{3} \times \frac{3.10 - 1.90}{2.2 - 1} = 1.33 \text{ m} < 2.9 \text{ m}$$

4) 護床工長

フライの方法

$$l_{r2} = L_{R2} - l_{a2}$$

$$L_{R2} = 0.67 \cdot C \sqrt{\Delta H_2 \cdot q_2} \cdot f_2$$

ここに C : 18

$$\Delta H_2 : \text{EL} 1.80 - \text{EL} (-) 1.30 = 3.10 \text{ m}$$

$$q_2 : CB\Delta H^{3/2}/L = 2.0 \times 30.0 \times 3.10^{3/2}/166.0 = 1.97 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$f_2$  : 1.5

$$L_{R2} = 0.67 \times 18 \times \sqrt{3.10 \times 1.97} \times 1.5 = 44.7 \text{ m}$$

$$l_{r2} = 44.7 - 19.0 = 25.7 \text{ m} \approx 30.0 \text{ m}$$

## 6.6 擁壁

### 6.6.1 擁壁の高さ

擁壁の基礎は水叩き面より 2.0 m 下りとする。従って擁壁基礎は上流側 EL.(-) 10.2 m 下流側 EL.(-) 11.1 m となる。一方擁壁てんば高は EL.1.80 m であるから擁壁の高さは上流側 12.0 m、下流側 12.9 m となる。

### 6.6.2 擁壁の型式

擁壁の型式は i) 重力式、ii) 逆 T 型、iii) L 型、iv) 扶壁式の 4 タイプがあるが次の理由により iv) 扶壁式を採用する。

- i) 扶壁式は他の 3 タイプよりコンクリート量が少なく済む。
- ii) 扶壁式の経済的な高さは一般に 7.0 ~ 13.0 m である。

## 6.7 ゲート

### 6.7.1 ゲート型式

#### 1) 制水ゲート

制水ゲートの型式にはガータタイプ、シェルタイプ及びトラスタイプがある。下記の理由によりシェルタイプを採用する。

- a) ガータタイプの適合径間は 15 m 以下である。
- b) シェルタイプ及びトラスタイプの適合径間は 15 m ~ 80 m である。
- c) 制水ゲートは上流及び下流より水圧を受けるため、ガータ及びトラスタイプは採用できない。

## 2) 調節ゲート

調節ゲートは灌漑用水、上水道用水及び工業用水の取水と、逆潮防止の目的から二段ゲートとフラップ型ゲートが考えられる。下表はその優劣を比較したものである。

項目	二段ゲート		フラップ型ゲート	
	正二段式	逆二段式	正フラップ式	逆フラップ式
ゲート高	$H_c > 1/12 L$		$H_c > 1/3 H$ または 3.0 m	
下段扉のダンブル	小	大	大	小
海側波浪の影響	小	中	大	小
海中生物の付着	上段扉内	下段扉内	下段扉内面及びフラップ背面	下段扉内面及びフラップスキムプレート
安定性	良	良	不安定	不安定

二段ゲートは経済性においてフラップゲート式より劣るが、剛性(安定性)が良く、操作に対する信頼性が高く、構造的にも安定している。従って、二段ゲートとし、水理的に有利な正二段式ゲートを採用する。なお、操作の安全性より調節ゲートは2門を計画する。

### 6.7.2 ゲート設計仕様

#### 1) ゲート設計条件

##### a) 設計水位

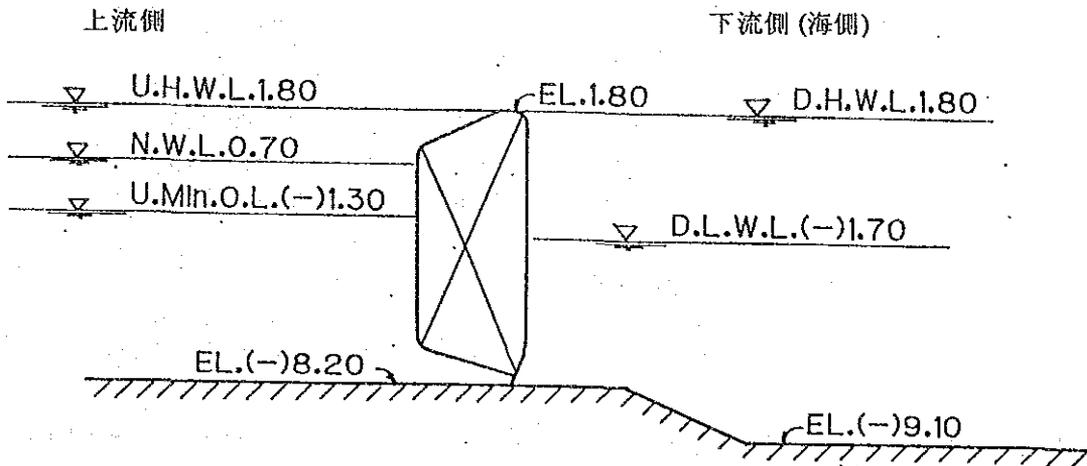
ゲートの設計水位は次の通りである。

- ・ 上流側設計最高水位 (U.H.W.L.) はゲートてんば標高 EL.1.80 m とする。
- ・ 上流側設計最低水位 (U.Min.O.L.) は貯水池の最低水位 EL.(-)1.30 m とする。
- ・ 下流側設計最高水位 (D.H.W.L.) はゲートてんば標高 EL.1.80 m とする。
- ・ 下流側設計最低水位 (D.L.L.W.L.) は既往最低潮位 EL.(-)1.70 m とする。

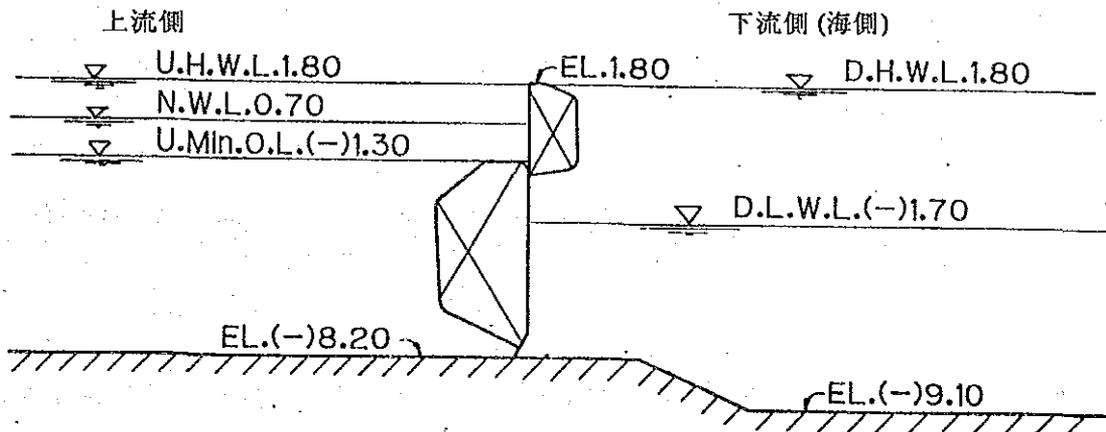
b) 堆砂深

大きな貯水池がゲート上流側にあるためゲート上流側の堆砂は生じない。

c) 制水ゲート



d) 調節ゲート



e) ゲート設計水位条件

ケース	上流側	下流側	水位差 m
	m	m	
Case I	H.W.L 1.80	L.L.W.L (-) 1.70	3.50
Case II	Min.O.L. (-)1.30	H.W.L 1.80	3.10

## 2) ゲート主要仕様

項目	制水ゲート	調節ゲート
形式	巢葉シェル構造ローラゲート	複葉シェル構造ローラゲート
純径間	30.0 m	30.0 m
上段扉高	-	3.1 m
下段扉高	10.0 m	6.9 m
設置門数	3門	2門
ゲート敷高	EL(-) 8.20 m	EL(-) 8.20 m
上段扉てんば	-	EL 1.80 m
下段扉てんば	EL 1.80 m	EL(-) 1.30 m
水密方式	両面三方水密	両面三方及び扉間水密
開閉方式	2モータ、2ドラムワイヤー 巻取り式	4モータ、4ドラムワイヤー 巻取り式
開閉速度	0.3 m/min	0.3 m/min
揚程	12.1 m (EL 3.90 m)	12.1 m (EL 3.90 m)
操作方式	機側及び遠方操作	機側及び遠方操作
設計水位差	上流側 3.50 m 下流側 3.10 m	上流側 3.50 m 下流側 3.10 m
操作水位	H.W.L 1.80 m	H.W.L 1.80 m

## 6.8 ゲート操作室

### 6.8.1 ゲート操作室の規模

ゲート操作室はゲート操作に支障となる、雨、日光及び風から巻上機及び電気設備を守るため計画する。ゲート操作室の規模は堰柱上の巻上機のタイプ及びゲートの操作方法により決定される。

本防潮水門では、ゲート操作室は流心方向 12.5 m 堰軸方向 10.0 m 及び高さ 4.5 m と決定する。

### 6.8.2 ゲート操作室の構造

巻上機及びその他の機器の維持点検のため、天井よりチェンブロックで吊るすため、ゲート操作室の構造は鉄筋コンクリート造りとする。但し、柱以外の側壁はコンクリートブロック造りとする。

ゲート操作室は長方形箱型、平屋建ての建物となりデザイン的に変化に乏しいものとなるため、タイ国の建築事情をよく把握してデザインに生かすものとする。

## 6.9 管理橋

管理橋はゲートの保守管理のために操作室に連絡するために架設する橋梁である。

### 6.9.1 幅員

管理橋の幅員は、ゲート保守管理及び緊急時の操作に必要な幅員を確保する。本管理橋は予備ゲート設置時に10tトラッククレーンが通行、作業できるよう幅員5.0mとする。

### 6.9.2 径間長

本管理橋の径間長はゲート径間長を考慮して、純径間長30.0m支間長33.15m×5径間とする。

### 6.9.3 橋の型式

本管理橋は構造的に鋼橋、I型PCコンクリート橋及びホロー型PCコンクリート橋が一般的であるが、表6-2管理橋型式比較表より次の理由によりホロー型PCコンクリート橋を採用する。

- 1) 自重は鋼橋より重くなるが、経済的に他の案より有利である。
- 2) 塗装等の維持管理が容易である。
- 3) 他の案より桁高が小さいため、堤防及び道路の取付延長が短くてよい。

### 6.9.4 桁下高

橋の桁下高は設計洪水位に余裕高を考慮して、次のように決定する。

$$\begin{aligned}\text{桁下高} &= \text{設計洪水位} + \text{余裕高} \\ &= \text{Max. W.L. } 2.40 \text{ m} + 1.50 \text{ m} \\ &= \text{EL. } 3.90 \text{ m}\end{aligned}$$

表 6-2 管理橋型式比較表

比較案	上部工型式	上部工規模	経済性	上部工型式による特性	総合評価
A	I型PCコンクリート桁	・支間長； 33.15 m ・桁長； 33.95 m ・径間； 5	143%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・死荷重反力が最も大きい。</li> <li>・維持管理が不要である。</li> <li>・経済的にインシヤルコストが最も高い。</li> <li>・ペント工法が不要で架設が容易である。</li> </ul>	△
B	ホロー型PCコンクリート桁	・支間長； 33.15 m ・桁長； 33.95 m ・径間； 5	100%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・維持管理が不要である。</li> <li>・最も経済的に優れている。</li> <li>・ペント工法が不要で架設が容易である。</li> </ul>	◎
C	単純合成鋼鉄桁	・支間長； 33.30 m ・桁長； 33.90 m ・径間； 5	103%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・死荷重反力が最も小さい。</li> <li>・ペント工法が必要となり架設に高度な技術が必要となる。</li> </ul>	○

## 第7章 河川締切堤の基本設計

### 7.1 地質状況

河川締切堤は、バンパコン川左岸のチュクヌア村東方約 300 m 付近で河川を横断して建設される。

河川締切堤周辺の地形は、河床幅約 250 m、河床最低標高は、EL. (-) 7.1 m、兩岸は非常に緩やかな勾配をなし、左岸側で約 15°、右岸側で約 10°の傾斜となっている。河川締切堤の右岸側で EL. (-) 20.3 m まで削孔されたボーリング孔 BCD-2 の調査結果から判断すると、河川締切堤の基礎は細粒のシルト粘土の沖積堆積物による典型的な軟弱地盤である。

基礎の支持力は次に述べる通り N 値により 3 層に区分される。

- ・ 表層は、N 値 1 程度の非常に軟弱な沖積粘土とシルトで構成され、EL. (-) 12.0 m 付近まで分布する。
- ・ 中間層は、EL. (-) 12.0 m 付近から EL. (-) 16.0 m の間に分布し、N 値は 15 程度である。
- ・ 基盤層は、EL. (-) 16.0 m 以深に分布し、N 値は 40 以上を示し、ほぼ堅固な基盤であると推測される。

### 7.2 河川締切堤の基本諸元及びゾーン区分

河川締切堤は、バンパコン川の設計洪水水位及び堤体完成後におけるてんばの道路としての使用を考慮し、余盛 0.3 m を除いたてんば標高を EL. 3.9 m、てんば幅を 12.0 m とする。

河川締切堤の基礎の最深部は、軟弱な表層を取り除き EL. (-) 12.0 m まで掘削するので、河川締切堤の高さは 15.9 m となる。

河川締切堤は、堤軸に対し対称とし、堤体は大部分を占めるアースフィルゾーンとこのゾーンの盛土材料の側方流失を防止するため堤体上流及び下流側の法尻に設けるロックフィルゾーンで構成される。波の作用による盛土材料の流失と雨滴による侵食を防止するため、リップラップ工をアースフィルゾーンの上、下流法面上に設ける。

上、下流法面勾配は、予備的な安定解析に基づき、アースフィルゾーンの法面では1:5.0、ロックフィルゾーンの法面では1:2.0とする。

### 7.3 築堤材料

アースフィルゾーンの築堤材料は、河川締切堤地点東方約20km付近の土取場から25°程度の内部摩擦角が期待できる材料を搬入する計画とした。但し、正確な土取場の位置の選定及び築堤材料の物性に関しては、フェーズII現地調査並びに試験室における土質試験を実施し、詳細な検討を行わねばならない。

一方、ロックフィルゾーン材料は、河川締切堤地点から約60km離れたチョンブリ市周辺の原石山で採取される砂岩を購入する計画とする。この砂岩は堅固で、風化に対して十分な耐久性を有している。

他方、取付水路の掘削材料は細粒のシルト及び粘土であり、築堤が水面下の盛土となること、圧密沈下量が多いこと及び堤体の安定性にも問題のあること等を考慮するとアースフィルゾーン材料として不適當である。

基礎の表層を除去し、取付水路の掘削材料をアースフィルゾーン盛立材料として利用した場合の概略沈下量と安全率を予備的な圧密及び安定解析を実施して求めた結果は次の通りである。

#### 1) 圧密解析の結果

河川締切堤の施工中及び完成後の堤体の総沈下量は約160cmである。2つの排水条件での圧密度に対応する堤体の圧密時間は下表の通りである。

排水条件	圧密度	
	50%	80%
片面排水	約23年	約68年
両面排水	約4年	約12年

#### 2) 安定解析の結果

アースフィルゾーンに対し1:5.0、ロックフィルゾーンに対し1:2.0の法面勾配を有する河川締切堤の安定解析は、次の条件のもとに円弧すべり面法により行い、その結果を次表に示す。

ケース	解析条件		安全率	摘要
ケース 1	定水位	H.H.W.L, EL 2.10 m	1.253 > 1.20	H.H.W.L; 既往最高
ケース 2	定水位	L.L.W.L, EL - 1.70 m	1.132 < 1.20	潮位、
ケース 3	水位降下	H.H.W.L → L.L.W.L	0.926 < 1.10	L.L.W.L; 既往最低 潮位、

河川締切堤の圧密及び安定解析結果より判断すると、地表から約 8m 以深で得られる取付水路の掘削材料でも極端な圧密沈下量と圧密時間及び堤体の安定性からアースフィルゾーンの盛立材料への流用はできないと判断される。

### 3) 基礎処理

河川締切堤基礎が N 値 1 程度の非常に軟弱な沖積堆積物の表層上に位置する場合、堤体のすべり破壊に対する安全性を下記の条件のもとに円弧すべり面法により検討し、その結果を下表に示す。

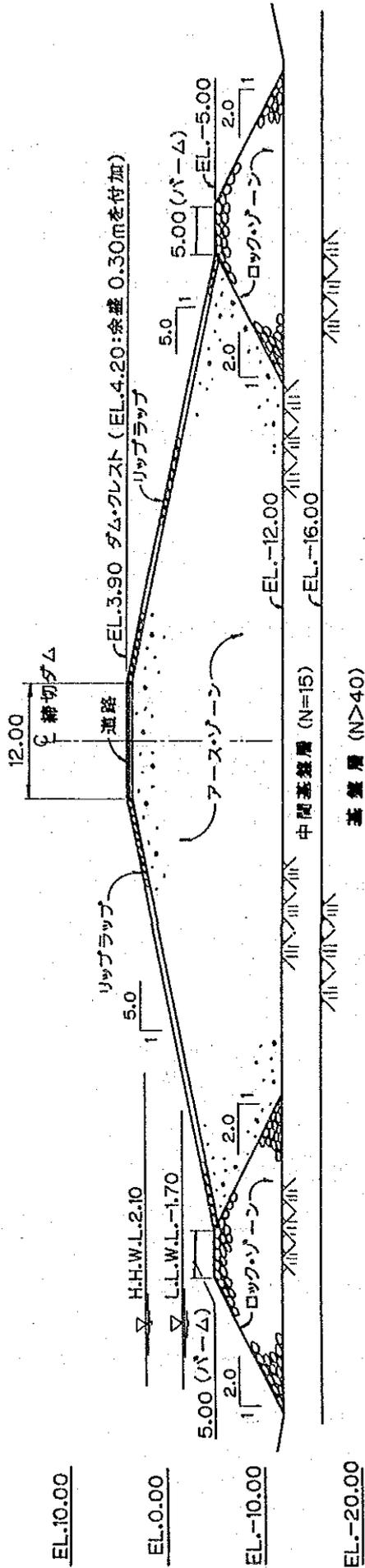
ケース	解析条件		安全率	摘要
ケース 1	定水位	H.H.W.L, EL 2.10 m	1.249 > 1.20	H.H.W.L; 既往最高
ケース 2	定水位	L.L.W.L, EL - 1.70 m	1.098 < 1.20	潮位、
ケース 3	水位降下	H.H.W.L → L.L.W.L	1.034 < 1.10	L.L.W.L; 既往最低 潮位、

上表から、深いすべり円弧におけるすべり破壊の生ずる可能性が懸念される。従って、河川締切堤の基礎は上層を除去した N 値 15 程度の中間層に設置する計画とする。

仮に、表層を除去する代わりに、河川締切堤基礎全域において表層の物性改善のために地盤改良工法を採用することとすると、河川締切堤地点における堆積状況、改良工法の数量及び表層材料の土質力学的性質等から判断して工事費と工事期間のかなりな増加は避けられず、結論として、河川締切堤基礎全域に地盤改良工法を適用することは不相当と判断される。但し、河川締切堤の両岸では、軟弱層の分布状況からこの軟弱層を除去することは困難であり、従って、圧密の促進と強度定数の増加のため部分的に地盤改良工法(サンドコンパクションパイル工法又は他の適当な工法)を採用する必要がある。

上述の考察に基づく河川締切堤の標準断面を図 7-1 に示す。

図 7-1 河川締切堤標準断面図



## 第8章 道路及び道路橋の基本設計

### 8.1 道路

#### 8.1.1 平面線形

RIDは、バンパコン川左岸側の幹線道路304号線から川岸のチュクヌア(chuknua)村に至る支線道路をバンパコン川を横断して延長し、右岸側既設道路と連絡する計画である。この左岸支線道路は、ラテライト舗装、総幅員9.0mの道路で、平面線形は良好である。道路を左岸側支線道路の延長線上に計画すると、チュクヌア村内の民家は取付道路の関係で移転が必要となる上に道路橋よりかなり西側に寄るため、道路全体の平面線形も悪くなる。従って、道路はチュクヌア村の居住地を避けて、既設の左岸側支線道路の終点より約300m東側に計画する。

一方、道路が取付水路を横断する位置は、防潮水門の下流となるため、防潮水門を通過する流水による影響を少なくするため、道路橋の位置は防潮水門下流200mの位置とする。

#### 1) 曲線半径

道路の設計速度(V)と曲線半径(R)、曲線長(L)、曲線拡幅( $\Delta W$ )及び曲線片勾配(i)の関係は次表の通りである。

表 8-1 曲線諸元表

設計速度 (km/hr)	曲線半径 (m)		曲線長 (m)	曲線拡幅 (m)	曲線片勾配 (%)
	最 小	標 準			
60	150	200	100	0.25 (0)	9 (8)
80	180	400	140	0	9 (7)

注) カッコ内の数値は標準曲線半径の場合

上表より本道路の設計速度60km/hr区間の曲線半径は200m以上、80km/hr区間の曲線半径は400m以上とする。

始点よりI.P.<sub>1</sub>間の距離は152.6mと短く、交角65°55'43"であるので曲線半径200mとなる。従って、STA.0~STA.0+300の300m区間は設計速度60km/hrその他の区間は設計速度80km/hrとなり、I.P.<sub>2</sub>及びI.P.<sub>3</sub>の曲線半径は500mとする。

## 2) 緩和区間

本道路の曲線半径は 200 m 以上であるので、曲線拡幅は不必要である。従って、緩和区間は設置しない。

### 8.1.2 縦断線形

#### 1) 縦断勾配

タイ国高速道路局の道路設計基準によると、道路区分 Class 4、設計速度 60 ~ 80 km/hr の平坦で緩い地形での道路縦断勾配の最大は 4% である。

本道路には排水溝を設置しないため最小縦断勾配は水平とする。

#### 2) 計画道路高

各地点の計画道路高は次の通りとする。

- a) 始点 (STA.0) は既設道路高と合わせて、計画道路高は EL.2.20 m とする。
- b) 河川締切堤区間 (STA.0 + 970 ~ STA.1 + 220) は河川締切堤てんば標高 (余盛を含む) に合わせて、計画道路高さは EL.4.20 m とする。
- c) 道路橋区間 (STA.2 + 640 ~ STA.2 + 960) は道路橋面高に合わせて、計画道路高さは EL.5.20 m とする。
- d) 本道路はバンパコン川の高水敷に河川を横断して設置されるため、洪水の流下に支障のないようできる限り低く計画する。一方平均現況地盤高 EL.1.5 m に表土はぎ 0.3 m、舗装厚さ 0.6 m、及び最近 10 年間の最高洪水位 W.L. 1.86 m を考慮して、道路計画高は EL.1.80 m とする。

### 8.1.3 横断線形

#### 1) 道路幅員

車道幅員は  $3.0 \text{ m} \times 2 \text{ 車線} = 6.0 \text{ m}$ 、路肩は  $1.5 \text{ m} \times 2 = 3.0 \text{ m}$  より道路幅員 9.0 m とする。

## 2) 横断勾配

タイ国高速道路局の設計基準により、横断勾配は3.5%とする。

## 3) 盛土法勾配

タイ国高速道路局の設計基準より、盛土法勾配は1:2.0とする。

### 8.1.4 舗装工

#### 1) 設計条件

- ・ 大型車日交通量 ; A交通 (100 ~ 250 台 / 日)
- ・ 設計 CBR ; 3 %
- ・ 各舗装の最小厚  
表 層 ; 5 cm  
上層路盤 ; 10 cm  
下層路盤 ; 10 cm

#### 2) 舗装構成

##### a) 必要舗装厚 ( $T_A$ )

$$T_A = \frac{3.84 N^{0.16}}{CBR^{0.3}}$$

ここに  $T_A$  : 必要舗装厚さ (cm)  
 $N$  : 10年間の車両輪数 150,000 (輪 / 1方向)  
CBR : 路床の CBR 3 %

$$T_A = \frac{3.84 \times 150,000^{0.16}}{3^{0.3}} = 18.6 \text{ cm} \approx 19 \text{ cm}$$

##### b) 設計舗装厚 ( $T_A'$ )

$$T_A' = a_1 \cdot T_1 + a_2 \cdot T_2 + a_3 \cdot T_3$$

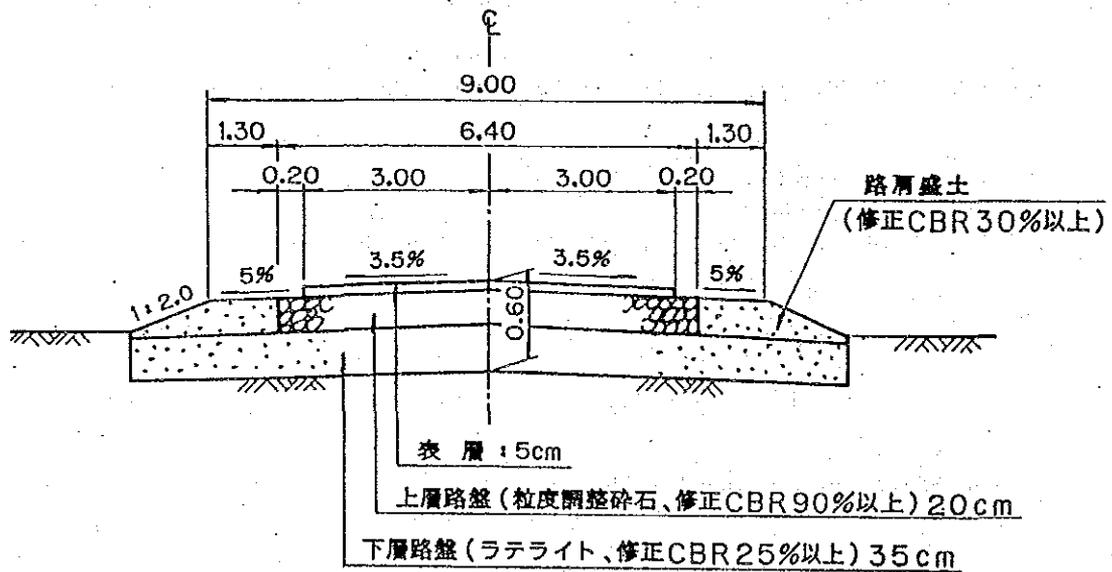
ここに  $T_A'$  ; 設計舗装厚 (cm)  
 $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$  ; 表層、上層路盤、下層路盤の厚さ (cm)  
 $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$  ; 各層の等値換算係数 1.00、0.35、0.20

表 8-2 設計舗装厚さ比較表

比較案	表層 $2,000 B/m^3$	上層路盤 $450 B/m^3$	下層路盤 $265 B/m^3$	換算舗装厚 $T_A'$ (cm)	合計舗装厚 H (cm)	舗装 工事費 $B/m^3$
	$\frac{cm}{B/m^3}$	$\frac{cm}{B/m^3}$	$\frac{cm}{B/m^3}$			
Case - A	5 100	10 45	55 146	19.5	60	291
Case - B	5 100	15 68	45 119	19.3	65	287
Case - C	5 100	20 90	35 93	19.0	60	283
Case - D	5 100	25 113	30 80	19.8	60	293

上表より、舗装構成は表層 (5 cm)、上層路盤 (20 cm)、下層路盤 (35 cm) 及び合計舗装厚 (60 cm) とする。

図 8-1 道路標準断面図

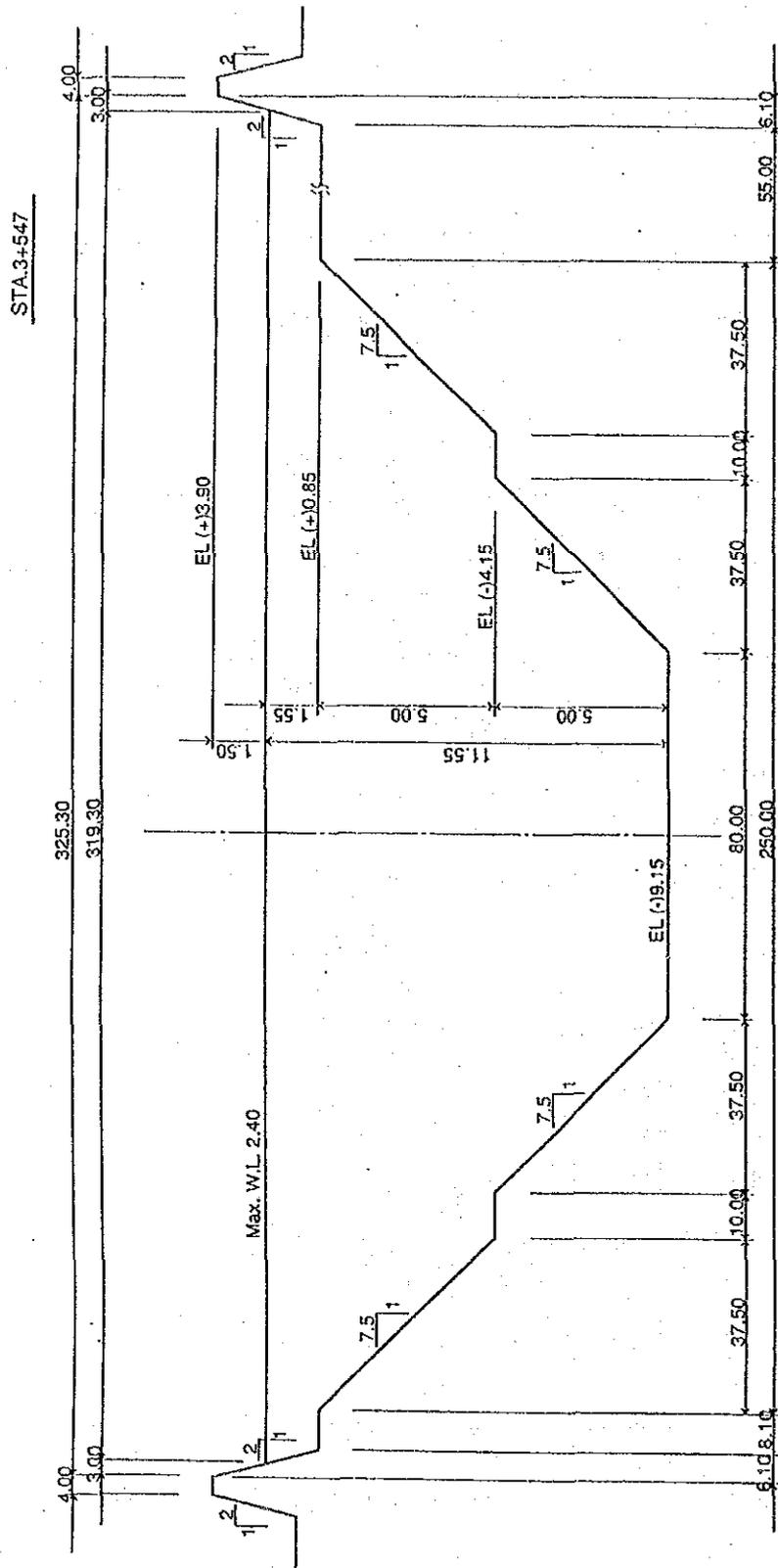


## 8.2 道路橋

### 8.2.1 基本設計条件

(1)	道路区分	:	CLASS 4(タイ国高速道路局設計基準)
(2)	設計速度	:	80 km/hr
(3)	計画交通量	:	300 ~ 1,000 台/日
(4)	橋 格	:	1等橋(TL-20)
(5)	橋 長	:	251.65 m
(6)	幅員構成	:	車線幅員 2車線 × 3.00 m = 6.00 m 路 肩 2 × 1.50 m = 3.00 m 計 9.00 m
(7)	平面線形	:	直線区間
(8)	斜 角	:	90°
(9)	舗 装	:	アスファルト舗装 車道部:6cm
(10)	横断勾配	:	車道部 3.5%
(11)	縦断勾配	:	i = 水平
(12)	特殊荷重	:	照明
(13)	河川計画	:	
	河川名	:	バンパコン川
	橋梁位置	:	STA. 3 + 547
	計画洪水量	:	Q = 1,600 m <sup>3</sup> /s
	計画洪水位	:	Max. W.L. (+) 2.40 m
	計画堤防高	:	EL. (+) 3.90 m
	計画河床高	:	EL. (-) 9.15 m
	計画河床勾配	:	I = 1/4,000
	計画横断形	:	図 8-2 の通り

图 8-2 河川計画横断面图

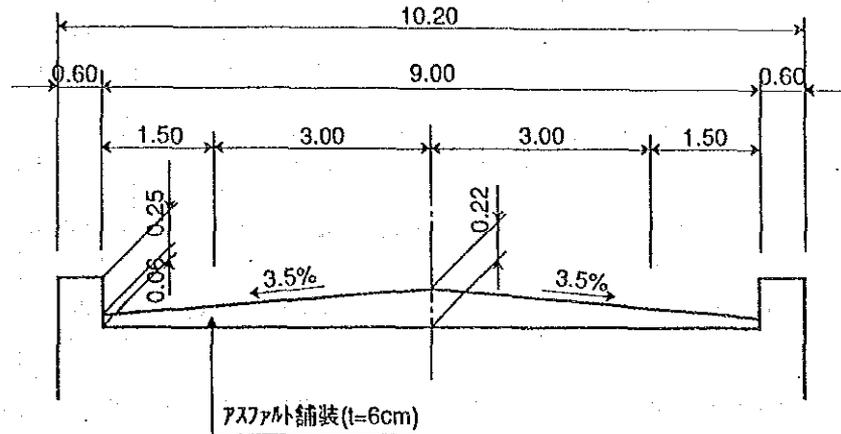


## 8.2.2 線形計画

### 1) 横断線形

道路橋の横断線形は、道路横断線形に合わせて図 8-3 の通りとする。

図 8-3 道路橋標準断面図



### 2) 縦断線形

道路橋の縦断線形は水平とする。

また、橋面高は、桁下高を横断する計画堤防高 (EL.(+) 3.90 m) 以上とすることとし、下記の通り EL.(+) 5.20 m とする。

$$\begin{aligned} \text{橋面高} &= \text{計画堤防高} + \text{桁高} + \text{舗装厚} \\ &= \text{EL.}(+) 3.90 \text{ m} + 1.00 \text{ m} + 0.22 \text{ m} \\ &= \text{EL.}(+) 5.12 \text{ m} \rightarrow \text{EL.}(+) 5.20 \text{ m} \end{aligned}$$

## 8.2.3 橋長

橋長は、計画洪水水位 (Max.W.L.(+) 2.40 m) において、計画洪水量 ( $Q = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) を流下し得る断面を確保するものとして橋台前面を EL.(+) 0.85 m 小段法肩に一致させることにより、次式により決定する。

$$\begin{aligned} \text{橋長} &= \text{EL.}(+) 0.85 \text{ m 河川幅} + 2 \times \text{橋座幅} \\ &= 250 \text{ m} + 2 \times 0.80 \text{ m} \\ &= 251.60 \text{ m} \rightarrow 251.65 \text{ m} \end{aligned}$$

### 8.2.4 上部工型式及び径間割

上部工型式及び径間割は、下記に示す型式とスパン割の組合せによる7ケースについて、経済性、施工性、維持・管理等を総合的に比較検討の上、決定する。

上部工型式	スパン割	ケース名
I型PCコンクリート桁	8スパン	A-1
	9スパン	A-2
ホロー型PCコンクリート桁	7スパン	B-1
	8スパン	B-2
	9スパン	B-3
単純合成鋼鉄桁	5スパン	C-1
	6スパン	C-2

上部工型式及び径間割は、表8-3の比較検討表より、経済性及び施工性が優れ、維持管理の容易なB-2案；ホロー型PCコンクリート橋30.60m×8スパンとする。

### 8.2.5 下部工型式

#### 1) 橋台

橋台型式は、全高(H = 6.00 m)及び基礎構造(杭基礎)より一般的な逆T式橋台とする。

#### 2) 橋脚

橋脚型式は、河川内に設置されることより張出し式鉄筋コンクリート橋脚(小判型)とする。

### 8.2.6 基礎構造型式

基礎構造型式は、支持層がEL.(-)19.00 m以深のCL層(N > 40)と計画河床面より10 m程度と深く、地下水面が高いことより、φ600 mm PC杭基礎(L = 9 ~ 21 m)とする。

表 8-3 上部工型式及びスパン割比較検討表

比較案	上部工型式	スパン割	経済性	上部工型式による特性	総合評価
A-1	I型PCコンクリート桁	30.60 m × 8	130%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 死荷重反力が最も大きい。</li> <li>・ 維持管理が不要である。</li> <li>・ 経済的にイニシャルコストが最も高価である。</li> <li>・ ペント工法が不要で架設が容易である。</li> </ul>	△
A-2		27.20 m × 9	133%		△
B-1	ホロー型PCコンクリート桁	35.10 m × 7	104%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 維持管理が不要である。</li> <li>・ 最も経済的に優れている。</li> <li>・ ペント工法が不要で架設が容易である。</li> </ul>	△
B-2		30.60 m × 8	100%		◎
B-3		27.20 m × 9	103%		○
C-1	単純合成鋼鉄桁	49.70 m × 5	110%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 死荷重反力が最も小さい。</li> <li>・ ペント工法が必要となり、架設に高度な技術が必要となる。</li> </ul>	△
C-2		41.30 m × 6	105%		△



## 第9章 揚水機場の基本設計

### 9.1 機場位置の選定

揚水機場の位置は、下記の諸条件を総合的に検討し、最も有利な位置を選定する。

#### i) 地形条件

- 受益地区との位置関係では、揚水機場に接続する幹線水路の延長が極力短くできること。
- 防潮水門及び河川締切堤の上流側で、土砂、浮遊物の流入堆積が少なく、継続して安定した取水が可能な地点であること。

#### ii) 地質条件

- 基礎工が安全かつ経済的に施工できること。

#### iii) 環境条件

- 機場の設置に伴い、近傍の既存施設等に著しい障害を与えないこと。
- 騒音、振動等が周辺の公害問題とならないこと。

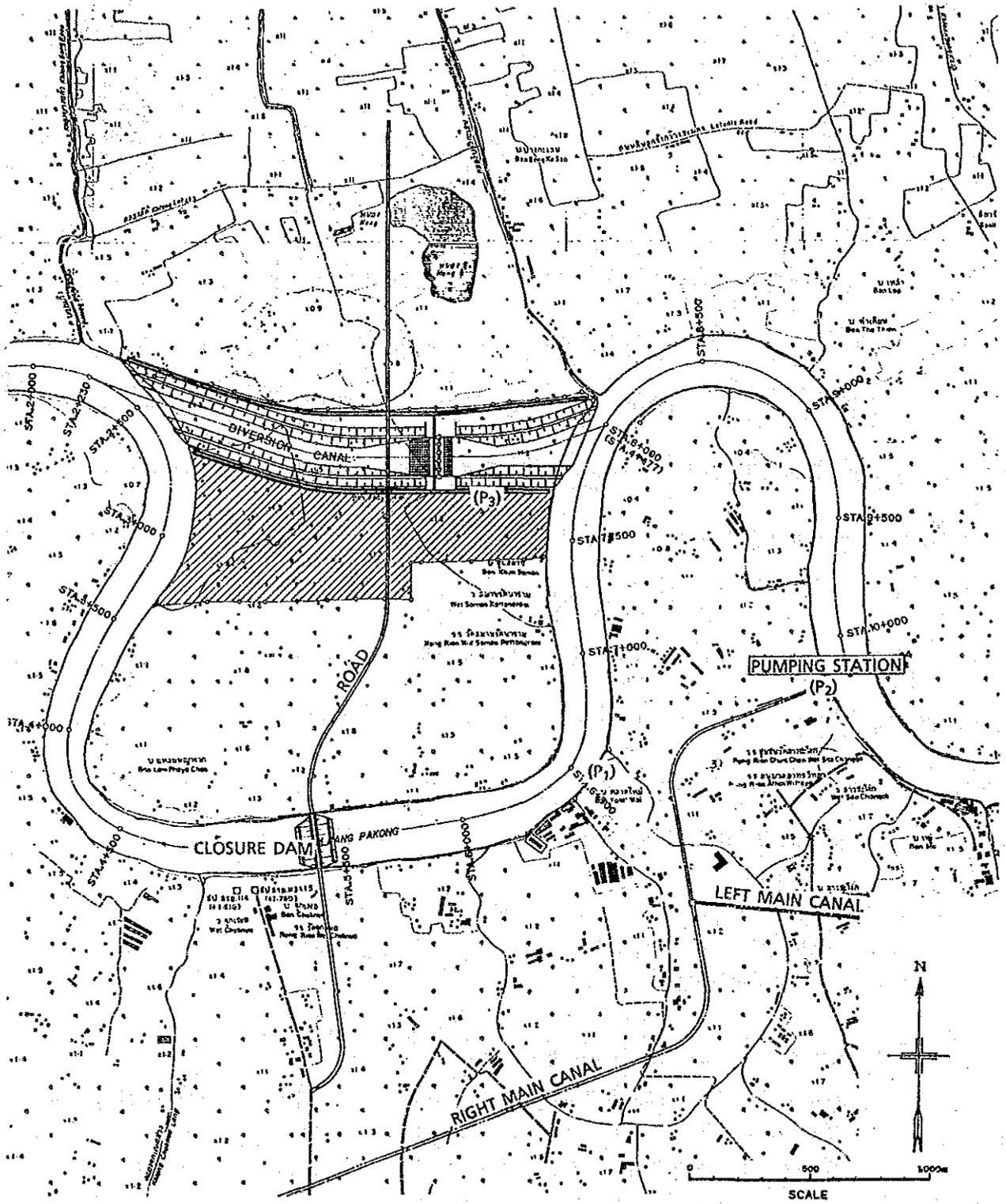
#### iv) その他

- 用地の確保が容易なこと。
- 動力源の確保が容易なこと。
- 維持管理に便利なこと。

以上の諸条件から、図9-1に示す(P<sub>1</sub>)、(P<sub>2</sub>)及び(P<sub>3</sub>)の3地点について検討した結果、次の理由により(P<sub>2</sub>)を選定する。

- i) (P<sub>1</sub>)地点は、取付水路流入口と河川締切堤との間のバンパコン川の左岸のほぼ中間点に位置している。当事業の完成後、この区間のバンパコン川の河川水は、揚水機場の取水量が最大の時でも、平均流速が0.01 m/sec以下となり、ほとんど流動しなくなる。従って、本川の河床を掃流によって流下してくる土砂が、この区間の上流部に堆積するとともに、この区間に滞留する水中の浮遊土砂や有機物が堆積することにより、徐々に河川断面を減少させていく恐れがある。

図9-1 揚水機場の位置



また、畜産排水や生活排水の流入による水質の汚染も懸念され、浮草等が繁茂した場合には雨期にフラッシュできず維持管理のために多くの費用が必要になるものと想定される。

上記の理由から、(P<sub>1</sub>)地点は揚水機場の位置としては適当でない。

- ii) (P<sub>3</sub>)地点は、防潮水門より上流の取付水路内にあり、揚水機場の運転操作、維持管理の面からは最適な位置であるが、次のような欠点を有している。(P<sub>3</sub>)地点に続く幹線用水路は、その付近のバンパコン川の流水方向と直角に配置されることになるが、幹線用水路のてんば標高はEL. 5.00 m程度であることから、河川水が河道を溢れて流下するような洪水時には、洪水の流下を阻害することとなり、治水上好ましくない。

また、幹線用水路は河川締切堤と平行して現河道を横断することになり、河川締切堤の盛土量が倍増する。その上、(P<sub>2</sub>)地点を選定した場合に比べて幹線用水路の延長が1 km以上長くなることから、(P<sub>2</sub>)地点よりかなり不経済となる。

- iii) (P<sub>2</sub>)地点は、取付水路流入口より約2.3 km上流のバンパコン川の左岸側に位置している。取付水路流入口より上流部のバンパコン川で堆砂の生じ難い位置としてミオ筋が左岸側に寄った場所で、かつ幹線用水路との接続が比較的容易な地点である。(P<sub>2</sub>)地点の上流側には小、中学校が隣接するが、それらの建物からは約300 m離れており、騒音公害の恐れはない。また、(P<sub>2</sub>)地点を選定した場合は、事業施設が洪水時に治水上著しい支障を与えることがなく、(P<sub>3</sub>)地点を選定した場合に比べて経済的である。

## 9.2 ポンプの設計

### 1) 基本条件

#### a) 揚水量及び運転時間

農業用水を取水する揚水機場の施設容量は、有効雨量を見込まない期別の最大必要水量で決定する方法と、過去10～20年の最大粗用水量(雨あり)の包絡線をとる方法がある。

今、上記方法により揚水機場の施設容量を概定すると以下の通りである。

施設容量の決定方法		施設容量 (m <sup>3</sup> /sec)
i)	雨なし最大必要水量	17.068
ii)	20ヵ年の最大粗用水量の包絡線	15.886
iii)	10ヵ年の最大粗用水量の包絡線	15.630

本地区の場合、雨なし最大必要水量は9月第1旬に生じ、雨期であることから、有効雨量を見込んだ粗用水量を施設容量として採用するのが妥当である。従って、10～20年の最大粗用水量(雨あり)は、15.630～15.886 m<sup>3</sup>/secであり、10ヵ年と20ヵ年ではそれほど差がないことから、20ヵ年の最大粗用水量の包絡線をもとに、若干の余裕を見込んでポンプの施設容量は  $Q = 16.00 \text{ m}^3/\text{s}$  とする。

また、ポンプの運転時間は、本機場が農業用水を主体とする水源施設であることから日当たり24時間運転で計画する。

表 9-1 雨期水稲期における期別必要水量

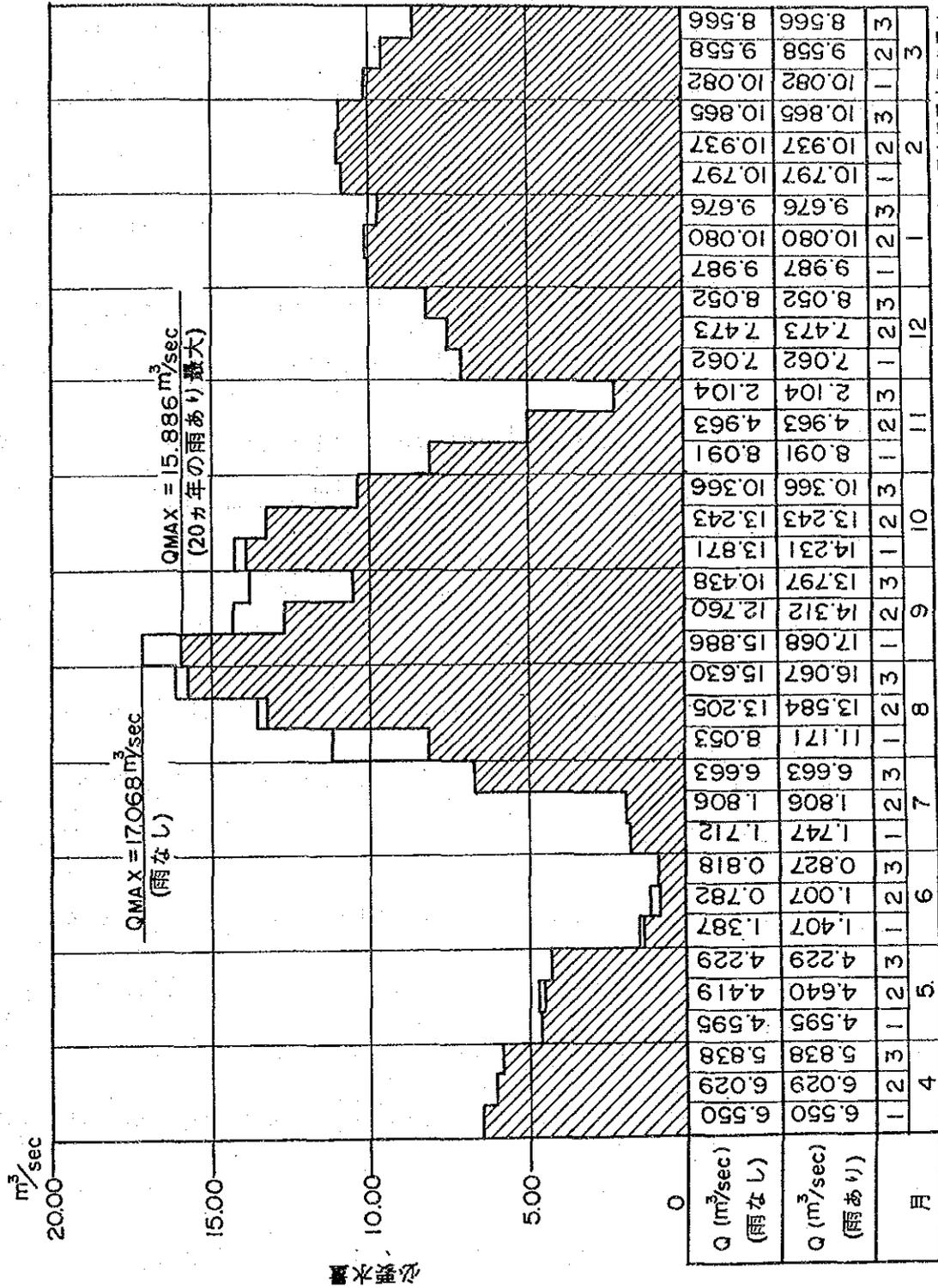
月		雨なし 期別必要水量 m <sup>3</sup> /s	雨あり	
			20ヵ年最大 期別粗用水量 m <sup>3</sup> /s	10ヵ年最大 期別粗用水量 m <sup>3</sup> /s
7	1	1.747	1.712	1.712
	2	1.806	1.806	1.806
	3	6.663	6.663	2.828
8	1	11.171	8.053	7.825
	2	13.584	13.205	13.205
	3	16.067	15.630	15.630 ●
9	1	17.068 ●	15.886 ●	13.628
	2	14.312	12.760	12.760
	3	13.797	10.438	9.492
10	1	14.231	13.871	13.871
	2	13.243	13.243	13.243
	3	10.366	10.366	10.366
11	1	8.091	8.091	8.091
	2	4.963	4.963	4.716
	3	2.104	2.104	2.104

注: 雨ありは最近の20ヵ年または10ヵ年とし1968～1987年の降雨量による。

#### b) 水位

ポンプの計画吸水水位はバンパコン貯水池の最低水位 Min. O. L. (-) 1.30 m をもとに導水損失、スクリーン損失を見込み P. S. W. L. (-) 1.60 m とする。ポンプの最低吸水水位は大量のゴミなどによる不測の吸水水位低下に対する余裕として 0.30 m 見込んで Min. S. W. L. (-) 1.90 m とする。

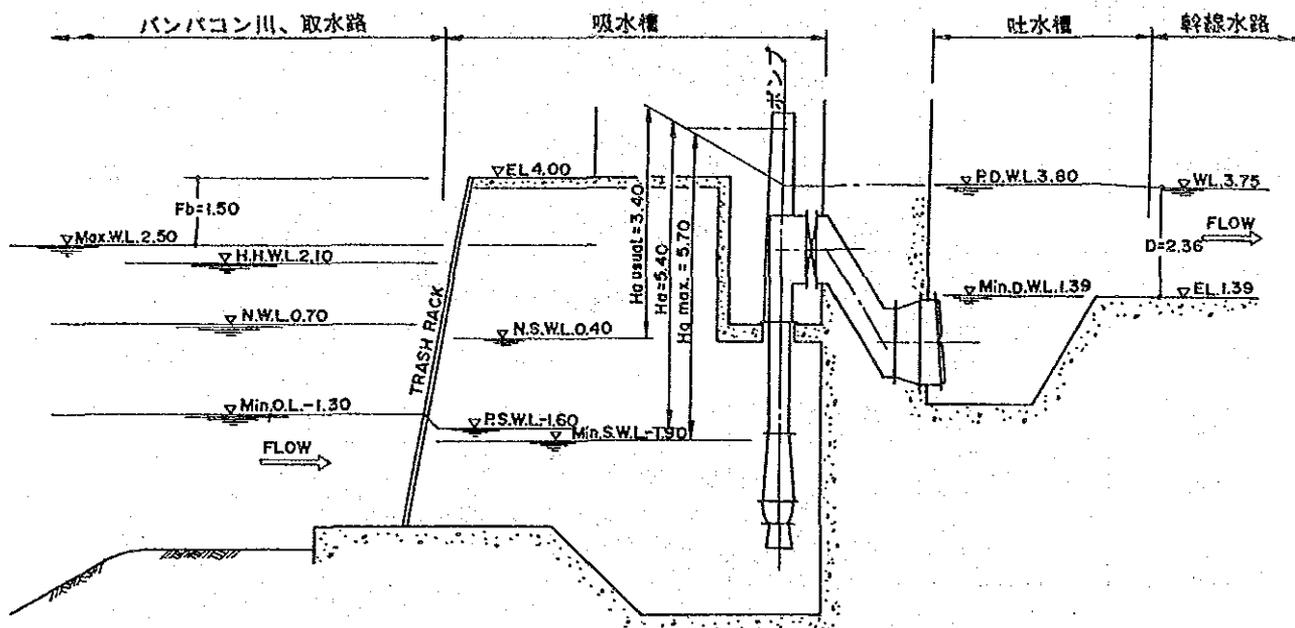
図 9-2 期別必要水量



斜線部分は有効雨量を考慮した20年の最大粗用雨量を示す

また、ポンプの計画吐水位は幹線用水路の計画に基づいて P. D. W. L. 3.80 m とする。

図 9-3 水位関連図



## 2) ポンプ台数及び口径の決定

ポンプの台数割と口径は下記の点を考慮して決定する。

### i) 流量変動への対応性

期別用水量の変動に対して、極力、台数制御のみで対応できることが望ましく、設置台数を多くしたり、大小ポンプの組合せを行うと対応性が良くなる。

### ii) 故障等に対する危険分散

ポンプ設備は万一の故障に対して危険分散の立場から複数台の設置とするのが望ましい。

### iii) 部品の互換性

機器、部品の規格を統一し、互換性を持たせるため、極力、同一容量機に分割するのが望ましい。

iv) 設備費、運転経費を含めて総合的に経済的であること

一般に台数が増加するにつれて設備費が大きくなり、ポンプ効率も低くなるが、需要水量への適応性は良くなり運転経費が安価となる。従って、設備費と運転経費の総計が最小となる設置台数とするのが望ましい。

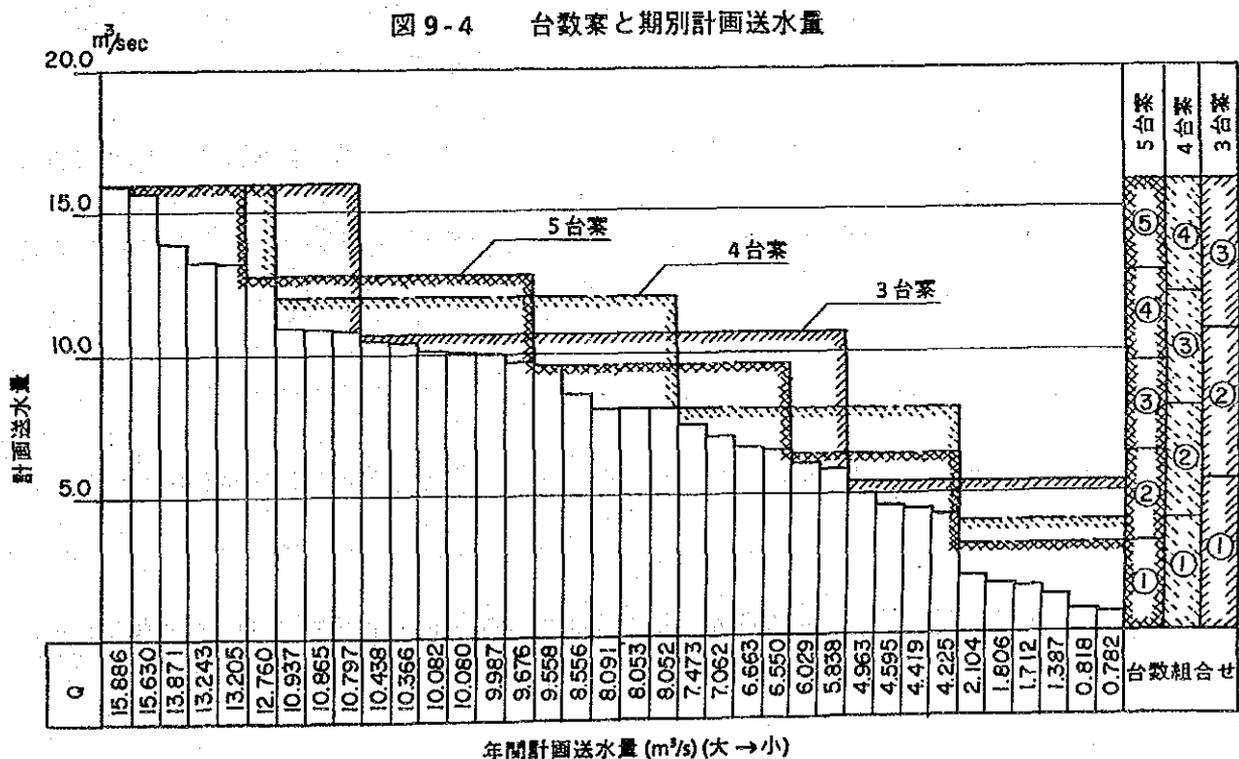
a) ポンプ台数案

ポンプ台数割は、部品の互換性、運転・保守管理の容易性から同一容量機に分割するものとし、流量変動への対応性、危険分散の点から3~5台案での比較検討を行う。尚、本ポンプは農業用水を主体とすることから予備機は設けないものとする。

ポンプ台数別の標準口径を示すと次の通りである。

ケース	台数 (台)	1台あたり吐出量 (m <sup>3</sup> /min)	標準口径 (mm)
1	3	320	φ1,500
2	4	240	φ1,350
3	5	192	φ1,200
( 4	6	160	φ1,200 )

各台数案と期別計画送水量への対応性は図9-4に示す通りである。



各台数案における期別計画送水量への対応度  $\alpha$  は、

3台案	$\alpha = 75.9\%$
4台案	$\alpha = 77.8\%$
5台案	$\alpha = 81.4\%$

と台数が多いほど、良くなっている。

#### b) ポンプ台数の決定

各ポンプ台数案における期別送水量への適応性、及び設備費、運転経費を含めた経済性の比較を示すと下表の通りである。

表 9-2 ポンプ台数案の比較表

項目 \ ケース	1	2	3
口径×台数	φ1,500 mm × 3台	φ1,350 mm × 4台	φ1,200mm × 5台
期別送水量への対応度			
計画送水量	$\alpha = 75.9\%$	$\alpha = 77.8\%$	$\alpha = 81.4\%$
20ヵ年の総送水量	$\alpha = 61.3\%$	$\alpha = 67.1\%$	$\alpha = 75.7\%$
経済比較	'000 ¥	'000 ¥	'000 ¥
機場工事費	31,341	34,254	35,891
ポンプ設備費	209,440	220,080	233,040
運転経費 <sup>1/</sup>	163,514	154,206	151,406
計	404,295	408,540	420,337
(同上比率)	(100%)	(101.0%)	(104.0%)

1/ 運転経費はポンプ耐用年中における総額とし20ヵ年の費用である。

上表に示す通り、期別送水量への対応度は台数が多いほど良くなり、反面、運転経費も含めた経済性では台数の多いほど不利となっている。

本地区の場合、ポンプ台数制御を原則とするため、送水量への対応度が高いほど制御性に優れ、この面では極力、台数を多くするのが好ましい。経済性の面では、3台案、4台案がほぼ同等であり、運転経費は3台案に比べ4台案が安価である。以上の点を総合的に判断してケース2の4台案を採用する。

#### c) ポンプ口径の決定

ポンプ口径は1台当たりの計画吐出量をもとに、吐出量とポンプの標準口径の関係により決定する。

本機場のポンプ1台当たり吐出量は  $16.00 \text{ m}^3/\text{s}/4\text{台} = 4.00 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $240 \text{ m}^3/\text{min}$ ) より、ポンプ口径はφ1,350 mm と決定する。

### 3) ポンプ形式の選定

ポンプ形式及び軸形式は与えられた全揚程により概定することができる。全揚程に対するポンプ形式及び軸形式の適用範囲を示すと概ね下表の通りである。

表 9-3 ポンプ形式と全揚程

機種形式	軸形式	横 軸	立 軸
	軸 流	3 m 以下	5 m 以下
斜 流	3 ~ 7 m 程度	4 m 以上	

当機場のポンプ全揚程は概略 6 m であり、上表より選定可能な形式は、

- i) 横軸斜流ポンプ
- ii) 立軸斜流ポンプ

となるが、ポンプは、予想される運転範囲において、有害なキャビテーションを発生してはならないことから、吸込性能の検討結果より立軸斜流ポンプを選定する。

### 4) 揚 程

ポンプ設計点における揚程は次の通りである。

$$\begin{aligned} \text{実揚程 (H}_a\text{)} &= \text{計画吐水位} - \text{計画吸水位} \\ &= \text{P. D. W. L. } 3.80 - \text{P. S. W. L. } (-) 1.60 \text{ m} = 5.40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全揚程 (H)} &= \text{実揚程 (H}_a\text{)} + \text{ポンプ廻り配管損失水頭} \\ &= 5.40 + 0.70 = 6.10 \text{ m (モーター掛)} \\ &= 5.40 + 0.80 = 6.20 \text{ m (エンジン掛)} \end{aligned}$$

## 9.3 原動機的设计

### 1) 原動機機種の選定

原動機は、動力源の立地条件、ポンプの運転状況、維持管理及び環境条件を考慮して経済的なものを選定しなければならない。

ポンプ用の原動機としては一般的には電動機とディーゼル機関の2種類あり、本地区の場合もこれらの中から適切な機種を選定することとする。

a) 原動機の組合せ

原動機の機種組合せに当たっては、本地区の電力事情を考慮し、停電時においても主ポンプ1台が運転できるよう計画する。従って、全台電動機とする場合は主ポンプ1台と補機類を対象とする自家発電機を、また、ディーゼル機関がある場合は補機類を対象とする自家発電機を設置するものとする。

原動機の組合せは以下に示す4ケースについて比較検討を行う。

- ケース1; 全台電動機
- ケース2; 3台電動機、1台電動機とディーゼル機関の両掛け
- ケース3; 3台電動機、1台ディーゼル機関
- ケース4; 2台電動機、2台ディーゼル機関

表9-4 原動機の組合せパターン

CASE ITEM	1	2	3	4
機種、口径、 台数	立軸斜流ポンプφ1,350mm×4台			
原動機出力	350 <sup>Kw</sup> × 4 <sup>Sets</sup>	350 <sup>Kw</sup> × 3 <sup>Sets</sup> 350 <sup>Kw</sup> × 1 <sup>Sets</sup> (500 <sup>Ps</sup> )	350 <sup>Kw</sup> × 3 <sup>Sets</sup> 500 <sup>Ps</sup> × 1	350 <sup>Kw</sup> × 2 <sup>Sets</sup> 500 <sup>Ps</sup> × 2
原動機 の組合せ	<p>GENERATOR (3300V) 1250 KVA</p>	<p>GENERATOR (380V) 60 KVA</p>	<p>GENERATOR (380V) 60 KVA</p>	<p>GENERATOR (380V) 60 KVA</p>

b) 原動機機種の決定

原動機の機種選定に当たって、1968年から1987年までの20年間について、本機場の各ポンプの運転状況を示すと以下の通りである。

表9-5 各ポンプの年間運転時間

機名	最大	最小	平均
1号機	8,784	8,760	8,766
2号機	4,284	3,081	3,661
3号機	1,645	460	852
4号機	146	0	24

また、各原動機の組合せについて、設備費及び運転経費による経済比較を示すと以下の通りである。

表9-6 原動機の組合せによる経済比較 (単位: '000 ¥)

ケース	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
機場工事費	33,189	34,254	34,254	34,254
ポンプ設備費	233,216	229,440	220,080	234,080
運転経費 <sup>1/</sup>	168,131	168,131	154,206	143,824
計	434,536	431,825	408,540	412,158
(同上比率)	(106.4%)	(105.7%)	(100%)	(100.9%)

1/ 運転経費はポンプ耐用年中における総額とし、20ヵ年の費用である。

ポンプ用の原動機機種は運転操作、維持管理、環境条件を考慮した場合、極力、電動機を使用するのが望ましいが、本機場のポンプ運転状況からみて全台の内1台をディーゼル機関としてもそれほど支障はないと推測される。また、経済比較において、全台の内1台をディーゼル機関とするケース3が最も有利となっている。以上の点から本機場における原動機機種の組合せはケース3を採用することとし、全4台の内電動機3台、ディーゼル機関1台とする。

2) 原動機の実出力

原動機の実出力は次式により算定する。

$$P = \frac{K \cdot \gamma \cdot Q \cdot H}{\eta_p \cdot \eta_g} \cdot (1 + R)$$

ここに

- P; 原動機出力 (kw または Ps)
- K; (kw 単位の場合 0.163、Ps 単位の場合 0.222)
- $\gamma$ ; 水の比重 (1.0 とする)
- Q; ポンプ吐出量 (m<sup>3</sup>/min)
- H; ポンプ全揚程 (m)
- $\eta_p$ ; ポンプ効率 (%)  $\times 1/100$
- $\eta_g$ ; 減速機の伝導効率 (%)  $\times 1/100$
- R; 原動機の余裕係数
  - 電動機の場合 0.15
  - エンジンの場合 0.20

i) 電動機出力

$$P_M = \frac{0.163 \times 1.0 \times 240 \times 6.1}{0.835 \times 0.96} \times 1.15 = 342.3 \approx 350 \text{ kw}$$

ii) ディーゼルエンジンの出力

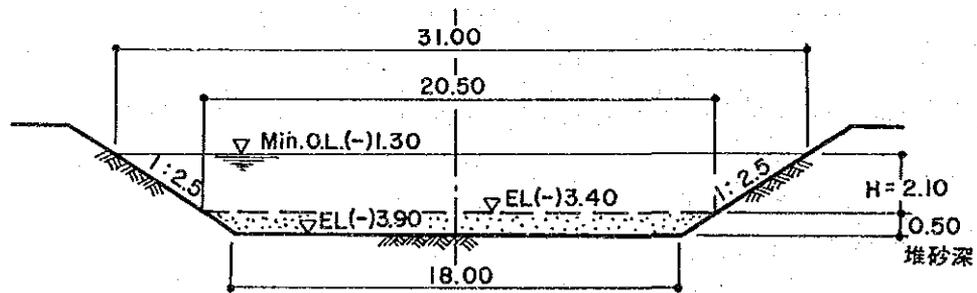
$$P_E = \frac{0.222 \times 1.0 \times 240 \times 6.2}{0.835 \times 0.96} \times 1.20 = 494.5 \approx 500 \text{ PS}$$

9.4 取水路及び取水口の設計

1) 取水路

取水路はバンパコン川より機場の取水口までの導水施設であるが、ここにはポンプ保護の為に、沈砂機能を持たせることとする (平均流速 0.15 ~ 0.30 m/s、滞留時間 30 ~ 60 秒)。

図 9-5 取水路の断面形状

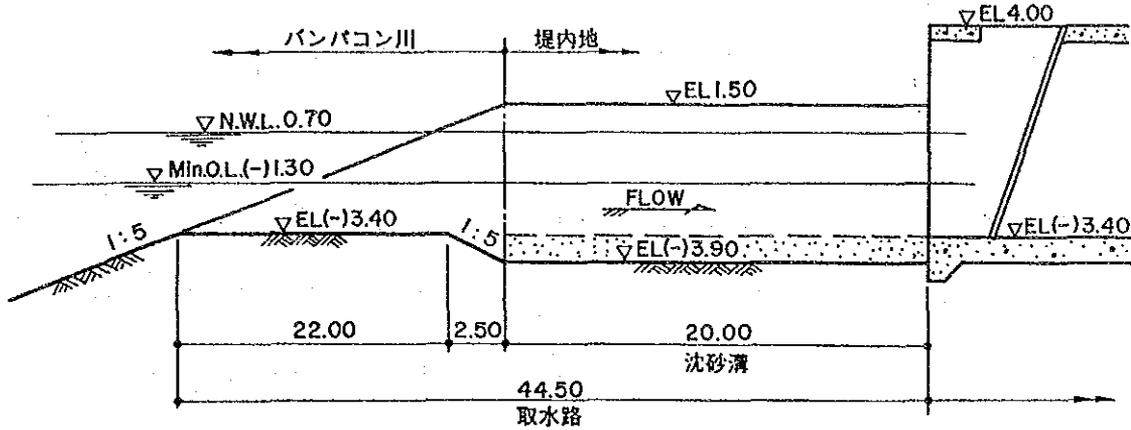


$$\text{流水面積 } A = \frac{1}{2} \times (20.50 + 31.00) \times 2.10 = 54.08 \text{ m}^2$$

$$\text{平均流速 } V = Q/A = 16.00 \text{ m}^3/\text{s} / 54.08 \text{ m}^2 = 0.296 \text{ m/s} \leq 0.30 \text{ m/s}$$

取水路の延長は、沈砂溝部分における滞留時間を約60秒とする為、沈砂溝の延長を20.0mとし下図に示す延長とする。

図9-6 取水路の縦断形状



なお、取水路は河川水等による洗掘防止の為、石張にて護岸、護床を行うと共に、浮遊ゴミの流入を防止する為、取水路前面には網場を設置することとする。

## 2) 取水口

取水口には除塵の為のスクリーン及び管理用の角落し溝を設ける。

### a) 敷高

取水口の敷高はスクリーン前面における流入流速が0.50 m/s以下となるよう決定する。スクリーン前面における水深を $H = 2.10$  mとすると流速は $0.50$  m/s以下 ( $4.00/4.05 \times 2.10 = 0.47$  m/s)となることから、取水口の敷高は最低水位 (Min.O.L. -1.30) より2.10 m低い EL. (-)3.40 mとする。

### b) てんば幅員

スクリーン以降のてんばは、有蓋構造とし、その幅員は除塵作業スペース (2.00 m)、車両の通行 (4.00 m) を考慮して全幅6.00 mとする。

c) スクリーンの有効目幅

スクリーンにかかるゴミの掻き上げは人力によるものとし、その有効目幅は  $\phi 1,350$  mm ポンプを対象に 50 mm で計画する。

9.5 吸水槽の設計

1) 吸水位

吸水位はポンプの基本条件により以下の通りである。

- 計画吸水位 = P.S.W.L. (-) 1.60 m
- 最低吸水位 = Min. S.W.L. (-) 1.90 m
- 最高吸水位 = 設計洪水位 = Max. W.L. 2.50 m

2) 吸水槽の規模

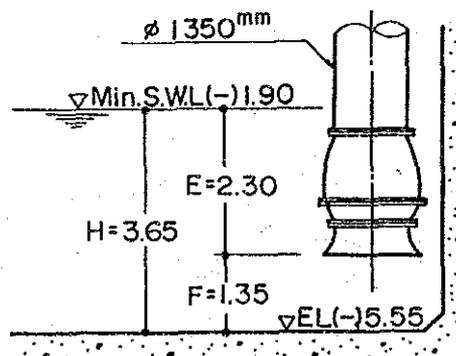
吸水槽の規模、形状は、ポンプ吸水管に空気を吸引することなく、安定した水位と円滑な流れを確保し、水槽内に渦流が発生しないよう計画する。

a) 吸水槽の水深

吸水槽の水深は、吸水管の所要潜没深等の E、F 寸法により決定され、 $\phi 1,350$  mm ポンプの場合、所要水深 (H) は

$$H = E + F = 2.30 + 1.35 = 3.65 \text{ m である。}$$

図 9-7 吸水槽の水深

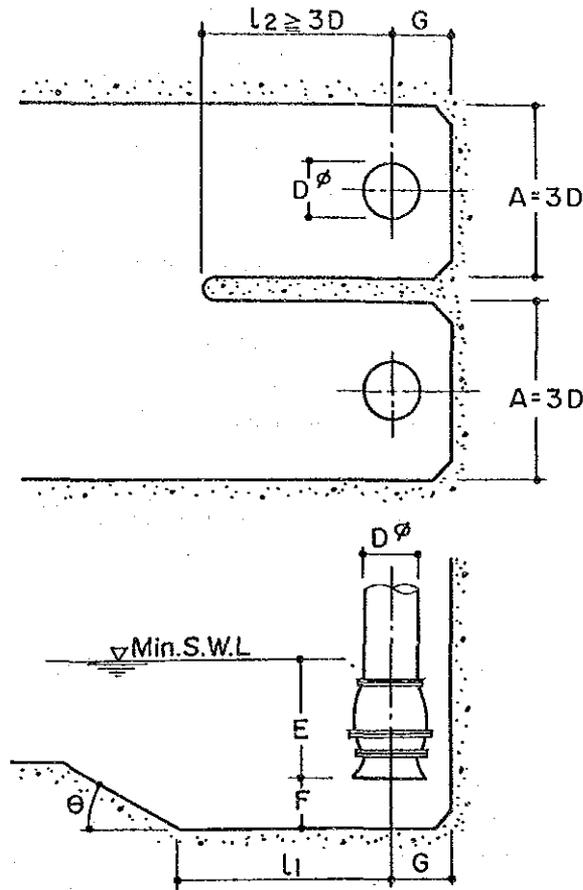


従って、吸水槽の敷高は EL (-) 5.55 m とする。

b) 吸水槽の広さ

吸水槽の広さは図9-8により決定する。

図9-8 吸水槽の形状



$l_1$  は  $\theta$  が  $30^\circ$  の場合  $3D$ 、 $45^\circ$  の場合  $4.5D$  以上にとるのが望ましい

$$A = 3 \cdot D = 3 \times 1.35 = 4.05 \text{ m}$$

$$l_1 = 3 \cdot D \text{ 以上} = 3 \times 1.35 = 4.05 \text{ m 以上 } (\because \theta \leq 30^\circ)$$

吸水槽の全長は上記の所要寸法と、機場としての所要規模を考慮して 16.00 m とする。  
 なお、吸水槽後部の空間は、冷却水等の貯留水槽として利用する。

c) 吸水槽の床面高さ

吸水槽本体の床版上には原動機の据付床及びポンプの据付床を設けるが、それぞれの床面高さは次の通りとする。

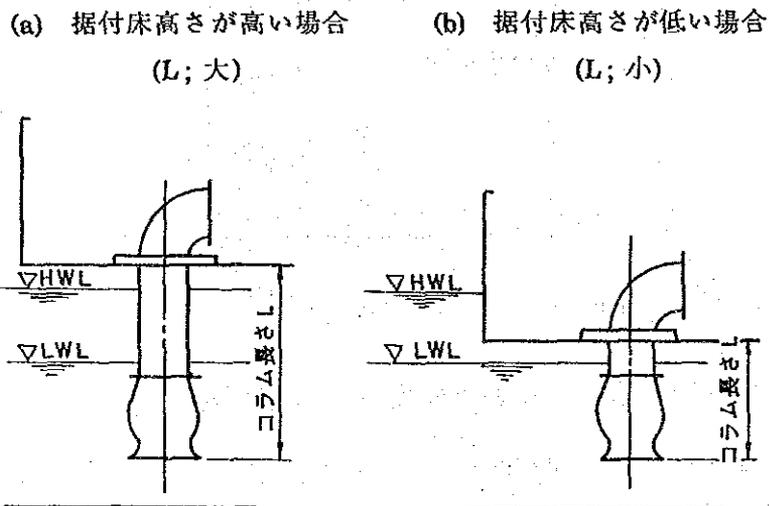
i) 原動機の据付床

原動機の据付床面高さは、いかなる洪水に対しても常に浸水の恐れがないよう配慮する必要がある。従って、原動機の据付床面高さは機場地点の設計洪水位 (Max. W.L.2.50 m) に余裕高 (Fb = 1.50 m) を加えた EL.4.00 m 以上とする。

ii) ポンプ据付床

立軸形のポンプでは、ポンプ据付床高さが高いほどコラム長さが長くなりポンプ設備費及び機場工事費が高くなる。逆に、低いほど経済性の面では有利となるが、低すぎるとポンプ室の浸水対策が必要となる。

図9-9 ポンプコラム長さ

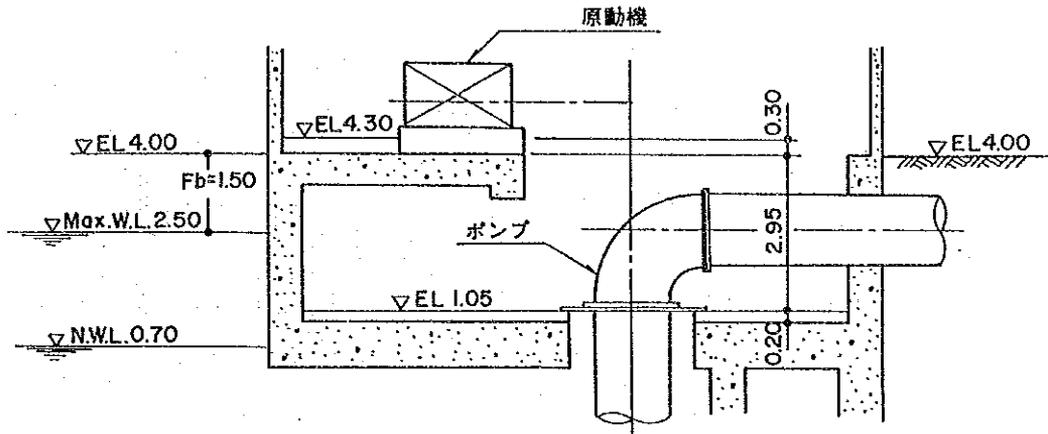


本機場では下記の理由によりポンプ据付床高さをバンパコン貯水池の常時満水位 (N.W.L. 0.70 m) に多少の余裕を加え EL. 1.05 m とする。

- ① 洪水位 (Max. W.L. 2.50 m) を対象とした場合に比べポンプコラム長さが、1.80 m 短くでき、ポンプ設備費及び機場工事費とも軽減できる。

- ② 洪水時には浸水の恐れがあるが、浸水対策として水密形ポンプベースを採用すると共に、ポンプ室に場内排水ポンプを設置すれば特に支障はない。

図 9-10 吸水槽の床面高さ



## 9.6 上屋の設計

機场上屋の規模は主要機器の設置に必要なスペースと管理上必要なスペースを考慮して決定する。

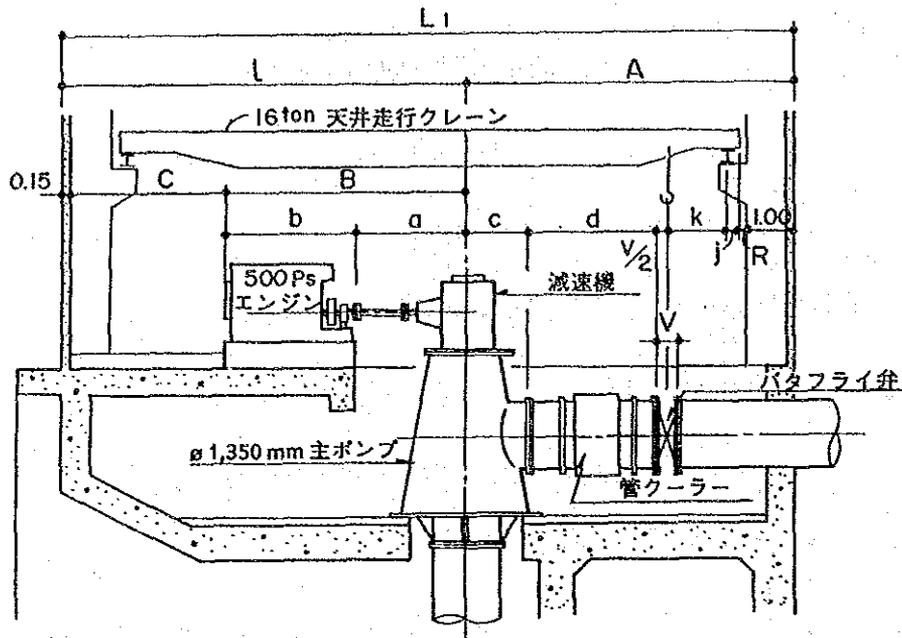
当機场上屋に必要なスペース構成は次の通りである。

- ポンプ室 ; 主ポンプ (φ1,350 mm 立軸斜流ポンプ × 4 台)、原動機、補助機械類
- 電気室 ; 受配電盤類
- 管理人室 ; 事務室、洗面所等
- その他 ; 機器の搬入及び分解・組立スペース

### 1) ポンプ室の長さ

ポンプ室の長さはディーゼル機関掛けのポンプ設置に必要な長さで決定される。

図9-11 ポンプ室の長さ



$$\begin{aligned}
 A &= c + d + v/2 + k + j + R + 1.00 \text{ (柱厚さ)} \\
 &= 1.30 + 2.70 + 0.40/2 + 1.10 + 0.37 + 1.00 = 6.67 \approx 6.70 \text{ m} \\
 B &= a + b = 1.95 + 2.95 = 4.90 \text{ m} \\
 C &= 3.00 \text{ m} \\
 \ell &= B + C + 0.15 \text{ (壁厚)} = 4.90 + 3.00 + 0.15 = 8.05 \approx 8.30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

以上からポンプ室の全長  $L_1$  は次の通りである。

$$L_1 = A + \ell = 6.70 + 8.30 = 15.00 \text{ m}$$

## 2) ポンプ室の全幅

ポンプ室の全幅はポンプ設置床幅、搬入床幅、電気室幅により決定する。

図 9-12 ポンプ室の全幅

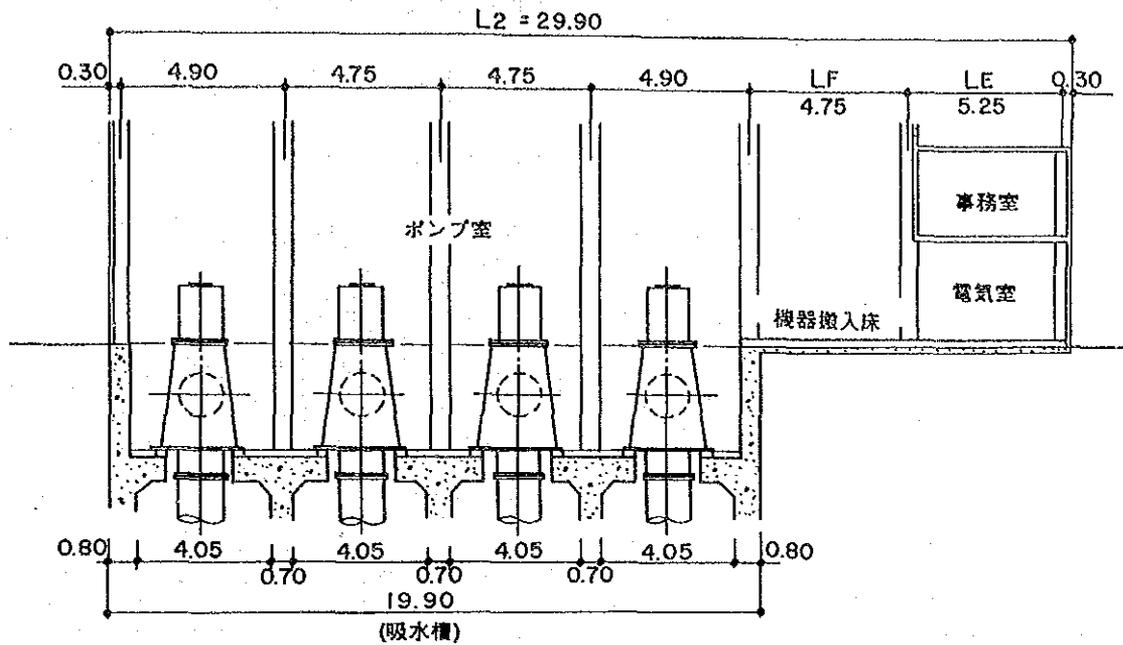


図 9-12 に示す通り

搬入床幅  $L_F = 4.75$  m

電気室幅  $L_E = 5.25$  m

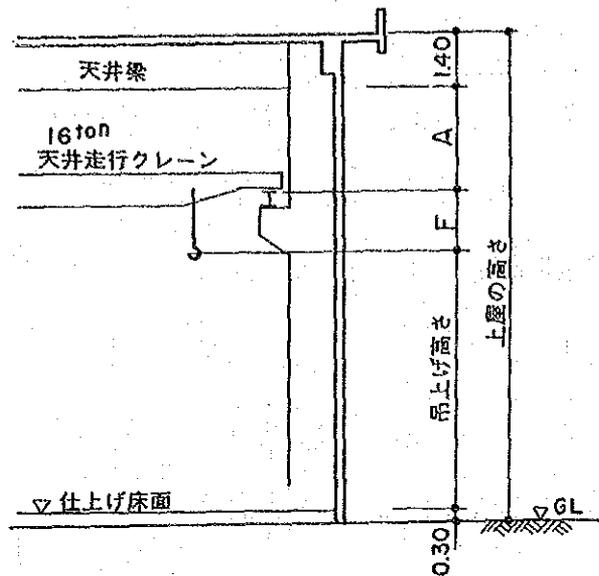
としてポンプ室の全幅  $L_2 = 29.90$  m とする。

### 3) 上屋の高さ

#### a) ポンプ室

ポンプ室の高さは、天井クレーン吊上げ高さ、クレーンの所要寸法により決定する。

図 9-13 ポンプ室の高さ



φ1,350 mm 立軸斜流ポンプの天井クレーン吊上げ高さ及び 16t 天井クレーン (電動式) の所要寸法は以下の通りである。

- 吊り上げ高さ = 6.20 m
- F = 0.70 m
- A = 2.40 m

従って、ポンプ室部の建物の高さ H は

$$H = 0.30 + 6.20 + 0.70 + 2.40 + 1.40 = 11.00 \text{ m とする。}$$

b) 電気室

電気室部分は 2 階建とし、1 階部分を電気室、2 階部分に事務室を計画する。

9.7 吐水槽の設計

吐水槽は、吐出管から放出された水流を急速に減勢し、接続する水路へ水流が円滑に流入できる構造とする。

1) 吐水位

吐水槽内の水位は次の通りである。

計画吐水位 = P.D.W.L. 3.80 m

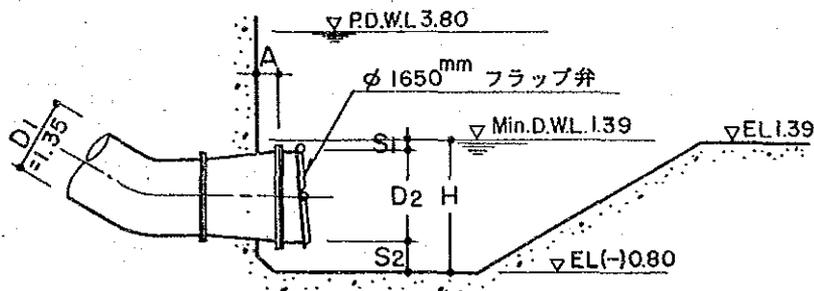
最低吐水位 = Min.D.W.L. 1.39 m (= 幹線水路敷高)

## 2) 吐水槽の規模

### a) 吐水槽の水深

本機場は立軸ポンプであることから、特に吐出管の末端を潜没させる必要はないが、水流の減勢が十分に行われるように吐出管の末端を最低吐水位以下に設置する。

図 9-14 吐水槽の水深



$S_1 \geq 0$  m、 $D_2 = 1.65$  m、 $S_2 \geq 0.40$  m より  $H \geq 2.05$  m

従って、水槽敷高を EL.(-)0.80 m とする。

### b) 吐水槽の平面規模

吐水槽の幅は、主ポンプの据付間隔により決定され内法幅で全幅 18.30 m とする。吐水槽の全長は幹線用水路へ水流が円滑に流入できるようにオーブントランジションも含めて 42.50 m で計画する。

## 9.8 機場の基礎工

揚水機場地点におけるボーリング調査は現在実施中であるが、防潮水門付近と同様良好な支持地盤は EL.(-) 18.0 ~ (-) 20.0 m 以深と想定されるため杭基礎を計画する。

## 第10章 管理施設の基本設計

### 10.1 目的

本管理システムは、防潮水門の適正なゲート開閉管理と揚水機場の運転管理を行うもので、集中管理を行うことによる省力化、施設及び周辺的安全確保を図るために導入する。また、併せて水資源の有効利用と適正な水配分を行うことを目的とする。

図10-1に、管理システムの概要を示す。

なお、ここでは、今回のバンパコン川防潮水門建設事業に含まれる事業施設(防潮水門、揚水機場、水位計8カ所、塩分濃度計2カ所)と、これにタ・ラット堰(既設)、ラボンダム(既設)、クロン・シ・ヤットダム(計画中)及び河口潮位観測所の施設を加えた全体計画施設に区分することとする。

### 10.2 管理の範囲と管理レベル

本地区においては、運用及び維持管理を考慮し、なるべく簡単な構成とし、集中監視を主としたシステムとする。

電気施設の制御管理は防潮水門ゲート、防潮水門地区変電所、揚水機場のポンプ及び変電所、住居地区変電所等分散する電気施設を集中制御することにより、省力化を図るものである。

#### 10.2.1 管理の範囲

表10-1に、集中管理対象施設一覧を示す。管理対象施設をこれらに選定した理由は次の通りである。

- 1) 防潮水門ゲートの遠方制御が、水門上下流水位及び流入河川水位の監視により可能である。
- 2) 防潮水門以外の主要施設である揚水機場の状態を把握でき、必要なときは遠方制御の措置をとれる。

図 10-1 管理システムの概要

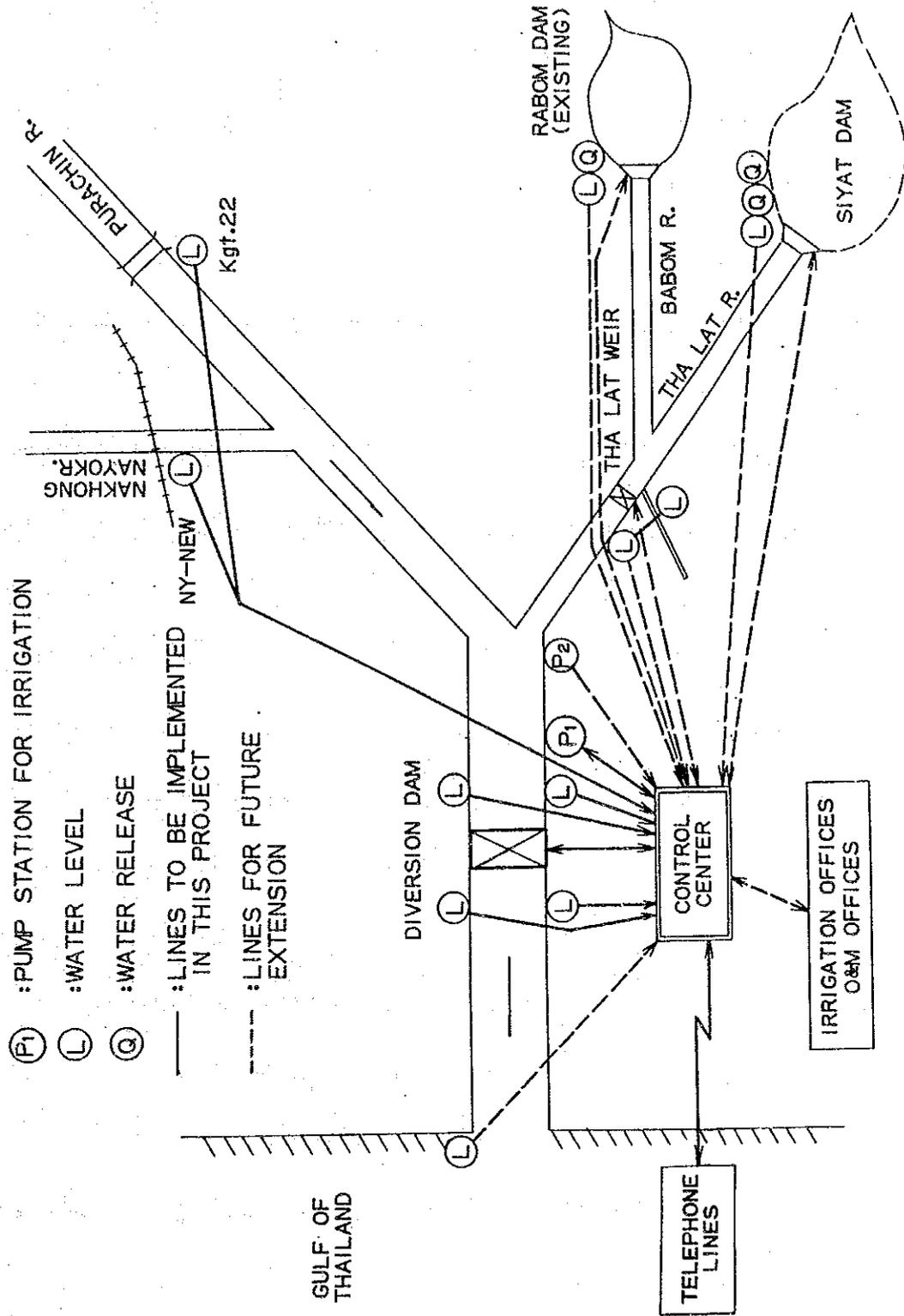


表 10-1 管理対象施設一覧表

施設名	監視	制御	備考
1. 防潮水門	○	○	
2. 揚水機場①	○	○	農水、(上水)、漁業用水
3. 揚水機場②	(○)		上工水
4. 防潮水門上流水位	○		2ヶ所
5. 防潮水門下流水位	○		2ヶ所
6. プラチン川水位	○		1ヶ所
7. ナコンナヨック川水位	○		1ヶ所
8. 潮位	(○)		1ヶ所
9. 防潮水門上下流塩分	○		2ヶ所
10. クロン・シ・ヤットダム	(○)		
11. ラボンダム	(○)		
12. タ・ラット堰	(○)		

( )は、今回のバンパコン川防潮水門建設工事に含まない。

なお、次の施設は整備の緊急性がないことから今回の事業施設からは除外して、全体計画施設とする。

- a) タ・ラット堰 (既設)
- b) ラボンダム (既設)
- c) クロン・シ・ヤットダム (計画中)
- s) 揚水機場② (PWA施行)、河口潮位観測所

### 10.2.2 管理レベル

中央管理室及び各施設の監視、制御、データ処理等による管理レベルは下記の通りである。

#### 1) 中央管理室

##### ・計測管理

収集データの標示、記録、並びに演算を行うが、演算値による自動制御は行わない。

##### ・電気施設管理

各機器の起動、停止、主要開閉器等の遠方操作及び各計器の標示、記録、積算を行う。

## 2) プラチン川、ナコンナヨック川

水位をデジタル変換して、VHFにて中央管理室に伝送する。

## 3) 防潮水門と揚水機場

### ・計測管理

水位計の数値を制御線または専用通信回線にて中央管理室に変換、伝送する。

### ・施設管理

各機器の起動、停止を手動で行うとともに、各計器の数値を標示、監視する。

## 10.3 管理システムの概要

管理システムの概要を図 10-2 に示す。

### 10.3.1 中央管理室の位置と機能

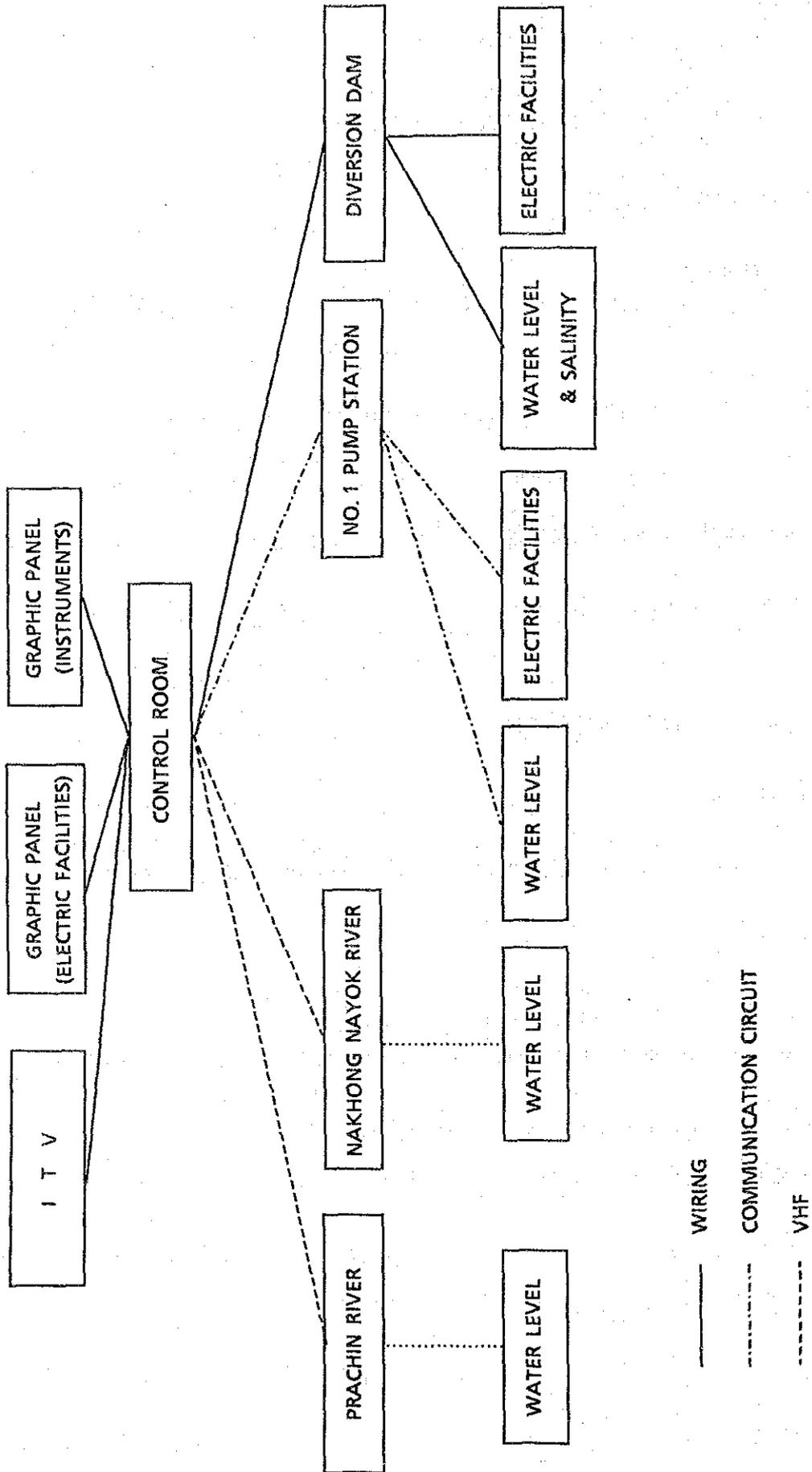
#### 1) 位 置

中央管理室の位置は、防潮水門直下流の左岸側とし、管理棟内の一室とする。

#### 2) 機 能

防潮水門、揚水機場及びその他本事業の全設備に対する管理室で、水位、流量等の計測監視、ゲート、ポンプその他電気施設の遠方操作制御、情報管理、ITV (INDUSTRIAL T. V) による防潮水門上下流の監視、ページングによる情報伝達を主機能とする。施設としては、計測監視装置、制御監視装置、情報処理装置、警報装置、モニタリング、ページング装置 (放送設備) 等で、グラフィックパネルと中央制御盤が主施設である。

図 10-2 制御監視システムの概要



### 10.3.2 構成

#### 1) 計測管理用グラフィックパネル

- ・ グラフィックパネルは、全体計画を含むものとし、モザイク方式で将来修正が容易なものとする。
- ・ グラフィックパネル上の標示項目は、水位、流量の計測値の数値標示、ゲートの開閉、ポンプの起動、停止のランプ標示とする。

#### 2) 電気施設用グラフィックパネル

- ・ 防潮水門地区、揚水機場地区、住居地区の各変電所、電気施設の電気系統を図式化し標示する。
- ・ 標示の種類は、各負荷系統の開閉及び電圧、電流、電力等とする。

### 10.3.3 情報伝送方式及び伝送路

情報の伝送方式は、距離によって異なる。

#### 1) 各現場と中央管理室との距離

- ・ プラチン川 ..... 35 km
- ・ ナコンナヨック川 ..... 30km
- ・ 揚水機場 ..... 2 km または 7 km ※
- ・ 防潮水門 ..... 1 km

※ 中央管理室と揚水機場間は、伝送経路により異なる。

#### 2) VHFによる伝送

プラチン川並びにナコンナヨック川はそれぞれ 35 km、30 km と離れているため、VHF 139 MHz の無線により行う。

### 3) 専用通信回線による伝送

揚水機場は、直線で2km、他の経路では7kmとなるため、通常の制御線では減衰による数値の変化、誤動作等の障害が予想され、専用通信回線を中央管理室と揚水機場間に架設して、各信号を変換して伝送する。

### 4) 制御線による伝送

防潮水門地区は水位観測所及び電気施設を含めて1km以内にあり、通常の制御線により各信号を直送する。

### 5) 電話回線

電話回線(公衆回線)については、中央管理室内に引き込むこととする。RID本部等との連絡にはこの電話回線を利用する。

### 6) モニタリングとページング

モニタリングカメラは防潮水門上流、下流にそれぞれ2台設置し、これを中央管理室にてITVにより監視する。防潮水門の幅は約170mと広いためモニタリングカメラは角度を自在に変えられるもので、かつズーム付きとする。

ページングは、必要情報の伝達手段として次の場所に設置し、中央管理室より指令する。

- ・ 防潮水門上下流
- ・ 揚水機場
- ・ 中央管理室
- ・ 管理棟
- ・ 研修センター
- ・ 住居区

#### 10.3.4 中央管理システムの概要

中央管理システムの概要は、図10-3に示す通りである。

## 1) 集中管理の対象施設

### a) 計測管理対象

場 所	管理対象	伝送方法
プラチン川	水位計 × 1	VHF
ナコンナヨック川	水位計 × 1	VHF
揚水機場	水位計 × 2	専用通信回線
防潮水門	水位計 × 4	制御線
◇	塩分濃度計 × 2	◇
◇	IPV カメラ × 4	同軸ケーブル又は光ケーブル
◇	ゲート開度 × 7	制御線

### b) 電気施設管理対象

場 所	管理対象	伝送方法
防潮水門	電源	制御線
	変電所	◇
	ゲートモータ	◇
	非常用電源装置	◇
揚水機場	電源	専用通信回線
	変電所	◇
	ポンプモータ	◇
	非常用電源装置	◇

## 2) 管理機能

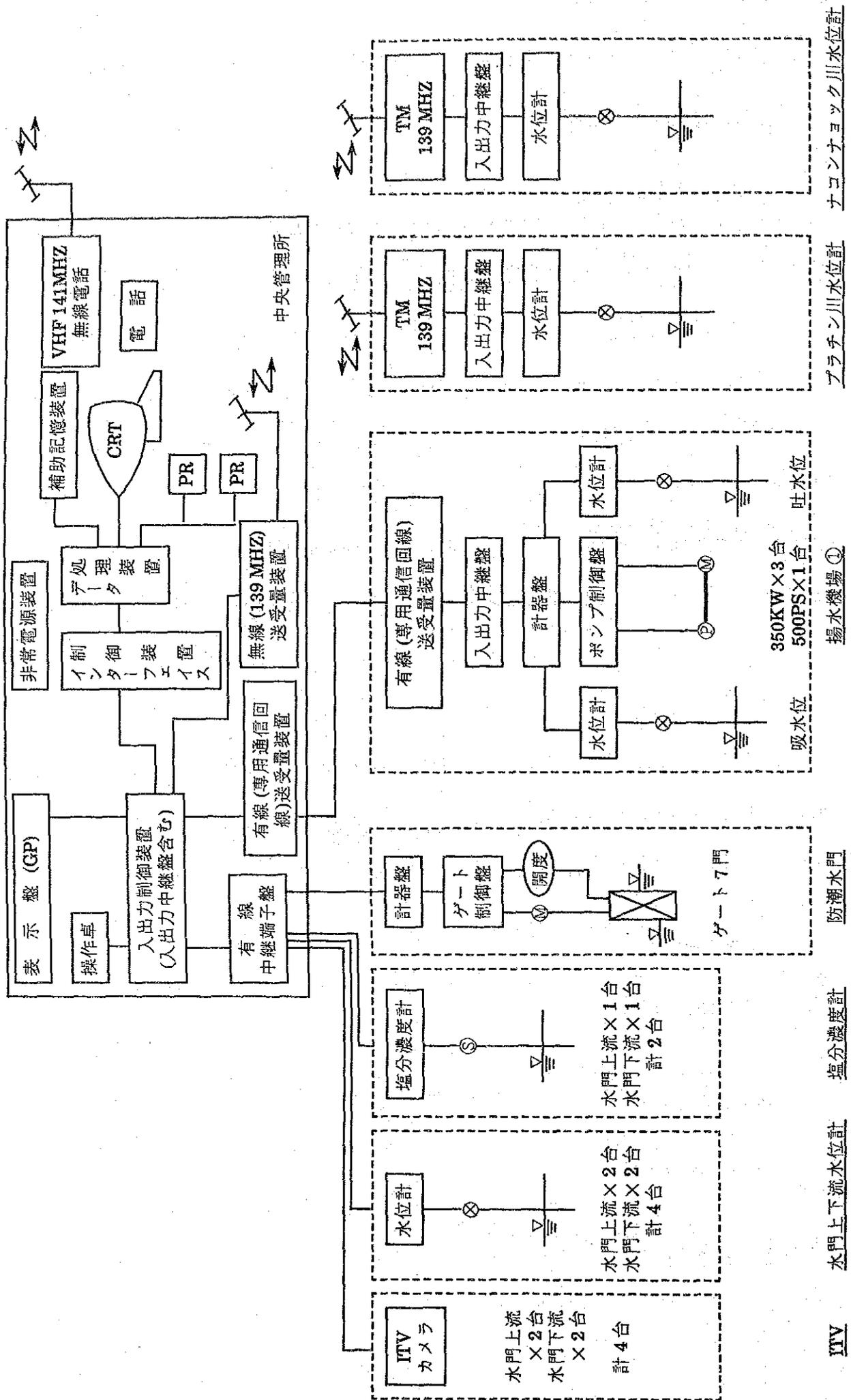
### a) 計測管理対象

収集データの標示、記録であるが防潮水門及び揚水機場については流量を水位差により演算して測定する。

### b) 電気施設管理対象

各機器の起動、停止、主要開閉器のオン・オフ、電圧、電流、電力量、力率を標示、記録、積算する。

図 10-3 管理システム構成図



### c) 警報機能

継電器動作、温度異常、動作異常等必要な対象については、異常標示盤及びブザーにより警報を発する。

### 3) 中央管理室の配置

図 10-4 に、中央管理室の配置を示す。

中央管理室の床構造は、機器配線の容易さ、将来の変更を考慮してフリーアクセス構造とする。

### 10.3.5 ゲート制御

防潮水門ゲートは、上下流の観測水位より計算されるゲート開度に基づき、中央管理室より制御される。この制御は次の3段階より構成される。

- 1) データの測定及び伝送
- 2) ゲート開度計算
- 3) ゲートの制御

この場合、最後のゲート制御は、危険防止のため手動により行うこととし、一連の流れは、次の通りである。

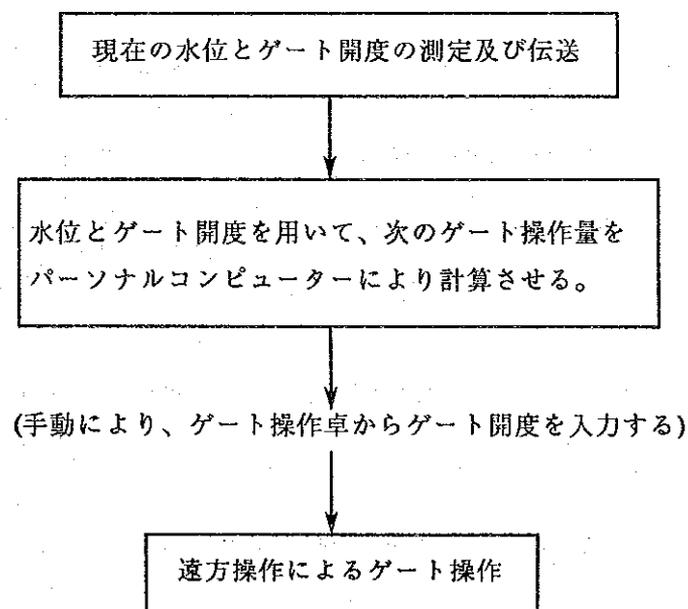
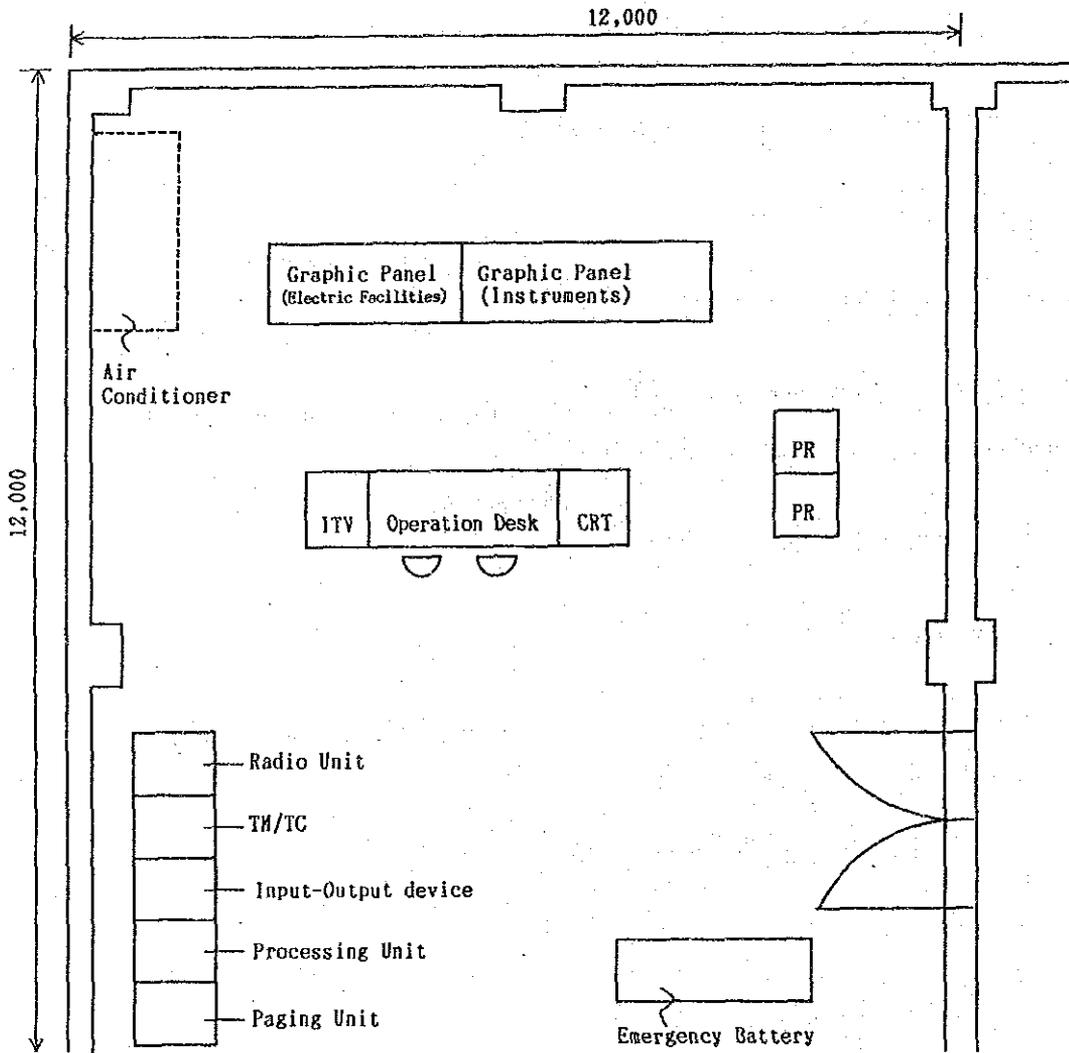


图 10-4 中央管理室機器配置图



## 10.4 機器構成

### 10.4.1 水位計

#### 1) 設置カ所

##### a) 流入河川水位

流入河川水位については、現地調査に基づき次の2カ所とする。

プラチン川 (kgt 22) ; 流域面積 9,260 km<sup>2</sup> (63%)

ナコンナヨック川 ; 流域面積 1,910 km<sup>2</sup> (13%)

( )内は防潮水門地区流域面積 14,729 km<sup>2</sup>に対する面積比率である。

プラチン川 (kgt 22)については、現在RIDがスタッフゲージにより観測を行っている地点であり、防潮水門からの距離も35 kmでデータの伝送上も問題はない。

ナコンナヨック川は、プラチン川の右岸側に流入する河川であるが、現在プラチン川との合流部付近には、水位観測所は無い。このために、ナコンナヨック川が鉄橋と交差する地点に水位観測所を新設する。防潮水門からの距離は30 kmである。

以上の2観測所において、全体流域の76%の流況を把握できる。

##### b) 防潮水門、揚水機場地点水位

防潮水門ゲートの開閉目的のために、水門の上下流に各2カ所、計4カ所を設置する。揚水機場には、送水量把握のため吸水槽及び吐水槽に各1カ所、計2カ所を設置する。

#### 2) 型式

水位計の型式は、河川の水位観測に最も多く使用され、長期観測が可能なフロート式水位計とする。

## 10.4.2 塩分濃度計

### 1) 設置場所

設置場所は、防潮水門の上下流の各1ヶ所、計2ヶ所とする。上流側は、取水される水の塩分濃度監視のためであり、下流側はゲートの開閉時に下流側の塩分濃度のチェックのために設置する。いずれの場合も、3水深について測定する。

### 2) 型式

検出部は、水温を検出する感温素子と伝導度を検出する電極から構成される。この電気伝導度より塩分濃度を算定する。

## 10.4.3 ITV装置

ITV装置は、モニターカメラと受像装置から構成されている。カメラは防潮水門の上・下流にそれぞれ2ヶ所計4台設置し、モニターテレビを中央管理室に設置して監視を行う。また、夜間照明用に投光器を設置する。

### 1) 伝送距離と動作方式

伝送距離 ..... 1 km  
動作方式 ..... 瞬時映像方式

### 2) モニターカメラ

被写体照度 ..... 10～10,000 LX  
カメラレンズ ..... 電動ズーム  
施回性能 ..... 水平 300°以上  
垂直 60°以上

### 3) 受像器と操作卓

受像器 ..... 14インチ・カラー  
ITV操作卓 ..... カメラ操作卓

#### 10.4.4 テレメータリング、テレコントロール及びグラフィックパネル

図 10-2 に示すように、次の 3 種類から構成されている。

プラチン川、ナコンナヨック川 .....	VHF
揚水機場 .....	TM/TC
防潮水門地区 .....	制御線

##### 1) TM/TC

伝送路 .....	専用通信回線、2 線式
伝送速度 .....	200 ピット/秒
伝送方式 .....	サイクリック方式
対向方式 .....	1 : 1

##### 2) グラフィックパネル

水位、流量、ゲートの開閉、ポンプの運転状況をデジタル及びランプ標示とする。

#### 10.4.5 無線設備と制御装置

##### 1) 無線設備 (VHF)

無線設備は、プラチン川及びナコンナヨック川の河川水位の伝送に用いる。

伝送路 .....	空中 139 MHz
伝送速度 .....	200 ピット/秒
伝送方式 .....	ポーリング方式
対向方式 .....	1 : 2、1 : 7 まで可能

将来計画では支局数が増えることになっており、この場合は対向方式を 1 : N のポーリング方式としておくことが経済的である。

##### 2) 制御装置

電気施設管理用として遠方制御を行うもので、電気施設管理用グラフィックパネルを設置する。

a) 制御盤

スタンド型デスクタイプとし、防潮水門地区、揚水機場地区及び住居地区の各変電所及びゲート・モータ、ポンプ・モータ等の起動、停止等を行うとともに、アナログ信号を変換して、グラフィックパネルに標示するものである。

b) 電気施設管理用グラフィックパネル

- ・ 各変電所電気回路及び主要負荷を標示する。
- ・ 主要回路の開閉標示を行う。
- ・ 継電器等回路異常を標示する。
- ・ 各変電所の電圧、電力、力率を標示する。

## 第 11 章 電気施設の基本設計

電気施設は引込線、受・変電所、事業施設への配電線から構成され、保護装置並びに停電時用非常用ディーゼル発電機を含む。

### 11.1 引込線

事業施設の建設予定地付近には、2本の幹線配電線が架設されているが、これらはタイ発電公社(EGAT)のチャチョンサオ変電所(40 MVA 変圧器 2 台)を電源とし、隣接する地方電力公社(PEA)のチャチョンサオ開閉所を起点としている。1本はバンパコン川の左岸側に架設されている F-6 幹線配電線であり、他の 1 本は右岸側に架設されている F-7 幹線配電線である。これらの幹線配電線から分岐した 22 KV 支線配電線が防潮水門及び揚水機場近くの村落に電力を供給しており、本事業の電気施設に必要な電力はこれらの配電線から供給されることになる。

#### 1) 幹線配電線

PEA との協議の結果、幹線配電線はバンパコン川左岸側の F-6 幹線配電線とする。

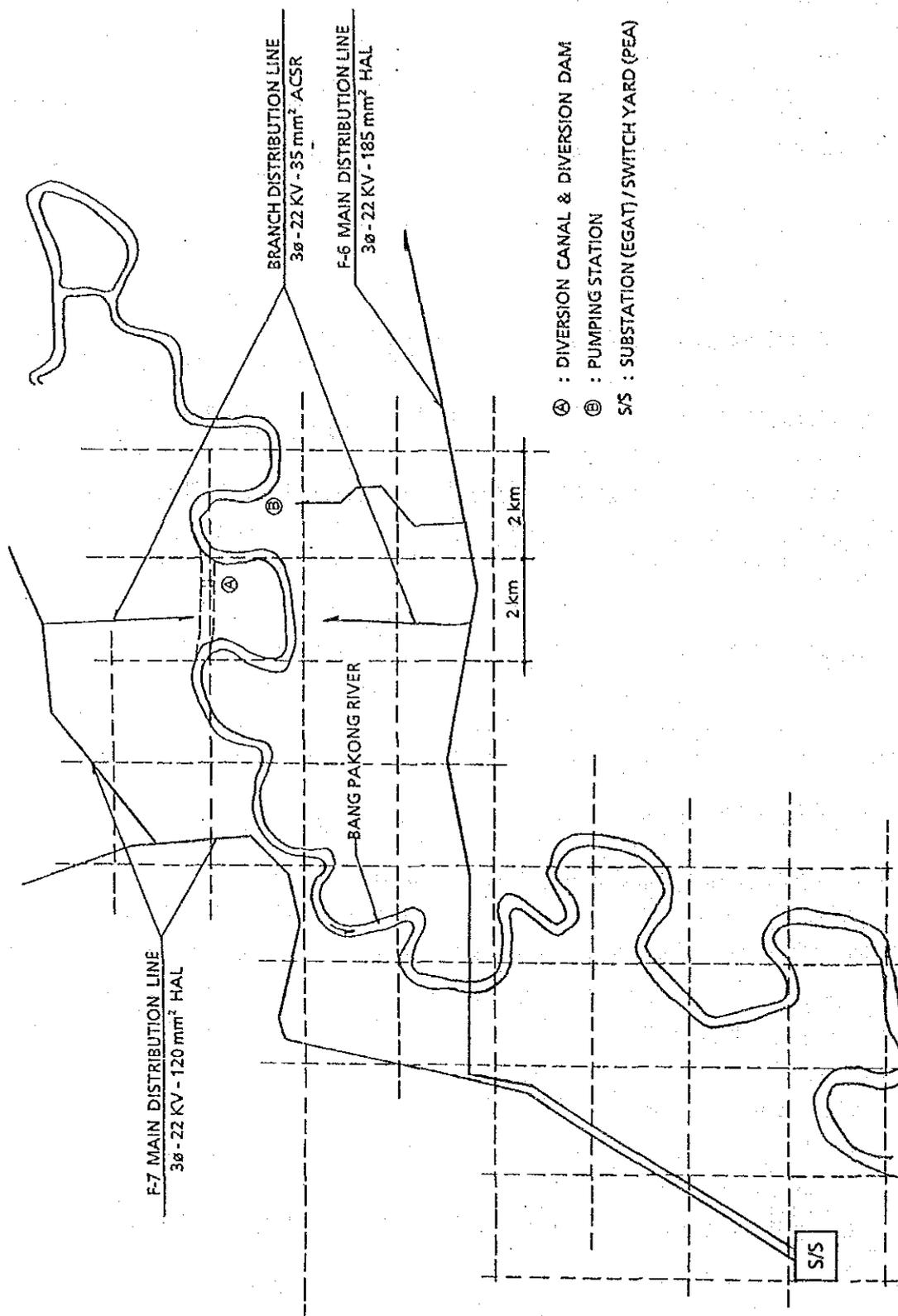
#### 2) 支線配電線

現在 F-6 幹線配電線は HAL(硬アルミ線) 185 mm<sup>2</sup> を使用しており、これは 22 KV で約 20 MVA の電力を供給可能である。一方、支線配電線は ACSR(鋼心アルミ線) 35 mm<sup>2</sup> でこれは約 6.3 MVA の電力供給が可能であるが、本事業施設に必要な合計 4.2 MVA を加える余裕は無く、PEA より ACSR 120 mm<sup>2</sup> に取り替えるとの申出があったが、これは最終負荷が決定した時点で決定される。

#### 3) 支線配電線の経路

防潮水門と揚水機場へ電力を供給する支線配電線の経路は PEA と協議して決定される。この引込線工事は全て PEA が実施するが、その建設費は本事業の建設費用に含まれる。

图 11-1 配電線位置圖



## 11.2 受変電所

受変電所は防潮水門地点に1ヶ所、住居区に2ヶ所、揚水機場に1ヶ所の計4ヶ所必要であるが、住居区の2ヶ所はRIDの設計範囲に含まれる。

### 1) 負荷の種類と所要電力

主要負荷は防潮水門ゲートの開閉用モーターと揚水機場のポンプ用モーターである。変圧器や非常用ディーゼル発電機の容量を左右するそれらのモーターの出力とゲート及びポンプの運転基準は下記の通りである。

#### a) 防潮水門ゲートの出力と運転基準

表 11-1 防潮水門ゲートの出力と運転基準

ゲート	門数	1門当たりモーターkw	モーター合計 kw	運転基準
制水ゲート	3	$18.5 \text{ kw} \times 2 = 37 \text{ kw}$	$37 \text{ kw} \times 3 = 111 \text{ kw}$	1. 制水ゲートは1回1門運転 2. 調節ゲートは1回上段又は下段ゲート1門運転。 3. 制水ゲートと調節ゲートの同時運転はなし。
調整ゲート	上段ゲート	$11 \text{ kw} \times 2 = 22 \text{ kw}$	$22 \text{ kw} \times 2 = 44 \text{ kw}$	
	下段ゲート	$22 \text{ kw} \times 2 = 44 \text{ kw}$	$44 \text{ kw} \times 2 = 88 \text{ kw}$	

注)

- i) 変圧器容量は運転基準とは関係なく、調節ゲート1門と制水ゲート1門の同時運転時を変圧器容量基準とする。
- ii) 非常用ディーゼル発電機の容量は調節ゲート下段ゲート44kwを基準とする。

#### b) 揚水機場ポンプの出力と運転基準

表11-2 揚水機場ポンプの出力と運転基準

ポンプ番号	原動機の種類	モーターの型式	運転基準
No.1	モーター 350 kw	籠 型	1. No.4 ポンプは4台運転必要時及び停電時に運転。 2. No.1～No.3の起動は常に1台毎実施。 3. 起動電流は3.9倍とする。
No.2	モーター 350 kw	籠 型	
No.3	モーター 350 kw	籠 型	
No.4	ディーゼル機関 500 PS	-	

c) 所要電力と設備容量

a) 及び b) 項の条件に基づいて所要電力を集計すると表 11-3 の通りである。但し、RID が設計を実施する管理棟、研修センター、住居地区等の所要電力は推定値に基づいているため表 11-3 に示した値は将来修正されるかもしれない。

表 11-3 基準KVAと設備KVA

	基準 KVA	設備 KVA
防潮水門地区	1,095	1,500
揚水機場	2,650	3,000
住居地区	463	$300 \times 2 = 600$
合計	4,181	5,100

2) 第1変電所(防潮水門地区)

a) 供給範囲

第1変電所は 22 KV を受電し、変圧器で 400/230 V の 3 相 4 線に変電し、防潮水門ゲートのモーター、補機類、管理棟、研修センターの空調並びに照明、道路照明及びその他の電気施設に電力を供給する。

b) 変電所の位置

22 KV の受電設備と変圧器は管理棟近傍の屋外又は管理棟内に設置可能であり、その設置位置は管理棟を設計する RID と協議して最終的に決定する。低圧側機器は管理棟内に設置する。

c) 機器の構造

機器は全て金属ケースに収納し、充電部の露出は行わない。変圧器の 2 次側はケーブル又はブスダクトとするが、変圧器の設置場所が確定した段階に最終的に決定する。

d) 機器の構成

屋外設置機器

i) 22 KV 受電盤 .....	2 式
ii) 22 KV 変圧器 1,500 KVA .....	1 台
iii) ブスダクト .....	1 式

屋内設置機器

i) 主変2次盤 .....	1 式
ii) 低圧主幹盤 .....	3 式
iii) リレー盤 .....	1 式
iv) DG, ACB, OCR 盤 .....	1 式
v) コンデンサー盤 .....	3 式
vi) バッテリー盤 .....	2 式
vii) モーター起動盤 .....	2 式

3) 第2変電所(揚水機場)

a) 供給範囲

第2変電所はポンプモーター350 kw×3台、補機類及び機场上屋内外の照明用である。外灯は機场上屋及び屋外変電所周辺の数ヵ所とし、近傍の道路照明は含まない。

b) 変電所の位置

22 KV の受電設備と変圧器は屋外設置とし、その他の機器はコンデンサーを除いて全て屋内設置とする。屋外変電所は揚水機場近傍に設置し、機场内へは3 KV ケーブルで引き込むこととする。コンデンサーは屋外に設置する。

c) 機器の構造

第1変電所と同様、充電部は金属ケースに収納し露出は行なわないものとする。

d) 機器の構成

屋外設置機器

i) 22 KV 受電盤 .....	2 式
ii) 22 KV 変圧器 3,000 KVA .....	1 台
iii) 3 KV コンデンサー .....	4 式
iv) ブスダクト .....	1 式

#### 屋内設置機器

i) 主変2次盤 .....	1式
ii) コンデンサー盤 .....	1台
iii) 所内給電盤 .....	1式
iv) モーター起動盤 .....	3式
v) バッテリー盤 .....	2式
vi) エンジン制御盤 .....	1式
vii) OCR盤 .....	1式

#### 4) 住居地区変電所

住居地区は約460世帯に対し、 $3\phi 50\text{HZ}-300\text{KVA}-22\text{KV}/380-220\text{V}-\Delta$ -変圧器函2台を充当すると仮定した。

#### 11.3 事業施設への配電線

- i) 動力用ケーブルは基本的に架橋ポリエチレンケーブルとし、場合により鋼帯外装ケーブルとする。中央管理室からの遠方制御は防潮水門ゲートについては制御線、揚水機場については電話回線によることとする。
- ii) 屋外の布線にはケーブルピット、ケーブルダクト、電線管を使用し、直接埋設は極力避けることとする。

#### 11.4 保護装置

- i) 落雷に対しては主要部に避雷針を設置し、設備機器に対してアレスターを付けて保護する。
- ii) 機器あるいは回路の事故に対しては過電流継電器、地絡方向継電器、欠相、逆相継電器(2Eリレー)をもって保護し、低圧モーター更に熱電リレーを設けて有り、リレー盤その他に収納する。
- iii) 各変電所には監視盤を設置(但し、住居地区は除く)し、各継電器の動作表示を設けるとともにブザーによる警報を行う。
- iv) 河川流量の急増、その他緊急事態に付近住民に情報を伝達する場合はページングにより、また既存の情報伝達網を使用する。



## 11.5 非常用ディーゼル発電機

非常用ディーゼル発電機は防潮水門地区と揚水機場に設置する。

### 1) 非常用ディーゼル発電機の容量

#### a) 防潮水門地区 ..... 3φ-50 HZ-270 KVA-400/230 V 発電機

発電機の容量は調節ゲート用モーター3φ-50 HZ-380V-22 kw×2台を運転できるとともに中央管理室の照明及び空調のための34 KVAを含めた容量とする。

#### b) 揚水機場 ..... 3φ-50 HZ-60 KVA-380/230 V 発電機

揚水機場は350 kwポンプ・モーター3台とエンジン直結ポンプ1台であり、停電時はエンジン直結ポンプ1台を運転することとし、非常用電源にエンジン補機電力30 KVAと照明その他電力30 KVAを含める。

### 2) 型 式

冷却方式は空冷とし、防潮水門地区の非常用発電機は容量が大きく騒音が高くなるので遮音カバーを付けることとする。

### 3) 保 守

非常用ディーゼル発電機は冷却水や油の循環装置、コンプレッサー等付帯機器が多い。これらの機器は常に良好な状態に保持されねばならないが、チェックのため、少なくとも月2回程度は運転を行い、機器の状態を確認しなければならない。

## 第 12 章 施工計画

### 12.1 建設資機材

#### 1) 建設資材

バンパコン川防潮水門建設事業に必要な建設資材のうち、防潮水門ゲートとポンプは海外のメーカーに発注されることになるかと推測されるが、その他の建設資材はタイ国で調達が可能である。主要な建設資材の市況は次の通りである。

##### a) セメント

高炉セメントは市販されておらず、タイ国産のポルトランドセメントでタイ国工業規格の TIS 15 に Type V として規定されている耐硫酸塩セメントを使用する。タイ国では、このセメントは海岸構造物用として広く普及しており、品質並びに生産能力とも問題はない。

##### b) ロック材

コンクリート用骨材及びリップラップ用ロック材は工事現場から約 60 km 離れたチョンブリ付近の原石山から調達する。原石山は堅硬な砂岩を主体としており、品質に問題はなく、また量的にも問題はない。

##### c) P.C. パイル

タイ国の P.C. パイルメーカーに委託して TIS 15 の Type V セメントを使用したパイルを製作する。タイ国内には P.C. パイルメーカーは数社あり、P.C. パイルの製作には支障がない。

##### d) 鉄筋及び形鋼

普通丸鋼及び異形丸鋼とも  $\phi 12 \sim 28 \text{ mm}$  のものが容易に市場から調達可能であり、形鋼も特殊なサイズを除けば市場に普及している。

#### 2) 建設機械

バンパコン川防潮水門建設事業に必要な主な建設機械は表 12-1 の通りである。

表 12-1 主要建設機械一覧表

建設機械名	仕様	台数(概略)
ドラグライン	2 m <sup>3</sup>	4 台
バックホー	1 m <sup>3</sup>	6 台
ダンプトラック	11 t	17 台
ブルドーザー	21 t	4 台
湿地用ブルドーザー	15 t	5 台
杭打機	槽式	2 台
コンクリートプラント	0.75 m <sup>3</sup> × 2	1 基
コンクリートポンプ	45 m <sup>3</sup> /hr	2 台
アジテータカー	3 m <sup>3</sup>	2 台
クローラクレーン	150 t	2 台
クローラクレーン	50 t	2 台
トラッククレーン	35 t	1 台
グレーダー	12 ft	1 台
タイヤローラー	15 t	1 台
タンピングローラー	2 ドラム	2 台
ポンプ浚渫船	1,200 PS	2 隻
タグボート	250 PS	1 隻
底開式土砂運搬船	200 m <sup>3</sup>	2 隻

## 12.2 仮設備計画

### 1) 工事用道路

図 12-1 に示すように、工事現場に至る道路として右岸側に 1 路線、左岸側に 2 路線の既設道路がある。

道路① 防潮水門及び取付水路に至る道路。現在、道路の状態は悪いが、RID はバンパコン川防潮水門建設事業が開始されるまでには、この道路を修復する方針である。

道路② 河川締切堤に至る道路。幅員 9 m の良好なラテライト舗装道路である。

道路③ 揚水機場に至る道路。幅員約 4 m のコンクリート舗装道路。

### 2) 工事用電力

上記の道路沿いに 22,000 V の配電線が架設されており、工事用電力はそれより供給を受けることになるかと推測される。幹線の配電線容量は十分であり、工事用電力の供給に関して特別な問題は見当たらない。

図 12-1 建設現場周辺の道路の状況

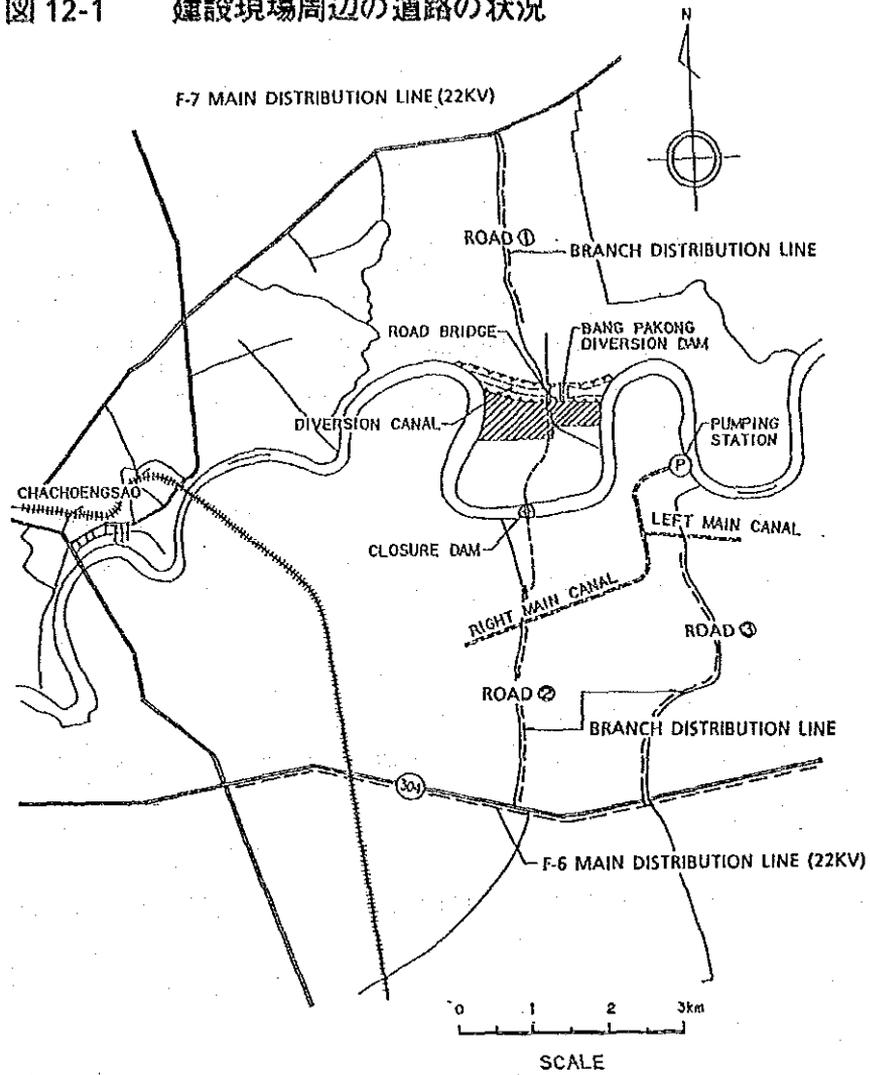
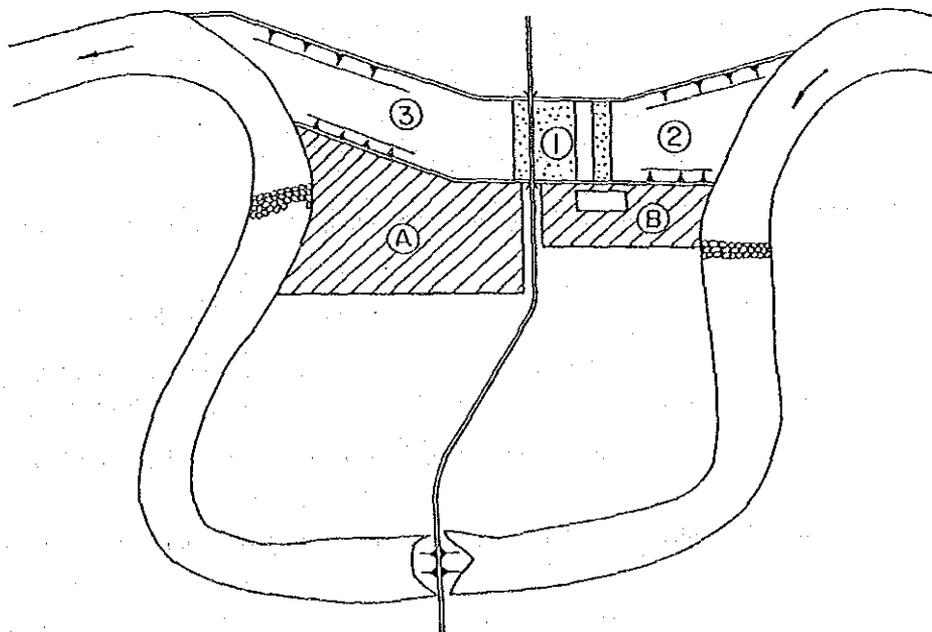


図 12-2 取付水路及び防潮水門部の掘削説明平面図



### 3) 工事用水

コンクリートの混合用水、養生水及びその他の工事用水の安定供給のためには、十分な容量を有する貯水槽または貯水池のような工事用水の貯留施設が必要である。それは、雨期にはバンパコン川からポンプで取水した水を貯留し、乾期にはチャチョンサオで上水を購入するか、または適当な水源から取水し、タンク車で運搬し貯留することになるものと推測される。この工事用水の貯留施設の容量は、工事用水の安定供給に加えて、浮遊土砂等を沈殿する沈砂池としての機能をも考慮して決定されなければならない。

## 12.3 取付水路及び防潮水門の施工

### 1) 掘削計画

防潮水門及び取付水路の掘削は、まず防潮水門から道路橋までの530 m区間(図12-2の①の部分)をドライ掘削し、引続き残りの取付水路部(図12-2の②及び③の部分)をポンプ浚渫船で掘削する計画とする。

①の部分の総掘削量は約950,000 m<sup>3</sup>であるが、第一段階として防潮水門部500,000 m<sup>3</sup>を掘削する。この掘削には7ヵ月を要する。第二段階として道路橋及び護床工部450,000 m<sup>3</sup>を掘削する。

掘削土は管理用建物群の用地(図12-2のⒶ400,000 m<sup>2</sup> + Ⓑ150,000 m<sup>2</sup> = 550,000 m<sup>2</sup>の部分)に仮置きする。仮置きの高さは1.5 m ~ 2.0 mとなるが、雨水や土中水分の排除を目的として30 m ~ 40 m間隔に河川に向かって筋状の谷間ができるように捨土し、また仮置場の地表面には碎石を敷均し水平ドレーン層を構築する計画とする。この掘削土は12ヵ月放置し、維持管理用建物群の建設前に除去するが、敷地造成盛土に流用できる部分は流用することとする。

地質調査及び土質試験の結果から判断して、①の部分の掘削においてウエルポイントでは地下水の排除は困難と判断されるので、掘削部分の外周に軽量鋼矢板による止水壁を構築し、地下水の浸出を抑制する計画とする。また、雨水を速やかに排除する目的で、掘削底面に格子状にドレーンを配置し、端部に釜場を設けポンプにより排除する。

取付水路部の②③の部分の掘削量は約2,200,000 m<sup>3</sup>である。工事工程を検討の結果、この部分の掘削はゲートの掘削及びテストの時期を勧告して工事末期の12ヵ月間に1,200 PS級ポンプ船2隻を投入し集中的に施工する計画とする。ゲートテストを実施するため掘削水路200,000 m<sup>3</sup>をまず施工し、引続き残りの部分を掘削する。RIDによれば土捨場候補地

としての水田地帯はサイトより 5 km 以内にはなく、また実際問題として土捨場の確保は非常に困難と推測され、仮に確保できたとしても遠距離にある土捨場は不経済なものとなる。このような状況から掘削土は旧河川底に捨土することとし、排土管の排土口は空中に置かず水中の河底より 2~3 m の位置に設置し土砂の沈降を助長するとともに、極力汚濁を防止する。捨土の流失を防ぐため、図 12-2 に示した 2 か所に EL. (-) 3.00 ~ (-) 4.00 程度まで捨石を行う。

尚、土捨場を陸上に設定する場合には 120 ~ 150 ha の面積が必要である。

## 2) コンクリート工

チャチョンサオ周辺には生コン工場が数カ所あるが、供給の安全性を確保するため、現場にコンクリートプラントを設置する計画とする。

コンクリートプラントは、ミキサ容量  $0.75 \text{ m}^3$  を 2 台程度の規模とする。コンクリート打設は、 $45 \text{ m}^3/\text{hr}$  級のコンクリートポンプで行う計画とする。

## 12.4 河川締切堤の施工

### 1) 掘削計画

河床部地盤の表層約 5 m 厚の軟弱層の掘削は、1,200 PS 級のポンプ浚渫船で行う。

### 2) 築堤計画

河川締切堤のロックゾーン及びリップラップに必要なロック材は、現場より約 60 km 離れたチョンブリ付近の原石山から得られるロック材を購入し、アースフィルゾーンの築堤材は現場から約 20 km 離れた土取場より粗粒土を採取することになると推測される。

ロックゾーンてんば標高 EL. (-) 5.0 m 以下の部分のロックゾーン及びアースフィルゾーンの築堤は、 $200 \text{ m}^3$  級の底開式土砂運搬船を使用して行う計画とし、それより上部のアースフィルゾーンは川岸より河川方向に築堤材をブルドーザにより押し出すことによって築堤する。リップラップは上記の底開式土砂運搬船を使用して築造する。

## 12.5 揚水機場の施工

### 1) 掘削計画

揚水機場取水路の前面に鋼矢板の二重締切堤を構築し、構造物の設置に必要な掘削は主に $2\text{m}^3$ 級ドラッグラインを使用して行う。

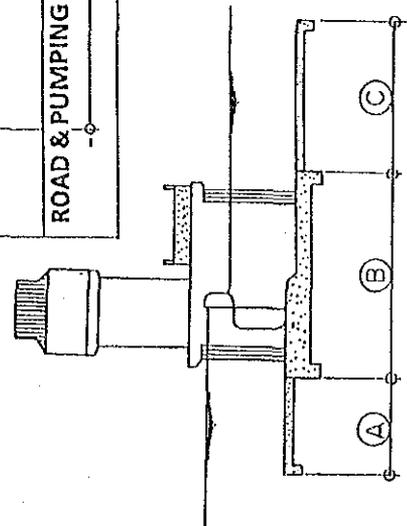
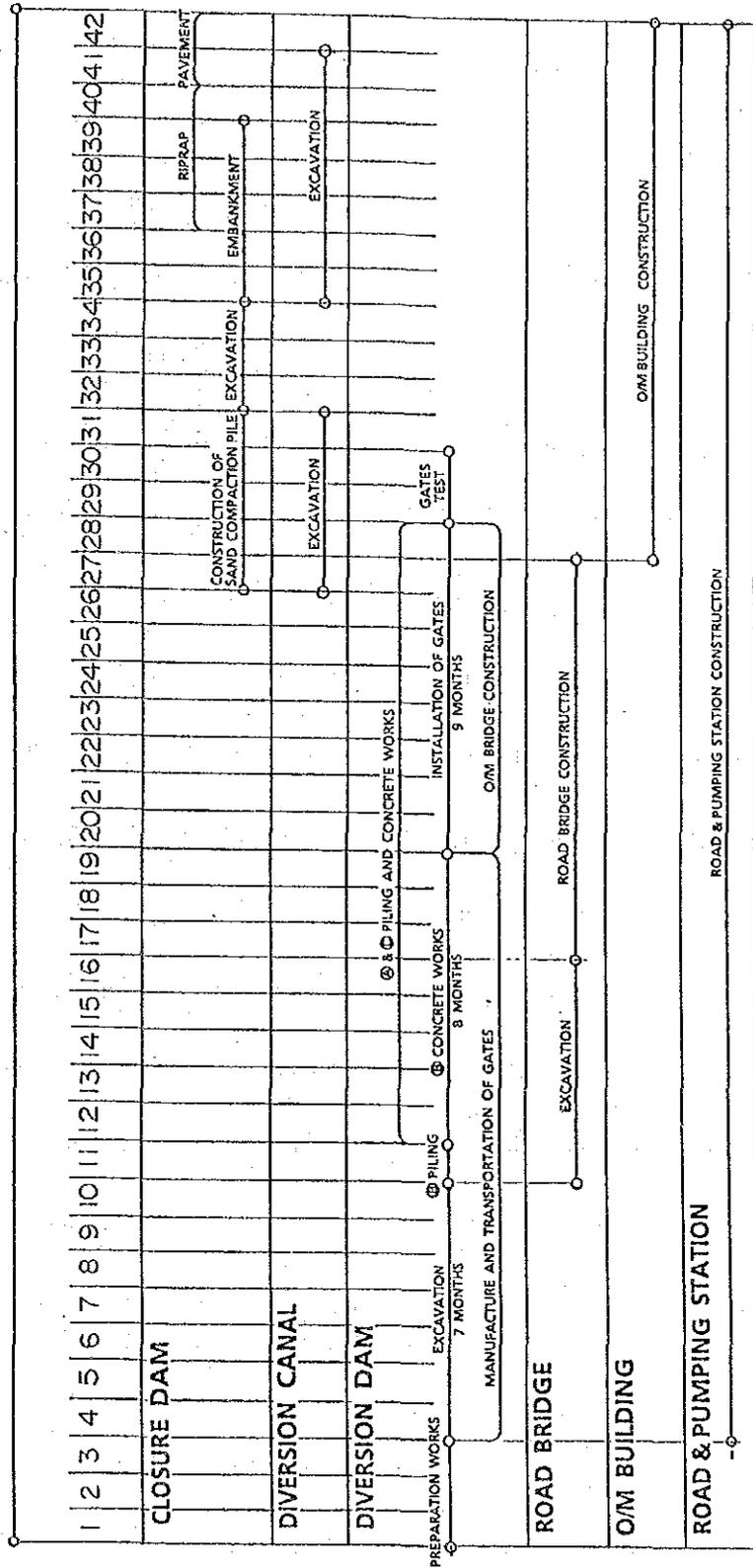
### 2) コンクリート工

防潮水門付近に設置されるコンクリートプラントからコンクリートを運搬することは困難であることから、別途 $0.4\text{m}^3$ 簡易コンクリートプラントを設置し、コンクリートポンプにより打設する。

## 12.6 工事工程計画

バンパコン川防潮水門建設事業の工事期間は図12-3に示すように3年半、42ヵ月とする。

图 12-3 工事工程表



## 第13章 工事費の積算

### 13.1 基本単価

チャチョンサオ県における1992年10月の労務及び資材の支配的な単価は下表の通りである。

#### 1) 労務単価

労務単価は100%内貨計算とし、下表の通りである。

職 種	日当たり単価 (パーツ)
世話役 一級	500
〃 二級	350
重機械運転手	350
同上 助手	150
運転手	300
鉄筋工	150
溶接工	250
大 工	180
機械工	250
電 工	250
石 工	180
特殊作業員	130
普通作業員	110

#### 2) 資材単価

工事費積算のための資材単価は内貨分と外貨分に分割して次表に示されている。

資材名	単 位	単 価 (パーツ)	外貨分 (パーツ)	内貨分 (パーツ)
ポルトランドセメント (バラ) Type I	ton	1,400	840	560
〃 Type V	〃	1,900	1,200	700
コンクリート骨材 砂	m <sup>3</sup>	250	75	175
〃 砕石	〃	270	80	190
鉄 筋	ton	13,000	9,000	4,000
型枠用木材	cu.ft	200	40	160
合 板 (10 mm 厚、4' × 8')	枚	420	80	340
P.C. パイル ø600 × 10 m	本	10,300	6,200	4,100
〃 ø500 × 10 m	〃	7,500	4,500	3,000
〃 ø400 × 15 m	〃	8,100	4,900	3,200
シートパイル (II型)	ton	15,000	12,000	3,000
ガソリン	ℓ	9	7	2
軽 油	〃	8	6	2
工業油	〃	4	3	1
電気料	KWH	2.6	-	2.6

### 13.2 工事費

バンパコン川防潮水門建設事業の工事費は、基本設計並びに労務単価、資材単価等の収集資料を基に積算され、次表に示されている。

表 13-1 工事費一覽表

Description of Works	Unit	Quantity	Rate (Baht)			Amount (1,000 Baht)		
			F/C	L/C	Total	F/C	L/C	Total
<b>1. Diversion Dam &amp; Its Appurtenant Facilities</b>								
a) Temporary Work	L.S.	1				100,000	40,000	140,000
b) Diversion Canal								
Stripping	m <sup>3</sup>	220,000	28	14	42	6,160	3,080	9,240
Excavation	m <sup>3</sup>	2,200,000	58	22	80	127,600	48,400	176,000
Embankment	m <sup>3</sup>	50,000	50	20	70	2,500	1,000	3,500
Sub-Total						136,260	52,480	188,740
c) Diversion Dam								
Stripping	m <sup>3</sup>	80,000	28	14	42	2,240	1,120	3,360
Excavation	m <sup>3</sup>	850,000	68	26	94	57,800	22,100	79,900
Backfill	m <sup>3</sup>	120,000	65	25	90	7,800	3,000	10,800
Embankment	m <sup>3</sup>	22,000	50	20	70	1,100	440	1,540
P.C. Pile, $\phi 600$ , $\ell = 10$ m	pcs.	700	10,300	7,000	17,300	7,210	4,900	12,110
P.C. Pile, $\phi 400$ , $\ell = 10\sim 12$ m	pcs.	1,500	5,400	3,700	9,100	8,100	5,550	13,650
Sheet Pile, type II, $\ell = 3$ m	pcs.	1,400	3,400	800	4,200	4,760	1,120	5,880
Concrete	m <sup>3</sup>	38,000	1,980	2,420	4,400	75,240	91,960	167,200
Riverbed Protection	m <sup>2</sup>	18,000	560	690	1,250	10,080	12,420	22,500
Hoist House	L.S.					4,800	7,200	12,000
O/M Bridge	L.S.					5,100	3,400	8,500
Sub-Total						184,230	153,210	337,440
d) Tide Protection Gates			(1,000 Baht)	(1,000 Baht)	(1,000 Baht)			
Flood Gate	Nos.	3	108,000	27,000	135,000	324,000	81,000	405,000
Regulating Gate	Nos.	2	160,000	40,000	200,000	320,000	80,000	400,000
Stop Log	L.S.					40,600	17,400	58,000
Sub-Total						684,600	178,400	863,000
e) Closure Dam								
Excavation	m <sup>3</sup>	200,000	58	22	80	11,600	4,400	16,000
Earthfill Zone Embankment	m <sup>3</sup>	250,000	86	34	120	21,500	8,500	30,000
Rock Zone Embankment	m <sup>3</sup>	40,000	210	490	700	8,400	19,600	28,000
Riprap	m <sup>3</sup>	15,000	250	570	820	3,750	8,550	12,300
Sand Compaction Pile	L.S.					15,000	10,000	25,000
Sub-Total						60,250	51,050	111,300
f) Road & Road Bridge								
Road	m	2,600	3,000	2,000	5,000	7,800	5,200	13,000
Road Bridge	L.S.					31,000	23,000	54,000
Sub-Total						38,800	28,200	67,000
g) Miscellaneous Works	L.S.					60,160	25,360	85,520
Total						1,264,300	528,700	1,793,000
<b>2. Pumping Station</b>								
a) Temporary Work	L.S.					10,000	4,000	14,000
b) Pumping Station								
Stripping	m <sup>3</sup>	1,000	14	7	21	14	7	21
Excavation	m <sup>3</sup>	22,000	54	21	75	1,188	462	1,650
Backfill	m <sup>3</sup>	10,000	36	14	50	360	140	500
Embankment	m <sup>3</sup>	9,000	65	25	90	585	225	810
Sheet Pile, type II, $\ell = 2$ m	pcs.	50	2,480	620	3,100	124	31	155
R.C. Pile, 400 mm $\times$ 400 mm $\ell = 14$ m	pcs.	90	10,000	6,800	16,800	900	612	1,512
P.C. Pile, $\phi 400$ , $\ell = 20$ m	pcs.	40	11,800	7,800	19,600	472	312	784
P.C. Pile, $\phi 500$ , $\ell = 16\sim 23$ m	pcs.	60	13,200	8,800	22,000	792	528	1,320
P.C. Pile, $\phi 600$ , $\ell = 14$ m	pcs.	50	14,400	9,600	24,000	720	480	1,200
Concrete	m <sup>3</sup>	3,000	3,000	3,600	6,600	9,000	10,800	19,800
Stone Pitching	m <sup>2</sup>	3,400	150	360	510	510	1,224	1,734
Pumps, including $\phi 1,350$ mm (motor) $\times$ 3 units and $\phi 1,350$ mm (diesel engine) $\times$ 1 unit	L.S.					160,000	40,000	200,000
Sub-Total						174,665	54,821	229,486
c) Miscellaneous Works	L.S.					9,235	3,279	12,514
Total						193,900	62,100	256,000
3. Control System & Electric Facilities	L.S.					112,000	48,000	160,000
4. O/M Building	L.S.					120,000	180,000	300,000
Grand Total						1,690,200	818,800	2,509,000

## 第 4 編 環境配慮



## 第4編 環境配慮

「カセサート大学作成の環境影響とその保全対策のレビュー」

### 第1章 環境影響の考察とその保全策

#### 1.1 物理的資源

##### 1.1.1 表流水の水文

防潮水門建設により貯水される真水 30 百万  $m^3$  は、150 パーセントの灌漑率でバンパコン川左岸 14,700 ha に灌漑できる。また、上水として 18.9 百万  $m^3$ 、工業用水として 69.7 百万  $m^3$  が供給できる。しかし、洪水位の問題がある。

##### 上流部

左岸	堤防	現況てんば高	+ 1.94 m
右岸	堤防	現況てんば高	+ 1.70 m

但し、所要堤防てんば高は、

10 年確率洪水時	+ 2.64 m
20 年確率洪水時	+ 2.80 m

である。従って、防潮水門地点から、13 km 上流地点まで堤防の嵩上げが必要である。

##### 下流部

現況水位	1.10 ~ 1.20 m
事業完了後水位	1.45 ~ 1.65 m

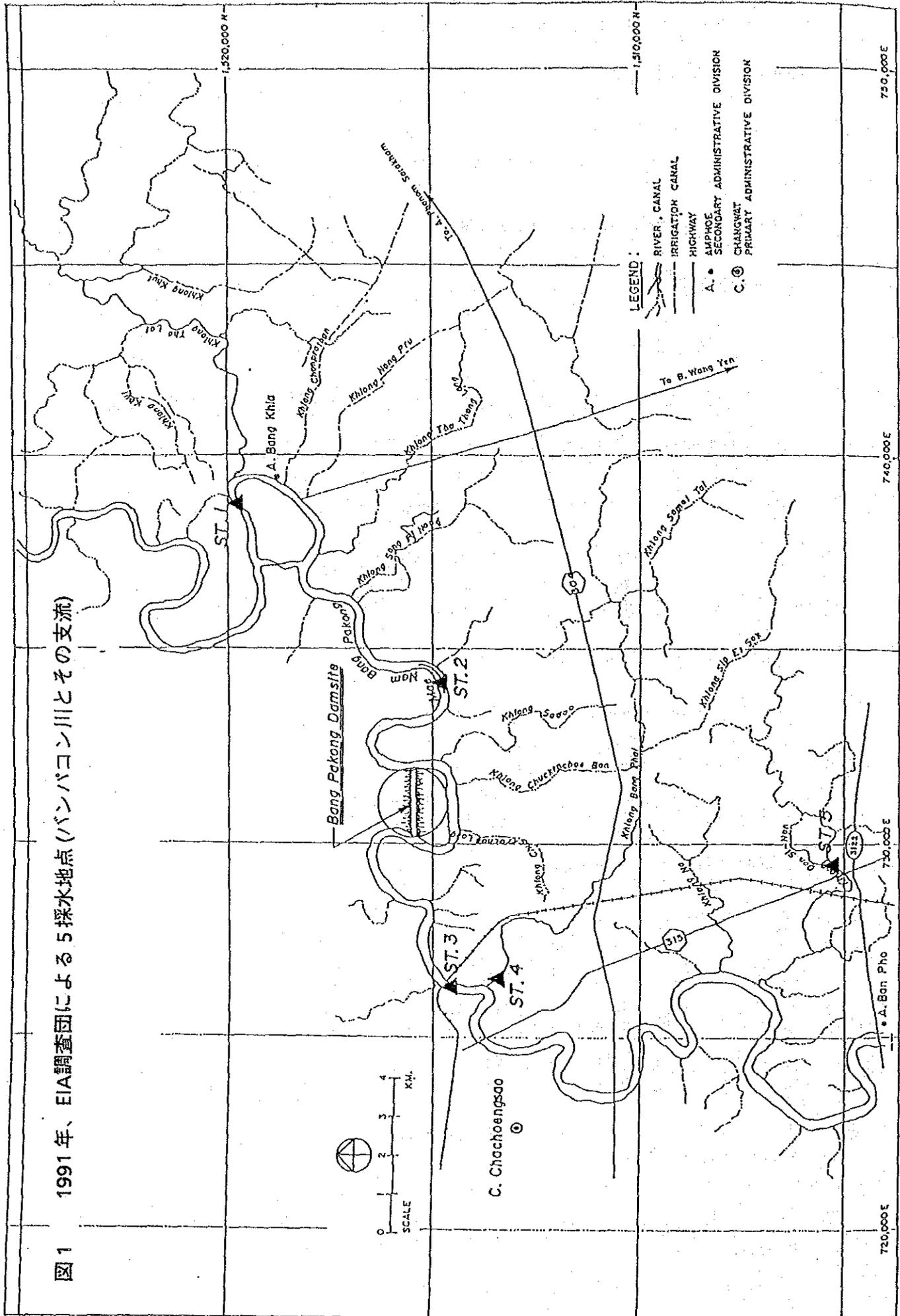
従って防潮水門地点から、15 km 下流高速道路 No. 304 号までの堤防が必要となる。

(コメント) JICA 調査団の水理解析による精査により最終決定する。

##### 1.1.2 表流水の水質

カセサート大学では、1991.8 ~ 1992.1 の間 43 のパラメータについて 5 ヶ所の観測点で 6 回観測。

図1 1991年、EIA調査団による5採水地点(バンコン川とその支流)



バンパゴン本川では表面に近い所と中間層から採水  
同 上 支川では中間層からのみ採水

水温、PH、濁度、塩分濃度、電気伝導度、浮遊固形物質 (SS)、全固形物質 (TS)、全溶解固形物質 (TDS)、アルカリ度、溶解酸素量 (DO)、生化学的酸素要求量 (BOD)、硬度、硝酸塩、磷酸塩、アンモニア、排泄物と全大腸菌、微量物質 (カリウム、ナトリウム、カルシウム、マグネシウム、重炭酸塩、炭酸塩、硫酸塩、塩化物、沸化物、砒素、青化物、鉄、マンガ、ニッケル、銅、亜鉛、鉛、カドミウム、クローム、水銀、殺虫剤 …… DDT、 $\alpha$ -BHC、ディルドリン、アルドリン、七化塩素、エルドリン)

観測の結果、5カ所の観測点 (表層、中間層共) で BOD と大腸菌以外は変化がなかった。

バンパゴン本川

PH 6.9 ~ 7.6 (平均 7.2)

8月 ~ 1月の間塩分なし

濁度、電気伝導度、全溶解固形物質 (TDS)、アルカリ度、硬度については、中庸程度の値。

雨期に減少し、乾期に増加する。

DO 4.3 ~ 5.4 mg/l

BOD 0.1 ~ 2.5 mg/l

アンモニア、硝酸塩、磷酸塩も中庸の値。

即ち NH<sub>3</sub> : 0 ~ 0.06 mg/l

NO<sub>3</sub> : 0.042 ~ 0.456 mg/l

PO<sub>4</sub> : 0 ~ 0.084 mg/l

排泄物性大腸菌と全大腸菌 大変高い値

即ち、排泄物性大腸菌: 460 ~ 54,000 MPN/100 ml

全大腸菌 : 700 ~ 92,000 MPN/100 ml

(鉍物、有毒物質、重金属、陽イオン、陰イオン元素、硫酸塩、塩化物) は8月には低い値となる。

ナトリウムと塩化物 …… 12月に2倍に増加

即ち ナトリウム : 14 ~ 20 mg/l

塩化物 : 27 ~ 40 mg/l

8月 ~ 12月の間 SAR (ナトリウム吸収比) : 10 以下

電気伝導率 : 250 マイクロシーメンス/cm

(よってこの河川水は灌漑に適する)

青酸物質、0.002 ~ 0.003 mg/l とみられるが、これは表流水の基準値以下。鉄を凝集、沈殿させて取り除けば、家庭用水として使用できる。重金属としては、ニッケルと水銀のみが基準値を超える。除草剤の残

滓は見られるが、極く僅かである。アイルドリンは乾期には全地点で見られる。(0.10 ppb)

NEBの調査(1986~87)と比較するとバン・クラ、チャチョンサオでは

有機物 …… 増大悪化の傾向

BOD・大腸菌 …… 急激な増加

水銀、鉛、カドミウム …… 同上(金属、電子工業のせい)

一方、銅、クロム、有機塩素、除草剤 …… 減少(1984年に使用禁止)

NEBは1988年バンパコン川の主汚染源は、畜産、村落、工場排水と集約した。

1987年	養豚場は	12,560 kg BOD/日
	村落排水は	5,760 kg BOD/日
1989年	工場排水は	140 kg BOD/日
	養豚場は	15,504 kg BOD/日

#### バンパコン川支川

・バン・パイ川	BOD	: 0.5 ~ 6.8 mg/ℓ (平均 3.5 mg/ℓ)
	DO	: 0.8 mg/ℓ
	NH <sub>3</sub>	: 1.82 mg/ℓ バンパコン本川より大層高い
	排泄物性大腸菌、全大腸菌	: 遥かに少ない
	除草剤、有機塩素	: 以前の調査結果より遥かに少ない
・ドン・シ・ノン川	BOD	: 0.7 ~ 2.9 mg/ℓ (平均 1.8 mg/ℓ)
	DO	: 1.4 mg/ℓ

1991年5月、1992年3月観測の乾期のRIDデータによれば

本川とナコン・ナヨック川下流の濁度: 大きくなっている。また、塩水が侵入する。

同電気伝導度 : 高い 5,000 マイクロムhos/cm

ブラチン川の電気伝導度 : 500 マイクロムhos/cm 以下

(ラドム水路では 81 ~ 110 マイクロムhos/cm)

本川下流 DO : 低い 3.4 ~ 3.6 mg/ℓ

BOD : 高い 1.4 ~ 1.6 mg/ℓ

(タ・ラット水路 BOD: 大変高い 4.1 mg/ℓ)

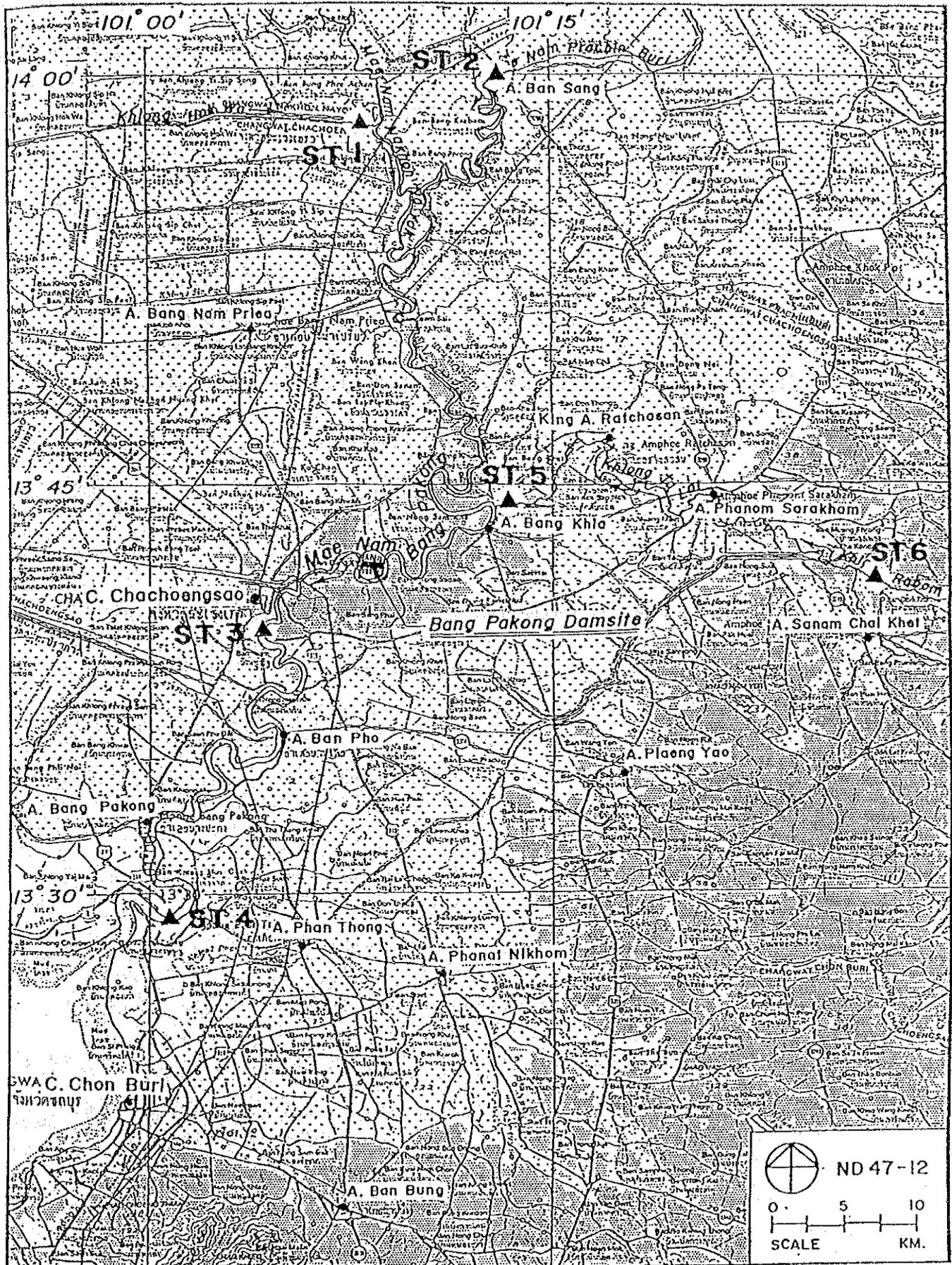
全地点の窒素(N)、磷(P)は高い。(硝酸塩 0.9 ~ 9.3 mg/ℓ、磷酸塩 0.1 ~ 0.4 mg/ℓ)

ナコン・ナヨック川の全鉄(Fe)は高い。(3.7 ~ 11.6 mg/ℓ)

溶解鉄分はしかし、ラボム水路以外は低い。

重金属、有毒物質: 乾期にも未だすべての地点で基準値以下

図2 1991-1992年RIDによる6採水地点(ナコン・ナヨック川、  
プラチン川、バンパコン本流とその支流)



ナトリウムイオン (Na<sup>+</sup>)、溶解ナトリウムパーセント (SSP)、ナトリウム吸収比 (SAR)、電気伝導度、高い含有量の塩化物、硫酸塩などから考えて本川、ナコン・ナヨック川、タ・ラット水路は乾期には灌漑に不適である。塩水遡上の防止が必要である。プラチン川、ラボム水路は乾期にも灌漑用水として使用可能である。

一般に工事期間中の濁度悪化は、水質に悪影響を及ぼし、河川水の有効利用を減ずる。しかしバンパコン川は雨期中、終期には影響は多くなく、乾期には本川自身の濁度が高く従って工事期間中の影響は少ない。

防潮水門が完成すると、有機物が蓄積され、生物学的分解により溶存酸素量 (DO) が、乾期に特に減少する。甚だしい時は、嫌気性となり、硫化水素を生じる。又、植物富栄養化が生じる。こうなると防潮水門上流部の河川水は有効利用できない。従って、畜産、村落、工場から排出された汚水の厳しい管理が必要である。

バンパコン川下流部もまた、上流からの掃流力が減るので、チャチョンサオ県の工業開発が進めば、汚染物資も蓄積が予想される。従って防潮水門地点から河口までの区間も汚染防止がなされねばならない。

真水の供給は、上流部左岸の灌漑水増加に繋がり、排水路の水質改良に役だつ。しかし農業経営形態が変化して畜産や養魚になる場合水質の悪化が懸念される。これら排水路の水質監視が必要となる。

(コメント) 10月、11月の雨期中、末期には、河川に堆積作用はない。その上、乾期はもちろん、他の月においても、河川の濁度が高いので、工事による濁度に対する影響はさほどない。

畜産、特に養豚場の汚水排出基準を環境省 (MOSTE) が制定し、緩和策を講じることが必要である。その結果 BOD 負荷は激減するであろう。

養豚場排水のための排水路を建設する場合についてその方向、大きさ、処理場の必要性など議論されて来た。養豚場が散在しているので効率的に集水できるように、幹線・支線水路の位置が決定されるべきである。養豚場の位置の調査が先づ第一である。そして責任ある実施機関によって畜産排水の基準を設定することが、有効な基本的解決策となろう。また、防潮水門付近の RID の管理事務所には、500人以上の作業員と、その家族が滞在することになるので、汚水が直接河川へ流入することを避けて、適切な処理がなされねばならない。

排水路を建設する代わりに、農業協同組合省 (MOAC) の畜産局の指導の下で養豚家 (1,000頭以上) は簡単な排水処理施設 (酸化池) を各自造成することが求められている。この

構想を強化し、発展させることで、河川への流入が防止できれば、養豚場が各地に散在していることもあり、極めて現実的な解決方法となろう。

### 1.1.3 土壌の性質

大部分の調査地域は、持続して行ける農業に適している。僅かに問題なのは、左右岸の極く一部に塩分土壌と強酸性土壌があることである。事業地域の土壌はもちろん、持続して行ける農業経営ができる能力を有し、米作、果樹作に適している。

肥沃な果樹園の一部が、防潮水門施設の一部、取付水路、管理棟、宿舎などに転用されねばならないのは残念であるが、莫大な利益がバンパコン川左右岸に与えられるだろう。

組織的な水のコントロールが、塩分土壌、強酸性土壌問題を減少させるだろう。

(コメント) これ以上特にならない。

### 1.1.4 地下水の水文・水質

79孔の深井戸が調査地域にある。大部分が鉱物資源省、内務省公共事業部によって掘削されているが、計画防潮水門サイトから相当離れている。大部分の井戸の直径は4~6 inch、27~146mの水深(平均50~60m)である。湧出量は低く、2~4m<sup>3</sup>/時間、最大で18m<sup>3</sup>/時間、ほとんど手押しポンプを使っているが、高い塩素濃度で水質悪く使用できない現状である。水門建設は、地下水の水文、水質には影響を及ぼさない。

(コメント) これ以上特にならない。

### 1.1.5 侵蝕と堆積

バンパコン川沿いの侵蝕と堆積は次の三つの作用によって起こる。

- 河川の流れ
- 土地利用形態
- 水上交通と風による波浪

### 1) 河川の流れによる場合

河川は長く平衡状態に達するまで侵蝕を続ける。即ち、侵蝕能力指数 0.44 ~ 0.49 になると河川堤の侵蝕は止まり、同指数 0.35 ~ 0.38 で河川直線部河底の侵蝕も起こらなくなる。そして河川堤に沿って堆積が生じる。これは、兩岸の植物が、満潮の際に、侵蝕より堆積をもたらす河川の流れの減速を生じるからである。これら堆積物は、流れに沿って干潮の際には、タイ湾にまで運ばれて行く。しかしシルト質土壌は、河川堤に沿って残り、自然河川堤防保護帯を造る植物の良い基盤土となる。

河川の屈曲部では、直線部に比べて河底において約 1m 深く侵蝕される。屈曲部外側では急勾配の堤防となり、内側では 8 ~ 15 パーセントの緩傾斜となる。

### 2) 土地利用形態による場合

灌漑できる左岸地区は、大方、果樹園・えび養殖、魚養殖場と水田である。ニッパ椰子とアピセンニア(和名不詳)とソンネラティア(ハマザクロ科)が堤防を保護し、侵蝕を防止する。果樹園からの排水は、堆積土砂を含み、河川へ流出し河川堤に沿って堆積する。

### 3) 水上交通と風による波浪による場合

走行するボートは屈曲部において侵蝕を起こす。しかし、しっかりした石積で、あるいは厚い植生で覆われた部分は侵蝕されない。ボートの起こす波の振幅は 30 人乗りの大型ボートで 30 ~ 40 cm である。長い船尾を持つ、小型ボートで 20 ~ 30 cm である。風による波の振幅は 15 ~ 20 cm のみである。

工事期間中の軟らかい粘土は 15 日 ~ 30 日の周期で滞うが、殆ど水質に対する影響は及ばさない。

防潮水門による貯水期間中の堆積、侵蝕の影響を予測するべく算術モデルを使って堆積を算定した結果は以下のとおり。

	流量(百万 m <sup>3</sup> )	堆積量(tons)
4月	31.9	2,705.7
5月	124.1	12,800.4
6月	472.3	59,054.8
7月	843.6	114,670.1
8月	1,406.7	205,822.2
9月	1,954.6	299,861.0
10月	1,547.0	229,470.4
11月	298.9	34,990.6
12月	103.4	10,388.7
1月	30.1	2,531.8
2月	12.5	926.4
3月	13.5	1,011.7
計	6,838.6	974,233.8

月別堆積量合計については、ゲートの開閉によって以下の様に考えられる。

防潮水門操作	堆積物の合計量	
	Ton	%
a) ゲートを開けている期間		
5月 - 11月	956,670	98
6月 - 11月	897,615	94
5月 - 12月	967,058	99
b) ゲートを閉めている期間		
12月 - 4月	17,564	2
12月 - 5月	52,555	6
1月 - 4月	7,176	0.7

EIA 報告書では、乾期のゲート閉鎖時の滞積物の影響は、深刻な汚染物資の蓄積に比べれば、無視できると結論付けた。ゲート閉鎖時には防潮水門上流部に一時的に停滞を生じ河川堤沿いに堆積を生じるが、雨期に全開してフラッシュさせればよい。

貯水期間中の波の作用による侵蝕は、河川屈曲部で特に深刻である。上流部の植性は、汽水タイプから淡水タイプに変化する。河川の直線部では厚い植性のため両岸の侵蝕は起こらない。

(コメント) これ以上特にない。

## 1.2 生物学的資源

### 1.2.1 水棲生態、漁業と養殖

魚は、一般的なもののばかりで稀な種類はいない。海の魚は、通常、乾期に河口から溯上してバン・クラ郡まで移動する。5種の汽水に住む汽水魚と淡水魚のみナコン・ナヨック市街とプラチンプリ県バン・サン郡まで溯上する。逆に淡水魚は雨期短期間のみバンパコン郡まで下るがすぐ急いで溯上し戻る。通常、淡水魚はバン・クラ郡を越えては下らない。バンパコン川河口は、水棲生物にとって栄養分に富んでいる。故に、河口に近いバンパコン郡では養殖が盛んである。

1989年には5,500 haの魚の養殖池、2,650 haのえびの養殖池を持っていた。チャチョンサオ県農民の水田農業を変更して、えび養殖を行う理由は、昔より強い塩水の流入と米価の下落である。

1991年関係5郡で行われた養殖の結果は以下の通り。

えび養殖	3,344 ha	44百万 kg/年	3,156百万パーツ
魚養殖	5,870 ha	27百万 kg/年	23百万パーツ

えび養殖は通常11月～6月まで8ヵ月間、塩水のある時実施される。大部分の孵化場では60 ppt～110 pptの汽水と井戸、水道栓または北部の支川からの真水を使用する。

魚養殖は、淡水をバンパコン川上流から得ている。魚が逃げ出さないよう水路側に堤防が作られている所もある。

EIA報告書では全チャチョンサオ県の養魚に必要な水量を以下の通り推定した。

淡水	約0.86百万 m <sup>3</sup> /年
汽水	約1.00百万 m <sup>3</sup> /年

淡水魚養殖のためには、乾期(2月～5月)のために、10月から6月まで他の水源から真水の供給が必要である。7月から9月までは雨水の供給で充分である。水棲生物や養殖にとって工事期間中の影響は、河川自体濁度が高くさほど問題はない。しかし浚渫土砂の拡散防止対策、例えば、堆積土砂を築堤で囲うなどの技術的手段が講じられねばならない。

防潮水門の完成によって、他のダムの場合と同様、魚の生産量は増大するであろう。防潮水門がはっきり上流部の淡水と下流部の汽水域に分けるので、淡水魚と汽水または海水魚に棲息地域が分けられる。

魚道は必要ない。何故なら、魚の生活環境が上下流で極端に異なり、突然の大きな変化は死を招くことになるからである。

河川が水門で締め切られると、下流への流出量が少なくなり、下流の水質が周辺の人間活動による汚染物の蓄積によって、悪化するかも知れない。この結果はまた、下流部の養殖に悪影響を及ぼすことになるだろう。

(コメント) EIA 報告書は、採卵、孵化場の調査を少なくとも5年間実施することを勧告している。ある種の上流部の淡水魚で生産性が減少する恐れがあると述べつつ、一方でEIAはダムによって一般的に淡水魚生産は増加するとしている。従って魚の漁獲量の記録をつけることが重要で(通常漁業局でやっている)、どの種の魚の減少があるのか判定できるだろう。これはまた、将来の魚の増産計画に対する考察に役立つであろう。

### 1.2.2 林業

海岸線のマングローブの植性密度はバンパコン河口より大きい。これは海岸線は養殖も他の人間活動も発達せず、大きな市街地からも遠く離れているからである。しかし双方のマングローブ林とも、そんなに生産的なものではない。

防潮水門建設予定地区は約127haの果樹園からなる。果樹園にはマンゴ、ココ椰子、ピンロウ樹などが植えられている。マングローブ林も河川の堤防沿い、果樹園内水路沿いに狭い幅で見られる。主な種類はヒルギ科、ニッパ椰子などである。

防潮水門建設によって、伐採される60,017本は主として植樹された果樹である。貯水後は、防潮水門上流部は年中淡水となり、残された河川堤沿いのマングローブは多分消滅するだろう。

(コメント) 防潮水門建設以前のマングローブ林生態を維持するために、取付水路下流部両岸に幅20m以上のマングローブ林が植林されることが勧告されている。

付け加えて取付水路上流部には水路を保護するため、大きな樹種が植えられねばならない。(パピルス等)

EIA 報告書では海岸沿い及び河口のマングローブ林の不法伐採は禁止されるべきであると提案しているが、防潮水門建設地は河口から 70 km 以上も離れているので、当防潮水門の建設とは全然関係しないと思われる。

### 1.2.3 野生生物

調査地域には 4 つのグループの動物、即ち、両棲類、爬虫類、鳥類、哺乳類が見られる。全体で 167 種が報告されている。

類	防潮水門地点	河口マングローブ地域	見出された全種類
両棲類	9	2	10
爬虫類	32	9	36
鳥類	53	95	112
哺乳類	6	8	9
計	100	114	167

防潮水門、取付水路工事期間中、これら工事が上述の野生生物に影響を与えることはないと思う。というのは、これら野生生物はすぐ近傍の同様の生息環境地域へ移動できるからである。工事完了後運転操作中も影響はない。

(コメント) EIA の勧告では森林局野生生物保全部と協力して河口から 2 km 手前の小さな島とその周辺で大コウモリを保護することを訴えているが、この提案は 70 km 以上上流のこの建設事業の範囲外のことと考えられる。

## 1.3 人類の利用価値

### 1.3.1 給水

最近バンパコン川は高い塩分濃度、低い溶存酸素量 (DO)、重金属、殺虫剤などの微量物質の存在などにより最早、給水の良い水源とは考えられなくなっている。

河川水の悪化はまた、チャチョンサオ市、バンパコン郡、河口に近いバン・ポー郡の汽水えび養殖の生産性をも減少させる。また、工業地帯の急速な拡大は、真水の不足と廃水汚染を招いている。

低位の水質にも拘わらず、バンパコン川は本川のみならず、防潮水門地点の下流部の支川からも、河川水が給水源として取水されている。そして水は処理され家庭用水として給水される。

EIAの報告書によれば、いろんな産業活動に対する1990年の給水需要と将来予測は表1に示される。

表1 1990年のいろんな産業活動のための年間給水需要と将来年に対する増加需要予測

産業活動	1990年		1995年		2000年		2005年	
	百万m <sup>3</sup>	%						
1. 家庭用水供給	4.913	27	6.266	22	7.896	21	9.757	19
2. 工業用水								
- 工業団地用	0.365	2	6.023	20	9.692	25	18.050	35
- それ以外工場用	5.842	33	8.531	30	12.374	32	14.260	30
小計	6.207	35	14.554	50	22.066	57	32.310	63
3. 畜産	6.014	33	7.177	25	7.625	20	8.102	16
4. 農業	0.822	5	0.822	3	0.822	2	0.822	2
総計	17.956	100	28.819	100	38.409	100	50.991	100

(参考) 1992年4月カセサート大によるバンパコン川防潮水門建設事業に対する環境影響評価報告書(案)

建設期間中の影響については河川濁度は増大するとしても、給水にマイナスの影響は与えない。取水地点が工事カ所からずっと離れているからである。むしろ、大きなプラスの影響としPWAの近くから十分な取水ができることである。

EIAが強く提言しているのは、防潮水門地点上流部の水質保全のための緩和案が厳密に実施されることである。

(コメント) 上流部貯水池から下流にある送水所まで真水の搬送のための配水組織は、水門が操作開始前に完成しなければならない。さもないとこの送水所から給水されている集落は1年中高い塩水濃度の水に苦しむこととなる。

### 1.3.2 陸上、水上交通

防潮水門建設後のチャチョンサオ県の陸上水上交通は、問題ないことをEIA報告書は集約している。道路交通では、両岸を結ぶ交通は締切堤上を通る連絡道路と連絡橋梁でずっと便利になる。

現在、河川に沿って運行される唯一の水上交通機関である小型乗客用ボートは、防潮水門を通り抜けられなくなる。

(コメント) 乗客の乗換え場所は、防潮水門の上下流の代わりに締切堤の上下流に位置されねばならない。

### 1.3.3 畜産と工業

#### 1) 畜産

EIAは次のように集計している。

県	位置	個体数		
		豚	鶏	家鴨
<b>1. チャチョンサオ県</b>				
- バン・クラ郡	上流	84,574	1,097,609	45,009
- 市街地	下流	286,702	4,822,654	275,324
- バンボ郡	々	30,009	6,389,800	71,000
- バンパコン郡	々	10,718	156,300	160,000
小計	上流	84,574	1,097,609	45,009
	下流	327,429	11,368,754	506,324
計 (1)		412,003	12,466,363	551,333
<b>2. チョンブリ県</b>				
- バン・トン郡	下流	31,424	1,572,789	278,000
計 (2)	上流	84,574	1,097,609	45,009
	下流	358,853	12,941,543	784,324
調査地域総計		443,427	14,039,152	829,333

(参照) 県畜産開発事務所 (1991)

畜産のための水源は、バンパコン川本流、支流、水道、そして地下水(井戸)である。  
1992年の調査地域の畜産用水需要は、次の通り。

養 豚	6.06 百万 m <sup>3</sup> /年
養 鶏	0.56 百万 m <sup>3</sup> /年
養家鴨	0.02 百万 m <sup>3</sup> /年
計	6.64 百万 m <sup>3</sup> /年

大部分の畜産経営を大規模なものと考えている。豚の乾湿肥料は販売されるが、残りの廃物は、豚の尿と残された飼料と洗浄水である。この混合廃液は通常小さな下水槽に溜められて後土壌に滲透するか、または近くの湿地に流される。

しかし、大抵の小規模な養豚場は、この下水槽を持たない。鶏、家鴨の飼育場については、それらの肥料は売れるし、また、その飼育場は洗浄を要しない。よってそこから出る排水は極めて限られた量となる

結局、養豚場が調査地域の中で第1廃水源となる。二県に跨る調査地域の養豚場の大きさと、バンパコン川への流入を見込んだ BOD 負荷の算定は以下の通り。

養豚場の大きさ	上流部		下流部		計	
	養豚場の数	BODの負荷 (kg/d)	養豚場の数	BODの負荷 (kg/d)	養豚場の数	BODの負荷 (kg/d)
100頭以下	336	299	1,428	1,272	1,764	1,571
100頭以上	375	6,759	398	7,174	733	13,933
計	711	7,058	1,826	8,446	2,537	15,504

上記 BOD 負荷の算定は、畜産開発局の以下の基準によっている。

100頭以下の養豚場	1.8 m <sup>3</sup> /日	495 mg/l
100頭以上の養豚場	10.8 m <sup>3</sup> /日	1,669 mg/l

特筆すべきは、東部臨海工業地帯の発展に伴う土地価格値上がりによって養豚場はその増加率が減少して来ている。

豚の増加率を3パーセントと仮定して1992年と1996年(この建設計画の最終年)の家畜数は以下の通り(チャチョンサオ県とチョンブリ県のパン・トン郡)

家畜	個体数	
	1992年	1996年
豚	424,363	477,623
鶏	12,840,354	14,451,932
家鴨	567,873	621,146

その結果、BOD負荷は、防潮水門上流、下流でそれぞれ8,188 kg/日、8,973 kg/日となる。

現存する養豚場の位置の調査は、EIA調査では実施されなかった。また、畜産開発局でも、このような位置図は得られなかった。

EIAの報告では、防潮水門上流部の養豚場から、BOD 7,058 kg/日以上が支流に流入し、これが本流へ廃水を運ぶとしている。従って、防潮水門が建設されると上流部の有機物が推積されて、著しい河川の水質悪化を惹き起こすかも知れない。

(コメント) 生じた廃水がすべて河川に流入するという仮定が正しくないことは、本文の中で既に述べた。(河川取水はしても河川への排水はほとんどない)従ってこのEIA報告書の中の数字は極めて過大なものである。もちろん、それなりの環境保全対策(酸化池などの建設・新規工場の建設禁止など)は不可欠である。

## 2) 工業

チャチョンサオ県の工業は、大概、精米場、製麺所、タピオカ工場、家畜飼料工場など農村工業に関係している。過年来、工業部門は著しく拡大して来ている。工業のタイプ、工場の数は表2に集計されている。大抵の工場は主要道路に沿って位置しているが、県工業事務所でも、またバンコクの工業事業局にも詳しい情報がないので、今後それらの調査は必要である。

3.1で既に述べられたように工業用水需要は、

1990年に	6.2百万 m <sup>3</sup> /年
1995年に	14.6百万 m <sup>3</sup> /年
2005年に	32.3百万 m <sup>3</sup> /年

と予測されている。

その水源は、特に乾期の水質が悪化しているバンパコン川に求めている。工業省、工業事業局、工業環境部が調査した(1978~79)によれば

- (1) 農村工業は主として精米所で BOD 30~200 m<sup>3</sup>/日、20~3,200 mg/ℓ すべての精米所は、集水下水槽か酸化池といった廃水処理場を有する。大部分の工場は、廃水を附近の水路に流さない。BOD 4~60 mg/ℓ が近傍水路から検出されている。排水基準は BOD 20 mg/ℓ、max. 60 mg/ℓ
- (2) 食品工場(製麺所、中華ケーキ工場など)にとって廃水量は 3~300 m<sup>3</sup>/日、100~1,000 mg/ℓ であった。集水下水槽か酸化池で汚水処理する。すべての汚水は近傍の水路に排出されることなく再循環させる。

汚染源所在地	BOD 負荷 (kg/日)
バン・クラ郡	17
チャチョンサオ市街	112
バン・ポー郡	7
バンコック郡	3
計	139

主な汚染源は農村工業と食品生産工場である。それらは第1次の処理装置だけを備えている。

将来、チャチョンサオ県では、工業部門が、なお増加することが予測される。工業拡大の制限因子は、真水と水道水の供給不足、不十分な動力供給、不十分な電話連絡装置と環境問題である。

上流部における工業廃水による BOD 負荷は僅かに 17 kg/日である。これは養豚場からの 7,058 kg/日と比べると極く小さい。従って、防潮水門上流の汚染源としては養豚場が主なものと考えられる。

(コメント) バンパコン川近傍の工場廃水は、排水基準によってなされなければならない。養豚場の廃水をコントロールするためには、責任ある政府機関によって畜産排水のための排水基準が設定されねばならない。しかし養豚場からの廃水による BOD 負荷の値の算定は過大であることは前述の通りである。

### 1.3.4 土地利用と農業

防潮水門、取付水路、管理棟、宿舍等々の全面積は 126.4 ha である。この地域は優良農地であり、大部分の土地は、マンゴとココ椰子等の栽植農業である。すべての用地は、土地収用されることとなる。

防潮水門建設による、十分な灌漑用水の供給は、両岸沿いに特に左岸灌漑地区 20,000 ha (水田約 13,500 ha と果樹園 6,000 ha) に莫大な利益をもたらす。加えて、水門による水位の調節により、地域的な強酸性土、塩分土壌の問題を緩和すると信じられている。

(コメント) 特殊土壌状態を改良するために水門調節を行うことはないが、乾期の貯水による水位の上昇の結果として改良されることはあるかも知れない。なお、直接受益面積は左岸 14,300 ha (水田 9,900 ha、果樹園 4,400 ha) である。

表 2 チャチョンサオの工業のタイプと工場数

工業のタイプ	郡				計
	市街地	バンポー	バンパコン	バンクラ	
1. 食物保存工業	21	20	25	20	86
2. 食品工業	10	1	2	11	24
3. 繊維紡績工場	-	-	1	-	1
4. 建設資機材生産	9	1	6	3	19
5. 飼料生産	1	-	4	1	6
6. 皮革製作	-	-	4	-	4
7. 家具製作	2	1	4	3	10
8. 機器生産と修理工場	45	-	1	6	52
9. 印刷業	4	-	-	1	5
10. プラスチック素材生産	1	-	5	-	6
11. 電子工業	-	-	5	-	5
12. スポーツ用品生産	1	-	2	-	3
13. 医療器材生産	1	-	-	-	1
14. 装飾品生産	2	-	1	-	3
15. 調理用ガス充填工場	1	-	-	1	2
16. コンテナ製作	-	1	-	-	1
17. 化学工場	-	-	1	-	1
計	98	24	61	46	229

出典: 工業事業局 (1989)