

## 3.7 下水処理計画

### 3.7.1 下水処理計画

#### (a) 集中処理と個別処理

便所を水洗化し、快適かつ衛生的な生活用式を整える事が下水道の大きな役割である。水洗便所は公共下水道に接続し、処理する方法と、浄化槽等により各戸で処理する方法がある。しかし、小規模な浄化槽は、処理程度も低く、維持管理も十分なされないことが多いので悪質な排水が流出したり、定期的な清掃が必要であることなどから、便所の水洗化の方式としては公共下水道によるものが最善である。又、現地調査でもわかるように、ホテルの既設の汚水処理施設も、維持管理の不備から処理等がうまく稼動していないところが多い。従って現在は良い処理水を得ているホテルに関しても、将来は、公共下水道にて、汚水を収集し集中処理方式にて、処理する事が望ましい。

#### (b) 下水排除方式の検討（分流式と合流式）

下水の排除方式には、分流式と合流式の2種類がある。分流式とは、汚水及び雨水をそれぞれ別の管渠で排除する方式であり、合流式とは、汚水及び雨水を同一の管渠で排除する方式である。分流式と合流式の特徴を次に述べる。

##### 1) 分流式

分流式には污水管と雨水管の両方を敷設する完全分流式と、雨水は在来の水路等で排除することにして、污水管のみを敷設する汚水分流式とがある。本計画においては、汚水分流式として計画する。汚水分流式としての雨水排水は、在来の水路等を改修し、又、道路側溝を完備し、水路に流入させる事とする。従って管路は污水管路だけとなり、管渠断面も小口径ですむ。

污水管の上流部は流量が少ないため、管内に沈でん物を生じることがあるが、中流部以下は流量がほぼ一定しているため、汚水の流れはスムーズで沈でん物が少ない。降雨時にも全ての汚水は污水管を通じて処理場に導かれるが、雨水管では初期雨水によって、街路や管内の堆積物が雨水管を通じて、河川等に直接放流されることとなる。污水管は小口径となるので、所要の流速を確保するには、勾配をある程度大きくとらねばならない。このため、分流式の管渠は、埋設深が大となる傾向がある。従って分流式の中継ポンプ場は、合流式に比して若干数が多くなる。管渠は污水管のみでその口径も小さいから、建設費も安く、工期も短かいので事業効果の発揮は早くなる。

##### 2) 合流式

合流式の管渠は、汚水と雨水を合計した流量で計画する。

一般には雨水量は、汚水量の50～100倍位になり、管渠断面は雨水量によって決定される。従って、晴天時には汚水が管径の1割にも満たない水深で流れ、雨天時には汚水と雨水の混合したものが、ほぼ満水状態で流れることになる。このように晴天時、雨天時によって管内の水位が上下するため、管壁に汚物が付着し、又、晴天時には管内の水位が低く、流速も小さいので汚物が沈でんし易く、腐敗する恐れがあり、雨水ます等の開口部から臭気が広範囲

に拡がる恐れがある。さらに雨天時に於いては、雨水吐室から汚水と雨水の混合水が河川等に無処理のまま放流される。特に降雨初期には、河川の流量はまだ比較的少ないので、河川水質に与える影響は大きい。しかし管径は一般に大きく、維持管理上便利であり、比較的換気もよいのでガスの停滞はない。合流式の様に、晴天時と雨天時で流れの状態が全く異なる管径を一義的に決定するのは極めて困難であり、両方の場合を共に満足させる決め方はない。

### 3) 排除方式の決定

両方式の特徴に鑑み、次の理由により、本計画に於いては汚水分流式を採用した。

- a) 当計画は地域が海浜リゾート地であり、水質汚濁防止の必要性が高い事、さらに下水道の普及の緊急性が高い事。
- b) 在来の排水路等の改修が比較的容易であり、雨水管を敷設する必要がないこと。
- c) 事業費が安い事。

### (c) 処理方法

集中処理方式として、次の4方式について比較検討する。

#### 1) 流入汚水を一次処理後、海底放流する。

本方式は、最初沈でん池のみを通過した生下水を、塩素滅菌したのち、海底放流管により海岸からある程度沖合いまで導き潮流がかなり強い海域に放流し、自然の浄化及び拡散と希釈によって汚水を処理する方式である。この方式はアメリカの西海岸地区、特にカリフォルニア州に於いて広く採用されてきた。しかし、カリフォルニア州は太平洋に面し、自然の浄化作用は非常に大きなものと思われるが、近年1次処理水を海底に放流する方式に対して、E.P.A.で再検討され、1982年までには全ての汚水は2次処理をした後放流しなければならなくなった。この方式をパタヤ地域にあてはめた場合、沈でん池の建設地としては内陸に位置する事となる。海岸沿いは、南のパタヤ丘まで建設可能な土地は見当たらない。さらにパタヤは閉鎖されたタイ湾に面し、カリフォルニア州の如く、大洋に面していないので浄化能力は劣ると思われる。さらにタイ湾全体を考えると、今後、この湾の周囲は開発が行なわれる可能性を充分秘めており汚濁負荷量は出来る限り少なくすべきであり、又水産資源の保護は重要な事である。また海底放流管の建設コストを概算で求めてみると、ナクルア地区、パタヤ地区で海底放流管施設だけで58百万バーツとなり、安定池の建設コスト、48百万バーツよりも高くなる。従って本計画に於いては一次処理水を沖合に海中放流させる案は採用しなかった。

重要な事である。従って本計画に於いては一次処理水を沖合に海中放流させる案は採用しなかった。

但し、参考までにパタヤ海岸に於いて処理水を海底放流した場合の影響範囲を計算したのでそれを次に示す。

#### a) 海底放流管の検討

##### 1) 海底地形

当設備の設置される付近の海底勾配は、 $\frac{1}{150} \sim \frac{1}{400}$ となっており、遠浅海岸を呈している。底質は、主に砂質であり、その中に微細な粘土、コロイド質が含まれている。

## ii) 流 動

当海域の流動は、潮汐に起因した流れで、潮流成分が卓越し、規則正しい流れを示しており、漲潮時に北流し、落潮時に南流する傾向が明確であり、平均大潮時の流速は約  $0.4 \text{ m/sec}$  となっている。平均大潮時における流況を図 3.7.2、図 3.7.3 に示す。

図 3 7 1 バタヤ地区海図

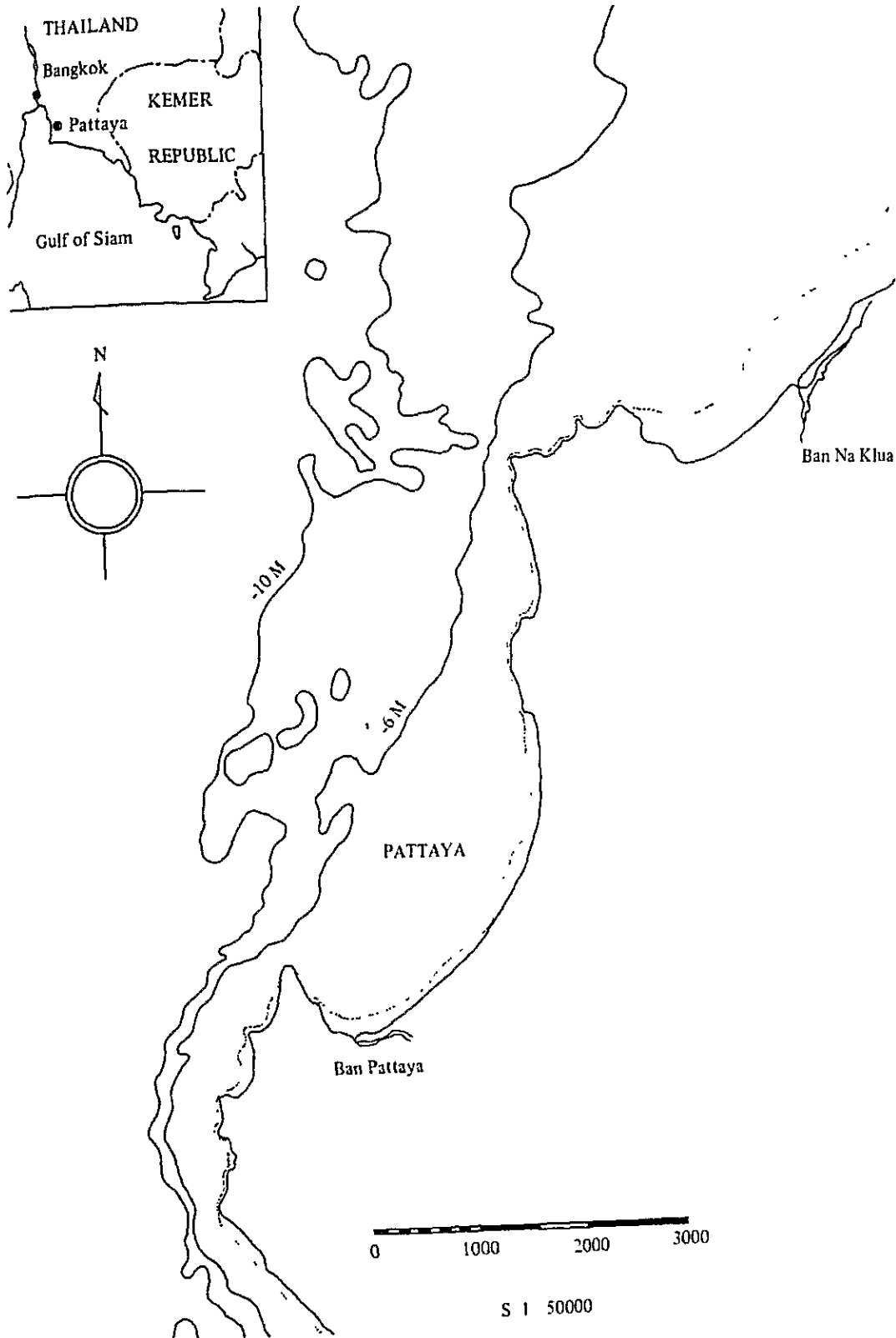


图 3.7.2 平均大潮漲潮時流況

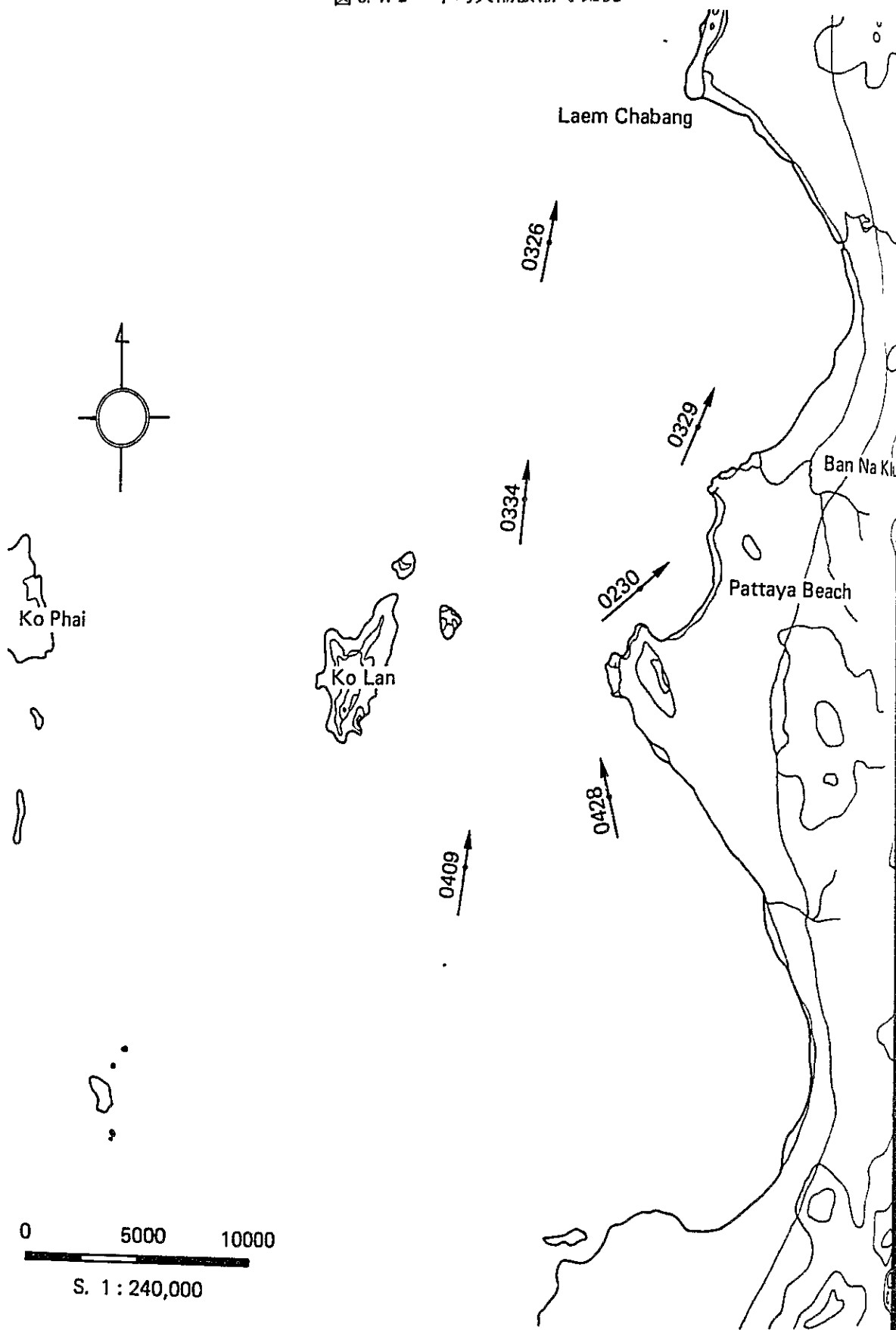
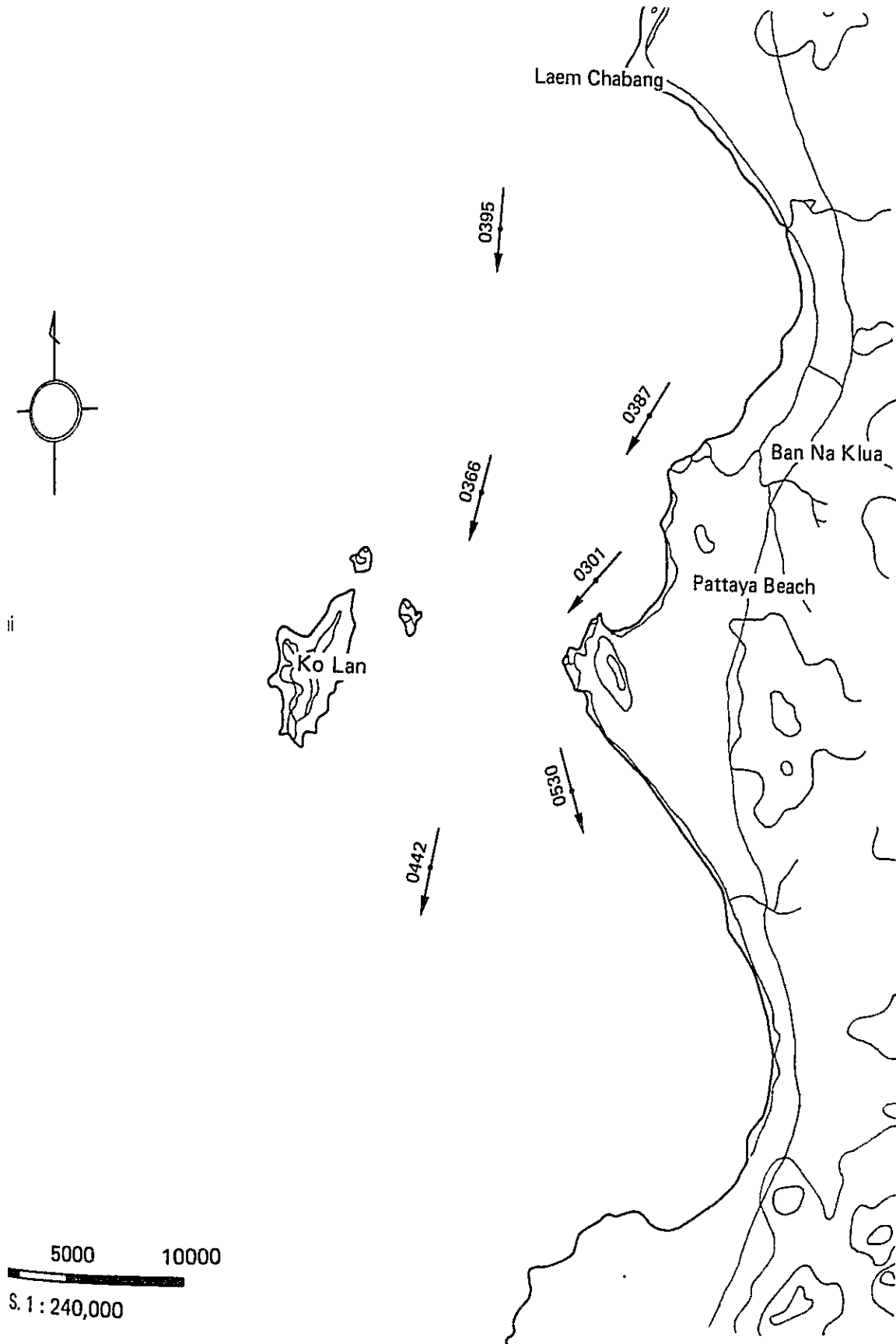


图 3.7.3 平均大潮落潮时流况



### III) 水 温

1977年のJICAの調査資料に依れば、水温は、日中の高い気温を反映してかなり高く、調査時(1977年)においては、29℃以上を示し、鉛直方向の分布には変動がなく、自然水温躍層は認められない。

### IV) 水 質

現在の当該海域の水質は、全体としてそれほど汚染されていないが、ビーチリゾートとしては、いくつか注意を要する点がある。特に、ナクラア川の汚染問題、およびパタヤビーチ前面海域の汚染状況(COD、大腸菌、N-ヘキサン抽出物)は要注意である。

パタヤビーチ、前面海域の汚染は主として、ビーチエリアへ直接流入している家庭排水の影響が大であろう。

以上、「タイ国パタヤ地区基盤整備計画調査、水質報告書」より

昭和52年12月 国際協力事業団

### V) 放流方式の検討

水中放流方式は、ある程度の水深を必要とし、深層に噴流状に放流し、周囲水と混合させて、水面に到達するまでに希釈を図るものであり、表層における拡散範囲は非常に小さく、また放流先端を沖合に設置する為、排出水の影響が岸の方におよばない。

### VI) 放水口の位置決定

水中放流を考えた場合、放水口水深は深い程希釈効果が大であり、拡散水域は小さく又、沖へ出す程沿岸に与える影響は少なくなるが、経済性が失われる。

放水口の位置決定にあたっては、拡散予測を行い、沿岸に影響が少なく、経済的な位置としなければならない。

### VII) 拡散予測の検討

放流に伴う拡散範囲を簡単に予測する方法として、本計画において、拡散域の予測は日本の電力中央研究所の技術報告およびジョセフ・アンド・センドナーの式により計算した。

### 検討条件

項 目	パ タ ヤ 地 区	ナ ク ル ア 地 区
放 流 量	14,280 m <sup>3</sup> /day	16,360 m <sup>3</sup> /day
相 対 密 度	0.025	0.025
放 流 形 式	水平水中放流方式	同 左
放 流 ノ ズ ル 数	8 本	8 本
放 流 ノ ズ ル 径	100 mm	125
1 本 当 り の ノ ズ ル 流 量	0.0207 m <sup>3</sup> /S	0.0237 m <sup>3</sup> /S
放 流 ノ ズ ル 流 速	2.62 m/S	1.93 m/S
放 流 ノ ズ ル 水 深	9.0 m	7.0 m
周 囲 水 深	10.0 m 以上	8.0 m 以上

## 検討結果

本計画では、希釈倍率  $S = 500$  として、拡散域の予測結果を図 3.7.4 に示す。

### パタヤ地区

静止水での拡散域は、半径約  $290\text{ m}$  ( $A = 26\text{ 万 m}^2$ ) となる。

海域の流れを考慮すれば、一般的に表層面積は静止水での拡散域に比較し小さめになると考えられるが、海域の流れにより拡散域が流下方向に傾ゆる場合も考えられるので、図 3.7.4 に示すとおりとした。したがって、パタヤ地区に於ける放流口の位置は図 3.7.4 に示す如く渚部より、沖合  $1,500\text{ m}$ 、水深  $-10\text{ m}$  以上とすれば、沿岸部に与える影響はほとんどない。

### ナクルア地区

静止水での拡散域は、半径  $560\text{ m}$  ( $A \div 100\text{ 万 m}^2$ ) となる。

パタヤ地区と同様に場の流れを考えた場合でも、沿岸に対する影響は、ほとんどない。したがって、ナクルア地区での放水口の位置は、渚部より沖合  $1,400\text{ m}$  水深  $-8.0$  以上とする。

図 3.7.5 と図 3.7.6 は、パタヤ及びナクルア地区に、海底放流計画を採用した場合の鉛直方向の希釈を電子計算機で計算した結果である。パタヤに於ける海面到達時の希釈は  $112.4$  倍、ナクルアのそれは、 $61.9$  倍となる。これは水深の違いによる影響が大きい。

### 2) 流入汚水を二次処理後、河川に放流する。

本方式は汚水を二次処理した後、公共水域である河川に放流する。従って放流水質は BOD<sub>5</sub> で  $70 \sim 90\%$  除外されたものとなる。流入水質を BOD<sub>5</sub> で  $200\text{ mg/l}$  とすると放流水質は  $20 \sim 60\text{ mg/l}$  となる。この様な処理水を河川に放流すれば雨季に於いては、雨水により希釈され問題ないと思われるが、乾季に於いては汚泥が蓄積され問題ないとはいえない。しかしながら、計画地域全体が砂質地盤であるため、かなりの処理水が浸透してしまい海に流入する量はかなり減少すると思われる。処理水の放流方式としては、最も安価な方法である。本計画に於いては、この方式を第 1 案として考えた。

### 3) 流入汚水を二次処理した後、海底放流する。

本方式は、1) 案と 2) 案を合成したものである。二次処理水を海底放流する為、1) 案に比して、汚濁負荷量は少ない。しかし二次処理施設及び海底放流施設が必要となり、建設コストは高い。従って本計画に於いては、一つの比較案として検討した。

### 4) 流入汚水を二次処理して原野へ放流する。

処理水を山野へ放流する土地灌漑法、或いは土地浸透法では物理化学的、および生物化学的な作用の組合せによって行なわれる。物理的な作用としてはふるい、吸着、換気など、化学作用としては酸化、イオン交換などがあげられる。一般の土地灌漑法は、土壤生物による有機物の好気性分解を主として、期待しているのが、本計画においては、二次処理水を灌漑する為、好気性分解はさほど期待しなくてもよい。この方法では、次の 3 種類に大別できる。

図 3.7.4 拡散域の予測 (海底放流)

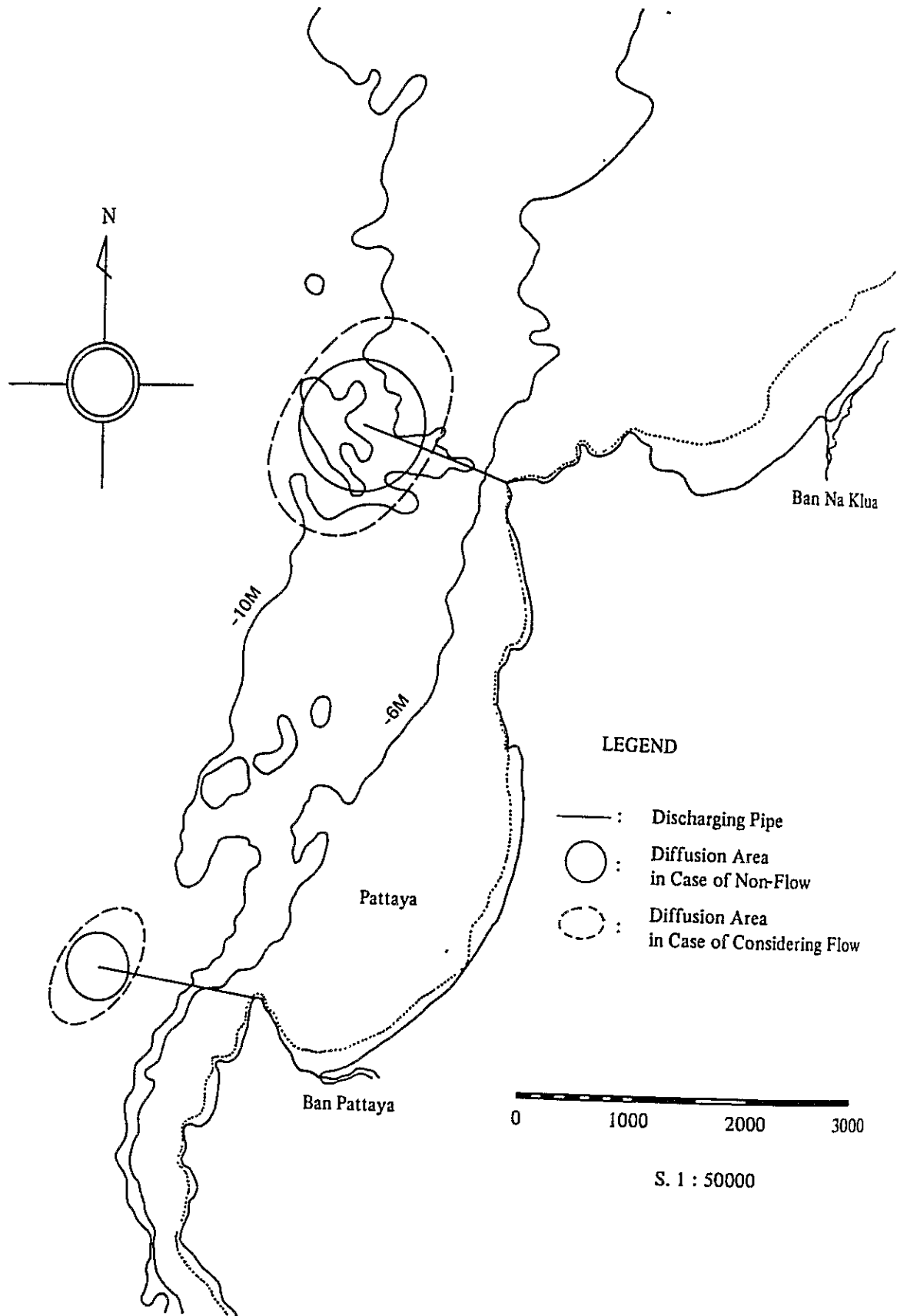




図 3.7.5 バタヤ地区、ブリューム軸上の拡散率  
(海底放流)

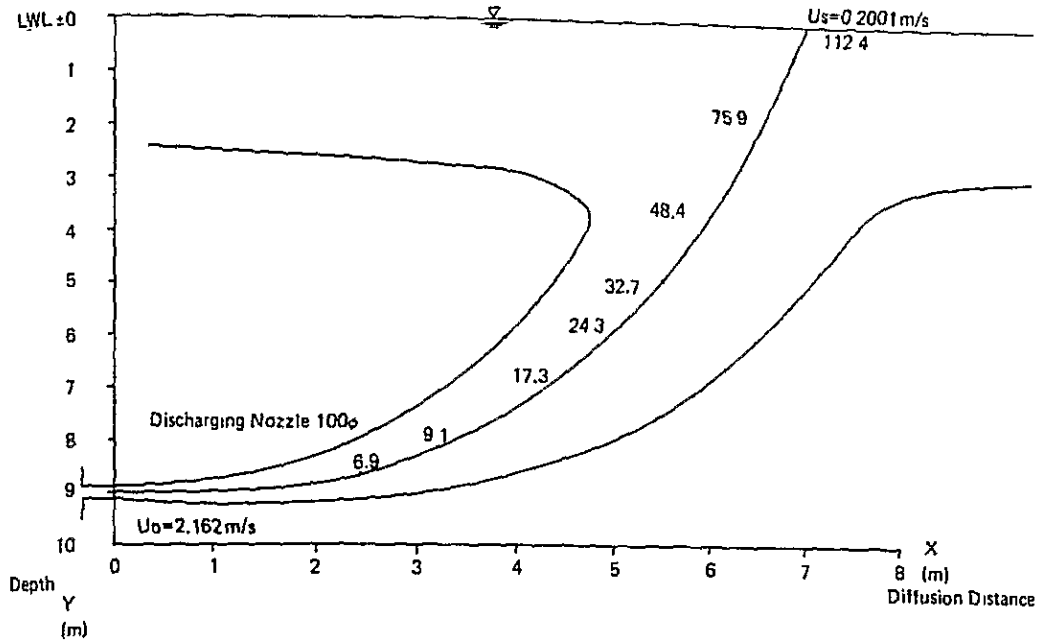
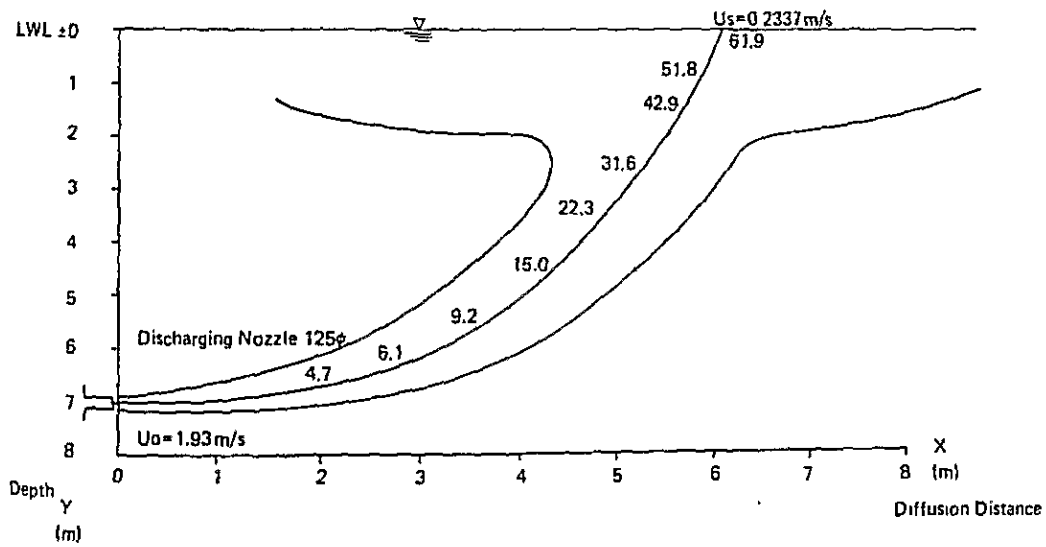


図 3.7.6 ナクルア地区、ブリューム軸上の拡散率 (海底放流)



- i) 灌 溉 法
- ii) 地表面流下法
- ii) 浸透沔過法

灌漑法は、砂から粘土までのほとんどの土壌について適用できるが、透水性の良好な土壌が適している。流量負荷率 (cm/週) は低い。作物の栽培用としては、最も秀れた方式である。地表面流下法は、傾斜した土地を上方にある注水用水路から、斜面に沿って排水を流下させるか、スプリンクラーによって斜面に散水し、畑の末端にある排水渠で処理水を受け入れ、放流又は二次灌漑を行なう。浸透する排水は地表面近くに限られるので、その量は少ない。地表面流下法に適した土壌は、透水性の小さい粘土および粘土質ロームである。土地は排水が層流となって地面の全面を流下するよう、2%から6%の傾斜が必要である。

土地には草を植えてバクテリアを繁殖させ、これが廃水浄化の役割の一部をになう。地表面流下法では地下水はほとんど影響を受けないと考えられるので、土地の選定には地下水の問題は余り重要ではない。浸透沔過法は一時汚水を0.3~0.6 mの厚さに地表に滞水し、徐々に浸透沔過する。浸透沔過法に適した土壌は、砂、砂質ローム、ローム砂質、および砂利である。

浸透沔過法によっては、作物の栽培は不可能である。

次に最も処理能力の高い浸透沔過法について、ナクルア及びパタヤの排水を処理するに必要な用地面積を求めてみた。

以下の計算は、土壌に於いて、汚水を処理しようとする為に流量負荷率が低い値となっている為、本計画の如く二次処理水を灌漑する場合は、さらに高い流量負荷率を採用できるものと思われる。

#### 処理水地下浸透処理の検討

浸透沔過法について、「<sup>\*13</sup> 実用可能な最善の廃棄物処理のための管理技術比較」によると、

流量負荷率	0.3 ~ 1.0 ft / 週	( 9 ~ 30 cm / 週 )
年間適用量	18 ~ 500 ft / 年	( 54 ~ 150 m / 年 )
地下水面までの必要深さ	約 1.5 ft	( 約 4.5 m )

地下水面までの深さは雨期においてGLマイナス1.5 m程度であり、乾期においては多少下がると思われるが、必要深さ4.5 mに比べ約1/3程度である。なお地質は上部は砂で透水係数は、 $10^{-3}$  cm/sec (0.864 m/日)のオーダーであり、流量負荷率については上記の値は地下水面までの深さを考えると、大きいと考えられ上限と下限の平均値とし下記の値とする。

流量負荷率	0.65 ft / 週	( 0.20 m / 週 )
-------	-------------	----------------

年間適用量については、浸透速度を維持するために断続的に湛水しなければならず、アリゾナ州ブラッシングメドワズの例を参考に3週間の湛水と2週間の乾燥期間とし下記の値とする。

$$\text{年間適用量} = 0.65 \text{ ft / 週} \times 52 \text{ 週 / 年} \times \frac{3}{5} = 20.3 \text{ ft / 年} \quad ( 6.1 \text{ m / 年} )$$

## 必要処理面積

i) ナクラア地区(タビオカ工場排水  $2400 \text{ m}^3/\text{日}$  とバンガローからの排水量を含む)

$$\text{年間処理水量} = 16360 \text{ m}^3/\text{日} \times 365 \text{ 日} \times \frac{1}{1.5} = 3980933 \text{ m}^3$$

$$A = 3980933 \div 6.1 \text{ m/年} = 652612 = 653 \text{ ha}$$

65.3 ha 必要

ii) バタヤ地区(バンガローからの排水量を含む)

$$\text{年間処理水量} = 14280 \text{ m}^3/\text{日} \times 365 \text{ 日} \times \frac{1}{1.5} = 3474800 \text{ m}^3/\text{年}$$

$$A = 3474800 \div 6.1 \text{ m/年} = 569639 \text{ m}^2 = 57.0 \text{ ha}$$

∴ 57.0 ha 必要

以上の結果に鑑み、本計画に於いては、第1案として、二次処理水を河川に放流する案を採用した。しかし将来にはさらに詳しい調査を行ない、原野への灌漑を行ない他の施設との協力を計る事が水質汚濁防止のうえからも、最も好ましい事と思われる。

### 3.7.2 管路計画

管路計画は次の原則に従って計画した。

- i) 極力自然流下方式とし、ポンプ揚水はなるべく避ける。
- ii) ポンプ揚水が必要な場合でも、ポンプ場の数を少なく、出来るだけ揚程を小さくする。

当計画地区は、海浜リゾート地であり、海岸沿いには、ホテル、レストラン等が建ち並び、処理場建設の為の用地の余裕は全くない。さらに下水処理場を観光地の中心に配置する事は土地利用計画からしても不可能な為、処理場位置を若干山側に計画せざるを得なかった。従って、自然の地形勾配を利用した配管計画は難かしく、中継ポンプ場を必要とする結果となった。図3.7.7に管路計画を示す。管埋設位置は、スクンヴィット道路については、道路の法面に埋設する事とした。T-1道路に関しては、道路幅が31mもある為、幹線を中央に配し、サービスパイプを道路端に埋設するよう計画した。下水管渠の埋設は、原則的に道路の北側及び東側とし、他のインストラクチャー(水道、電気、通信等)との調整を計る事とする。又、歩道が存在する道路については、歩道下に埋設するものとする。

配管材料としては、コンクリート管(Concrete Pipe)、石綿管(Asbestos Cement Pipe)ロックラー管(Reinforced Prestressed Concrete Pipe)を使用した。但し、ポンプ廻り配管については、ダクタイル鋳鉄管を使用した。コストはコンクリート管、石綿管、ロックラー管の順に高価となる為、極力コンクリート管を使用した。圧送部については、石綿管、ロックラー管を使用した。

管径毎の採用管種を表3.7.1に示す。

河川及び雨水排水路の構断面は、水管橋及び伏越しにて計画した。

マスタープランとの相違点は、ナクラアタウンBをナクラア処理区域に統合した事である。マスタープランに於いては、ナクラアタウンBを地形勾配によって、2処理区に分割していたが、1つの開発区域であるので、本計画に於いては、ナクラア処理区に統合した。又、バタヤビーチ沿いのポンプ場を減じた。

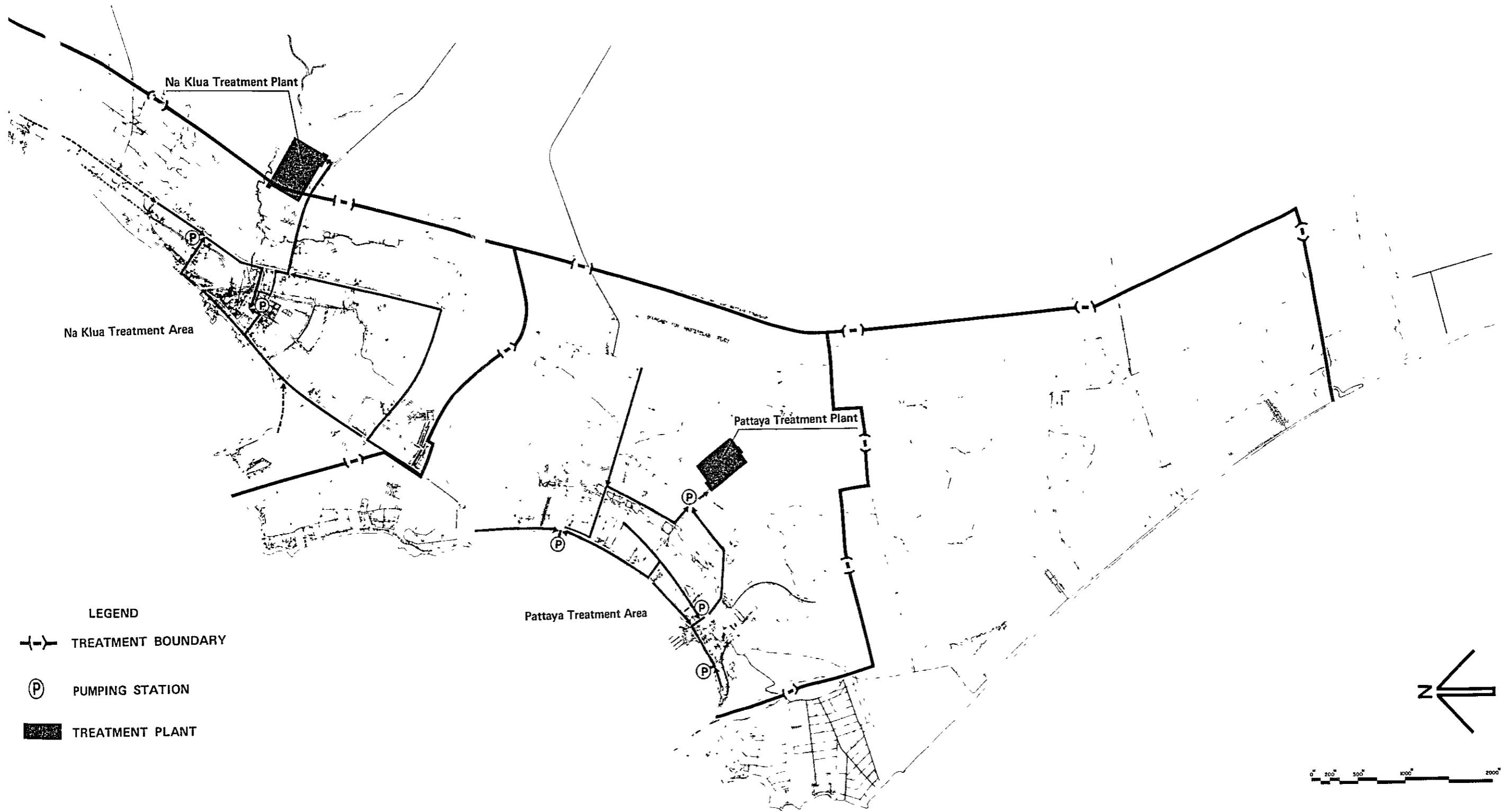


図 3.7.7 下水道計画図



表 3.7.1 採用管種

Concrete pipe	Asbestos cement pipe	Reinforced prestressed concrete pipe
-	* $\phi$ 200	-
-	* $\phi$ 250	-
-	* $\phi$ 300	-
* $\phi$ 400	$\phi$ 400	$\phi$ 400
* $\phi$ 500	$\phi$ 500	$\phi$ 500
* $\phi$ 600	$\phi$ 600	$\phi$ 600
-	-	* $\phi$ 700
* $\phi$ 800	-	$\phi$ 800

\*Using pipe type.

### 3.7.3 ポンプ場計画

#### a) 中継ポンプ場

中継ポンプ場はナクルア処理区に2ヶ所、パタヤ地区に4ヶ所の計6ヶ所計画した。当該地区は、スクンヴィット道路の西の海岸では比較的平坦な地形である。

土質調査によると、現地盤-4~5m程でN値が50以上にも達するという非常に硬い地層の上に存在している。

地下水位は乾季に於いてすら、浅い所では、現地盤-2m程度のところにある。このような条件のもとでは、掘削深が大となれば施工性、経済性の面で不利になることは明らかである。特に海岸沿いについては、平均水位が+1.0mであり、それ以深に掘削する事は、施工上、非常に困難が伴うものと思われる。従って海岸道路沿いの配管計画は極力埋設深が深くないように考慮した。

ポンプ施設としては、水中汚水ポンプを採用した。

ポンプ場への流入汚水はコンピューターで碎断されポンプますに流下する形式とした。ポンプは予備を1台設置するものとした。

中継ポンプ場は、コンクリート構造物とした。杭基礎は地質的にみて不要と判定される。

#### b) 処理場内ポンプ場

ナクルア処理場には、場内ポンプ場を設けるが、パタヤ処理場については、第2中継ポンプ場にて代用させる。

ナクルア処理場内ポンプは、水中汚水ポンプ $\phi$ 300を3台使用し、(1台予備)揚程は15mとした。

次に各中継ポンプ場のポンプ設置計画を示す。

(c) 中継ポンプ場の計画

(1) ナクルア地区

表 3.7.2 必要ポンプ台数  
(period 1981 through 1986)

(Submerged sewage pump)

Lift Station No.	Specifications of pump	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Final (1996)
No.1	φ150x2.1m <sup>3</sup> /min x 11m x 11 kw	2	2	2	2	2	2	3
No.2	φ200x5.8m <sup>3</sup> /min x 12m x 22 kw	2	2	2	3	3	3	3
No.3	φ100x0.3m <sup>3</sup> /min x 25m x 7.5 kw	-	-	-	-	-	-	2

(One pump will be spare.)

(2) バタヤ地区

表 3.7.3 必要ポンプ台数  
(period 1981 through 1986)

(Submerged sewage pump)

Lift Station No.	Specifications of pump	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Final (1996)
No.1	φ200x3.4m <sup>3</sup> /min x 17m x 22 kw	2	3	3	3	3	3	3
No.2	φ250x6.1m <sup>3</sup> /min x 15.5m x 37 kw	2	3	4	4	4	4	4
No.3	φ100x1.1m <sup>3</sup> /min x 4m x 3.7 kw	2	2	2	2	2	2	2
No.4	φ150x3.1m <sup>3</sup> /min x 6m x 11 kw	2	2	2	2	2	2	2
No.5	φ100x0.72m <sup>3</sup> /min x 19m x 7.5 kw	-	-	-	-	-	-	2

(One pump will be spare.)

3.7.4 処理場計画

(a) 下水処理プロセスの種類

下水処理プロセスの種類としては図 3.7.8 の様に分類できる。

代表的な下水処理方式として、次の 5 種類が考えられる。

- (A) 散水汚床法
- (B) 標準活性汚泥法
- (C) 回転円版法
- (D) 機械曝気式酸化池法
- (E) 安定池法

一般に採用する方式の比較検討においては、除去率、建設費、維持管理費の3つの要素が考えられる。

土地の単価が同じで、汚水の水量、水質とも同じであると仮定し、上記の3つの要素について比較検討した結果を、表3.7.4に示す。また、インドでの下水処理のいくつかの違った方式の比較費用を表3.7.5に示す。

図 3.7.8 下水処理プロセス

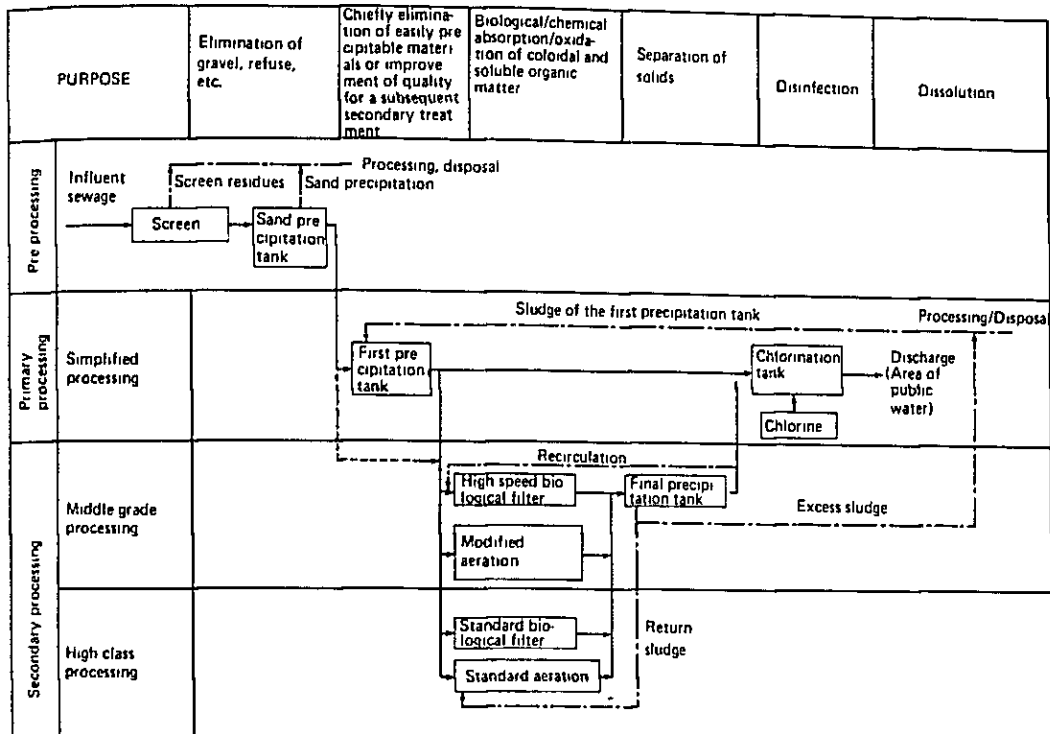


表 3.7.4 下水処理方式の比較検討

Method of Treatment	% of Efficiency	Index of Construction cost	Index of operating and Maintenance cost
(A) Trickling filtration	75-85%	180	20
(B) Conventional activated sludge process	90-95%	250	25
(C) Rotary disk process	85-90%	120	15
(D) Mechanically aerated oxidation pond	90%	70	2
(E) Stabilization Pond process	75-85%	100	1



表 3.7.5 各処理施設の年間処理費

Sewage Treatment Process	Annual Cost (rupees/person)
Waste stabilization ponds	0.9 - 2.3
Aerated lagoons	2.8 - 4.8
Oxidation ditches	3.8 - 6.0
Conventional secondary treatment processes	3.5 - 13.2

\* Central Public Health Engineering Research Institute, 1970. \*20

(A) (B) (C)の各処理方式は除去率も高く、一般的に広く採用されている。しかしマスタープランの結果からしても建設費は非常に高価となり、又維持管理費も(D)に比較すると非常に高くなる。又、(A) (B) に関しては維持管理が非常に困難である。従って本計画においては (D) (E) の2案について比較検討を行なった。

(b) 下水処理プロセスの比較検討

1) 機械曝気式酸化池法

本方式はタビオカ工場排水の第2段階の処理施設としてタイの環境局に於いて提案されている方式である。池に曝気装置をつけ、溶存酸素を供給する事によって、池を好気性に保ち、生物的な酸化分解によって、汚水を処理する方式である。

処理計画汚水量を計画日最大汚水量で検討すると次の如くとなる。

ナクルア  $10,180 m^3/d$     バタヤ  $12,220 m^3/d$  となる。

処理系列は各々2系列とすると1系列当り処理量は、

ナクルアで  $5,090 m^3/d$  , バタヤで  $6,110 m^3/d$  となる。

流入汚水水质はナクルアで  $BOD_5 = 198 mg/l$      $SS = 150 mg/l$

バタヤで  $BOD_5 = 151 mg/l$      $SS = 150 mg/l$  であり、

計画処理水水质は  $BOD_5 = 30 mg/l$  ,  $SS = 50 mg/l$  として計画した。

エアレーターは各処理場とも安定池で11基×6基、沈でん池ではナクルアが3.7基×2基バタヤ5.5基×2基として計画した。

以上の条件に従って次のような結果を得た。

	ナクルア処理場	バタヤ処理場
処理場面積	3.9 ha	4.5 ha
建設費 (土地代含む)	27.35百万バーツ (場内ポンプ含む)	18.72百万バーツ
維持管理費 (AD.2006まで)	30.57百万バーツ	26.68百万バーツ

機械曝気式酸化池により下水を処理する場合、酸化池内にて、生物処理過程において生じた汚泥を完全に沈殿、除去し、清澄な処理水を得る為に沈殿池が必要となり、沈殿汚泥の除去及びその処理は非常に難しいこととなる。

機械曝気式酸化池に於いての大腸菌の除去はあまり期待できない。従って処理水の放流前に滅菌が必要となる。

又、曝気機械の維持管理も必要となり、安定池法に比して維持管理は複雑となり費用も高価となる。

但し、安定池法に比して用地は少なくすむので、安定池法に必要な用地取得が不可能な場合は、機械曝気式酸化池による処理方式が代替案として考えられる。

## 2) 安定池法

安定池は生下水や沈殿処理水を生物学的な処理およびそれにとまなり細菌による環元がおこなわれるのに好条件な状態で貯留して処理するための比較的浅い池である。

安定池の除去能力は自然条件に大きく左右される。

特に、年平均気温、日照時間、風の除去能力に与える影響は大きい。

安定池は古くから下水処理施設として採用されてきた。アメリカでは3,000程の処理場が安定池法を採用しており、現在も稼働している。さらに最近では、インド、イスラエル等の熱帯地方に於いて多く採用されている。

安定池は大きく次の3種類により構成される。

嫌気性池

通性池

好気性池

次に各地の特徴を述べる。

### (a) 嫌気性池 ( Anaerobic Ponds )

嫌気性池は有機物負荷が非常に高く沈殿しやすい汚水を比較的短かい滞流時間で処理する目的で計画される池である。

池全体を嫌気性状態に保つ為にBOD<sub>5</sub>容積負荷は通常100g BOD<sub>5</sub> / m<sup>3</sup> · d以上に維持されねばならない。

BOD<sub>5</sub>除去率と滞流時間の関係は資料<sup>\*16, \*20</sup>に依るとBOD<sub>5</sub>容積負荷が250g BOD<sub>5</sub> / m<sup>3</sup> · dの時に次の様に記載されている。

滞流時間	days	BOD <sub>5</sub> 除去率%
	1	50
	2.5	60
	5	70

嫌気性池に於いては、有機物負荷が高い為、藻類の光合性によって発生する酸素の供給が不十分であり、時間の経過と共に池内の溶存酸素は漸次0に近づき、好気性菌は消滅する。従って池内は嫌気性状態になる。

ここでこの現象を悪臭の発生に関連づけた場合、悪臭の源であるH<sub>2</sub>Sは池内のpHが低下すると(pH ≤ 8)遊離し発生すると言われている。

嫌気性状態に於いては、メタン菌によって有機物が消化され、それに伴って池内が酸性に移行する。

しかし資料\*20によれば、 $BOD_5$ 容積負荷が $400 \text{ g } BOD_5 / m^3 \cdot d$ 以下であり、生汚水中の硫酸塩の含有量が $100 \text{ mg} / \ell$ 以下の場合には悪臭は発生していないとされている。

従って嫌気性池を正しく維持管理する為には $BOD_5$ 容積負荷を $100 \text{ g } BOD_5 / m^3 \cdot d \sim 400 \text{ g } BOD_5 / m^3 \cdot d$ の範囲とし、pHが極端に低下した場合は、アルカリ剤( $CaCO_3$ 等)を注入しpH調整を行なう事が必要である。

又、悪臭の発生を防止するために、処理水を返送させる事も提案されている。

嫌気性池に於いては汚泥発生量が他の池に比して多い為3～5年に1度池底に堆積した汚泥を除去する必要がある。

#### (b) 通性池 (Facultative Ponds)

通性池は嫌気性池より有機物負荷の低い汚水を処理する目的の池であり、水深は一般に $1 \sim 1.5 \text{ m}$ である。

通性池は上層が好気性状態、下層の汚泥堆積層は嫌気性状態の2層に分かれる。

好気性層に於いては藻類による光合成により、溶存酸素が供給されそれを基に好気性菌が有機物を消化する。従って通性池の除去率は日照時間及び気温に大きく左右される。

下層の嫌気性層に於いては、嫌気性池と同じ処理が行なわれる。

さらに風、温度の影響も大きく、風、温度変化によって池中の対流がおこり、有機物、好気性菌、藻類及び溶存酸素の混合がおこなわれ、又、対流によって池の短絡を防止する事が出来処理効果を上げる結果となる。

通性池は熱帯地方に於ける下水処理方式として非常に秀れている。

熱帯地方に於いては、日照時間が長く平均気温が高いため、藻類による光合成が活発に行なわれ溶存酸素が十分に好気性菌に供給されるからである。

通性池の設計に使用する月平均気温は年間の最低月のものとする。

又、通性池に於いては図3.7.9に示す如く、池は昼夜を通じてpHが7.5以上に保たれる為、悪臭は発生しないと思われるが処理水には藻類が多く含まれる為、放流前に藻類の除去が必要となる場合もある

#### (c) 好気性池 (Maturation Ponds)

好気性池は通性池と一連の施設として計画され、都市下水を処理する目的に使用される。

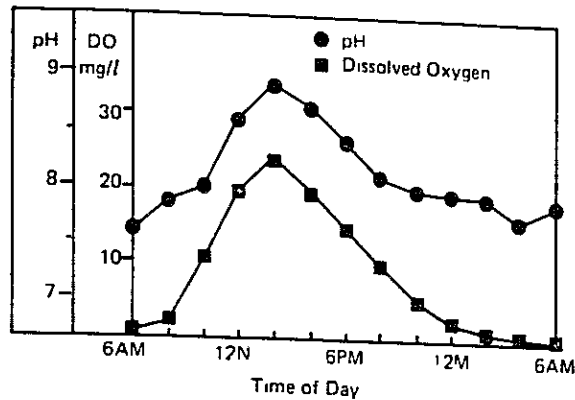
好気性池の水深も一般に $1 \sim 1.5 \text{ m}$ であり、通性池と同じである。

しかし前段の通性池で有機物質が除去される為、好気性池では池全体が好気性状態に維持される。好気性池の主機能は下水中に含まれる病原菌の除去にある。

大腸菌やビールスは好気性状態下の水深 $1.5 \text{ m}$ 程の池で、ほとんど除去され特別な滅菌施設は不要となる事がある。

好気性池での $BOD_5$ 除去はあまり期待できないが、通性池からの放流水水質が $BOD_5$ で $50 \sim 70 \text{ mg} / \ell$ にあれば好気性池を2池直列に配置し、各々の滞流時間を7日とすれば、好気性池からの処理水の $BOD_5$ は $25 \text{ mg} / \ell$ 以下になるとされている(資料\*16, \*20)。好気性池は大腸菌やビールスの除去率は高いが、有機物質の除去率が低いため産業廃水の処理には適さない。

図 3.7.9 通性池処理水の溶存酸素及び pH の時間的变化

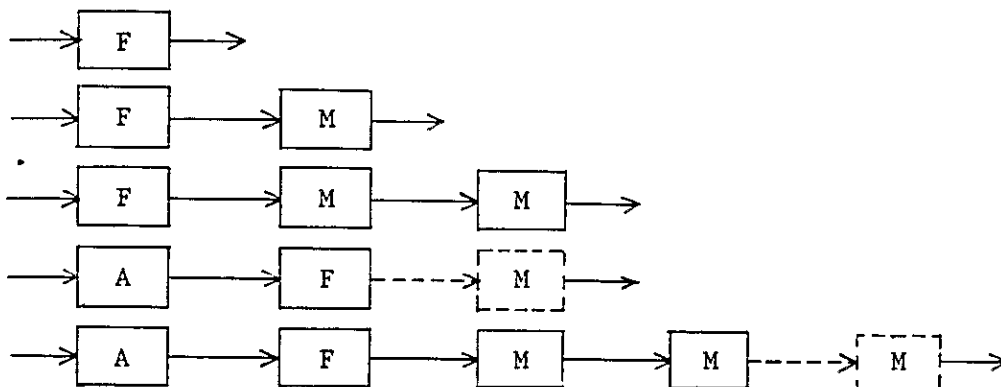


Source: Coastal Water Pollution Survey of Chonburi Province - AIT

### 3) 安定池の設計

池は処理施設として1池のみ単独に用いられる事は少なく、次の如く2池ないし、それ以上が直列で配置される事が多い。

安定池に於ける各池の標準配列



F: Facultative ponds  
M: Maturation ponds  
A: Anaerobic ponds

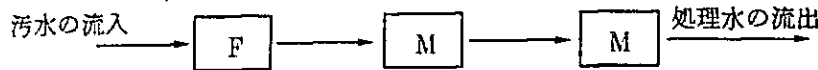
本計画に於ける下水処理施設として嫌気性池を採用した場合、前述した如く嫌気性状態に維持する為には  $BOD_5$  容積負荷を  $100 g/m^3 \cdot d$  以上に保つ必要がある。

しかし、処理場への計画流入水質は  $BOD_5$  で  $200 mg/l$  以下であるので、池内の  $BOD_5$  容積負荷を  $100 g/m^3 \cdot d$  以上に維持し嫌気性状態に保つ為には滞流日数を2日以内としなければならない。

その場合、池の容積は当然小さくなり、その為に沈殿汚泥の除去が頻繁に必要となり、悪臭の発生の危険性が増し、 $BOD_5$  除去率が低下する恐れがある。

さらに資料<sup>x 16, 20</sup>では嫌気性池に最適の滞流時間は5日であり、それ以上の場合は嫌気性池ではなく、通性池の性格をおびてくると記されている。

従って滞流時間を5日に保ちBOD<sub>5</sub>容積負荷を100% BOD<sub>5</sub>/m<sup>3</sup> day に保つ為には原水水質がBOD<sub>5</sub>で500mg/l以上必要となる。従って嫌気性池は前述した如く有機物質負荷が高い汚水の前処理施設として有効であって一般家庭排水を処理するには適していないと思われる。以上の理由から本計画に於いては通性池と好気性池の組み合わせによって汚水を処理する方式とする。処理フローを次に示す。



又、A.I.Tの安定池の計画に於いても設計段階では、嫌気性池と通気性池の組み合わせで計画されていた。しかし現時点では流入汚水量が計画汚水量の約1/4の為、嫌気性池として計画された池が通性池として、通性池として計画された池が好気性池として働いているとA.I.Tから報告されている。

以下にA.I.Tの安定池のBOD<sub>5</sub>負荷、滞流時間、除去率等を記入する。

但し、嫌気性池として計画された池は水深は2.4mであるが、上層1mは好気性状態、その下0.5mは嫌気性状態、さらにその下0.9mはDead Space となっていると報告されている。

表 3.7.6 A I T の安定池の形状

	Area of the Ponds (1/2 of Depth)	Volume of the Ponds	Influent	Influent Quality	Detention Time	Superficial Load of BOD <sub>5</sub>	Volumetric Load of BOD <sub>5</sub>
Facultative Pond	423m <sup>2</sup> x 2 ponds = 846m <sup>2</sup>	950m <sup>3</sup> x 2 ponds = 1,900m <sup>3</sup>	192m <sup>3</sup> /d	120mg BOD <sub>5</sub> /lit.	About 10 days	272kg BOD <sub>5</sub> /ha.d.	12g BOD <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .d.
Assuming 0.9m of dead space	564m <sup>2</sup> x 2 ponds = 1,128m <sup>2</sup>	856m <sup>3</sup> x 2 ponds = 1,712m <sup>3</sup>	192m <sup>3</sup> /d	120mg BOD <sub>5</sub> /lit.	About 9 days	204kg BOD <sub>5</sub> /ha.d.	13.5g BOD <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .d.
Maturation Pond	1,595m <sup>2</sup> x 2 ponds = 3,190m <sup>2</sup>	2,080m <sup>3</sup> x 2 ponds = 4,160m <sup>3</sup>	192m <sup>3</sup> /d	35mg BOD <sub>5</sub> /lit.	About 22 days	21kg BOD <sub>5</sub> /ha.d.	1.6g BOD <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .d.

A.I.Tの安定池の資料及び水質調査結果によると、BOD<sub>5</sub>の除去率は、87.5%となる。さらに通性池からの流出水質はBOD<sub>5</sub>で35mg/lとなっているが、資料\*16,\*20では、通性池流出水の水質はBOD<sub>5</sub>で50~70mg/lであるとしている。

又、資料16によると通性池でのBOD<sub>5</sub>除去率を気温と滞流時間の関係が図3.7.10の如く示されている。

この相異については定かではないが、流入水質濃度の違いによるのではないかとと思われる。本計画に於いては、安全側として通性池からの流出水水質はBOD<sub>5</sub>で60mg/lになるものとし、さらに好気性池にて30mg/lに処理されるものとして計画した。

その場合の好気性池は2池直列で配置し、滞流時間は各々7日とする。

しかし、A.I.Tの水質調査結果の如く更に除去率が増加する事も期待できた。

通性池、好気性池の計画は\*16,\*20に従って行なった。

表 3. 7. 7 A.I.T の安定池の水質調査結果

Characteristics	Sampling Station		
	Raw Sewage Effluent A	Facultative Pond Effluent B	Maturation Pond Effluent C
BOD <sub>5</sub> , mg/l	120	35	15
S.S., mg/l	110	81	111
pH	7.3	7.5	8.4
NH <sub>3</sub> -N, mg/l	5.4	3.0	0
NO <sub>3</sub> -N, mg/l	0.01	0.17	0.12
NO <sub>2</sub> -N, mg/l	0	0.014	0.090
Tot. N, mg/l	10.0	9.3	5.7
PO <sub>4</sub> <sup>-3</sup> , mg/l P	0.48	0.39	0.32
Coliform, MPN Index/100 ml	11,000,000	1,500,000	24,000
Fecal Coliform, MPN Index/100 ml	46,000	9,300	1,100

Note: AIT Wastewater Treatment Flow Diagram

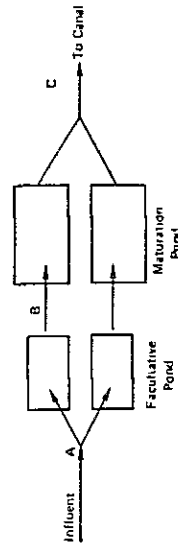
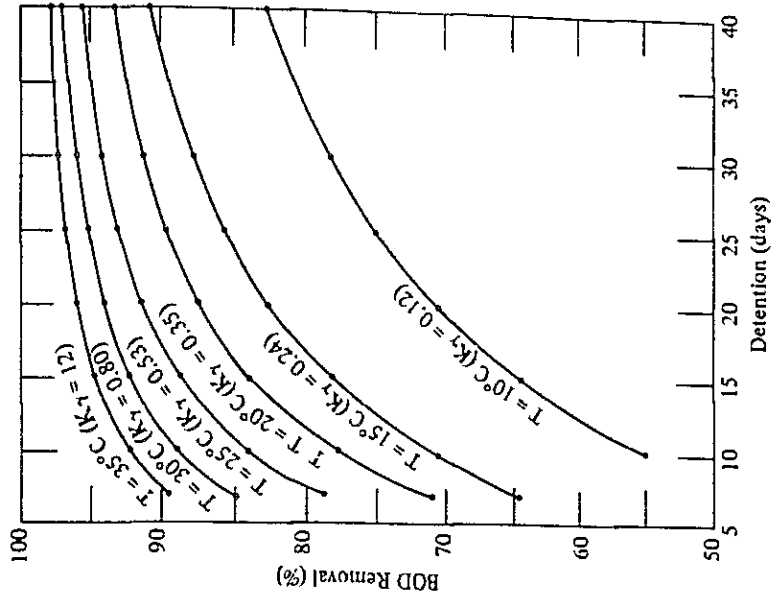


图 3. 7. 10 通性池に於ける理想的な BOD<sub>5</sub> 除去率



Data. from I. Duarte (personal communication, 1968).

嫌気性池に於いては悪臭の発生の問題が有るが、通性池、好気性池に於いては池内の pH は 7.5 以上に維持され悪臭の発生はないものと思われる。

しかし、雨期に於いて日照時間が少なく雨水が大量に流入した場合は、藻類の光合成作用が不活発となり、池内の pH が低下し、汚水中に含まれる  $H_2S$  による悪臭が発生する恐れがある。従って、それを防止する為に処理水の循環と過剰流入水を直接放流する為にバイパス管を設置する事とする。処理水を循環した場合、処理水は流入下水より温度が高い為、池内表面を漂い、又溶存酸素を多く含んでいる為、pH の低下をおさえるのに役立つものと思われる。本方式は、南アフリカの処理場に於いて実際に行なわれ、効果を発揮している。

返送水量は流入汚水量の 1/6 として計画した。

酸化池に於いては悪臭の問題と同時に、処理水中に藻類が多く含まれ、それが公共水域に放流された場合汚染源になる恐れがある。

AIT の酸化池の水質調査結果からも判明する如く、SS は流入水よりも流出水の方が高くなっており、処理水の色は緑色をしている。これは明らかに池内に於いて繁殖した藻類の影響であると思われる。

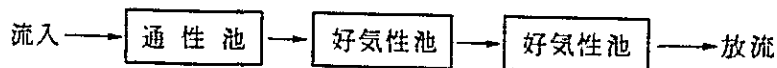
通性池、好気性池に於いては、チッ素、リンの除去が可能であるので放流水からこの藻類を除去する事が、公共水域の水質を保つ上に重要な事と思われる。本計画に於いては魚類による藻類の除去とマイクロストレーナーによる除去を提案する。

魚類としてはグッピー (タイ語では Pla Hang Nok Yoong) が適していると思われる。

グッピーは南米熱帯原産の胎性メダカ科の淡水魚で、鑑賞用にはほぼ全世界に移出されており、それらが南アジアの下水だまりや、日本の温泉排水などの汚水に繁殖し、アカイエカなどの幼虫の天敵となっている。ハワイに於いては下水の腐敗性有機物の除去にも利用されている。従って本計画に於ける安定池にグッピーを生息させ、汚濁物質の除去に役立てることを提案する。グッピーは他の淡水魚に比して汚水中での生息力は非常に強いので安定池に於いても十分生成すると思われる。しかもグッピーは熱帯産の為、水温が 10℃ 以下になる所には生息できないが、パタヤ地区は年間の最低気温が 25℃ 位であるので問題はない。

しかし、グッピーの汚濁除去に関する定量的な資料は残念な事に現在までには発表されていない。従って本計画の安定池に試験的にグッピーを育成し、汚濁物質の除去に必要な学術的な資料を収集し、今後の指針とする事は非常に有意義な事と考える。

今次の様なフローで計画した場合の概算工事費を述べる。



	ナクルア処理場	パタヤ処理場
処理場用地	29.8 ha	22.4 ha
建設コスト (土地を含む)	34.66 M.฿	29.81 M.฿
維持管理費 (2006年まで)	15.59 M.฿	11.02 M.฿

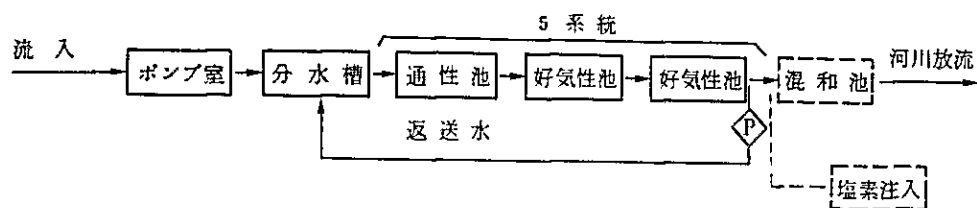
安定池法による処理方式では、維持管理が他の処理方式に比して容易である。  
 維持管理費としては、蚊やぶよの発生を防ぐ為に池内及び水際の草の除去が必要である。  
 又、汚泥の処理としては、通性池に於いては10～15年に1度で十分である。  
 以上の結果、安定池方式が建設工事費、維持管理費を含めて最も廉価であり、又維持管理も容易である。  
 従って本下水道計画に於ける処理方式は安定池法を採用する。  
 以下に安定池処理の詳細を述べる。

(c) 処理施設の設計

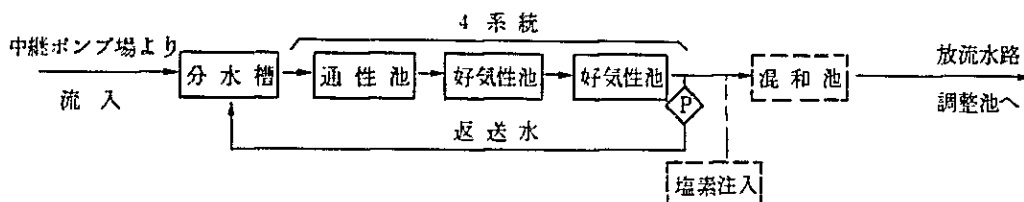
処理施設としては1996年を目標とし、各年における処理水量に対応する様に池を増設する計画とする。  
 なお池の設計において計画処理水量は汚水の滞留時間が長い為、日平均汚水量を用いて行なうものとする。

1) 処理場フロー

a) ナクルア地区



b) パタヤ地区



2) 設計条件

(a) 設計処理水量 (1st Gradeのタビオカ工場排水 2400 m<sup>3</sup>/日及びバンガローからの汚水を含む)  
 設計処理水量は1996年度の計画日平均汚水量とする。

ナクルア処理場	1 3 3 6 0 m <sup>3</sup> /d
パタヤ処理場	9,430 m <sup>3</sup> /d

今安定池の1系統当りの処理水量は一般に2,500 m<sup>3</sup>/dである。従ってナクルア処理場では5系統、パタヤ処理場では4系統として計画した。

1系統当りの処理水量は、

ナクルア処理場	1 3 3 6 0 m <sup>3</sup> /d ÷ 5 系統 ≒ 2 6 8 0 m <sup>3</sup> /d 系統
パタヤ処理場	9,430 m <sup>3</sup> /d ÷ 4 系統 ≒ 2 3 6 0 m <sup>3</sup> /d 系統

となる。



(b) 流入汚水水質

流入汚水水質は、一般家庭排水、工場排水、地下水の3種に分けて算定した。

ナクラア処理場への流入汚水水質

	水 量	B O D <sub>5</sub>
一般家庭排水	5,630 m <sup>3</sup> /d	200 mg/ℓ
工 場 排 水	5,000 "	300 "
地 下 水	2,730 "	5 "
<hr/>		
13,360 m <sup>3</sup> /d		

$$\text{流入 BOD}_5 = \frac{5,630 \text{ m}^3/\text{d} \times 200 \text{ mg}/\ell + 5,000 \text{ m}^3/\text{d} \times 300 \text{ mg}/\ell + 2,730 \text{ m}^3/\text{d} \times 5 \text{ mg}/\ell}{13,360 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$= 198 \text{ mg}/\ell$$

ここで地下水の BOD<sub>5</sub> は水質調査結果より安全をみて BOD<sub>5</sub> = 5 mg/ℓ として計画した。

パタヤ処理場への流入汚水水質

	水 量	B O D <sub>5</sub>
一般家庭排水	7,050 m <sup>3</sup> /d	200 mg/ℓ
(ホテル排水含む)		
地 下 水	2,380 "	5 mg/ℓ
<hr/>		
9,430 m <sup>3</sup> /d		

$$\text{流入 BOD}_5 = \frac{7,050 \text{ m}^3/\text{d} \times 200 \text{ mg}/\ell + 2,380 \text{ m}^3/\text{d} \times 5 \text{ mg}/\ell}{9,430 \text{ m}^3/\text{d}} = 151 \text{ mg}/\ell$$

3) 池の設計

(a) 通性池 (Facultative Ponds)

通性池の設計は、BOD<sub>5</sub> 面積負荷で定められる。

資料 17, 24 によれば計画許容 BOD<sub>5</sub> 面積負荷は次の 2 式によって与えられている。

$$\lambda_s = 7.5 (1.054)^T$$

$$\lambda_s : \text{BOD}_5 \text{ 面積負荷 } K_g \text{ BOD}_5 / \text{ha} \cdot \text{d}$$

T : 年間最低月の月平均気温 ℃

$$\lambda_s' = 20 T' - 120$$

T' : 年間の最低月の月平均気温 ℃

上記の 2 式よりパタヤ地区の年間の最低月の月平均気温を 25 ℃ とすると計画許容 BOD<sub>5</sub> 面積負荷は次の様になる。

$$\lambda_s = 7.5 (1.054)^T = 7.5 (1.054)^{\left(\frac{9}{5} \times 25 + 32\right)} = 430 K_g \text{ BOD}_5 / \text{ha} \cdot \text{d}$$

$$\lambda_s' = 20 T' - 120 = 20 \times 25 - 120 = 380 K_g \text{ BOD}_5 / \text{ha} \cdot \text{d}$$

従って値の小さい 380 K<sub>g</sub> BOD<sub>5</sub>/ha·d を通性池設計の計画許容 BOD<sub>5</sub> 面積負荷とする。

通性池に於ける BOD<sub>5</sub> 除去の算式は資料\*16,\*20より次の様に決定した。

( 流入 BOD<sub>5</sub> 量 ) = ( 流出 BOD<sub>5</sub> 量 ) + ( 生物的酸化によって除去された BOD<sub>5</sub> 量 )  
 上式は次の様に表わせる。

$$L_i Q = L_e Q + K_1 L_e V$$

$$\frac{L_e}{L_i} = \frac{1}{1 + K_1 \left( \frac{V}{Q} \right)}$$

$$\text{又は } \frac{L_e}{L_i} = \frac{1}{1 + K_1 t^*}$$

従って滞流時間  $t^*$  は

$$t^* = \frac{1}{K_1} \left( \frac{L_i}{L_e} - 1 \right) \text{ となる。}$$

又必要池面積は次式で求められる。

$$A = \frac{Q}{DK_1} \left( \frac{L_i}{L_e} - 1 \right) = Q t^* / D$$

$L_i$  : 流入 BOD<sub>5</sub>  $mg/l$  (  $g/m^3$  )

$L_e$  : 流出 BOD<sub>5</sub>  $mg/l$  (  $g/m^3$  )

$Q$  : 汚水量  $l/d$  (  $m^3/d$  )

$K_1$  : BOD<sub>5</sub> 除去率  $d^{-1}$

$V$  : 池内容量  $m^3$

$t^*$  : 池内滞流時間  $d$

$A$  : 必要池面積  $m^2$  (  $ha$  )

$D$  : 池の水深  $m$

ここで、BOD<sub>5</sub> 除去率  $K_1$  は生物学的な BOD<sub>5</sub> の除去速度を表わす値であって、温度の影響が最も大きい。

BOD<sub>5</sub> 除去率  $K_1$  を温度の関数として  $T$  °C に於ける  $K_1$  を  $K_T$  で表わすと次式の如くなる。

$$K_T = K_{20} \theta^{T-20}$$

ここで  $K_T$  :  $T$  °C に於ける BOD<sub>5</sub> 除去率  $d^{-1}$

$\theta$  : BOD<sub>5</sub> 除去率定数

安定池の場合 1.05~1.09 の範囲にある。

$K_{20}$  : 20 °C に於ける BOD<sub>5</sub> 除去率  $d^{-1}$

南アフリカのデータでは  $K_{20} = 0.3 d^{-1}$  である。

本計画に於いては  $\theta$  は安全側として  $\theta = 1.05$  とし、 $K_{20}$  は南アフリカのデータと同じく  $K_{20} = 0.3 d^{-1}$  と定めた。

従ってパタヤ地区の年間の月最低平均気温は 25 °C であるので通性池の BOD<sub>5</sub> 除去率  $K_{25}$  は次の如く決定される。

$$\begin{aligned} K_{25} &= K_{20} \theta^{T-20} \\ &= 0.3 \times (1.05)^{25-20} = 0.383 d^{-1} \end{aligned}$$

通性池での処理水 BOD<sub>5</sub> 濃度  $L_e$  は資料\*16,\*20に従って  $60 mg/l$  と定めた。

池の水深は通性池としては一般的に 1~1.5  $m$  とされている。計画地域は熱帯地方であり、年間の月最低気温も 25 °C と高い為池の水深は 1.5  $m$  とする。

池の余裕高は 40  $cm$  とし、法面勾配は 1 : 2 として計画した。又、池の必要面積は水深の 1/2 の点の面積として計画した。

#### (b) 好気性池 (Maturaton Ponds)

好気性池は資料\*16,\*20に従って滞流時間は 1 池当り 7 日とし、2 池直列に設置する計画とした。

好気性池でのBOD<sub>5</sub>除去能力は低いが通性池からの処理水BOD<sub>5</sub>濃度が60 mg/ℓであるので、好気性池の処理水濃度はBOD<sub>5</sub> < 30 mg/ℓで計画した。  
安定池に於ける尿尿性大腸菌群数の除去は次式によって表わされる。

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_b t^*}$$

$N_i$  : 流入汚水の尿尿性大腸菌群数 MPN / 100 ml  
 $N_e$  : 流出水の  
 $K_b$  : 尿尿性大腸菌除去率  $d^{-1}$   
 $t^*$  : 滞流時間  $d$

さらに上式は n 個の池が直列に設置されている場合は次式の如くなる。

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_b t_1^*)(1 + K_b t_2^*) \cdots (1 + K_b t_n^*)}$$

ここで尿尿性大腸菌除去率  $K_b$  は温度によって変化し、T℃に於ける  $K_b$  は資料<sup>\*16, \*20</sup>によると次式の様に表わされる。

$$K_b(T) = 2.6 (1.19)^{T-20}$$

計画地域に於いては T℃ = 25℃であるので、 $K_b(T)$  は

$$K_b(25) = 2.6 (1.19)^{25-20} = 6.20 d^{-1} \quad \text{となる。}$$

流入汚水の尿尿性大腸菌群数は  $4 \times 10^7$  mpn / 100 ml とし、処理水のそれは  $3 \times 10^3$  mpn / 100 ml 以下として計画した。  
池の構造に関しては、通性池と同様とした。

(c) 池の容量計等

1) ナクルア処理場

◦ 通性池

処理水量	2,680 m <sup>3</sup> / d	系統
流入 BOD <sub>5</sub>	198 mg / ℓ	
流出 BOD <sub>5</sub>	60 mg / ℓ	

必要滞流時間

$$t^* = \frac{1}{K_T} \left( \frac{L_i}{L_e} - 1 \right) = \frac{1}{K_{25}} \left( \frac{198}{60} - 1 \right) = 6.01 \text{ days}$$

必要面積

$$A = \frac{Q}{DK_T} \left( \frac{L_i}{L_e} - 1 \right) = \frac{2,680}{1.5 \times K_{25}} \left( \frac{198}{60} - 1 \right) = 10,729 \text{ m}^2 \approx 1.07 \text{ ha}$$

BOD<sub>5</sub> 面積負荷は

$$(2,680 \text{ m}^3 / \text{d} \times 198 \text{ mg} / \ell) \div 1.07 \text{ ha} = 496 \text{ Kg BOD}_5 / \text{ha} \cdot \text{d} > \text{許容 BOD}_5 \text{ 面積負荷} \\ = 380 \text{ Kg BOD}_5 / \text{ha} \cdot \text{d}$$

となり許容BOD<sub>5</sub>面積負荷以上となってしまふ。

従って必要面積Aは

$$A = (2,680 \text{ m}^3/\text{d} \times 198 \text{ mg}/\ell) \div 380 \text{ KgBOD}_5/\text{ha} \cdot \text{d} = 1.40 \text{ ha} \text{ となる。}$$

従って池の寸法を  $70 \text{ m} \times 210 \text{ m} = 14,700 \text{ m}^2$  として計画する。

滞流時間  $t^*$ は

$$t^* = \frac{14,700 \text{ m}^2 \times 1.5 \text{ m}}{2,680 \text{ m}^3/\text{d}} = 8.2 \text{ days} \text{ となる。}$$

この時の流出水のBOD<sub>5</sub>濃度は

$$L_e = \left( \frac{1}{1 + K_T t^*} \right) \times L_i$$
$$= \left( \frac{1}{1 + K_{25} \times 8.2} \right) \times 198 \text{ mg}/\ell = 48 \text{ mg}/\ell \text{ となる。}$$

○ 好気性池

滞流時間 7日 × 2池

水深 1.5 m

池の寸法は1池当りの滞流時間を7日として

$$66 \text{ m} \times 190 \text{ m} = 12,540 \text{ m}^2 \text{ とする。}$$

尿索性大腸菌群数の処理水中濃度は次の如くとなる。

$$N_e = \frac{N_i}{(1 + K_b(t) \frac{t^*}{F_{ac}}) (1 + K_b(t) \frac{t^*}{M_{at}})^2}$$
$$= \frac{4 \times 10^7}{(1 + 6.2 \times 8.2) (1 + 6.2 \times 7)^2} = 391 \text{ MPN}/100 \text{ ml} < 3 \times 10^3 \text{ MPN}/100 \text{ ml}$$

## 2) バタヤ処理場

○ 通性池

処理水量 2,360 m<sup>3</sup>/d

流入BOD<sub>5</sub> 151 mg/ℓ

流出BOD<sub>5</sub> 60 mg/ℓ

必要滞流時間

$$t^* = \frac{1}{K_{25}} \left( \frac{151}{60} \right) = 4.0 \text{ days}$$

必要面積

$$A = \frac{2,360}{1.5 \times K_{25}} \left( \frac{151}{60} \right) = 6,230 \text{ m}^2 = 0.62 \text{ ha}$$

BOD<sub>5</sub>面積負荷は

$$(2,360 \text{ m}^3/\text{d} \times 151 \text{ mg}/\ell) \div 0.62 \text{ ha} = 575 \text{ KgBOD}_5/\text{ha} \cdot \text{d} > 380 \text{ KgBOD}_5/\text{ha} \cdot \text{d}$$

となり、許容BOD<sub>5</sub>面積負荷以上となってしまい。

従って必要面積AはBOD<sub>5</sub>負荷を許容BOD<sub>5</sub>面積負荷で除して求めると、

$$(2,360 \text{ m}^3/\text{d} \times 151 \text{ mg}/\ell) \div 380 \text{ KgBOD}_5/\text{ha}\cdot\text{d} \doteq 0.94 \text{ ha} \text{ となる。}$$

従って池面積を  $58 \text{ m} \times 190 \text{ m} = 11,020 \text{ m}^2$  として計画する。

滞流時間  $t^*$  は

$$t^* = \frac{11,020 \text{ m}^2 \times 1.5 \text{ m}}{2,360 \text{ m}^3/\text{d}} = 7.0 \text{ days} \text{ となる。}$$

この時間の流出水BOD<sub>5</sub>濃度は

$$L_e = \left( \frac{1}{1 + K_T t^*} \right) \times L_i = \left( \frac{1}{1 + K_{25} \times 7.0} \right) \times 151 \text{ mg}/\ell = 41 \text{ mg}/\ell \text{ となる。}$$

○ 好気性池

滞流時間 7日 × 2池

水深 1.5 m

池の寸法は1池当たり通性池と同様に1池当りの滞流時間を7日として

$$58 \text{ m} \times 190 \text{ m} = 11,020 \text{ m}^2 \text{ とする。}$$

尿索性大腸菌群数の処理中濃度は

$$N_e = \frac{N_i}{\left( (1 + K_b(\tau) t_{\text{Fac}}^*) (1 + K_b(\tau) t_{\text{Mat}}^*) \right)^2}$$

$$= \frac{4 \times 10^7}{(1 + 6.2 \times 7)(1 + 6.2 \times 7)^2} = 470 \text{ MPN}/100 \text{ ml} < 3 \times 10^3 \text{ MPN}/100 \text{ ml}$$

となる。

### 3. BOD<sub>5</sub>の除去に関する試算

\* Case 1. A.I.Tの酸化池のテスト結果による。

次にA.I.Tの酸化池の水質調査結果より通性池及び好気性池に於ける、BOD<sub>5</sub>除去速度を求め、ナクルア及びパタヤ処理場のBOD<sub>5</sub>除去能力について試算してみる。

A.I.Tの酸化池のBOD<sub>5</sub>除去速度を求めるに当っては、資料\*16,20による計算式が使用出来るものとして行なう。

$$L_e = \frac{L_i}{1 + Kt}$$

$L_e$  : 流出水BOD<sub>5</sub>濃度  $\text{mg}/\ell$   
 $K_1$  : 流入水BOD<sub>5</sub>濃度  $\text{mg}/\ell$   
 $K$  : BOD<sub>5</sub>除去速度  $\text{d}^{-1}$   
 $t$  : 滞流日数  $\text{d}$

表 3.7.6、3.7.7よりA.I.Tの通性池、好気性池のBOD<sub>5</sub>除去速度を求める。

$$\text{通性池 } K_r = \frac{L_i - L_e}{L_e t} = \frac{120 - 35}{35 \times 9} = 0.270 \text{ d}^{-1}$$

$$\text{好気性池 } K_n = \frac{L_i - L_e}{L_e t} = \frac{35 - 15}{15 \times 2.2} = 0.061 \text{ d}^{-1}$$

上記の計算結果に基づいて、ナクルア及びパタヤ処理場の処理水水質を検討する。

ナクルア処理場

$$\text{通性池 } Le = \frac{198}{1+0.270 \times 8.2} = 62 \text{ mg BOD}_5 / \ell$$

$$\text{好気性池(1) } Le = \frac{62}{1+0.061 \times 7} = 43 \text{ mg BOD}_5 / \ell$$

$$\text{好気性池(2) } Le = \frac{43}{1+0.061 \times 7} = 30 \text{ mg BOD}_5 / \ell$$

パタヤ処理場

$$\text{通性池 } Le = \frac{151}{1+0.270 \times 7} = 52 \text{ mg BOD}_5 / \ell$$

$$\text{好気性池(1) } Le = \frac{52}{1+0.061 \times 7} = 36 \text{ mg BOD}_5 / \ell$$

$$\text{好気性池(2) } Le = \frac{36}{1+0.061 \times 7} = 25 \text{ mg BOD}_5 / \ell$$

以上の如く、A.I.Tの酸化池の調査結果を基にして各処理場の処理水BOD<sub>5</sub>濃度を計算しても30 mg/ℓ以下となり問題はないものと思われる。

\* Case 2 好気性池でのBOD<sub>5</sub>除去能力を通性池と同一と仮定した場合。

好気性池のBOD<sub>5</sub>除去速度を通性池と同一と仮定してナクルア及びパタヤ処理場での好気性池におけるBOD<sub>5</sub>除去能力を計算すると次の様になる。BOD<sub>5</sub>除去速度は0.383 d<sup>-1</sup>とする。

ナクルア処理場 通性池からの処理水BOD<sub>5</sub>濃度、48 mg/ℓ

$$\text{好気性池(1) } Le = \frac{48}{1+0.383 \times 7} = 13 \text{ mg} / \ell$$

$$\text{好気性池(2) } Le = \frac{13}{1+0.383 \times 7} = 3.5 \text{ mg} / \ell$$

パタヤ処理場 通性池からの処理水BOD<sub>5</sub>濃度、41 mg/ℓ

$$\text{好気性池(1) } Le = \frac{41}{1+0.383 \times 7} = 11 \text{ mg} / \ell$$

$$\text{好気性池(2) } Le = \frac{11}{1+0.383 \times 7} = 3.0 \text{ mg} / \ell$$

以上の如く、好気性池に於いても、通性池と同様にBOD<sub>5</sub>が除去されるとすれば、処理水BOD<sub>5</sub>はかなり低下する。

#### 4. 実施段階での諸考慮

本計画に於いては、資料\*16,20によって計画したが、安定池の設計は気温、日照時間等、自然条件に大きく左右される為、ミニプラントによる実験を行ない、安定池の設計諸元を確認する必要がある。また、安定池の築造は段階的に行なわれる為、第1期の安定池に於いて充分水質監理を行ない以後の安定池の設計に役立たせる事を提案する。

4) 安定池の設置計画

a) ナクルア処理場

(Quantity of sewage: 2,680 m<sup>3</sup>/day, unit)

	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Final 1996
Daily mean sewage volume (m <sup>3</sup> /day)	5,850	6,540	7,250	7,800	7,970	8,150	13,360
No. of required units	3	3	3	3	3	3	5

b) バタヤ処理場

(Quantity of sewage: 2,360 m<sup>3</sup>/day, unit)

	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Final 1996
Daily mean sewage volume (m <sup>3</sup> /day)	1,660	4,150	5,570	6,450	7,010	7,910	9,430
No. of required units	1	2	3	3	3	4	4

5) 処理場内ポンプ設置計画

a) ナクルア処理場

I) 流入ポンプ (水中汚水ポンプ)

$\phi 300 \times 6.95 \text{ m}^3/\text{min} \times 15 \text{ m} \times 3.7 \text{ Km}$

	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Final (1996)
Daily mean sewage volume (m <sup>3</sup> /day)	13,100	14,520	16,300	17,730	18,190	18,660	29,990
No. of required units	3	3	3	3	3	3	4

(one pump will be spare.)

II) 返送ポンプ (水中ポンプ)

$\phi 125 \times 1.55 \text{ m}^3/\text{min} \times 5.5 \text{ Km} \times 2 \text{ 台 (内 1 台予備)}$

ポンプは最終年度で計画してあるので当初より2台設置し、バルブによる流量調節を行なう。

b) バタヤ処理場

返送ポンプ (水中ポンプ)

$\phi 100 \times 1.09 \text{ m}^3/\text{min} \times 3.7 \text{ Km} \times 2 \text{ 台 (内 1 台は予備)}$

ポンプは最終年度で計画してあるので、当初より2台設置しバルブによる流量調節を行なう。

### 3.7.5 放流計画

#### (a) 処理水の放流方式

処理水の放流方式としては、3.7.1(3)処理方式にて述べた如く、次の3案が考えられる。

- (1) 河川への放流
- (2) 山野への灌漑
- (3) 沖合への放流

第(1)案の河川へ処理水を放流する場合、処理場に近接して放流水を受け入れるに十分な流量をもった河川が存在するならば、河川の浄化能力も加味され、放流水がさらに浄化される為、又、経済的な観点からして、最も適した放流方式である。

しかし、当計画地区に存在する2河川のナクルア川とパタヤ川の乾季に於ける濁水時の流量はほとんど0に等しい。従って乾季に於ける河川での浄化作用はまったく期待できないと思われる。しかし、土質的にみて当計画地区は、上層は砂質土から形成されており、さらに、両処理場共、処理水量は日最大で13,000 $m^3$ /日程度であるので乾季に於いてはかなりの量が河口まで到達せずに途中で地中に浸透するものと思われる。従って河口付近の汚濁の影響はさほどないものと思われる。

第(2)案の山野へ処理水を灌漑し、作物の栽培等に処理水を再利用する事が、利水の面から、又、水質汚濁防止の面からも最も秀れた方式である。しかし、処理水のチッ素リン等が、作物に与える影響が現段階では把握できない為、さらに詳細な調査及び、検討をモデルプラントで行なった後、採用するよう提案する。灌漑先としては、経済的にみて、処理場に近い所が有利である。図3.7.1.1にパタヤ及びナクルア処理場に対する灌漑地を提案する。灌漑を行なう場合は、かなり広大な土地を必要とする為土地を取得するのではなく、他の施設(作物の栽培等)と協合した形で、排水の処理を行なうべきである。

第(3)案の処理水を沖合に放流する方式は、前述した如く、海岸に与える影響は少ない。又、二次処理水であるため水産資源に与える影響も一次処理水の場合に比して少ない。しかし、建設工事は第(3)案の中で最も高く、ナクルア及び、パタヤに海底放流管を施設した場合、概算工事費は58百万バーツとなる。従って第(3)案は、第(1)案及び第(2)案が不備あるいは不可能な場合に考える事とする。

以上の結果、本計画に於いては、処理水の放流方式として、第(1)案の河川への放流を採用した。以下にナクルア及びパタヤ処理場の放流施設、河口での海域への影響について述べる事とする。

#### (b) 放流施設

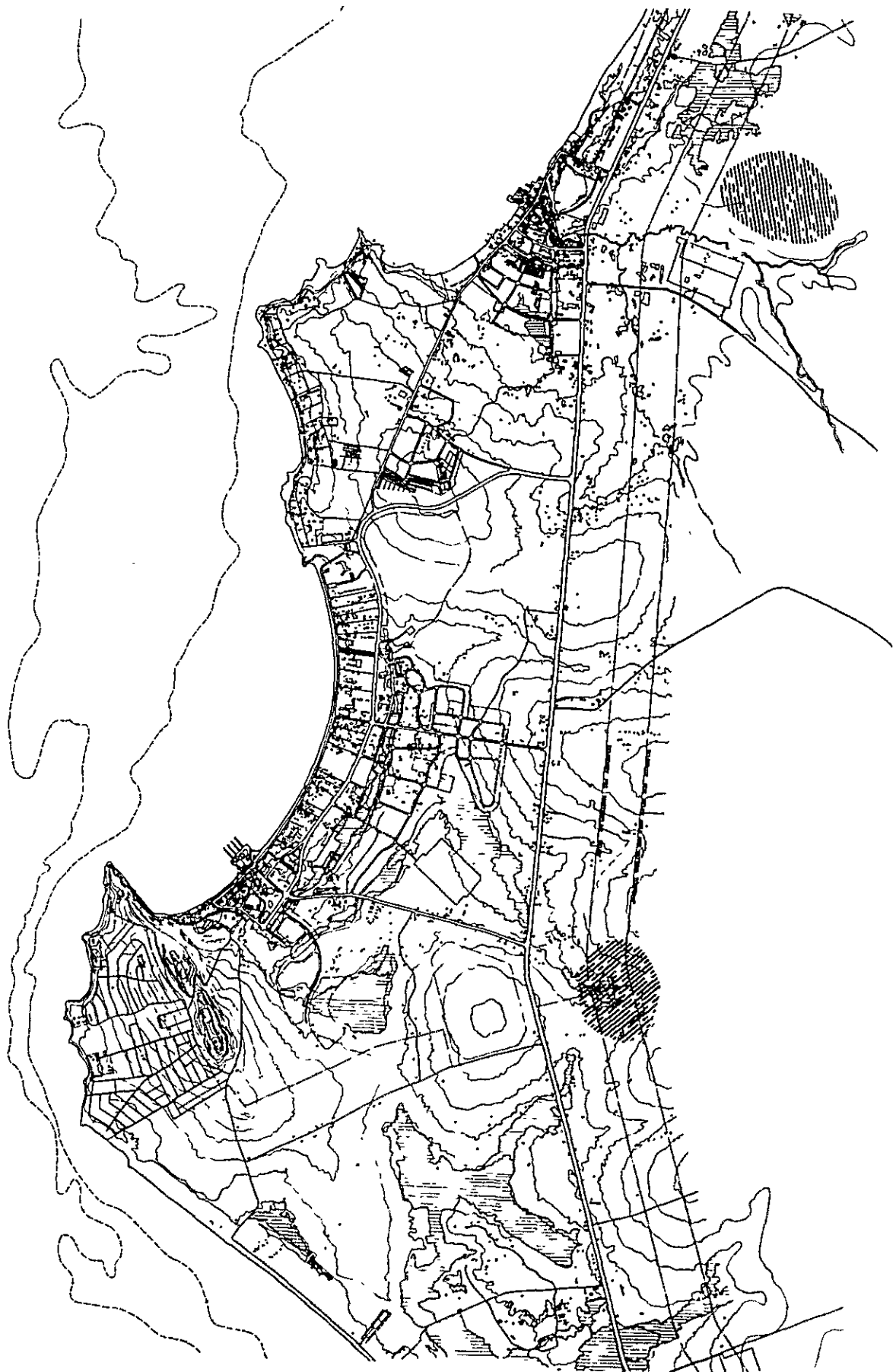
##### 1) ナクルア処理場

ナクルア処理場は、ナクルア川沿いに存在し、放流先はナクルア川とする。

日最大水量	16,360 $m^3$ /日	} (1st Grade のタピオカ排水 2,400 $cm^3$ /d 及びバンガロー排水を含む) (1996年において)
時間最大水量	29,990 $m^3$ /日	



図 3.7.11 提案される処理水内陸処分地区（候補地点）



放流施設の計画に際しては、時間最大水量で計画した。  
放流施設は、φ700 の管渠とする。延長は70 mである。

2) バタヤ処理場

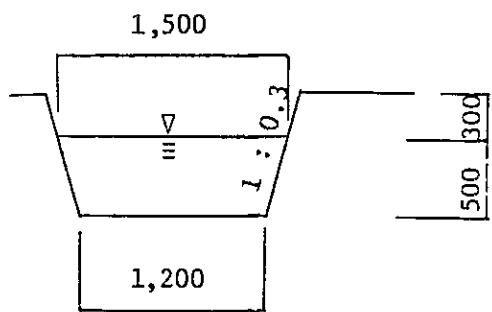
バタヤ処理場の処理水は、雨水排水路を利用して、バタヤ川に放流する。但し、処理場付近は、雨水調節池となり、現在も水田であるため、開水路を築造し、約1,700メートル下流の雨水排水路に導くこととする。開水路断面は次の如く決定した。

日最大水量	14,280 m <sup>3</sup> /日	} (バンガローからの排水を含む)
時間最大水量	26,180 m <sup>3</sup> /日	

水路の設計にあたっては、時間最大水量で流下する場合もあるので、時間最大水量で施設の計画は行なう。

時間最大流量	Q = 0.303 m <sup>3</sup> /sec
水路の粗度係数	n = 0.03

水路断面は以下のように考えた。  $A = (1.2+1.5) \times 0.5 \times 1 / 2 = 0.675 m^2$



$$S = 1.2 + 0.5 \times 2 \times 2 = 2.244 m$$

$$R = \frac{A}{S} = \frac{0.675}{2.244} = 0.301$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.303}{0.675} = 0.449 m/sec$$

$$I^{1/2} = \frac{V}{\frac{1}{n} R^{2/3}} = \frac{0.449}{\frac{1}{0.03} \times 0.301^{2/3}} = 0.02999$$

$$\therefore I = 0.0009$$

よって水路勾配0.9%とし、延長1,670 mの水路を雨水の排水路まで設ける。

(c) 河川放流による処理水の海域への影響

河川に処理水を放流した場合、雨季に於いては、雨水によりかなり希釈される。5年確率におけるバタヤ川の雨水流量は14.3 m<sup>3</sup>/secであり、放流量は0.17 m<sup>3</sup>/secである。従って約85倍に希釈される。処理水がBOD<sub>5</sub>で30 mg/lであれば、河川水質は、BOD<sub>5</sub>で1 mg/l以下となり問題はない。従って乾季に於いて、ナクルア処理場及びバタヤ処理場からの処理水が、そのまま全量河口にまで到達するものと仮定して、海域に於ける影響範囲を求めてみた。以下に計算式を示す。

1) バタヤ地区

バタヤ下水処理場からの処理水を海に放流したときの、海域に与える影響を検討する。なお、海域での汚濁解析はJoseph-Sendnerの希釈の拡散の式を用いて汚濁の影響を計算する。

$$S = (S_0 - S_1) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{Q}{\pi d p} \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{r_1} \right) \right\} \right] + S_1$$

ここに、 S : rの点での水質 (ppm)  
S<sub>0</sub>: 放流水質 (ppm)

$S_1$ : 沖合水質	(ppm)
$d$ : 放流域の混合深さ	( m )
$P$ : 拡散速度	( 海洋では $1 \pm 0.5 \text{ cm/sec}$ )
$Q$ : 放流量	( $\text{m}^3/\text{day}$ )
$r$ : 原点からの距離	( m )
$r_1$ : 影響範囲の半径	( m )

ここで、廃水の影響面積を求めるために、新田氏の実験式を用いて計算する。

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.23 \log Q + 0.086$$

$$Q : \text{放流量 ( m}^3/\text{day)}$$

$$1986 \text{ 年の処理水量 } Q = 12,220 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$1996 \text{ 年の処理水量 } Q = 14,280 \text{ m}^3/\text{day}$$

以上の 2 Case について検討を行なう。

$$Q = 12,220 \text{ m}^3/\text{day} \quad (1986 \text{ 年}) \text{ の場合}$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.23 \log 12,220 + 0.086$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 5.1131$$

$$\left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.297 \times 10^5$$

$$r_1 \doteq 290 \text{ m}$$

$$Q = 14,280 \text{ m}^3/\text{day} \quad (1996 \text{ 年}) \text{ の場合}$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.23 \log 14,280 + 0.086$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 5.1963$$

$$\left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.571 \times 10^5$$

$$r_1 \doteq 320 \text{ m}$$

故に下水を海に放流したときに、影響を与える範囲は、 $Q = 12,220 \text{ m}^3/\text{day}$  (1986年) の場合は、半径  $r_1 \doteq 290 \text{ m}$ 、 $Q = 14,280 \text{ m}^3/\text{day}$  (1996年) の場合は、半径  $r_1 = 320 \text{ m}$  であり、極めて小範囲である。

今、処理場から、流出する排水を放流口において、 $\text{BOD}_5$  値を  $30 \text{ ppm}$  として沖合海水の  $\text{BOD}_5$  値を  $2 \text{ ppm}$  と仮定して、流出する排水の拡散状況を計算する。なお、混合深さ  $d = 1 \text{ m}$ 、海洋の拡散速度  $P = 1.5 \text{ cm/sec}$  と仮定して計算すると次のようになる。

$$S = (S_0 - S_1) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{Q}{\pi d P} \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{r_1} \right) \right\} \right] + S_1$$

i) 1986年  $Q = 12,220 \text{ m}^3/\text{day}$  の場合

$$S_0 = 30 \text{ ppm} \quad , \quad S_1 = 2 \text{ ppm} \quad , \quad Q = 12,220 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$d = 1 \text{ m} \quad \quad P = 1 \text{ cm/sec} = 864 \text{ m/day} \quad r_1 = 290 \text{ m}$$

○  $r = 10 \text{ m}$  地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{12,220}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{10} - \frac{1}{290} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 11.9 \text{ ppm}$$

○  $r = 20 \text{ m}$  地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{12,220}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{20} - \frac{1}{290} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 7.3 \text{ ppm}$$

○  $r = 50 \text{ m}$  地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{12,220}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{50} - \frac{1}{290} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 4.0 \text{ ppm}$$

○  $r = 100 \text{ m}$  地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{12,220}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{100} - \frac{1}{290} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.8 \text{ ppm}$$

○  $r = 150 \text{ m}$  地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{12,220}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{150} - \frac{1}{290} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.4 \text{ ppm}$$

○  $r = 200 \text{ m}$  地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{12,220}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{200} - \frac{1}{290} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.2 \text{ ppm}$$

放流口からの距離 (m)	計算値 (ppm)
10	11.9
20	7.3
50	4.0
100	2.8
150	2.4
200	2.2
290	2.0

ii) 1996年  $Q = 14,280 \text{ m}^3/\text{day}$  の場合

$$S_0 = 30 \text{ ppm} \quad , \quad S_1 = 2 \text{ ppm} \quad , \quad Q = 14,280 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$d = 1 \text{ m} \quad \quad P = 1 \text{ cm/sec} = 864 \text{ m/day} \quad r_1 = 320 \text{ m}$$

○  $r = 10 \text{ m}$  地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{14,280}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{10} - \frac{1}{320} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 13.2 \text{ ppm}$$

- $r = 20 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{14,280}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{20} - \frac{1}{320} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 8.1 \text{ ppm}$$
- $r = 50 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{14,280}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{50} - \frac{1}{320} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 4.4 \text{ ppm}$$
- $r = 100 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{14,280}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{100} - \frac{1}{320} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 3.0 \text{ ppm}$$
- $r = 150 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{14,280}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{150} - \frac{1}{320} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.5 \text{ ppm}$$
- $r = 200 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{14,280}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{200} - \frac{1}{320} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.3 \text{ ppm}$$
- $r = 250 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{14,280}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{250} - \frac{1}{320} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.1 \text{ ppm}$$

放流口からの距離 (m)	計算値 (ppm)
10	13.2
20	8.1
50	4.4
100	3.0
150	2.5
200	2.3
250	2.1
320	2.0

図 3.7.12 バタヤ海域の廃水の拡散状況 (その1)  
 ( In Case of  $Q=12,220 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1986 ] )

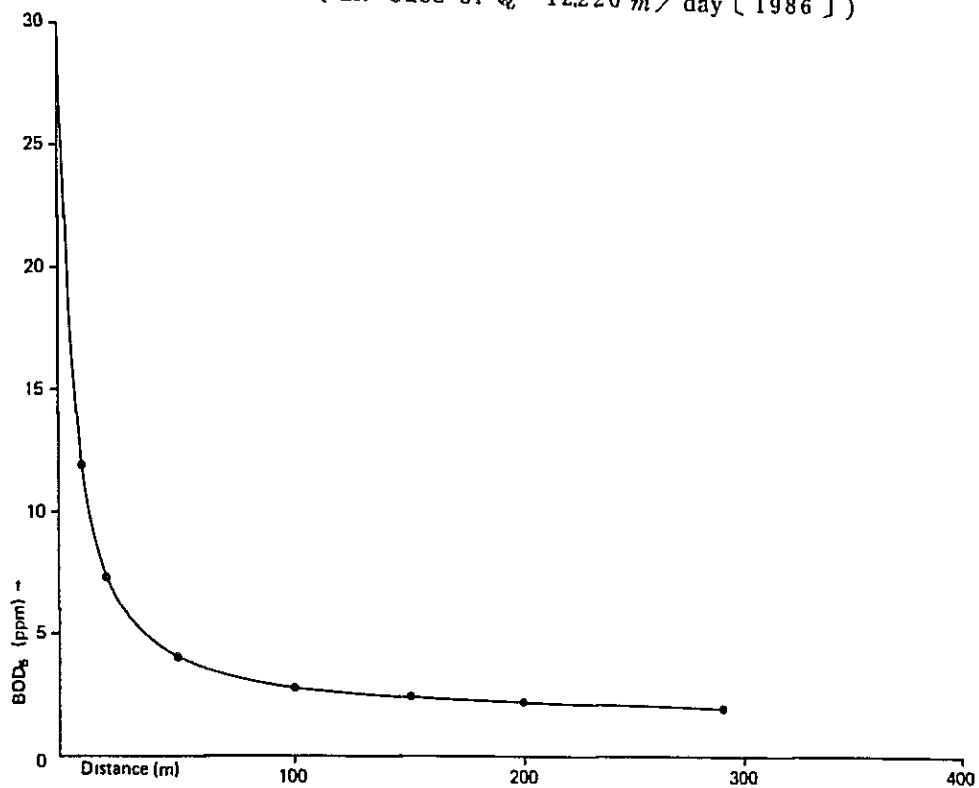


図 3.7.13 バタヤ海域の廃水の拡散状況 (その2)  
 ( In Case of  $Q=14,280 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1996 ] )

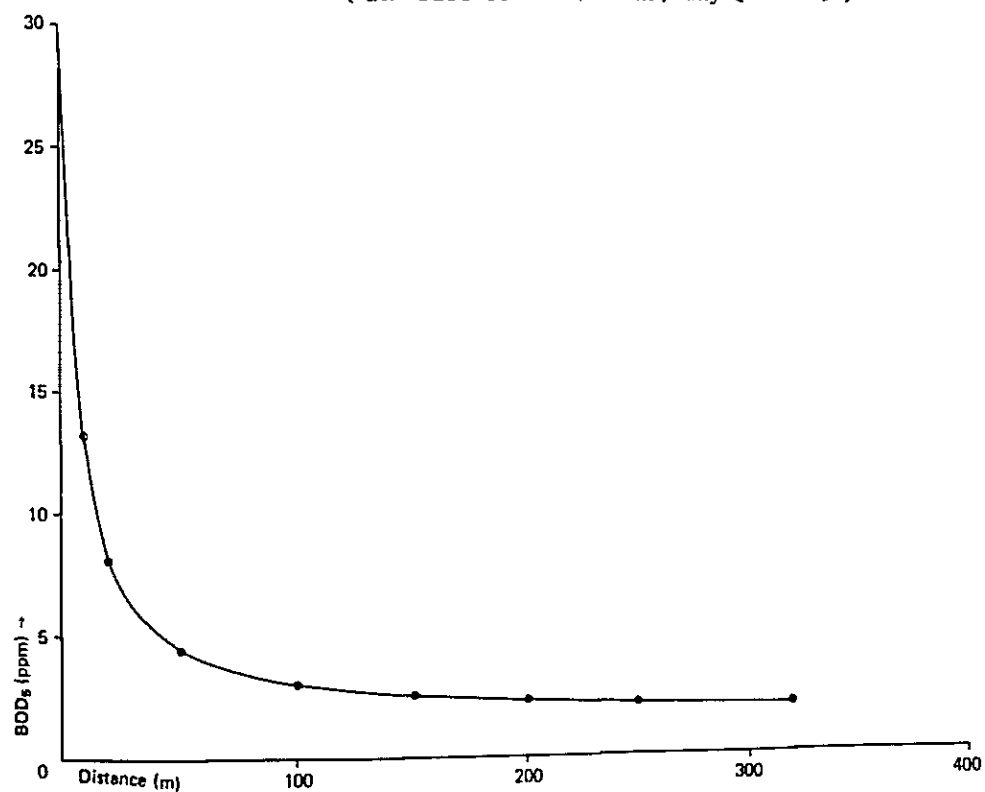


図 3. 7. 14 パタヤ海域の廃水の拡散状況図 ( その 1 )  
 ( In Case of  $Q = 12220 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1986 ] )

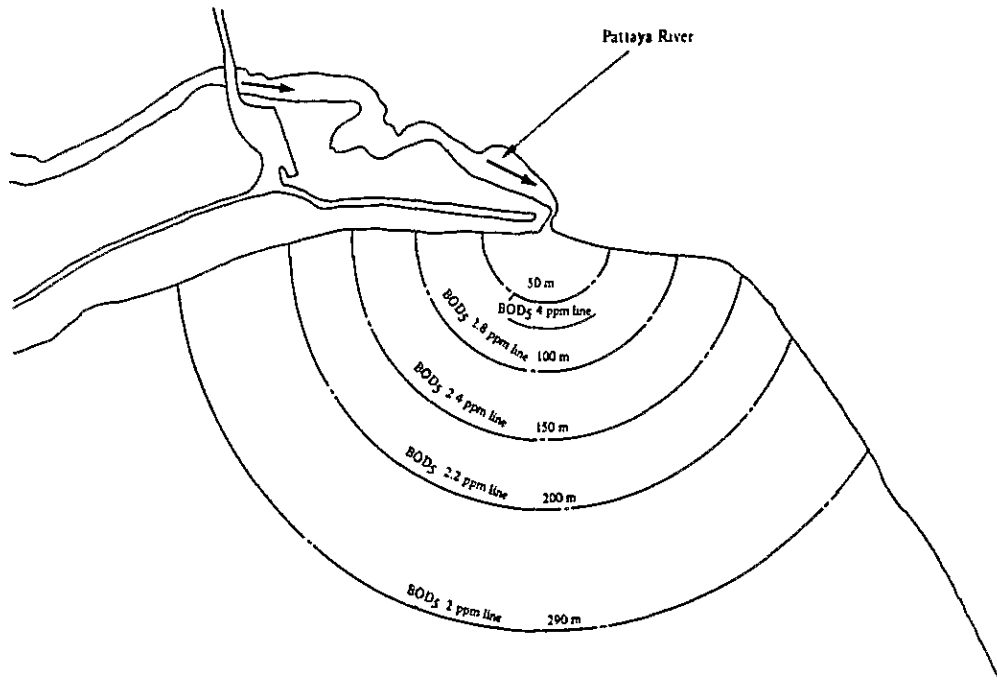
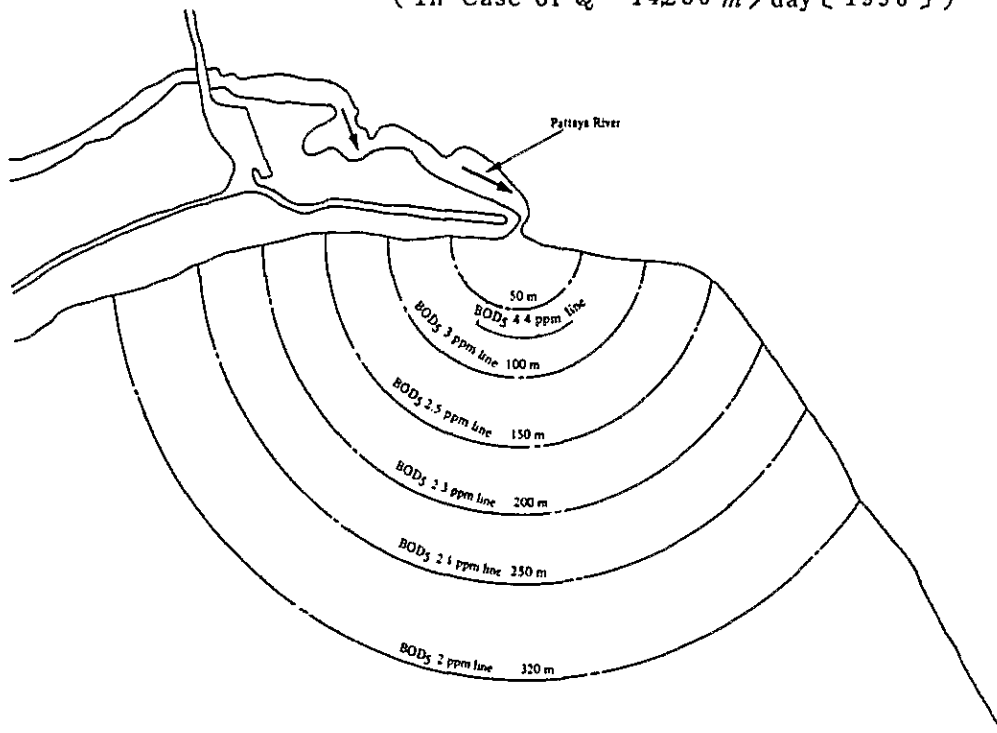


図 3. 7. 15 パタヤ海域の廃水の拡散状況図 ( その 2 )  
 ( In Case of  $Q = 14280 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1996 ] )



3) ナクルア地区

ナクルア下水処理場からの処理水を海に放流したときの海域に与える影響を検討する。なお、海域での汚濁解析は Joseph - Sendner の公式を用いて計算する。

$$S = (S_0 - S_1) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{Q}{\pi d p} \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{r_1} \right) \right\} \right] + S_1$$

まず、新田氏の実験式を用い、廃水の影響面積を求める。

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.23 \log Q + 0.086$$

$$1986 \text{ 年の処理水量} \quad Q = 10,180 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$1996 \text{ 年の処理水量} \quad Q = 16,360 \text{ m}^3/\text{day}$$

以上の 2 Case について検討を行なう。

$$Q = 10,180 \text{ m}^3/\text{day} \quad (1986 \text{ 年}) \text{ の場合}$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.23 \log 10,180 + 0.086$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 5.0155$$

$$\left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.036 \times 10^5$$

$$r_1 = 260 \text{ m}$$

$$Q = 16,360 \text{ m}^3/\text{day} \quad (1996 \text{ 年}) \text{ の場合}$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.23 \log 16,360 + 0.086$$

$$\log \left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 5.2690$$

$$\left( \frac{r_1^2 \pi}{2} \right) = 1.857 \times 10^5$$

$$r_1 = 340 \text{ m}$$

故に下水を海に放流したときに影響を与える範囲は、 $Q = 10,183 \text{ m}^3/\text{day}$  (1986年) の場合は、 $r_1 = 260 \text{ m}$ 、 $Q = 16,360 \text{ m}^3/\text{day}$  (1996年) の場合は、 $r_1 = 340 \text{ m}$  となり、パタヤ地区と同様、小範囲である。

次に処理場から放流する廃水を放流口において、パタヤ地区と同様  $\text{BOD}_5$  値を 30 ppm、沖合海水の  $\text{BOD}_5$  値を 2 ppm として、流出する廃水の拡散状況を計算すると次のようになる。

$$S = (S_0 - S_1) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{Q}{\pi d p} \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{r_1} \right) \right\} \right] + 2$$



i)  $Q = 10,180 \text{ m}^3/\text{day}$  (1986年)の場合

$$S_0 = 30 \text{ ppm} \quad , \quad S_1 = 2 \text{ ppm} \quad , \quad Q = 10,180 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$d = 1 \text{ m} \quad , \quad P = 1 \text{ cm/sec} = 864 \text{ m/day} \quad , \quad r_1 = 260 \text{ m}$$

o  $r = 10 \text{ m}$ 地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{10,180}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{10} - \frac{1}{260} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 10.5 \text{ ppm}$$

o  $r = 20 \text{ m}$ 地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{10,180}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{20} - \frac{1}{260} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 6.5 \text{ ppm}$$

o  $r = 50 \text{ m}$ 地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{10,180}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{50} - \frac{1}{260} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 3.6 \text{ ppm}$$

o  $r = 100 \text{ m}$ 地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{10,180}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{100} - \frac{1}{260} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.6 \text{ ppm}$$

o  $r = 150 \text{ m}$ 地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{10,180}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{150} - \frac{1}{260} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.3 \text{ ppm}$$

o  $r = 200 \text{ m}$ 地点

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{10,180}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{200} - \frac{1}{260} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.3 \text{ ppm}$$

放流口からの距離 (m)	計算値 (ppm)
10	10.5
20	6.5
50	3.6
100	2.6
150	2.3
200	2.1
260	2.0

ii)  $Q = 16,360 \text{ m}^3/\text{day}$  (1996年)の場合

$$S_0 = 30 \text{ ppm} \quad , \quad S_1 = 2 \text{ ppm} \quad , \quad Q = 16,360 \text{ m}^3/\text{day}$$

$$d = 1 \text{ m} \quad , \quad P = 1 \text{ cm/sec} = 864 \text{ m/day} \quad , \quad r_1 = 340 \text{ m}$$

- $r = 10 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{10} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 14.4 \text{ ppm}$$
- $r = 20 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{20} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 8.9 \text{ ppm}$$
- $r = 50 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{50} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 4.7 \text{ ppm}$$
- $r = 100 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{100} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 3.2 \text{ ppm}$$
- $r = 150 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{150} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.6 \text{ ppm}$$
- $r = 200 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{200} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.3 \text{ ppm}$$
- $r = 250 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{250} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.2 \text{ ppm}$$
- $r = 300 \text{ m}$  地点  

$$S = (30 - 2) \left[ 1 - \exp \left\{ -\frac{16,360}{\pi \times 1 \times 864} \left( \frac{1}{300} - \frac{1}{340} \right) \right\} \right] + 2$$

$$S \doteq 2.1 \text{ ppm}$$

放流口からの距離 (m)	計算値 (ppm)
10	14.4
20	8.9
50	4.7
100	3.2
150	2.6
200	2.3
250	2.2
300	2.1
340	2.0

図 3. 7. 16 ナクラア海域の廃水の拡散状況 ( その 1 )  
 ( In Case of  $Q = 10,180 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1986 ] )

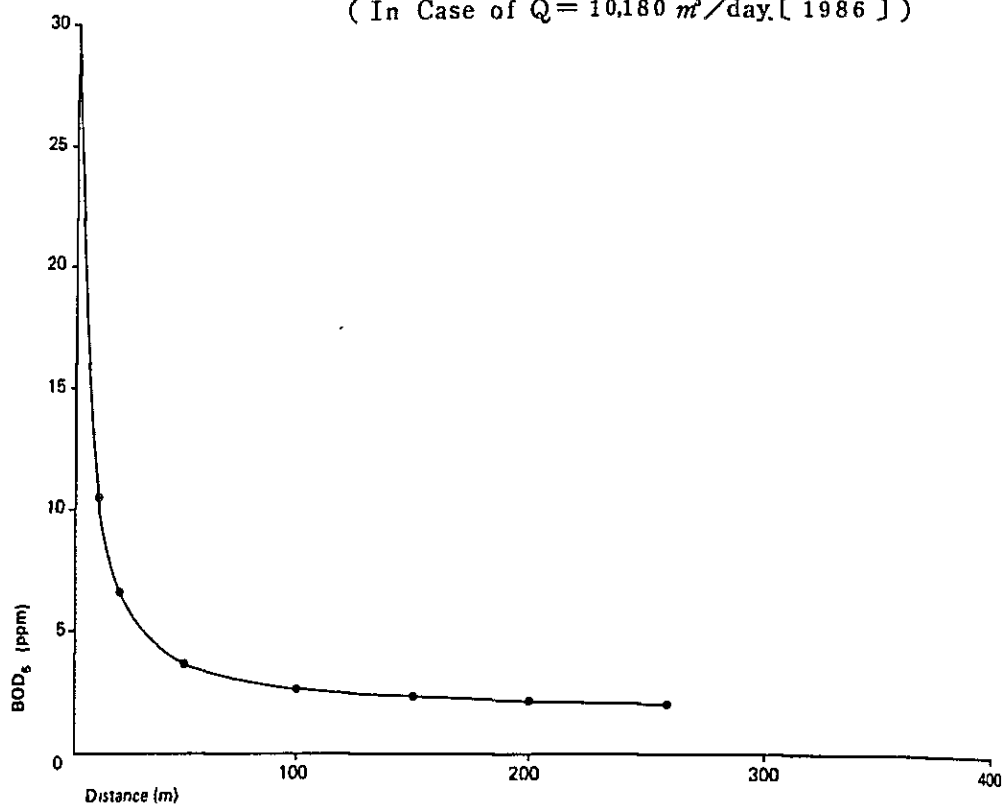


図 3. 7. 17 ナクラア海域の廃水の拡散状況 ( その 2 )  
 ( In Case of  $Q = 16,360 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1996 ] )

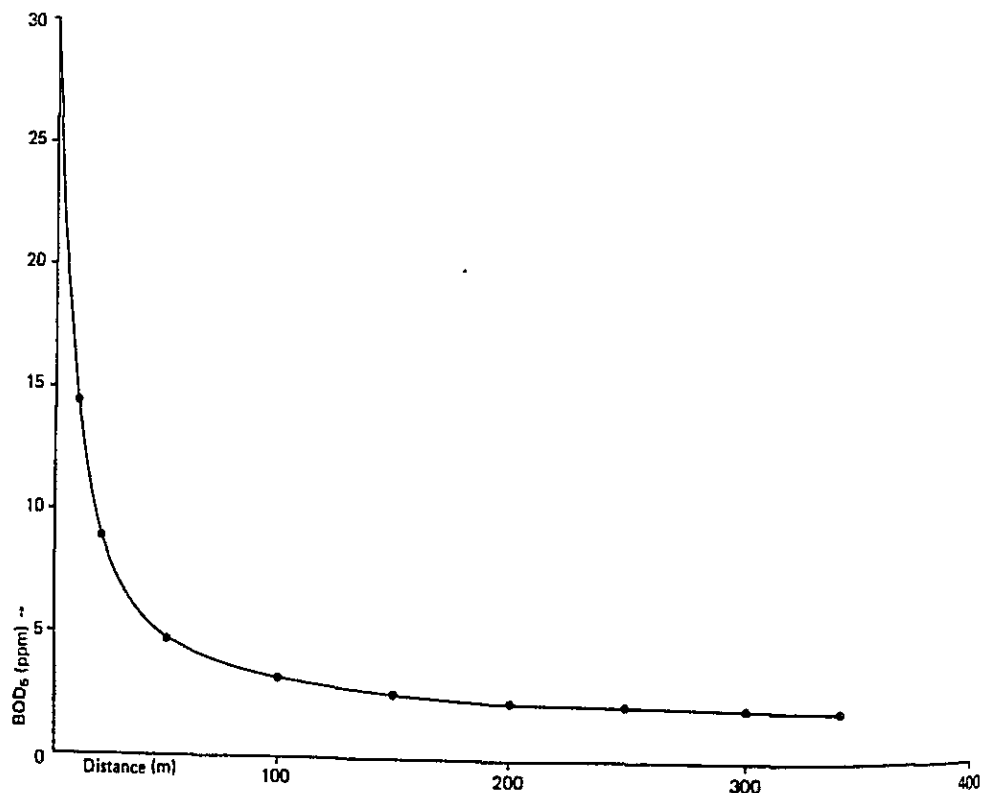


図 3. 7. 18 ナクルア海域の廃水の拡散状況図 ( その 1 )  
 ( In Case of  $Q = 10,180 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1986 ] )

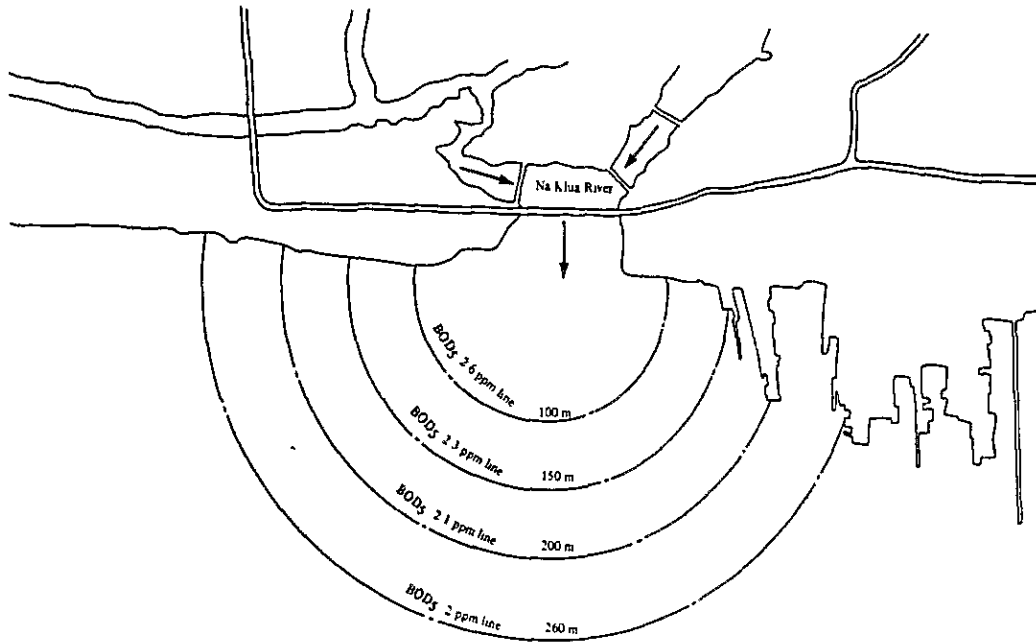
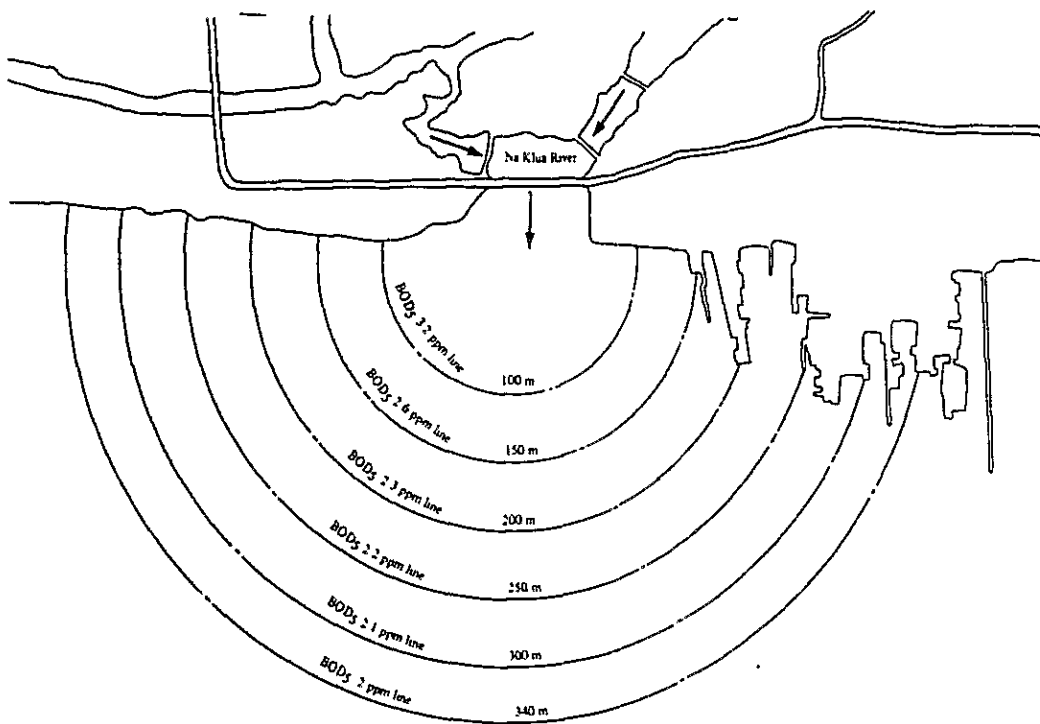


図 3. 7. 19 ナクルア海域の廃水の拡散状況図 ( その 2 )  
 ( In Case of  $Q = 16,360 \text{ m}^3/\text{day}$  [ 1996 ] )



### 3.7.6 コーラン島における下水処理計画

#### (a) 処理計画の基本方針

コーラン島は面積約522haのパタヤ海岸の西約8kmの沖合にうかぶ島であり、ほとんど岩で形成されている。下水処理地区は、図3.7.20で示す如く漁村であるコーラン村と、観光地であるコーランバックビーチ、タバンビーチ、ティエンビーチ、サマエビーチがある。しかし、コーランバックビーチの開発は民間企業によるものであるため、本計画からは除いて、他の3ビーチとコーラン村について計画した。

コーラン島は、中央に南北に山が連なり、各ビーチは、分断されている。従って、全ての汚水を一カ所に集め、集中処理を行なう事は、非常に不経済である。又、漁村を除いた各ビーチは、風、波の影響で利用期間が限られ、タバンビーチ、ティエンビーチは、3月～9月であり、サマエビーチは、10月～2月である。以上の理由により、コーラン島に於ける下水処理は尿尿浄化槽を採用し、各ビーチに於いて、処理するものとする。

#### (b) 汚水処理計画

##### 1) 観光施設

コーラン島への観光客の入込数は、マスタープランで次の様に計画されている。コーラン島全域への入込客数は、次のように想定される

#### 入 込 客 数

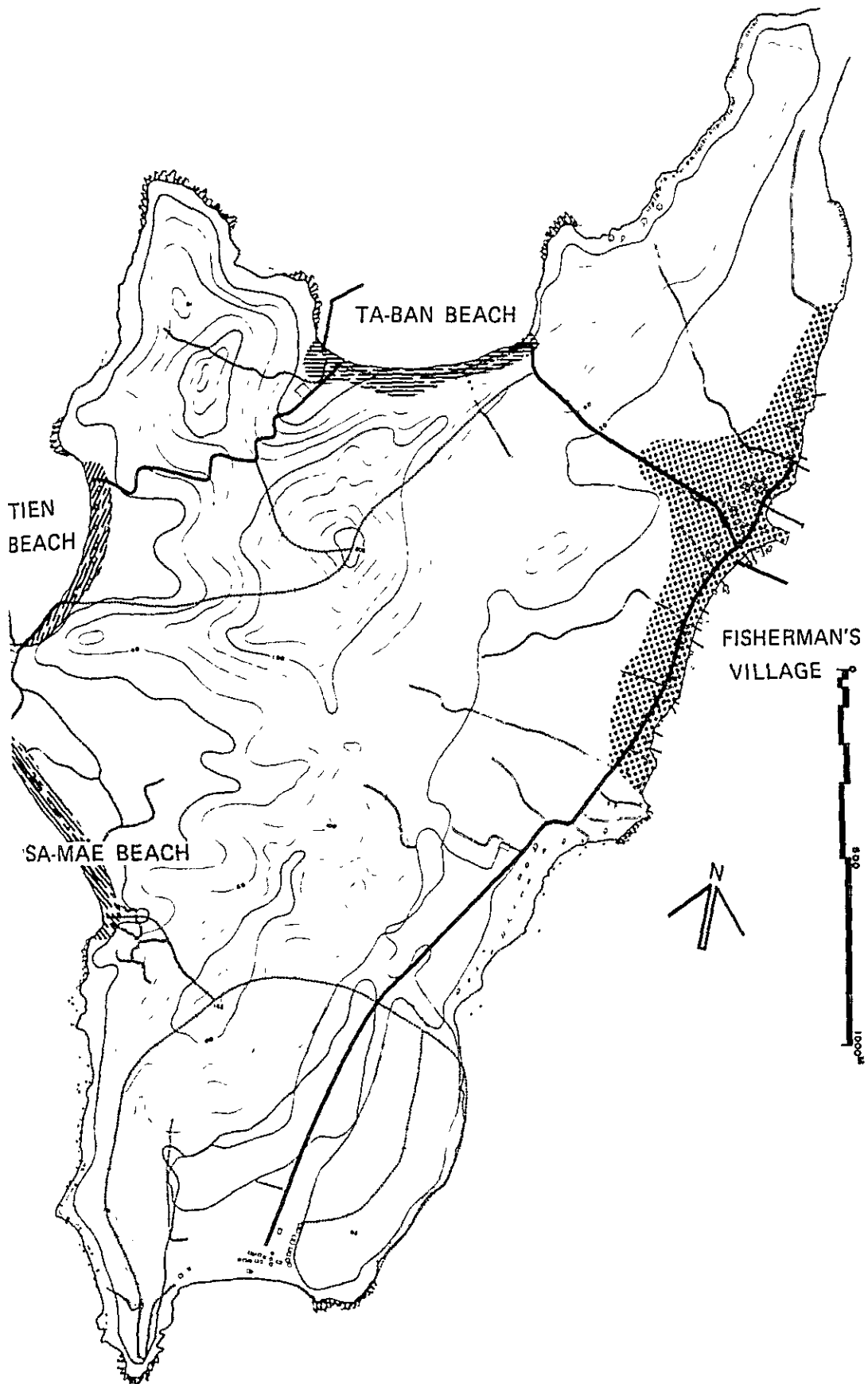
	1981	1986	1996
入込客数/日	1,600	2,000	2,900

この入込客数を4つのビーチに配分することになるが、コーラン島においては、風、波の影響で季節により、利用可能なビーチが異なり、3月から9月までの雨期と、10月から2月までの乾季とにわけて入込客を想定すれば、次のように考えられる。

3月から9月まで				10月から2月まで			
	1981	1986	1996		1981	1986	1996
Ta Van Beach	900	1,120	1,630	Sa Mae Beach	1,260	1,570	2,280
Tien Beach	380	480	690	Ko Lan Vacation Beach	340	430	620
Ko Lan Vacation Beach	320	400	570	Total	1,600	2,000	2,900
Total	1,600	2,000	2,900				

サービス施設は、サマエ、ティエンビーチの中間と、タバンビーチに計画されている。又、サービス施設のトイレ数は、マスタープランによって入込客数100人に対して3個となって

図 3. 7. 20 コーラン島の下水処理対象地域



いる。さらに尿尿浄化槽の構造基準、同解説\*12によると、海水浴場での処理対象人員は、入込客の約1/4となる。従って、タバンビーチでは300人用の浄化槽を、サマエビーチでは400人用の浄化槽を設置する。

2) コーラン村

1986年には、コーラン島の総人口は2,820人と計画されている。このうち300人はコーランバックに居住するものとするが、家族数としては、2,820人分が、コーラン村に居住していると考えられる。従って、1家族当り、6人の家族数とすると、470世帯がコーラン村に居住する事となる。従って、コーラン村には7人用の尿尿浄化槽を各所に設置する事とした。

## 3.8 概算工事費

### 3.8.1 建設費

各年次毎の建設コスト及び数量集計を次に示す。



表 3.8.1 下水道施設建設費

Unit: thousand Baht

Works	TOTAL						1980			1981			1982			1983			1984			1985		
	Cost without tax	Cost with tax	Tax	UL	without tax	Tax	UL	Cost without tax	Cost with tax	Tax	UL	Cost without tax	Cost with tax	Tax	UL	Cost without tax	Cost with tax	Tax	UL	Cost without tax	Cost with tax	Tax	UL	
Sewage pipeline	Local	34944.3	36921.8	2210.7	28165	1661	30026	1661	1678.5	73.3	1751.8	161	823.8	33.2	857	118.2	473	38	511	3604	3776	172	206	
	Foreign	8653.6	8653.6		7080		7080	298.2	298.2			112.4	217		217		746		746	746	746			
	Total	43597.9	45575.4	2210.7	35245	1661	37106	1661	1976.7	73.3	2050	161	936.2	33.2	1074	118.2	690	38	728	4350	4522	172	206	
Treatment plant	Local	17208	2387	19595	1651	19595	1651																	
	Foreign	6939.4	6939.4		6939.4		6939.4																	
	Total	24147.4	2387	21534.4	1651	26534.4	1651																	
Land cost (include Pumping Station)	Local	9524		9524		9524																		
	Foreign																							
	Total	9524		9524		9524																		
Total (1)	Local	61676.3	6384.5	6080.8	3861.2	53097	4048	39145	3112	73.3	1751.8	161	823.8	33.2	857	118.2	473	38	511	3604	3776	172	206	
	Foreign	15393	15393		14019.4		14019.4	298.2	298.2			112.4	217		217		746		746	746	746			
	Total	77069.3	6384.5	8143.8	3861.2	69116.4	4048	71164.6	3112	73.3	2050	161	936.2	33.2	1074	118.2	690	38	728	4350	4522	172	206	
Sewage pipeline	Local	16547.2	177.3	15374.5	1318.4	7056.4	303	7437.4	727.3	1129.5	129.5	1145.9	49.3	1195.2	91.7	1159.5	51.4	1210.9	6055.9	4241.5	185.6	294.5		
	Foreign	2595.7	2595.7		1273.4		1273.4	168.7	168.7			181.8	202.6		202.6		769.2		769.2	769.2	769.2			
	Total	19142.9	177.3	17970.2	1318.4	8329.8	303	8710.8	727.3	1298.7	129.5	1327.7	69.3	1397.8	91.7	1362.1	51.4	1413.5	6825.1	5010.7	185.6	294.5		
Treatment plant	Local	9471	824	10295	739	4931	372	5305	349	437	101	1042	126	1168	112				3061	256	3317	177		
	Foreign	2671	2671		1137		1137	244	244			443			443		847		847	847	847			
	Total	12142	824	12966	739	6068	372	6440	349	681	101	1485	176	1611	112				3908	256	4164	177		
Land cost (include Pumping Station)	Local	3543		3543		3543		3543																
	Foreign																							
	Total	3543		3543		3543		3543																
Sub total (resident)	Local	27361.2	1801.3	29162.5	2037.4	13530.4	753	16283.4	1076.3	1566.5	230.5	2187.9	175.3	2363.2	203.7	1159.5	51.4	1210.9	7116.9	441.6	3558.5	471.5		
	Foreign	5166.7	5166.7		2410.4		2410.4	412.7	412.7			674.8			674.8		202.6		1616.2	1616.2	1616.2			
	Total	32527.9	1601.3	34329.2	2037.4	15940.8	753	18693.8	1076.3	1979.2	230.5	2862.7	175.3	2938	203.7	1362.1	51.4	1413.5	8733.1	441.6	5174.7	471.5		
Sewage pipeline	Local	17912.1	2036.9	19949	1420.8	14760.8	1424.9	16185.7	1205.4	4138.4	415.3	911.3	51.8	963.1	69.8	3412.5	161.7	3774.2	4425.2	196.9	4622.1	434.2		
	Foreign	6053.8	6053.8		5282.8		5282.8	1033.4	1033.4			280.8			280.8		671.3		782.5	782.5	782.5			
	Total	13965.9	2036.9	16022.8	1420.8	20043.6	1424.9	21468.5	1205.4	5171.8	415.3	1192.1	51.8	1243.9	69.8	4283.8	161.7	4445.5	5207.7	196.9	5404.6	434.2		
Treatment plant	Local	7148	675	8423	603	4035	105	4340	285	337	81	852	104	956	91				2504	209	2713	144		
	Foreign	2185	2185		930		930	362	362			362			362		693		3207.7	3207.7	3207.7			
	Total	9333	675	10608	603	4965	105	5270	285	557	81	1214	104	1318	92				5712.4	209	3406	144		

- to be continued -



表 3.8.2 維 持 管 理 費

		¥/year					
		1981	1982	1983	1984	1985	1986
NA KLUA	Treatment station, electricity fee	216,692	216,692	216,692	216,692	216,692	216,692
	Relay pump No.1	47,532	47,532	47,532	47,532	47,532	47,532
	No.2	-	-	-	-	-	-
	No.3	82,716	82,716	82,716	103,224	103,224	103,224
	chlorine treatment	28,612	32,036	35,460	38,150	38,883	39,862
Personnel expense	382,800	382,800	382,800	382,800	382,800	382,800	
Maintenance costs	67,364	67,364	67,364	75,978	75,978	75,978	
Total	825,716	829,140	832,564	864,376	865,109	866,088	
PATTAYA	Treatment station, electricity fee	41,100	41,100	41,100	41,100	41,100	41,100
	Relay pump No.1	-	-	-	-	-	-
	No.2	-	-	-	-	-	-
	No.3	69,252	89,916	89,916	89,916	89,916	89,916
	No.4	10,194	10,194	10,194	10,194	10,194	10,194
	No.5	35,286	35,286	35,286	35,286	35,286	35,286
	No.6	78,144	147,820	217,497	217,497	217,497	217,497
chlorine treatment	8,070	20,298	27,145	31,547	34,237	38,639	
Personnel expense	382,800	382,800	382,800	382,800	382,800	382,800	
Maintenance costs	49,537	67,167	77,022	77,022	77,022	77,022	
Total	674,383	794,581	880,960	885,362	888,052	892,454	
Grand total	1,500,099	1,623,721	1,713,524	1,749,738	1,753,161	1,758,542	

## 3.9 実施計画

### 3.9.1 施工計画

建設工事は施設の供用開始までに完成するよう、それぞれ前年に着手するものとし、ポンプ、池等は各年の水量にみあう様に増設していくものとする。以下、各年における施設の施工計画及び、他の建設工事（道路等）との関連について記す。

表 3.9.1 下水道施設建設設計画(1)

PATTAYA Area	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Remarks
Treatment Station	Pond (system)	Increase of system-equipments	Increase of system-equipments			Increase of system-equipments		
	Structures							
	Motor							
	Trial operation	Trial operation	Trial operation	Trial operation		Trial operation		
No.2 Relay-pumping Station	Construction of 2 tanks	Construction of 1 tank						
No.3 Relay-pumping Station	Construction of 2 tanks							
No.4 Relay-pumping Station	Construction of 2 tanks							
NO.5 Relay-pumping Station	Construction of 2 tanks	Construction of 1 tank	Construction of 1 tank					
Laying of Sewer Pipe								

















Na Klua Area	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Remarks
Treatment Station	Pond (system)  Structures  Motor  Trial operation 							
No. 3 Relay-pumping Station	Construction of 2 tanks  Construction of 2 tanks 	Construction of 2 tanks  Construction of 2 tanks 	Construction of 2 tanks  Construction of 2 tanks 	Construction of 1 tank 				
Laying of Sewer Pipe								

表 3.9.3 下水道施設建設計画(3)

	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	Remarks
Ko Lan Islands								
Ta Van Beach		Establishment of 3 purification tanks						
Samee & Tien Beach		Establishment of 4 purification tanks						
Ko Lan Village		Establishment of purification tank						

### 3.9.2 他の建設工事との関連性

#### a) 道路工事との関連

下水管の工事については、道路下への埋設であるため道路建設計画年度とあわせて工事を進め、下水管布設後道路築造の方法をとる。

なお、パタヤの海岸道路下の下水管については、ダウンタウン地区の下水管布設が、道路計画より先行するため、現況海岸道路の舗装復旧後計画道路の工事となる。

#### b) 地下埋設物との関連性

計画される地下埋設物は、上水道、下水道、電力通信等が考えられる。このうち、下水道施設（管渠）は汚水を極力、自然流下で排除させる為、管渠は大口径となり、埋設深も深くなる。従って自然流下方式である下水管渠を第一に施工するよう他の施工計画と調整をとる必要がある。



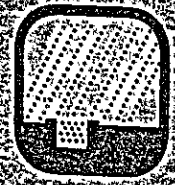
参 考 文 献

1. COASTAL WATER POLLUTION SURVEY OF CHONBURI PROVINCE AIT
2. Report on Environmental Survey of Pattaya  
Environmental Standard Quality Division  
The National Environment Board July, 1977
3. Design Guidelines for Treatment of Wastewaters  
from Tapioca Starch Industry  
Dr. Pakit Kiravanich, Mr. Yothin Augurawasapoon  
Mr. Adisak Thongkaimook  
Environmental Quality Standard Division, Aug., 1976
4. 下水道講座1 下水道計画の策定 鹿島出版会
5. 下水道施設設計指針と解説 日本下水道協会 1972
6. Master Plan Sewerage, Drainage and Flood Protection Systems  
1968 CAMP, DRESSER & MCKEE
7. 空気調和 衛生設備 設計の実務と実用資料 横田一磨、明野徳夫
8. 空気調和 衛生工学便覧
9. 空気設計概数值 建築設備手帳
10. 公共下水道計画の手法 1971 愛知県土木部
11. 水道施設設計指針解説 日本水道協会 1977
12. 尿尿浄化槽の構造基準、同解説 1976 日本建築センター
13. ALTERNATIVE WASTE MANAGEMENT TECHNIQUES FOR BEST PRACTICABLE  
WASTE TREATMENT EPA
14. 学術月報 Vol. 23, No.10 生物を利用する環境衛生の改善 佐々学
15. WASTE STABILIZATION POND W.H.O. Geneva 1971 Gloyna E.F.
16. SEWAGE TREATMENT IN HOT CLIMATES Duncan Mara
17. ENVIRONMENTAL GUIDELINE FOR COASTAL ZONE MANAGEMENT IN  
THAILAND ZONE OF PATTAYA  
Environmental Impact Evaluation Division  
National Environment Board H.F. Ludwig, Dr. Eng. Nov. 1975

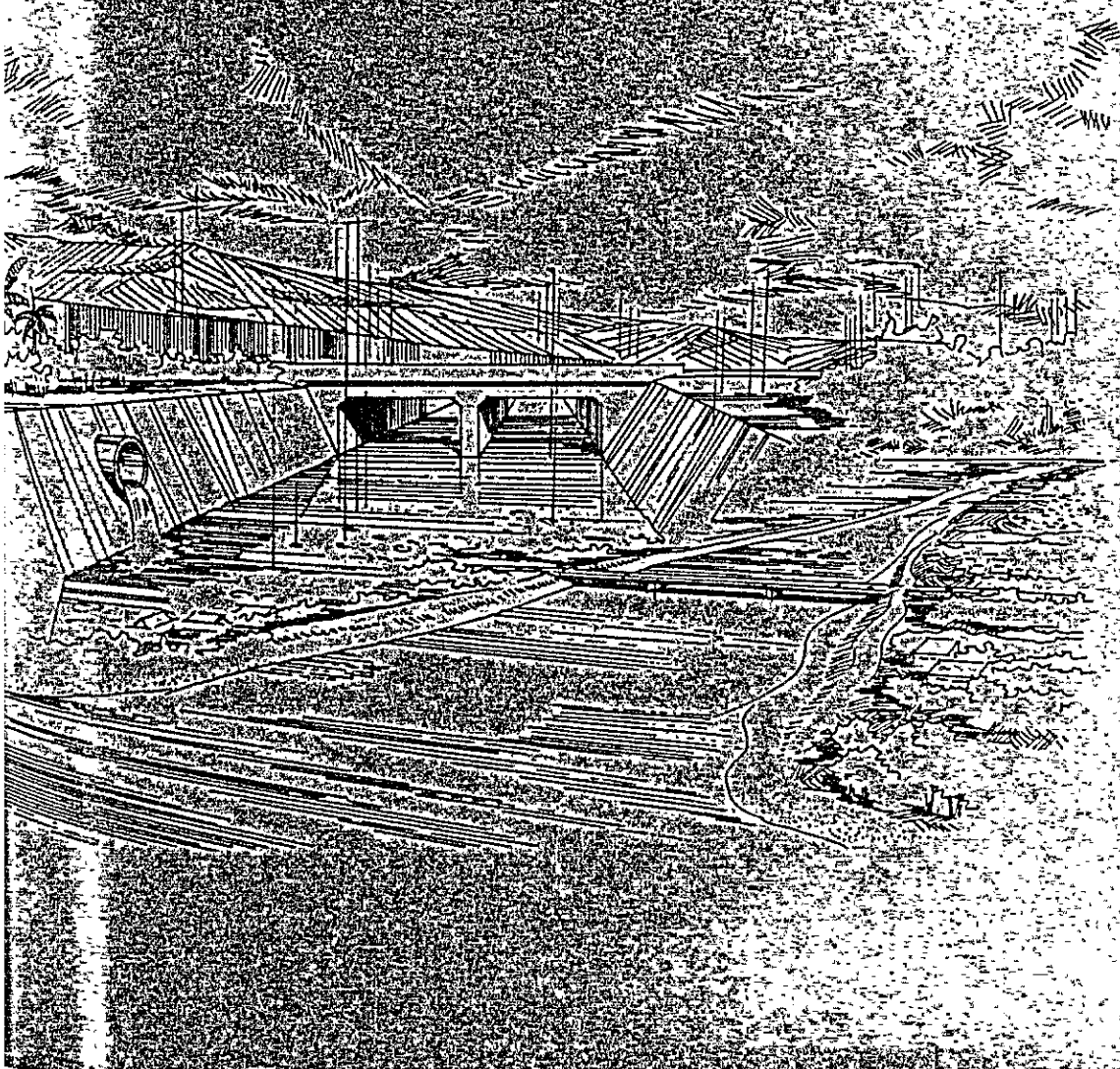
18. STABILIZATION POND DESIGN CRITERIA FOR TROPICAL ASIA  
M.G. McCarry, M.B. Pescod Environmental Engineering  
Division AIT
19. SEWAGE TREATMENT PLANT DESIGN WPCF  
Manual of Practice No 8
20. PRE-CONFERENCE SHORT COURSE  
International Conference on Water Pollution Control in  
Developing Countries. Feb. 1978. Environmental  
Engineering Division AIT
21. Pollution Control in The Tapioca Starch Industry in Thailand  
Dr. Pakit Kiravanich, Mr. Yothin Augurawasapoon 1977.  
National Environment Board
22. Date of the Tapioca Factories in Bang Lamung  
Ministry of Industry Department of Industry Works Factory  
Control Division
23. FEASIBILITY REPORT ON WATER SUPPLY FOR PATTAYA -  
BANG LAMUNG August 1976  
WATER RESOURCES PLANNING SOBCOMMITTEE, NATIONAL ECONOMIC  
AND SOCIAL DEVELOPMENT BOARD

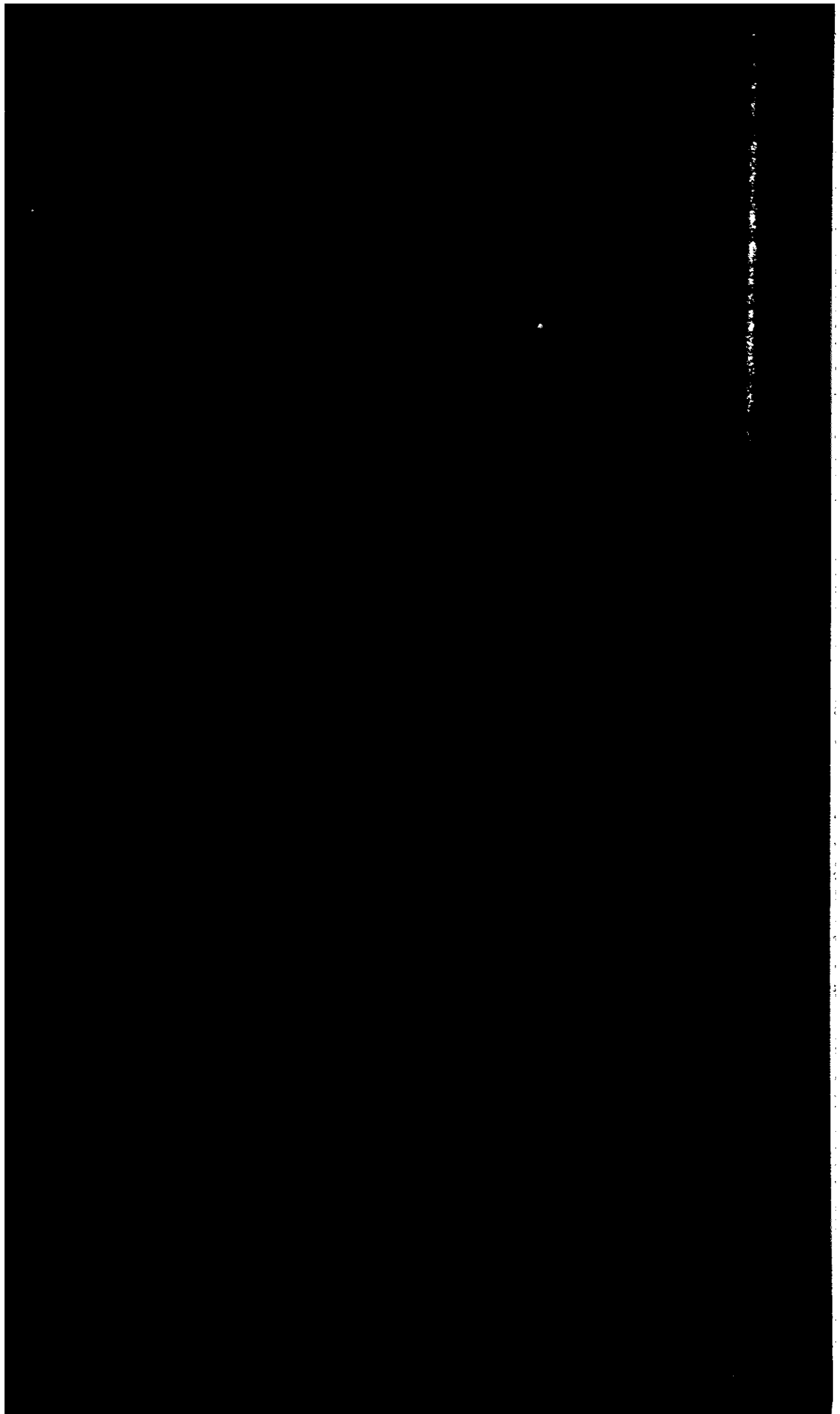


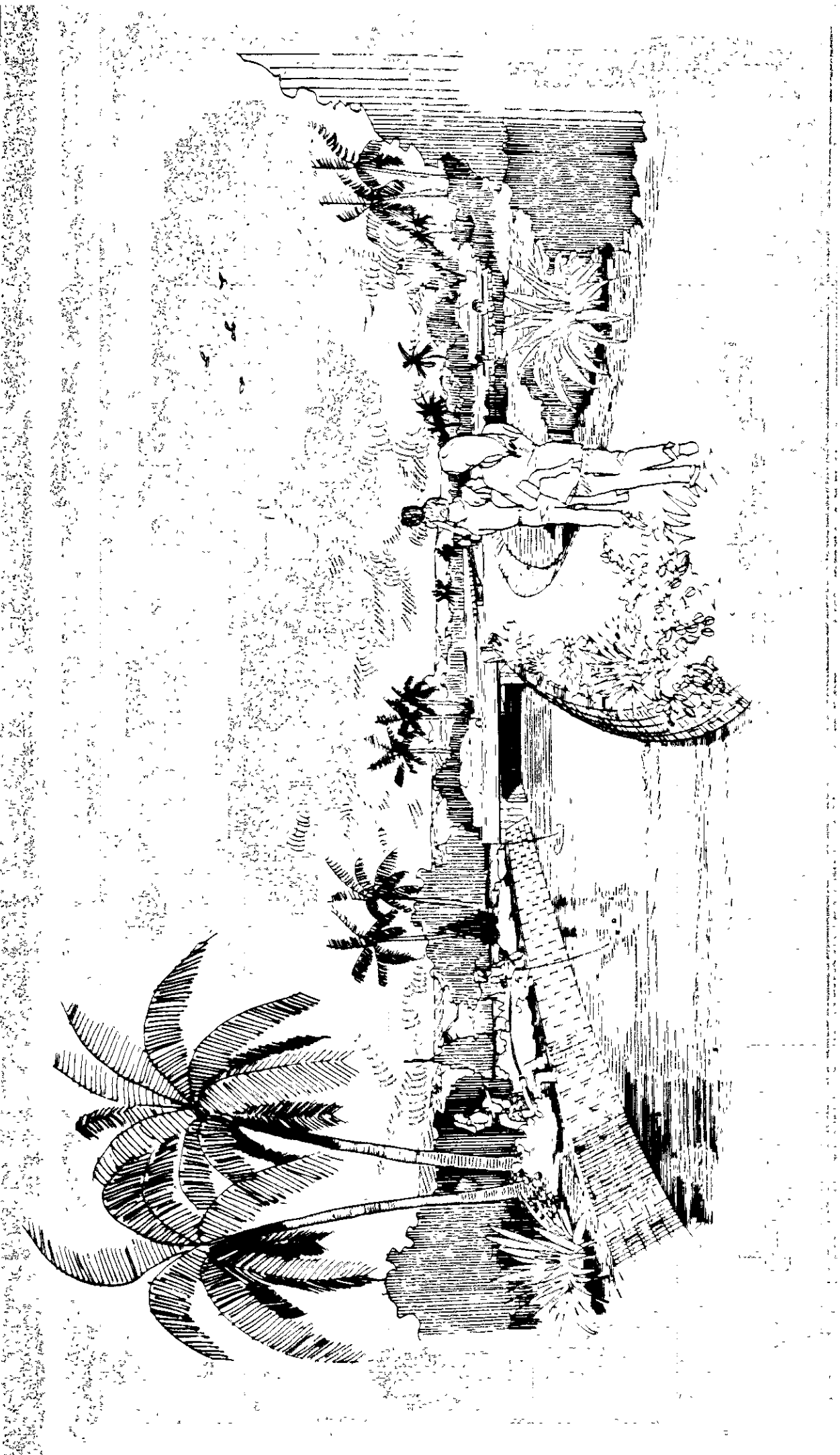
# 第4章 雨水排水計画



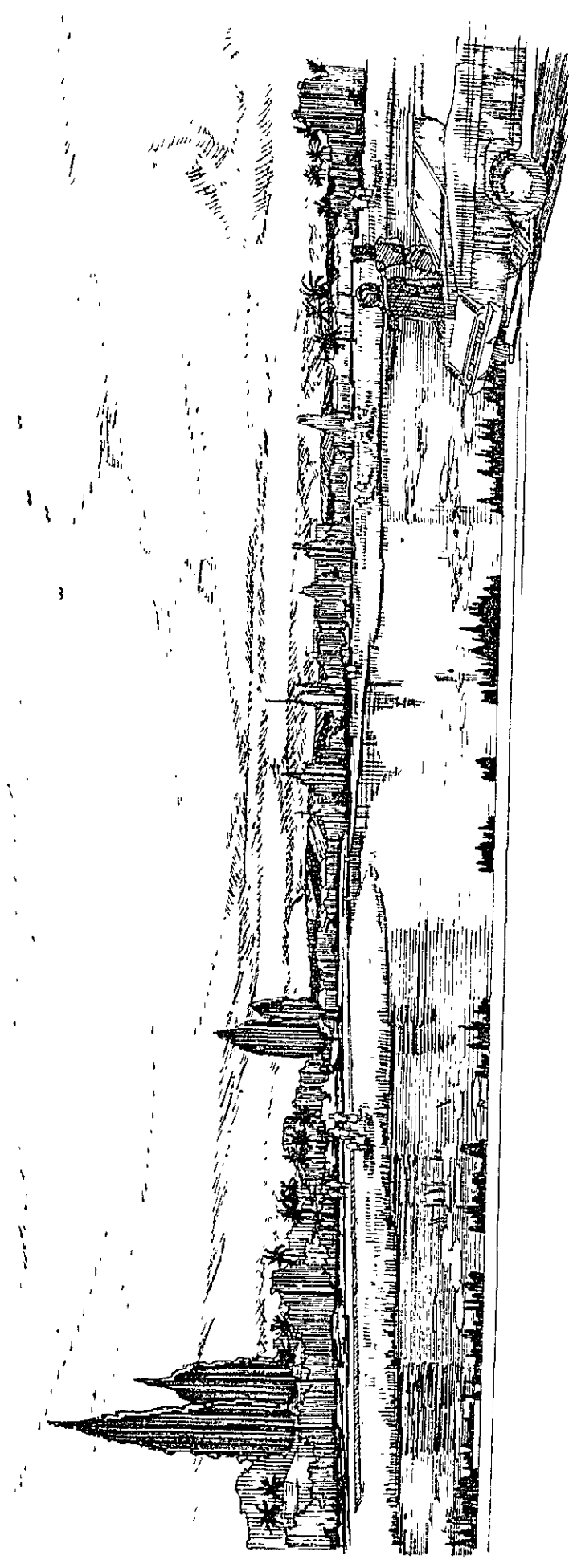
1. 概要
2. 現地調査
3. 雨水排水施設の現況と問題点
4. 雨水排水施設の効果
5. 基本計画
6. 雨水排水方式の検討
7. 建設費、用地費及び維持管理費の積算
8. テンノモツコツ寺院周辺地区の浸水緊急対策















# 目 次

## 第4章 雨水排水計画

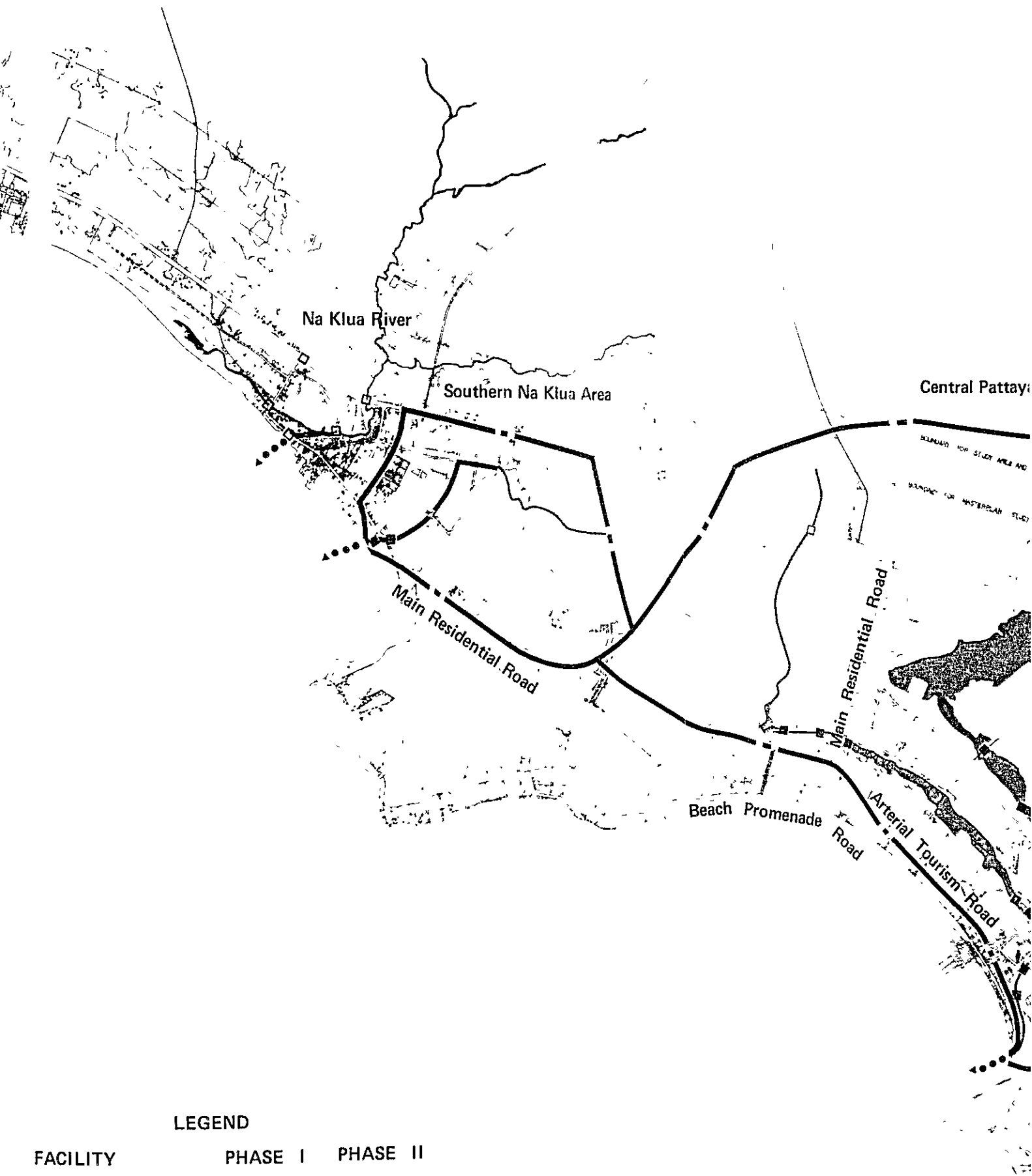
	頁
4.1 概 要 .....	4- 1
4.1.1 計画基本方針 .....	4- 1
4.1.2 計画雨水排水方式 .....	4- 1
4.1.3 建設費 .....	4- 2
4.2 現地調査 .....	4- 2
4.2.1 土質調査 .....	4- 2
4.2.2 測量調査 .....	4- 4
4.2.3 収集されたその他の資料 .....	4- 4
4.3 雨水排水施設の現況と問題点 .....	4- 5
4.3.1 雨水排水施設の現況 .....	4- 5
4.3.2 問題点 .....	4- 9
4.4 雨水排水施設の効果 .....	4-11
4.5 基本計画 .....	4-11
4.5.1 計画対象区域 .....	4-11
4.5.2 計画上の基本方針 .....	4-11
4.6 雨水排水方式の検討 .....	4-14
4.6.1 設計条件及び計算手法 .....	4-14
4.6.2 計画排水区域 .....	4-21
4.6.3 雨水排水方式の比較案 .....	4-21
4.6.4 施設規模 .....	4-24
4.6.5 最適雨水排水方式の選定 .....	4-28
4.7 建設費、用地費及び維持管理費の積算 .....	4-31
4.7.1 建設費及び用地費 .....	4-31
4.7.2 維持管理体制と維持管理費 .....	4-35
4.8 チャイモンコン寺院周辺地区の浸水緊急対策 .....	4-36
4.8.1 浸水の現況 .....	4-36
4.8.2 浸水の原因 .....	4-36
4.8.3 浸水緊急対策 .....	4-36
4.8.4 結 論 .....	4-36

表

番号	名 称	頁
4.1.1	雨水排水施設 Phase 1 建設費	4-2
4.6.1	チョンブリ県の降雨強度	4-15
4.6.2	流出係数	4-15
4.6.3	流入雨水量の計算例	4-20
4.6.4	比較案別全体工事費	4-26
4.6.5	調整池面積と余水吐仕様	4-29
4.7.1	雨水排水システム Phase 1 建設費及び用地費(中央パタヤ地区)	4-32
4.7.2	雨水排水システム Phase 1 建設費及び用地費(南部ナクルア地区)	4-32
4.7.3	Phase 1 数量総括表	4-33
4.7.4	工種別単価	4-33
4.7.5	雨水排水システムの年間維持管理費	4-35

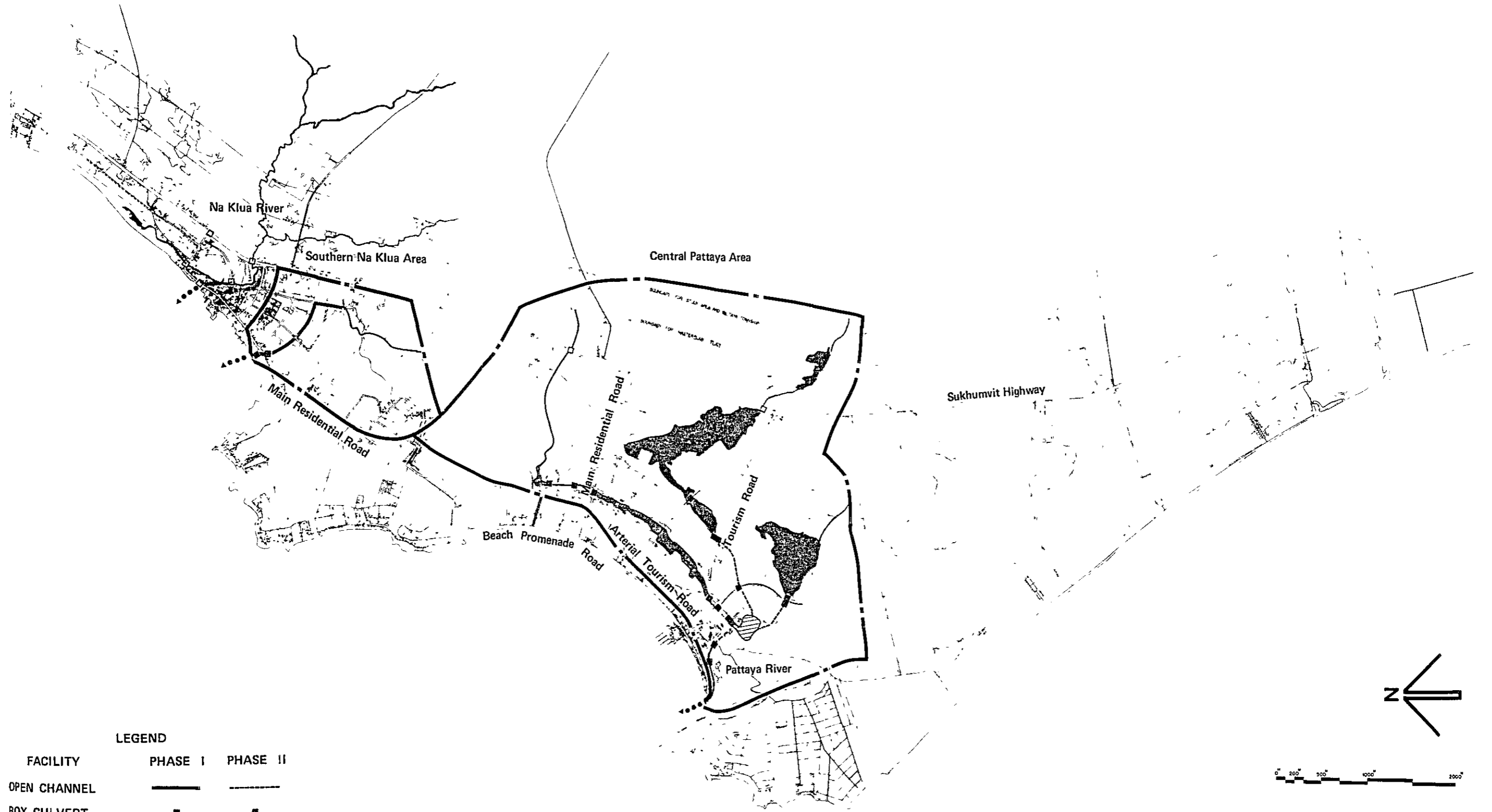
図

番号	名 称	頁
4.2.1	土質及び測量調査位置図	4-3
4.3.1	現況排水系統図	4-6
4.5.1	雨水排水計画フローチャート	4-13
4.6.1	チョンブリ県の降雨強度曲線	4-14
4.6.2	流達時間の計算	4-16
4.6.3	ボンディングの計算手法	4-18
4.6.4	H-Vカーブの例	4-19
4.6.5	流入雨水量の計算例	4-19
4.6.6	計画最大湛水量と計画流出量の計算例	4-20
4.6.7	計画排水区域	4-21
4.6.8	ブロック別集水面積及び平均流出係数	4-22
4.6.9	比較案 1	4-23
4.6.10	比較案 2	4-24
4.6.11	南部ナクルア地区の排水方式	4-24
4.6.12	雨水排水概略施模規模(中央パタヤ地区、比較案1)	4-25
4.6.13	“ “ (中央パタヤ地区、比較案2)	4-26
4.6.14	“ “ (南部ナクルア地区)	4-27
4.6.15	計画雨水排水系統図	4-30
4.7.1	積算フロー	4-31
4.7.2	地区別用地単価	4-34
4.7.3	雨水排水システムの維持管理体制	4-35
4.8.1	チャイモンコン寺院周辺の浸水地区と浸水緊急対策	4-37



**LEGEND**

FACILITY	PHASE I	PHASE II
OPEN CHANNEL		
BOX CULVERT		
SPILLWAY		
PONDING AREA		
EXISTING DRAINAGE FACILITIES		



LEGEND

FACILITY	PHASE I	PHASE II
OPEN CHANNEL	—	- - -
BOX CULVERT	■	□
SPILLWAY	■	□
PONDING AREA	●	⊘
EXISTING DRAINAGE FACILITIES		□

雨水排水概要図



# 第4章 雨水排水計画

## 4.1 概要

### 4.1.1 計画基本方針

適当な雨水排水施設は、道路の冠水や家屋の侵水等による被害を未然に防止し、土地の有効利用を促進するという観点から、都市基盤のひとつとして必要不可欠なものと考えられる。

マスタープラン段階での雨水排水計画では、農地排水、すなわち、バタヤ地区南部の水田地帯やスワンプ地帯等の排水と、都市排水、すなわち、開発地区内の排水とを同一レベルで考え、かつ、ボンディング効果を考慮しない計画であった。その結果、雨水排水施設規模がかなり大きなものとなり、経済的にも Phase 1 全基盤事業建設費に対し約 7% のウェートを占めていた。

しかし、今回の現地調査の結果、バタヤ地区南部の水田地帯や背面道路東側のスワンプ地帯が地形的に自然雨水調整池としての役割を果たしており、下流側への一時的で、かつ、多量の雨水流出を防いでいることが判明した。

したがって、本フィジビリティスタディーでは、水田地帯やスワンプ地帯の雨水調整効果（ボンディング効果）を考慮し、開発地区内への雨水流入量のピークカットを計り、経済的で、かつ、機能的な雨水排水施設を計画するものとした。

本フィジビリティスタディーにおける計画対象区域は、排水施設の現況や洪水による被害状況等の現地調査結果に基き、以下の区域に限定した。

- 一 開発計画に伴い、新しい排水施設が必要となる区域。
- 一 開発計画に伴い、既設排水施設の改修が必要となる区域。
- 一 過去に洪水による被害があった区域。

中央バタヤ及び南部ナクルア地区が上記区域に該当する。（雨水排水概要図参照）

### 4.1.2 計画雨水排水方式

#### (a) 中央バタヤ地区

中央バタヤ地区の雨水排水方式に関しては、以下の 2 案の比較検討を行なった。

##### 1) 比較案 1：一括排水案

この案は中央バタヤ地区の雨水を一括してバタヤ川に導くものである。各ブロックの雨水は、途中、背面道路東側のスワンプ地帯及び地区南部の水田地帯でボンディングされた後、余水吐、函渠、開水路を経て海へ流出する。

##### 2) 比較案 2：分水排水案（ショートカット案）

この案は、中央バタヤ地区の雨水を内陸道路を堺として分水排水するものである。内陸道路南側の雨水は比較案 1 と同様の方法で、また、内陸道路北側の雨水は、開水路、函渠（背面道路、湾岸道路間約 500 m）を経て海へ流出する。

本フィジビリティスタディーでは、以下の理由から中央パタヤ地区の雨水排水方式として比較案1を採用した。

- － 比較案2においては、内陸道路北側の雨水がポンディングされずに直接海へ放流されるため、濁水による海域への影響が極めて大きい。  
また、放流先が海水浴場地域にあることから、遊泳客に対するサービス面での問題が残る。
- － 背面道路から湾岸道路間約500mの函渠の維持管理には、かなりの手間と時間が必要となる。

#### (b) 南部ナクラ地区

一方、ナクラ地区においては、ナクラニュータウンA地区内の新設排水路、函渠、湾岸道路から海岸までの既設排水路からなる雨水排水方式を採用した。

### 4.1.3. 建設費

中央パタヤ及び南部ナクラ地区における雨水排水施設 Phase I 建設費は以下の通りである。

表4.1.1 雨水排水施設 Phase I 建設費

Area	Construction cost	Land cost	Total
	(1,000 B)	(1,000 B)	(1,000 B)
Central Pattaya	15,393	17,137	32,530
Southern Na Klua	7,547	1,306	8,853
Total	22,940	18,443	41,383

本フィジビリティスタディーにおける Phase I 建設費(用地費を含む)、4,138万パーツは、マスタープラン段階での算定値6,200万パーツに対し約67%の割合となった。

## 4.2 現地調査

1978年から約1ヶ月間、下記の目的で調査団による現地調査が行われた。

- － 雨水排水施設の現況と問題点の把握 : (1)
- － 土質調査 : (2)
- － 測量調査 : (3)
- － その他雨水排水計画のために必要な資料の収集 : (4)

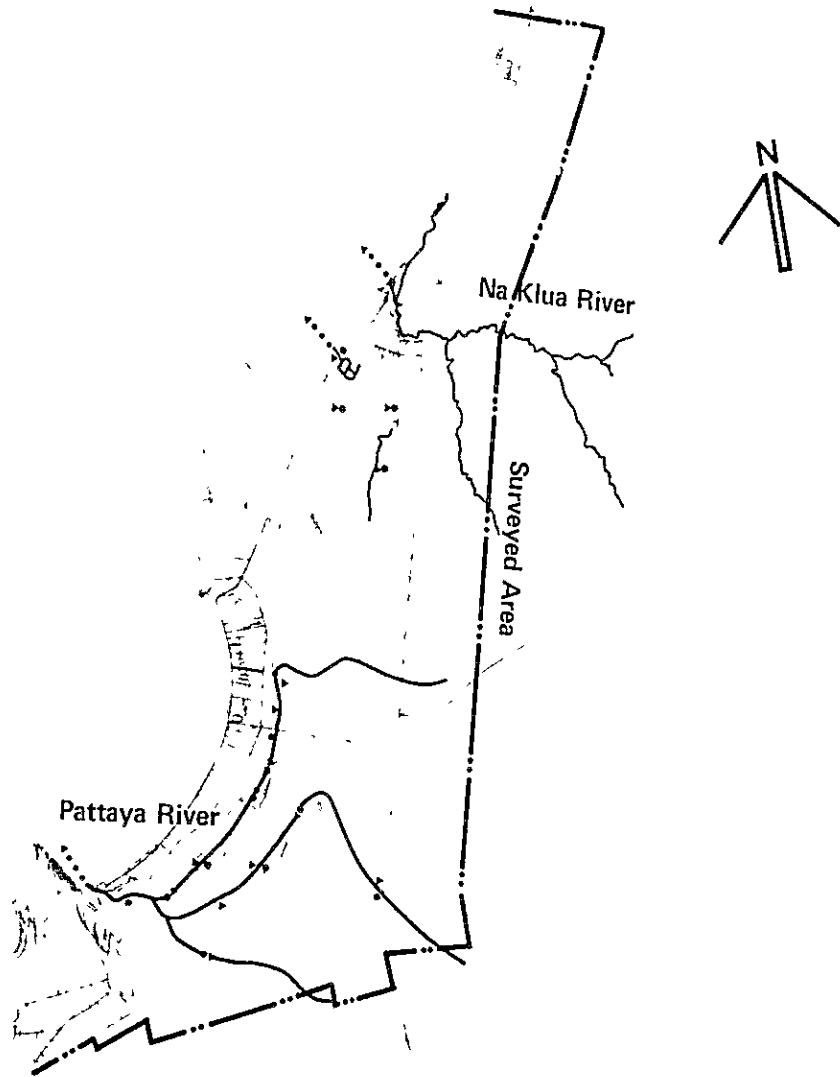
以下、各項目についての概要を記すが項目(1)は次節で述べるため、ここでは省略する。

### 4.2.1. 土質調査

調査団は、雨水排水構造物の基礎調査及び雨水流出率の推定を目的としてハンドオガーやボーリングマシンによるボーリング調査と現場透水試験を行なった。調査地点は図4.2.1に示すとおりである。



図 4 . 2 . 1 土質及び測量調査位置図



LEGEND

- SURVEYED AREA FOR DRAINAGE PLAN
- TOPOGRAPHIC SURVEYING POINT
- BORING POINT
- EXISTING RIVER AND OPEN CHANNEL



## (a) 土 質

### 1) バタヤ地区

バタヤ地区は、表土以下5～10m付近までは、全般的に良く締まったN値が10～50程度の砂質土層（砂、シルト質砂、粘土質砂）から構成されている。透水係数は比較的高く $10^{-2} \sim 10^{-5}$  m/sec の範囲で確認された。

以上のように、本地区は透水性の良い砂質土層で構成されていることから次の事が推定される。

- 本地区の土質は余水吐や函渠等の排水構造物の基礎地盤として十分な強度を有している。
- 開発地区や舗装部分を除く地域の雨水流出率はかなり低い値となる。

砂質土層の下部は非常に密で堅固な粘性土となっている。

### 2) ナクルア地区

ナクルア地区の土質はバタヤ地区とほぼ同様の構成となっている。

## (b) 地下水位

バタヤ・ナクルア両地区の地下水位は、ボーリング孔と既設井戸水位から推定された。地下水位は雨期、乾期では変化するが、比較的高く、地表面下0.30m～2.0mの範囲にある。

### 4.2.2. 測 量 調 査

調査団は、既設雨水排水施設や現況河川の流下能力を把握する目的で、既設排水路主要地点での横断測量及び函渠の断面調査を行った。

調査地点は図4.2.1を、詳細は別冊資料編を参照されたい。

### 4.2.3. 収集されたその他の資料

#### — 降雨資料

バンブラ及びマブプラチャン貯水池地点での1年間の日降雨量データ。

#### — 排水路や水門等の工事中材料単価。

### 4.3 雨水排水施設の現況と問題点

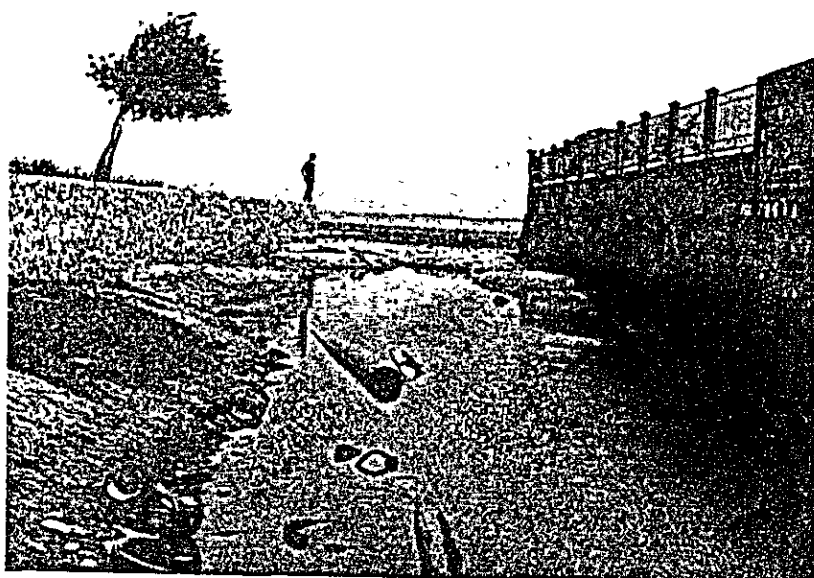
前節の現地調査と平行して、調査団は踏査や地域住民へのインタビューを通して雨水排水施設の現況及び問題点の調査を行った。調査範囲及び現況排水系統は図4.3.1に示すとおりである。

#### 4.3.1. 雨水排水施設の現況

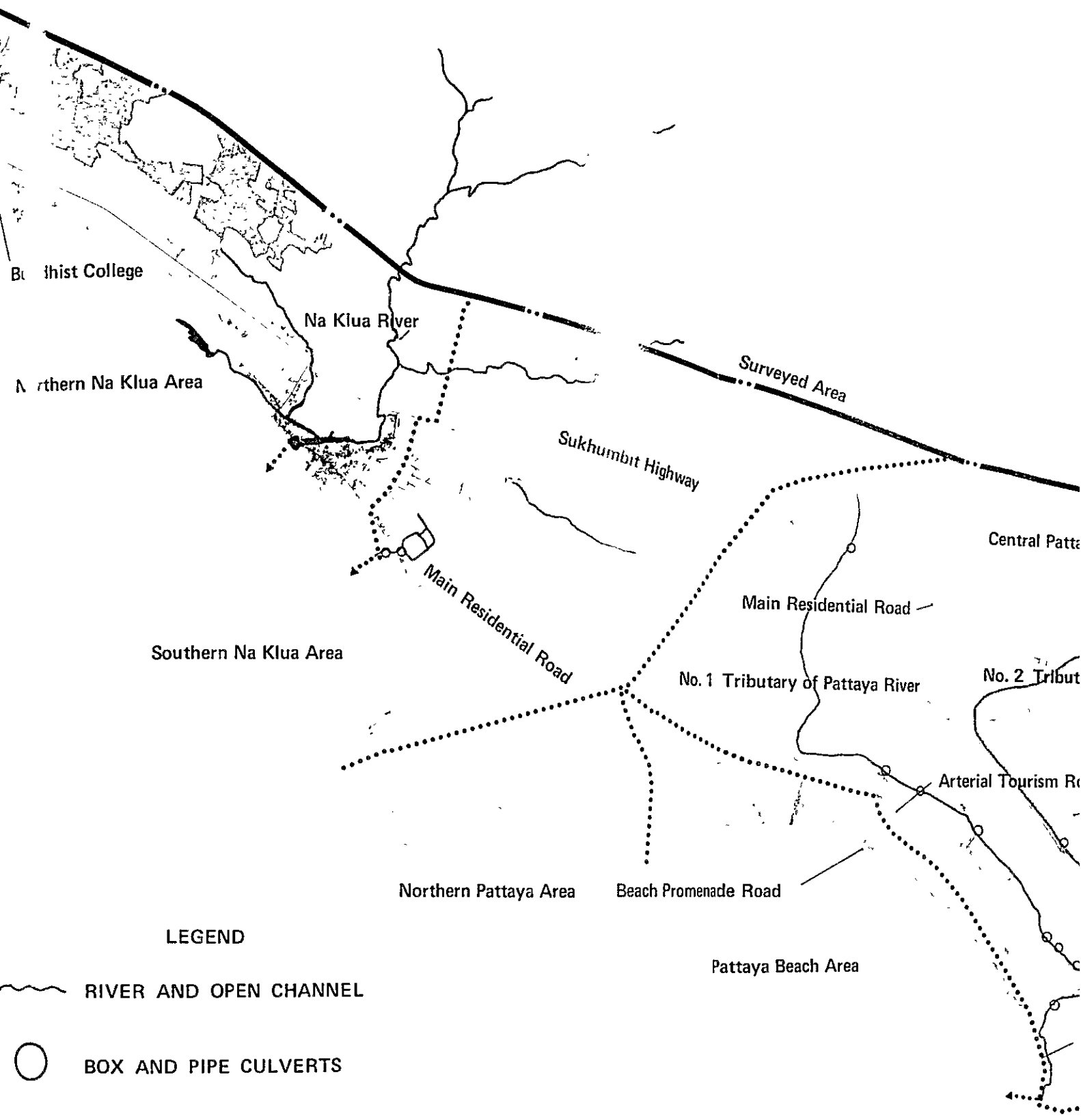
##### (a) 排水の現況

##### 1) 中央パタヤ地区（計画排水区域）

- 地区内の雨水は3系統の水路に分かれて流出している。第1水系は北部 - ユウウンの北側を通り、背面道路と平行している池やスワンプからなる水路を経て第2、第3水系と合流し、パタヤ川河口へと流下する。（図4.3.1.参照）
- 第2、第3水系内の水田地帯は地形的に自然雨水調整地としての役割を果たしている。
- 強降雨時、背面道路東側のスワンプ周辺地区に洪水があった。この原因は民間土地開発業者が家屋や道路建設の際に水路を埋めて土地造成を行ったためと考えられる。



ナクルア南地区の既設雨水排水路



**LEGEND**

 RIVER AND OPEN CHANNEL

 BOX AND PIPE CULVERTS

 WATERSHED

 RICE FIELD

 SWAMP AREA

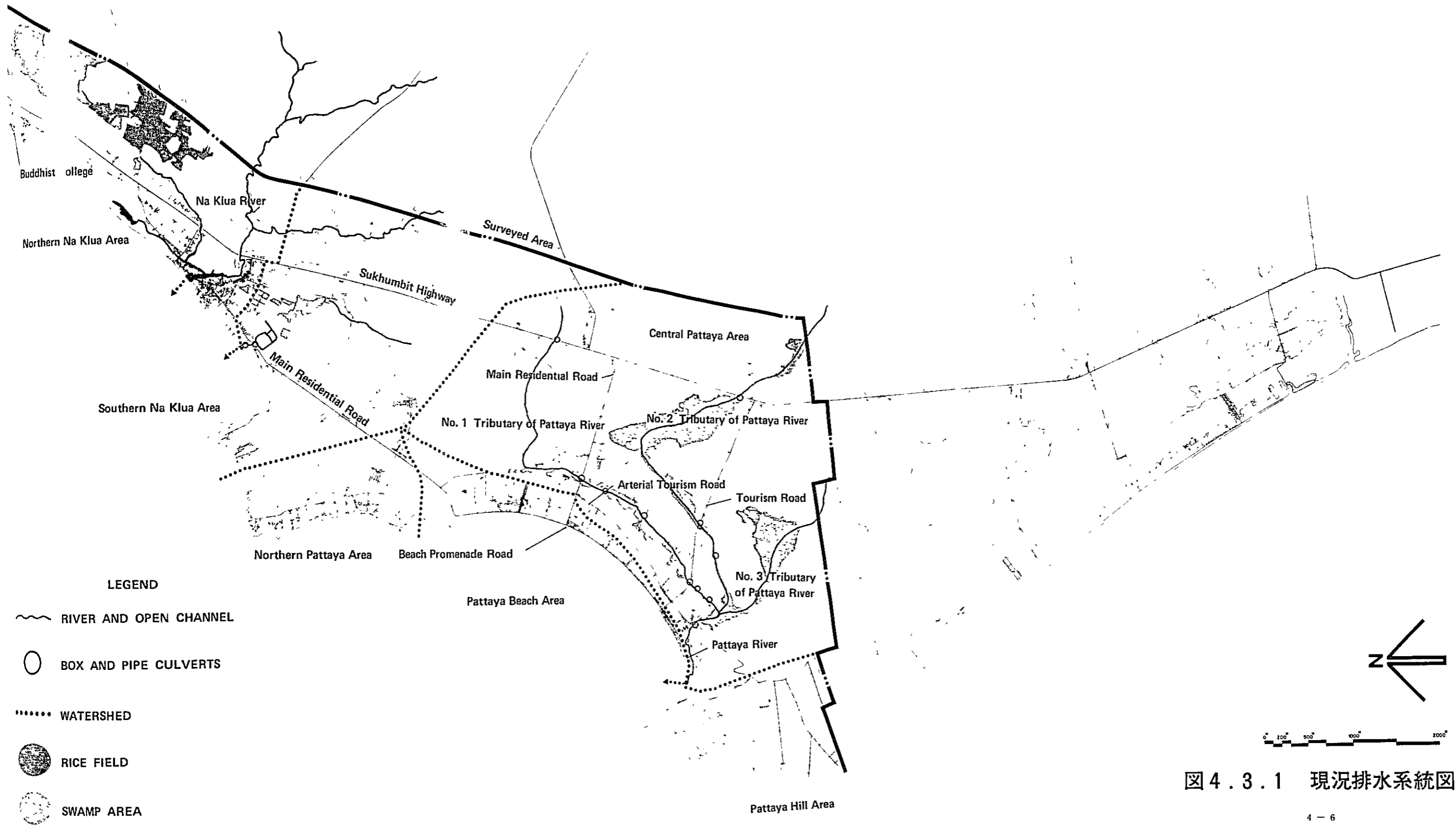
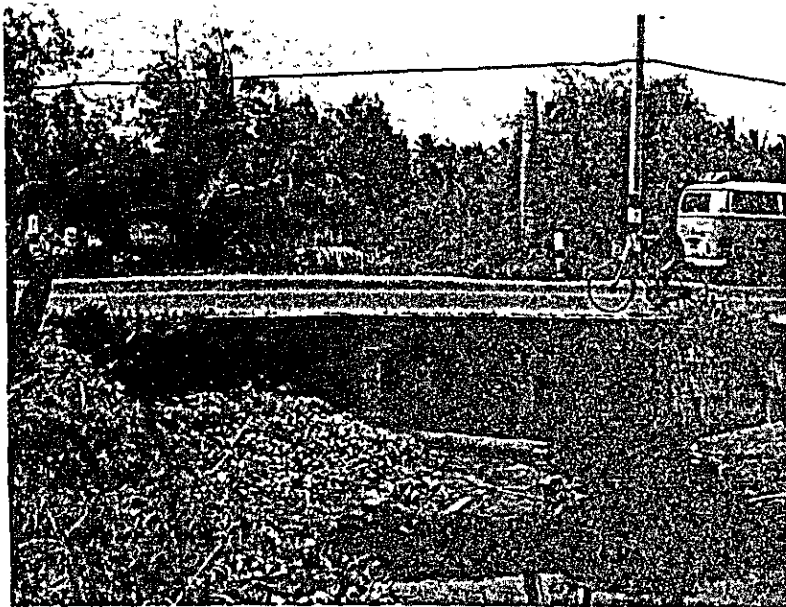
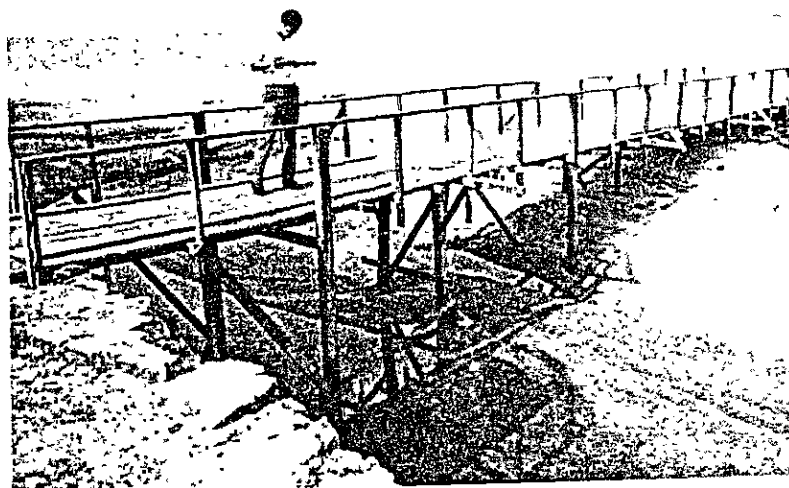


図 4.3.1 現況排水系統図



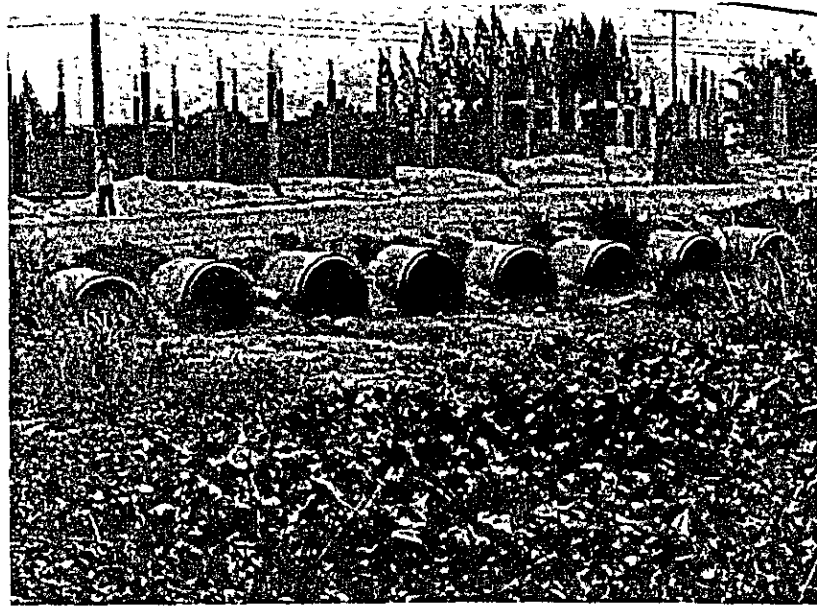


ナクルア南地区の既設ボックス・カルバート



パタヤ川の河口部の現況





パタヤ地区の既設パイプ・カルバート

2) パタヤヒル及び北部パタヤ地区

雨水は西斜面沿いに流下し、直接海へ流出している。

3) パタヤ海岸地区

強降雨時、地区内の雨水のほとんどは湾岸道路の路面及び歩道下部に設けられた排水管を  
通って海へ流出し、残りの雨水は低地に湛水している。しかし、地形条件から、現在まで洪水  
による大きな被害は生じていない。

4) 南部ナクルア地区（計画排水区域）

- － スクンビット道路と内陸道路間の雨水は、地区北部のスワンプ地帯に湛水した後、  
函渠、開水路を経て海へ流出している。湾岸道路から海岸までの既設排水路は十  
分な流水断面を有しているため、ナクルアニュータウン開発後も利用可能である。
- － ナクルア地区北部のスワンプ地帯では、現在、急速な勢いで埋立造成が行われて  
いる。しかし、これらの宅地においては、機能的な排水システムが全く考慮され  
ていない。

5) 北部ナクルア地区

- － 地区南部の商店街には、道路側溝が整備されているため、現在までに道路の冠水  
等は生じていない。これらの排水施設はナクルア衛生地区の管理下にあるが、十  
分な維持管理は行われていないようである。
- － スクンビット道路の西側及び東側の雨水は、それぞれ、海、ナクルア川へ流出し  
ている。

## (b) 河川の現況

### 1) バタヤ川

バタヤ川の集水区域は背面道路の東側に広い範囲で分布しており、その集水面積は約1,500 haである。

バタヤ川水系は、図 4.3.1 に示すように3つの水系に分けられる。第1水系は、山地部、沢部、スワンプ地帯よりなっている。雨水は山地部、沢部を経て背面道路東側のスワンプ地帯に導かれる。このスワンプ地帯では現在無計画な埋立宅造が行われており、水路の流下能力を著しく低下させている。洪水による被害がスワンプ周辺地区にたびたび生じているのは、この無計画な埋立宅造に起因しているものと判断される。

第2水系及び第3水系は、山地部、沢部、水田地帯、天然水路よりなっている。雨水は山地部、沢部を経て水田地帯にポンディングされる。これらの水田地帯は地形的に自然雨水調整地としての役割をはたしており、下流側への一時的で、かつ、多量な雨水流出を防いでいる。

第2、第3水系の合流点からダウンタウン河口部までの水路は、複雑に蛇行しており、巾員が3 m以下の所もある。また、水路途中に設けられた函渠は流水断面が不足しているので、開発後の雨水ピーク流出量に対処可能なように改修が必要である。河口付近のあるホテルは水路を観賞池として利用するため堰を設けている。この堰は排水上好ましくないようにみえるが、水理計算結果から判断すれば特に問題はない。

### 2) ナクルア川

ナクルア川の集水区域は、スクンビット道路の東側に広い範囲で分布しており、その集水面積は約9,600 haである。河川の改修はスクンビット道路横断部分で行われているのみで、他は自然のままの状態にある。ナクルア川の洪水に関する記録されたデータはないが、河口付近に長年生活している住民へのインタビューによれば、過去に1度氾濫があったとのことである。

この氾濫の原因は、河口部にあった木橋部分の水路断面が不足していたためと考えられる。現在、この木橋はコンクリート橋にかけかえられ、水路断面も拡幅されているので、今後、ナクルア川下流部における氾濫は殆んどないであろう。また、ナクルア川中流部においては、その地形から判断して氾濫の問題はない。

## 4.3.2. 問題点

排水施設の現況から判断して特に問題となるのは、中央バタヤ地区と南部ナクルア地区である。

### (a) 中央バタヤ地区

背面道路東側のスワンプ地帯では、現在、無計画な埋立宅造が行われており、天然水路の流下能力を著しく低下させている。このような無計画な埋立宅造が法規制を受けずに今後も続行されるならば、強降雨時、スワンプ周辺地区に大きな洪水被害をもたらすであろう。また、バタヤ川下流は蛇行が激しい上に、途中に設けられた函渠断面が小さかったり、部分的に狭搾部が存在するため、今後の流域開発を考えると改修が必要である。

(b) 南部ナクルア地区

南部ナクルア地区北部のスワンプ地帯では、現在、急速な勢いで埋立宅造が行われている。これらの宅地においては、計画的な排水システムが全く考慮されていないため、強降雨時、部分的な滞水や冠水等のおそれがある。

(c) 既設道路の側溝整備計画

上記2地区を含む基盤整備計画区域全体における問題としては、道路側溝の不備があげられよう。既設道路の側溝整備計画は、単に排水上の目的からばかりではなく、本観光開発計画と地域住民との融合という目的からも、本計画道路及び水路の建設と平行して押し進められるべきであろう。

## 4.4 雨水排水施設の効果

前節で述べた如く、当該地区の雨水排水現況は種々の問題点をかかえている。しかし、開発地区内を主体としてある程度の規模の恒久的な雨水排水施設を確立することによって、雨期の道路、街路及び建物回りの慢性的な浸水の解消や利用価値の低かった地区の有効利用化、さらには生産性の向上等の社会環境が改善され、ひいては地域住民の安定に結びつくであろう。また、本計画は観光開発に対する基盤整備事業のひとつとして地域住民の利益向上に大きく寄与するであろう。

## 4.5 基本計画

### 4.5.1 計画対象区域

当初、雨水排水計画対象区域は他の基礎整備計画調査区域と同様としたが、調査団による現地調査及び地域住民へのインタビュー調査の結果、バタヤ海岸沿いの地区及びナクラ川の沿川地区は洪水被害に対して問題ないことが判明した。

したがって、本フィジビリティスタディでは以下の地区についてのみ雨水排水計画を行うこととした。

- － 中央バタヤ地区 (A = 1,510 ha)
- － 南部ナクラ地区 (A = 262 ha)

### 4.5.2 計画上の基本方針

雨水排水計画にあたっての基本方針は以下の6項目である。計画フローは図4.5.1を参照されたい。

- － マスタープランの雨水排水計画の見直しを行う。  
マスタープラン段階での雨水排水計画は、基本的に利用可能な地区の有効土地利用を第一義と考え、開発地区の雨水排水(都市排水)と非開発地区の内土地利用されている地区に対する雨水排水(農地排水)とを同一レベルに取り扱って計画した。その結果、排水施設規模が増大し合理性を欠ききらいがあった。(Phase 1建設費は6,200万バーツと算定され、全基盤整備事業建設費の約7%を占めていた。)
- － 出来得る限り雨水排水計画規模の縮少を計る。  
当該地区は、現況はおろか将来の土地利用及び社会資本の状況を考慮したとしても、雨水排水事業独自で便益上のバランスを保つことは非常に困難であると想定されるため、出来得る限り施設規模の縮少を計る計画とする。
- － 現況地形及び将来の土地利用を考慮した計画とする。  
今回の調査団による現地踏査の結果、中央バタヤ地区では、背面道路東側のスワンプ地帯及び地区南部の水田地帯が常時低湿地になっていて、洪水時には自然雨水調整池として下流側の洪水被害を軽減する役割を演じていることが理解された。本地区の将来計画ではこれらの地区を池を主体とした中央公園及び一般水田地帯としての土地利用計画を行っている。もし、これらの地区に新たに整備された

幹線排水路を設けた場合、出水時間の短縮によるピーク流量の増加を招く結果、いたずらに排水施設規模が増大し、得策とはならない。したがって、本計画においては、中央パタヤ地区南部のスワンプ地帯及び水田地帯の雨水調整効果を重視し、これらの地区に限っては排水路を設けない計画とする。

一方、南部ナクラ地区においては、現在、湾岸道路下流側の排水路が整備されているのみであり、上流側には部分的な排水路しかない。本地区においては、ナクラニュータウンA及びBの建設が予定されているため、本計画においては、開発地区内に限って排水路計画を行うこととする。

なお、将来、社会情勢の変化に伴う土地利用の変化、時に現在、緑地帯として計画されている地区が宅地開発されるような事態が生じた場合には、当然のことながら、本計画そのものの見直しが必要となろう。

一 比較案としてのショートカット案を検討する。

前節で述べた如く、現在、背面道路東側のスワンプ地帯、特に北部地区は除々に天然水路が埋立てられており、洪水時に氾濫を起している。したがって、早急に無計画な開発に対して、何らかの法規制が必要となるが、万一、本地区の埋立宅造が継続される場合を想定し、比較案としてスワンプ上流区域の雨水をパタヤ流域の雨水と分離独立させ、背面道路及び湾岸道路間の函渠により海へ排水するショートカット案についての検討を行う。

一 観光開発に適合した計画とする。

本計画は土地住民の民生安定のみではなく、観光開発に対するひとつの重要な基盤整備事業である。したがって、施設計画に当っては、合理的であると同時に、自然環境やリゾート地帯の他の施設に悪影響を及ぼさないよう配慮する。

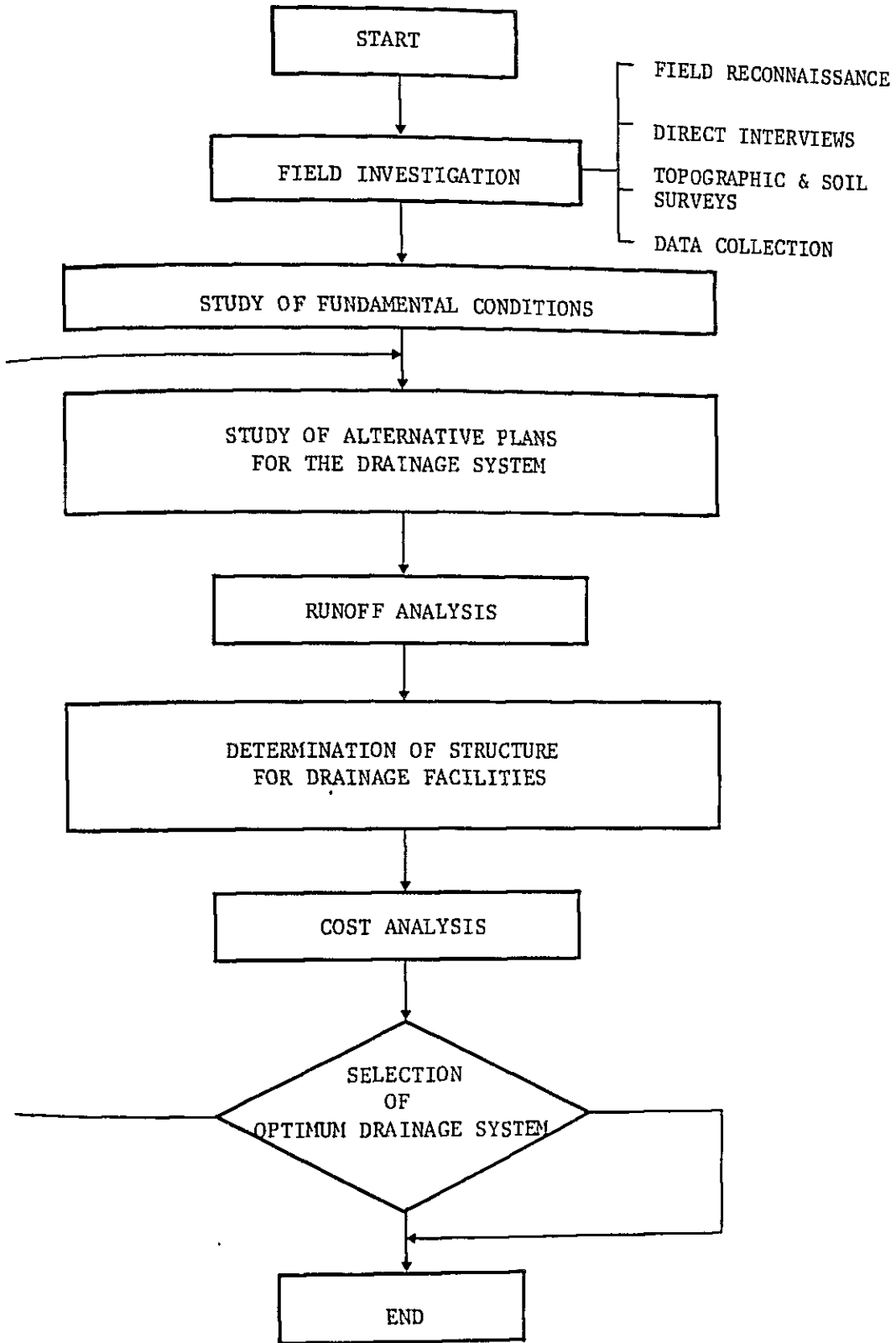
一 下水道施設との関連性

計画下水道施設は分流方式を採用しているため、雨水と汚水は個別に取り扱うこととする。

開発地区内の雨水は、道路側溝、小排水路を経て幹線排水路に導かれる。

一方、パタヤ処理場からの処理水は、処理水放流水路を経て、雨水幹線排水路に導かれる。放流処理水量は $0.17\text{m}^3/\text{sec}$ と極めて小さいため、雨水排水施設規模には殆んど影響がない。

図 4.5.1 雨水排水計画フローチャート



## 4.6 雨水排水方式の検討

### 4.6.1 設計条件及び計算手法

降雨解析、流出解析、施設計画に当っての設計条件及び計算手法は、水文気象データ、流域の地形・地質データ、関連文献等に基づいて以下のように設定する。

#### (a) 降雨解析

- 計画降雨確率年： 5年
- 計画降雨強度：

計画降雨強度は、マスタープラン段階で収集されたチョンブリ県の計画降雨強度曲線を使用し、以下のトルボット式により算出する。(図4.6.1、表4.6.1参照)

$$i = \frac{8.000}{t + 3.4}$$

ここに、 $i$  = 5年確率強雨強度 (mm/hour)

$t$  = 降雨継続時間 (min)

図4.6.1 チョンブリ県の降雨強度曲線

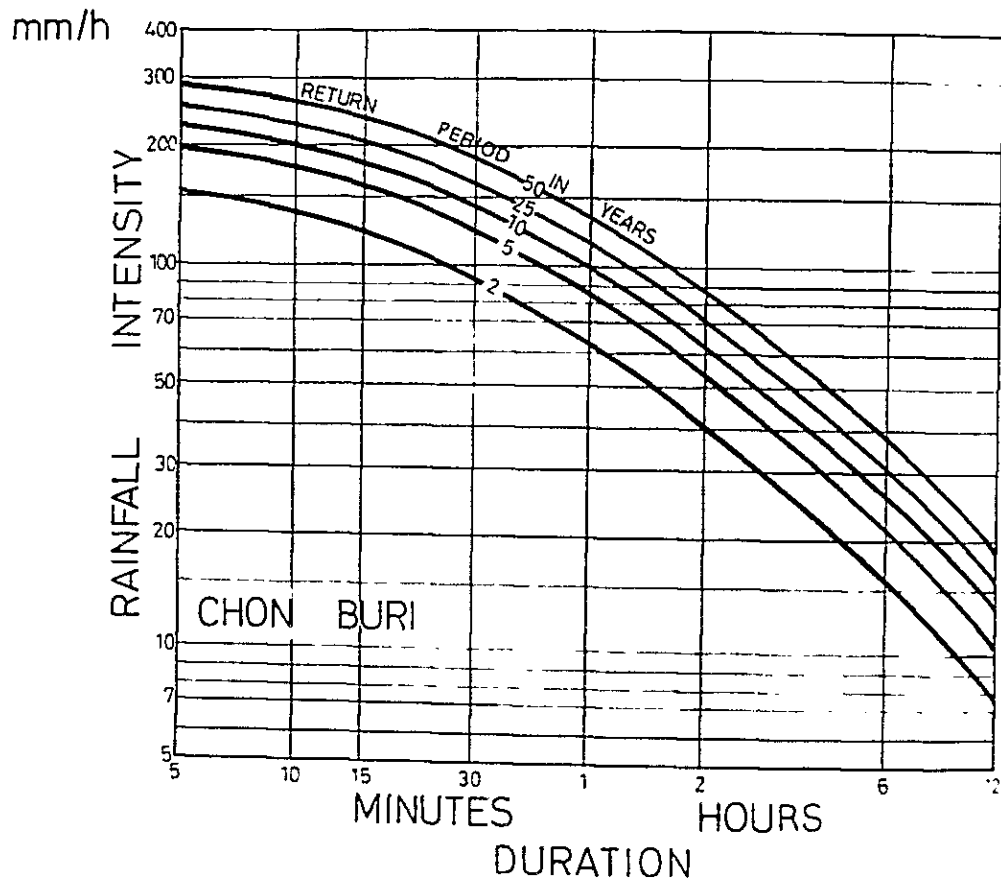


表 4.6.1 チョンブリ県の降雨強度

Duration of Rainfall (hr)	Rainfall Intensity (mm/h)
1/6	181.8
1/2	125.0
1	85.1
2	51.9
3	37.4
4	29.2
5	24.0
6	20.3
7	17.6
8	15.6
9	13.9
10	12.6
11	11.5
12	10.6

(b) 流出解析

— 雨水流出量： 合理式

$$Q = \frac{1}{360} \cdot c \cdot i \cdot a$$

ここに、 $Q$  = ピーク時最大流出量 ( $m^3/sec$ )

$c$  = 流出係数

$i$  = 流達時間内の平均降雨強度 ( $mm/h$ )

$a$  = 集水面積 ( $ha$ )

— 流出係数： 表 4.6.2 参照

表 4.6.2. 流出係数

Area	Runoff Coefficient "C"
Residential areas	0.50
Hotel areas	0.50
Rice fields	0.70
Other areas	0.20

— 流達時間： 図 4.6.2 参照

$$t = t_1 + t_2$$

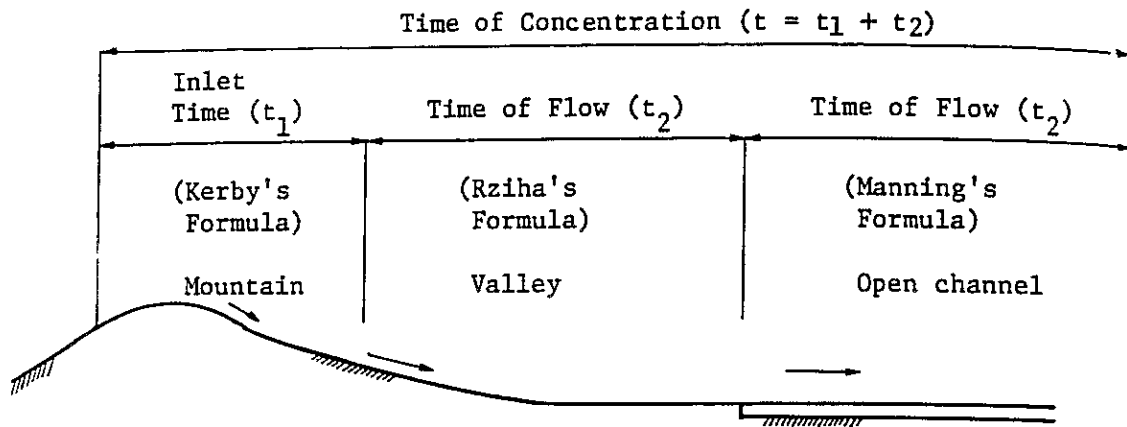
ここに、 $t$  = 流達時間 ( $min$ )

$t_1$  = 流入時間 ( $min$ )

$t_2$  = 流下時間 ( $min$ )



図 4.6.2 流達時間の計算



\* 流入時間：カーベイ公式

$$t_1 = \left( \frac{2}{3} \times 3.28 \ell \frac{n}{s} \right)$$

ここに、

$t_1$  = 流入時間 (min)

$\ell$  = 最遠点からの距離 (m)

$s$  = 地表勾配

$n$  = 遅滞係数 (0.02~0.80)

\* 流下時間：

沢部：ルチハ公式

$$t_2 = \frac{\ell}{w} \quad w = 2.0 \left( \frac{h}{\ell} \right)^{0.6}$$

ここに、

$t_2$  = 流下時間 (hr)

$\ell$  = 流入地点からの水平距離 (m)

$w$  = 流下速度 (m/sec)

$h$  = 流入地点との落差 (m)

開水路部：マニング公式

$$t_2 = \frac{\ell}{v} \quad v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに、

$t_2$  = 流下時間 (hr)

$\ell$  = 流入地点からの距離 (m)

$v$  = 流下速度 (m/sec)

$n$  = 粗度係数

$R$  = 径深 (m)

$$= \frac{\text{断面積 (m}^2\text{)}}{\text{潤辺 (m)}}$$

$I$  = 水面勾配

一 湛水時間：

調整池及び水田地帯における許容雨水湛水時間は16～24時間程度が一般的である。本フィジビリティスタディでは、将来における上流部の開発を考慮し、16時間として計画する。



ポンディングの計算手法及び計算例（パタヤ川第2水系内水田地帯）を図4.6.3、4.6.4、4.6.5、表4.6.3に示す。

(i) 現況のコンタからH-Vカーブを作成する。（図4.6.4参照）

(ii) 強降雨時における許容湛水位は常時湛水位から30cm以内とする。

図4.6.4における許容湛水量、すなわち、常時湛水位5.00mから許容湛水位5.30mまでの湛水量は136,000 m<sup>3</sup>である。（図4.6.4参照）

(iii) 集水面積、平均流出係数、流達時間より各時間毎の流入雨水量を計算する。

例えば、降雨開始8時間後及び16時間後の池への流入雨水量は、図4.6.5の  及び  の面積で与えられる。（図4.6.5、表4.6.3参照）

(iv) 表4.6.3の合計流入雨水量を時間毎にプロットすれば図4.6.6の流入雨水量カーブが得られる。

計画排水時間は、水中での稲の生存日数（1～2日）及び将来における上流地域の開発を考慮し、16時間とする。

16時間で池への流入雨水量を排水するものとし、かつ、湛水された雨水が平均的に流出するものとするれば、計画最大湛水量及び計画流出量はそれぞれ55,000 m<sup>3</sup>、3.0 m<sup>3</sup>/secとなる。

本フィジビリティスタディでは、流出部に余水吐を計画しているので、実際の流出量は時間的に曲線的な変化となるが、設計上、直線的に変化するものと考えても問題ない。（図4.6.6参照）

また、計画最大湛水量55,000 m<sup>3</sup>を湛水させた場合の湛水位は図4.6.4から5.13mとなる。

図 4.6.3 ポンディングの計算手法

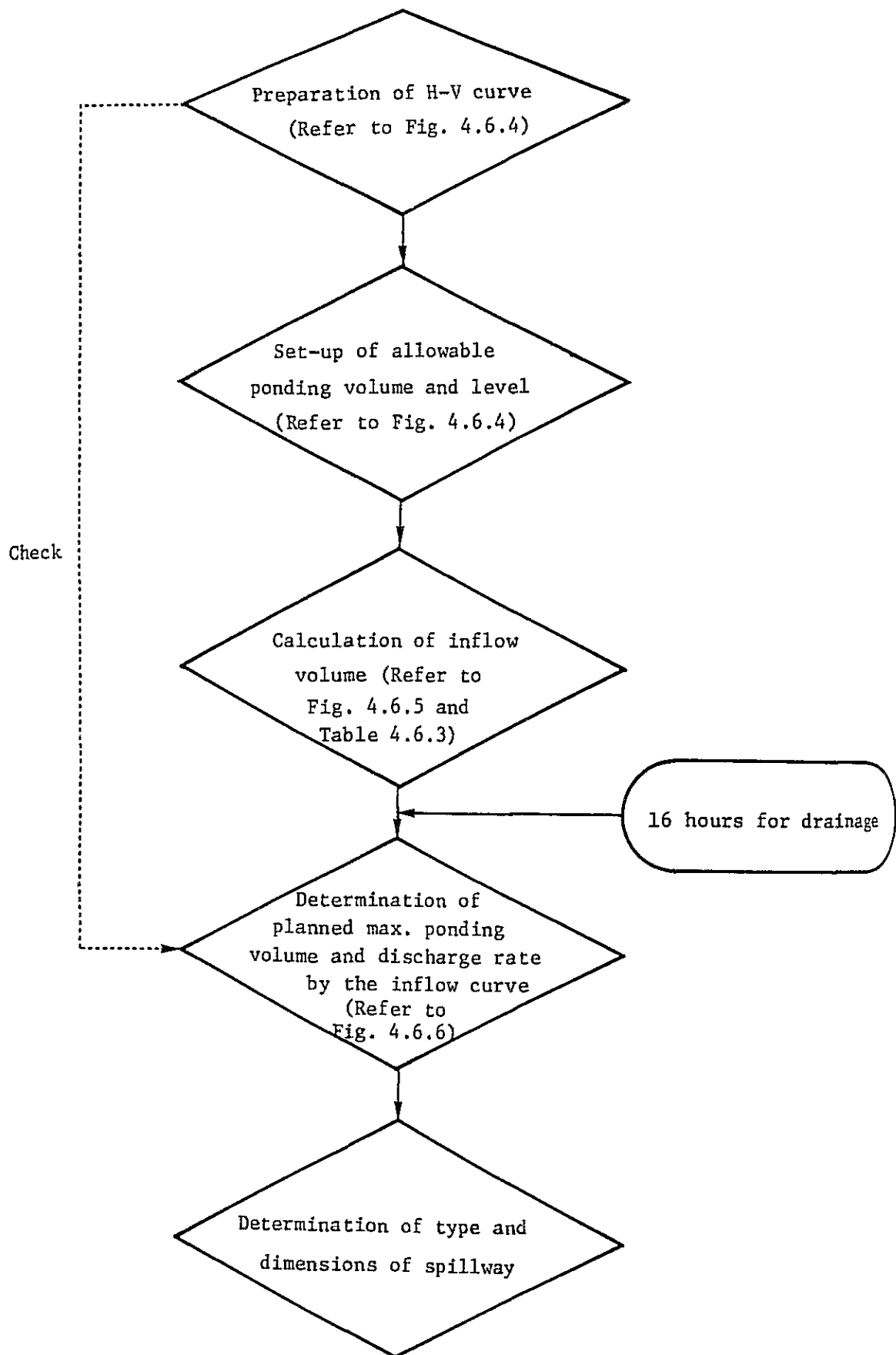


図 4.6.4 H-Vカーブの例  
 (Catchment area = 570ha,  
 Mean runoff coefficient = 0.27)

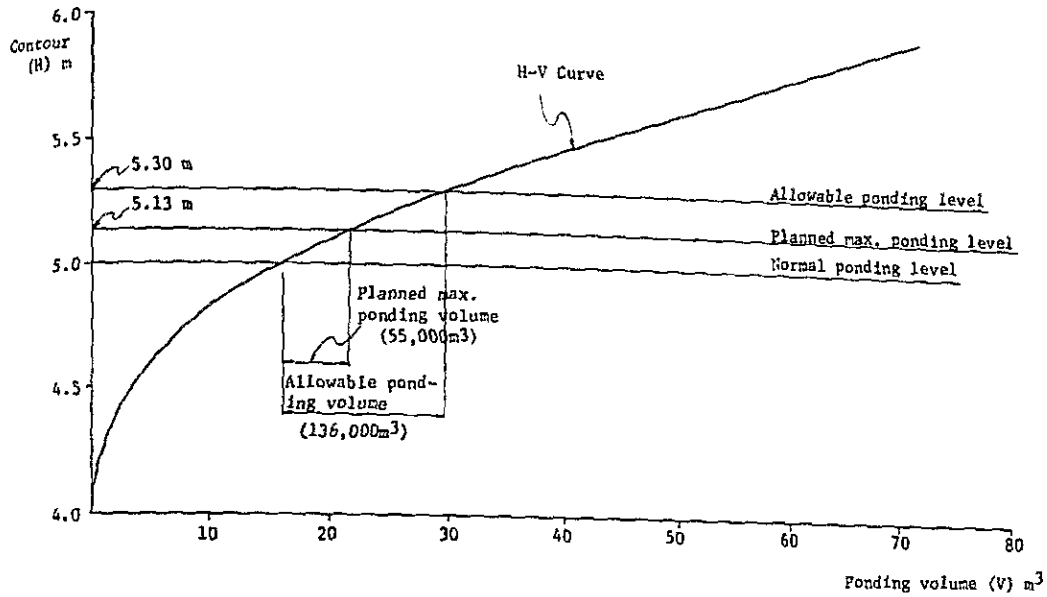


図 4.6.5 流入雨水量の計算例  
 (Catchment area = 570ha, Mean runoff coefficient = 0.27,  
 Time of concentration = 4.4hr)

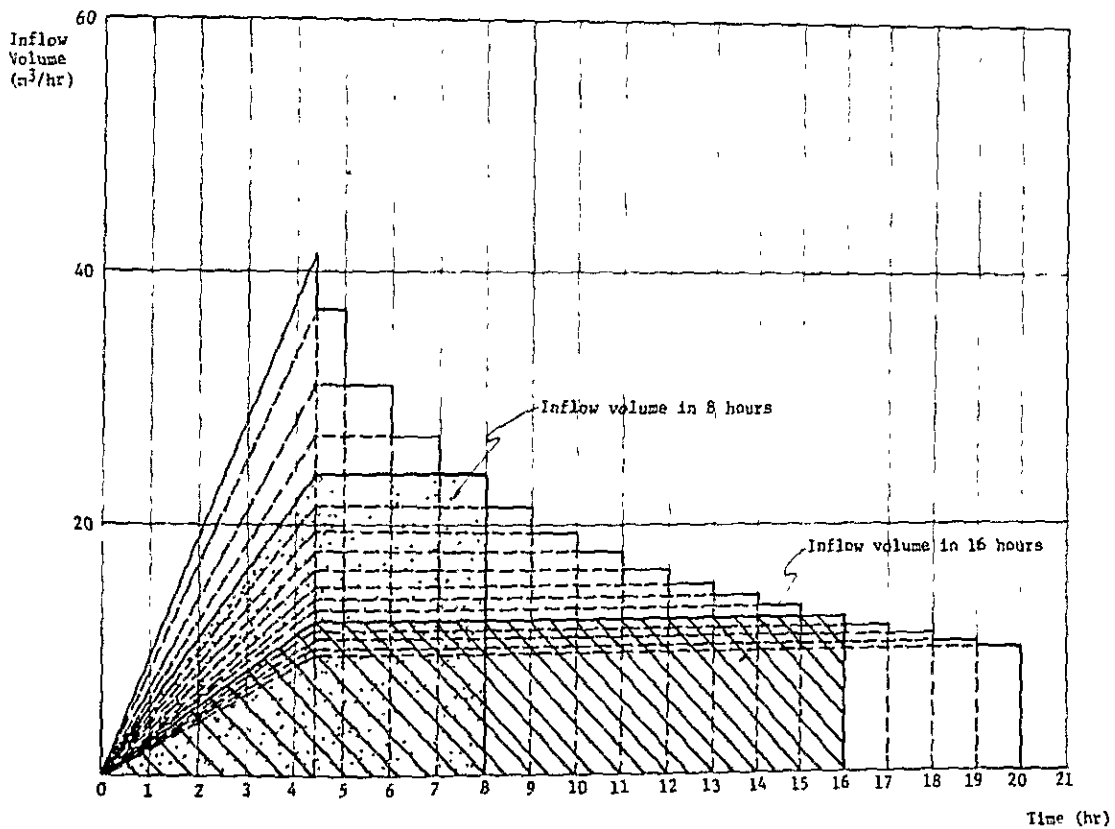


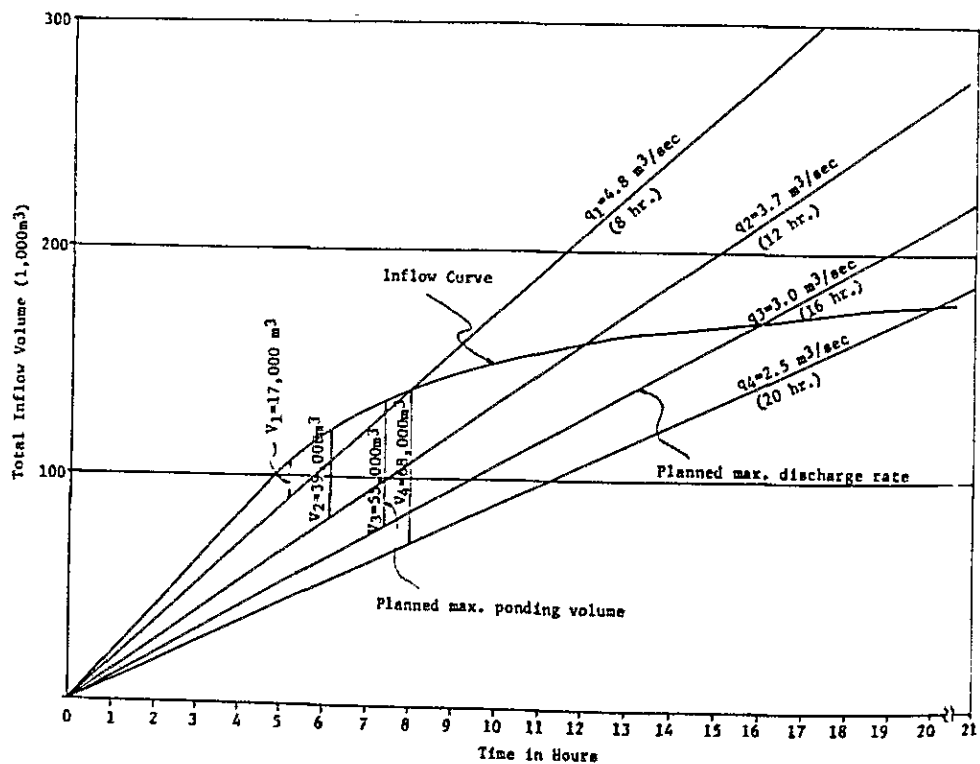
表 4.6.3 流入雨水量の計算例

area = 570 ha, Mean runoff coefficient = 0.27,  
Time of concentration = 4.4 hr)

Time (hr)	Average rainfall intensity ( $i_r$ mm/hr)	Rate of inflow ( $m^3/sec$ )	Rate of inflow ( $m^3/hr$ )	Total inflow volume ( $m^3$ )
0	0	0	0	0
4.4	26.8	11.46	41,256	90,800
5	24.0	10.26	36,936	103,400
6	20.3	8.68	31,248	118,700
7	17.6	7.52	27,072	129,900
8	15.6	6.67	24,012	139,300
9	13.9	5.94	21,384	145,400
10	12.6	5.39	19,404	151,400
11	11.5	4.92	17,712	155,900
12	10.6	4.53	16,308	159,800
13	9.8	4.19	15,084	162,900
14	9.2	3.93	14,748	166,900
15	8.6	3.68	13,248	169,600
16	8.0	3.42	12,312	169,900
17	7.6	3.25	11,700	173,200
18	7.2	3.08	11,088	175,200
19	6.8	2.91	10,476	176,000
20	6.5	2.78	10,008	178,100

図 4.6.6 計画最大湛水量と計画流出量の計算例

(Catchment area = 570ha, Mean runoff coefficient = 0.27  
Time of concentration = 4.4hr)



(c) 施 設 計 画

— 水路断面の検討： マニング公式

$$Q = A V \quad V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに、

Q = 雨水流出量 (m<sup>3</sup>/sec)

A = 水路有効断面積 (m<sup>2</sup>)

V = 流 速 (m/sec)

n、R、I : 4.6.1(b)参照

— 粗度係数：

水路の種類	粗度係数 "n"
コンクリート函渠	0.015
開水路	0.030

— 余水吐越流量の算定：

$$Q = 1.8 B h^{3/2}$$

ここに、

Q = 越流量 (m<sup>3</sup>/sec)

B = 余水吐幅 (m)

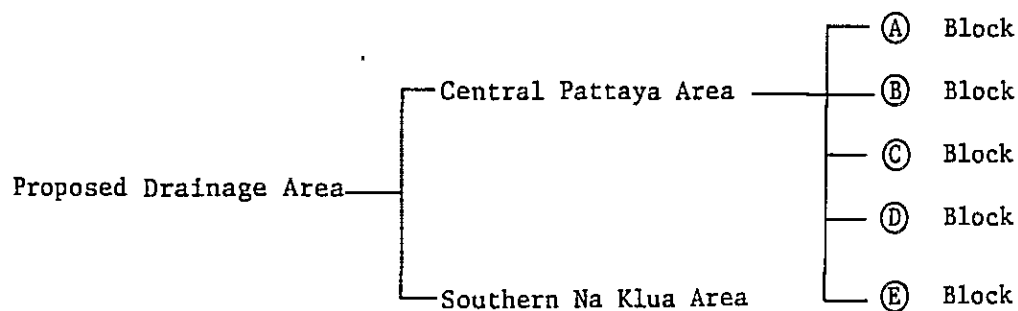
h = 越流水深 (m)

4.6.2. 計画排水区域

計画排水区域は、地形条件や開発計画等から図 4.6.7 のように分類される。

図 4.6.8 は、ブロック別の集水面積及び平均流出係数を示す。

図 4.6.7 計画排水区域



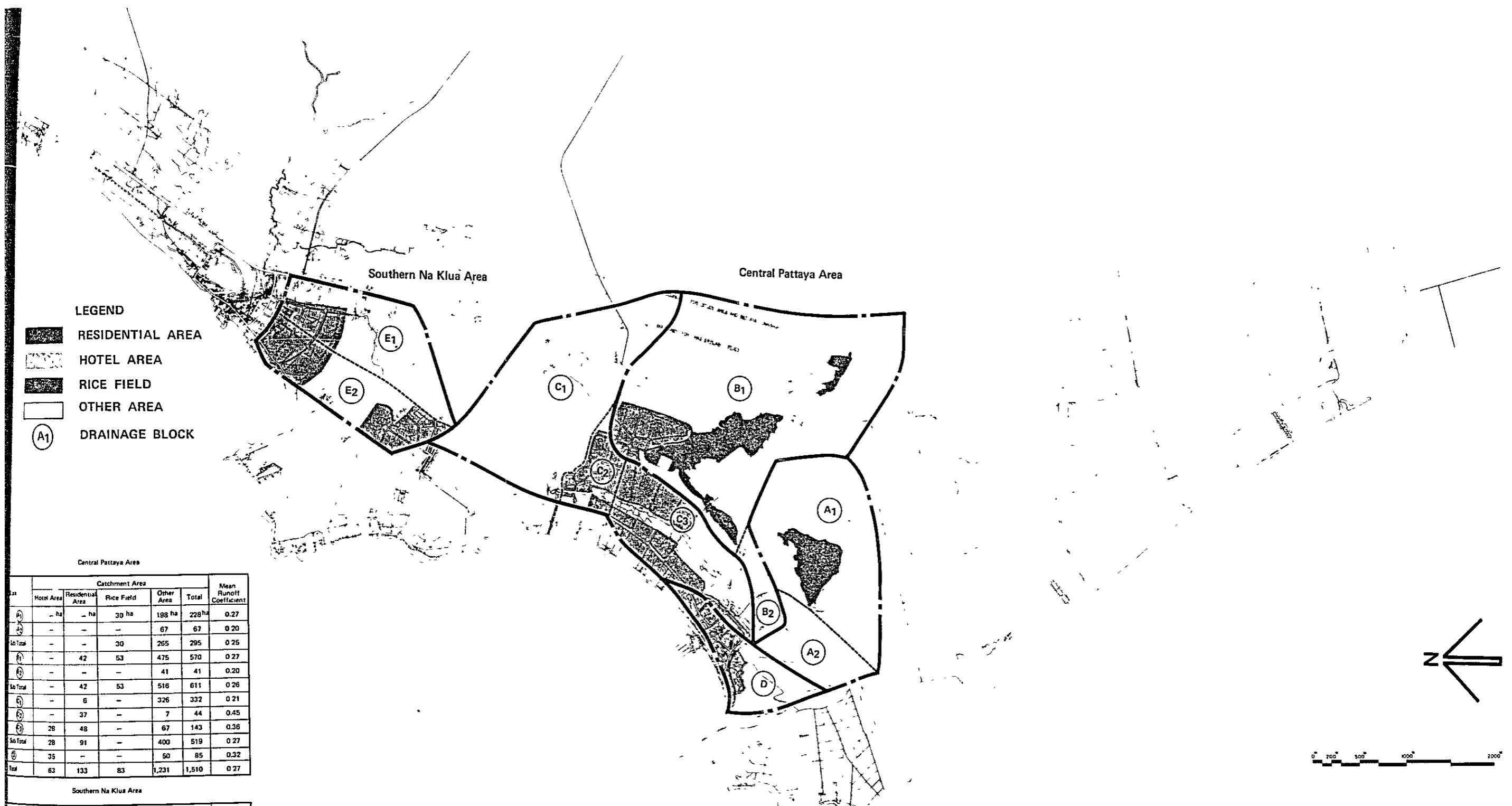
4.6.3. 雨水排水方式の比較案

(a) 中央パタヤ地区

1) 比較案 1： 一括排水案

この案は中央パタヤ地区の雨水を一括してパタヤ川に導くものである。

A<sub>1</sub>、B<sub>1</sub> ブロックの雨水は水田地区に、また、C<sub>1</sub>、C<sub>2</sub>、C<sub>3</sub> ブロックの雨水は C<sub>3</sub> ブロック内の調整池に、各々導かれ、ポンディングされる。ポンディングされた雨水は、余水吐開水路を経て A<sub>2</sub>、B<sub>2</sub>、D ブロックの雨水と合流し、海へ放流される。



**LEGEND**

- RESIDENTIAL AREA
- HOTEL AREA
- RICE FIELD
- OTHER AREA
- DRAINAGE BLOCK

Central Pattaya Area

Block	Catchment Area				Total	Mean Runoff Coefficient
	Hotel Area	Residential Area	Rice Field	Other Area		
A1	-	-	30	198	228	0.27
A2	-	-	-	67	67	0.20
Sub Total	-	-	30	265	295	0.25
B1	-	42	53	475	570	0.27
B2	-	-	-	41	41	0.20
Sub Total	-	42	53	516	611	0.26
C1	-	6	-	326	332	0.21
C2	-	37	-	7	44	0.45
C3	28	48	-	67	143	0.36
Sub Total	28	91	-	400	519	0.27
D	35	-	-	50	85	0.32
Total	63	133	83	1,231	1,510	0.27

Southern Na Klua Area

Block	Catchment Area				Total	Mean Runoff Coefficient
	Hotel Area	Residential Area	Rice Field	Other Area		
E1	-	27	-	113	140	0.26
E2	-	61	-	61	122	0.35
Total	-	88	-	174	262	0.30

図4.6.8 ブロック別集水面積及び平均流出係数



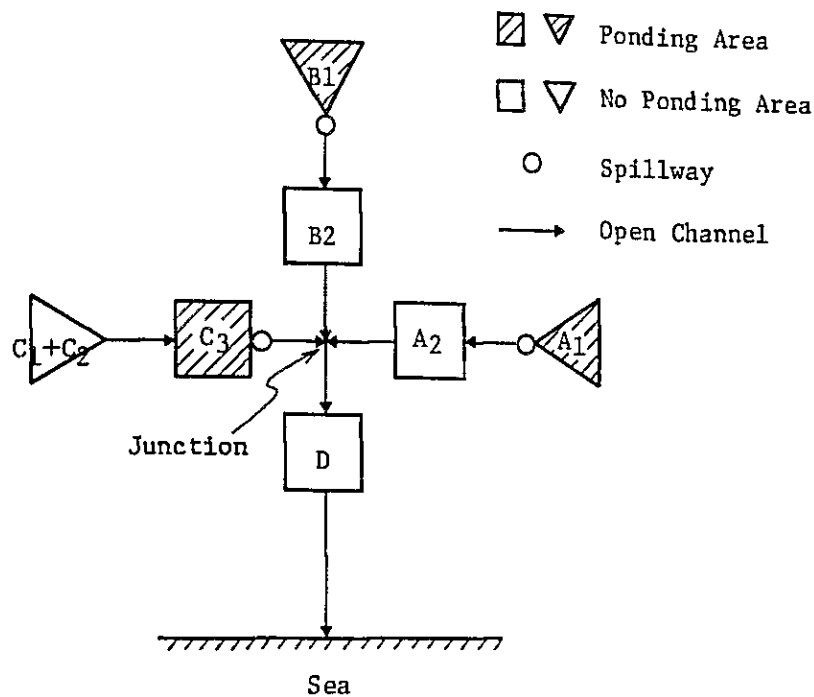


C<sub>3</sub> ブロック内の調整池は、雨水流出量調整の目的の他、観光地域と住宅地域の緩衝地として、また、観光客や地域住民の観賞池としても利用される。

また、パタヤ川下流部は以下の理由から、現況河川の線形及び断面を改修するものとする。

- 現況河川の蛇行が激しい。
- 現況河川途中の函渠断面が十分でない。
- 現況河川途中に部分的な狭窄部が存在する。

図 4.6.9 比較案 1



2) 比較案 2： 分水排水案 (ショートカット案)

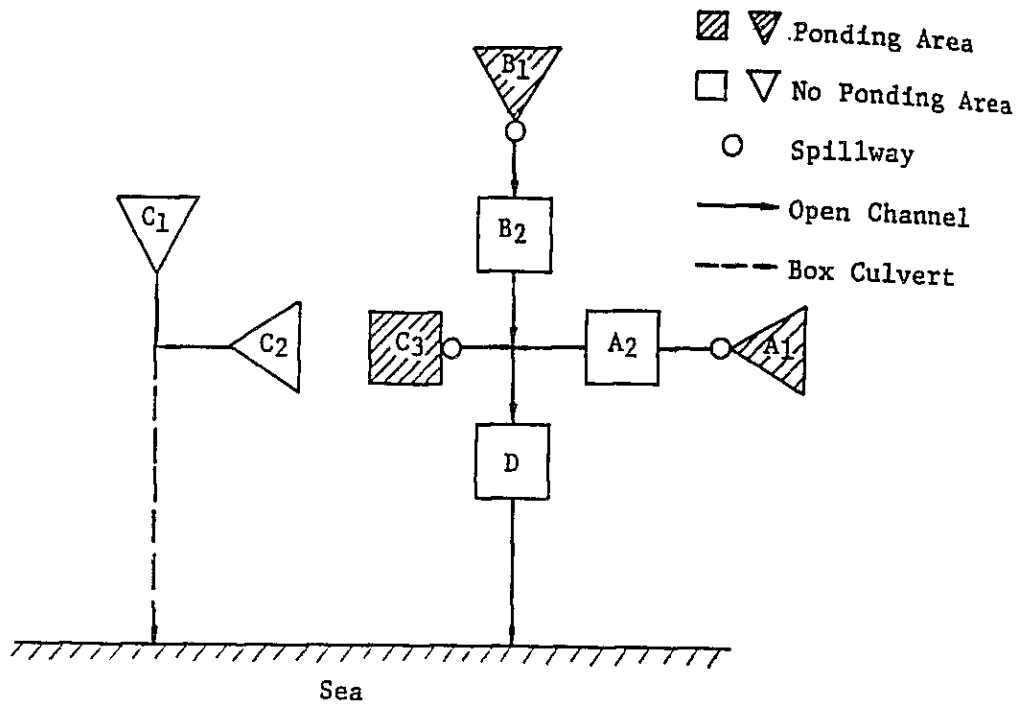
この案は中央パタヤ地区の雨水を内陸道路を堺として分水排水するものである。

内陸道路南側の雨水は比較案 1 と同様の経路で海へ放流される。

内陸道路北側の雨水、すなわち、C<sub>1</sub>、C<sub>2</sub> ブロックの雨水は開水路によって集水された後、背面道路から湾岸道路までの函渠を通して海へ排水される。

この函渠は約 500 m と長大なものとなる。これは現在、背面道路から湾岸道路間にホテルや商店等が密集し、開水路のための用地取得が困難と考えられるため、既設道路下部に函渠を埋設するものである。

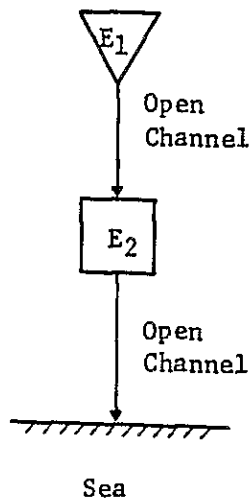
図 4.6.10 比較案 2



(b) 南部ナクルア地区

南部ナクルア地区の排水方式として考えられるのは、下図の方式のみである。  
 この方式は南部ナクルア地区の雨水を一括して海へ導くものである。  
 E<sub>1</sub> ブロックの雨水はナクルアニュータウン A 地区内の開水路に導かれた後、E<sub>2</sub> ブロック  
 の雨水と合流し、海へ放流される。湾岸道路から海までは既設排水路が利用される。

図 4.6.11 南部ナクルア地区の排水方式



4.6.4. 施設規模

中央パタヤ地区及び南部ナクルア地区の雨水排水概路施設規模は、図 4.6.12、4.6.13、  
 4.6.14 に示す通りである。

Fig. 4.6.12 Outline of Drainage Facilities (Central Pattaya Area, Alternative Plan I)

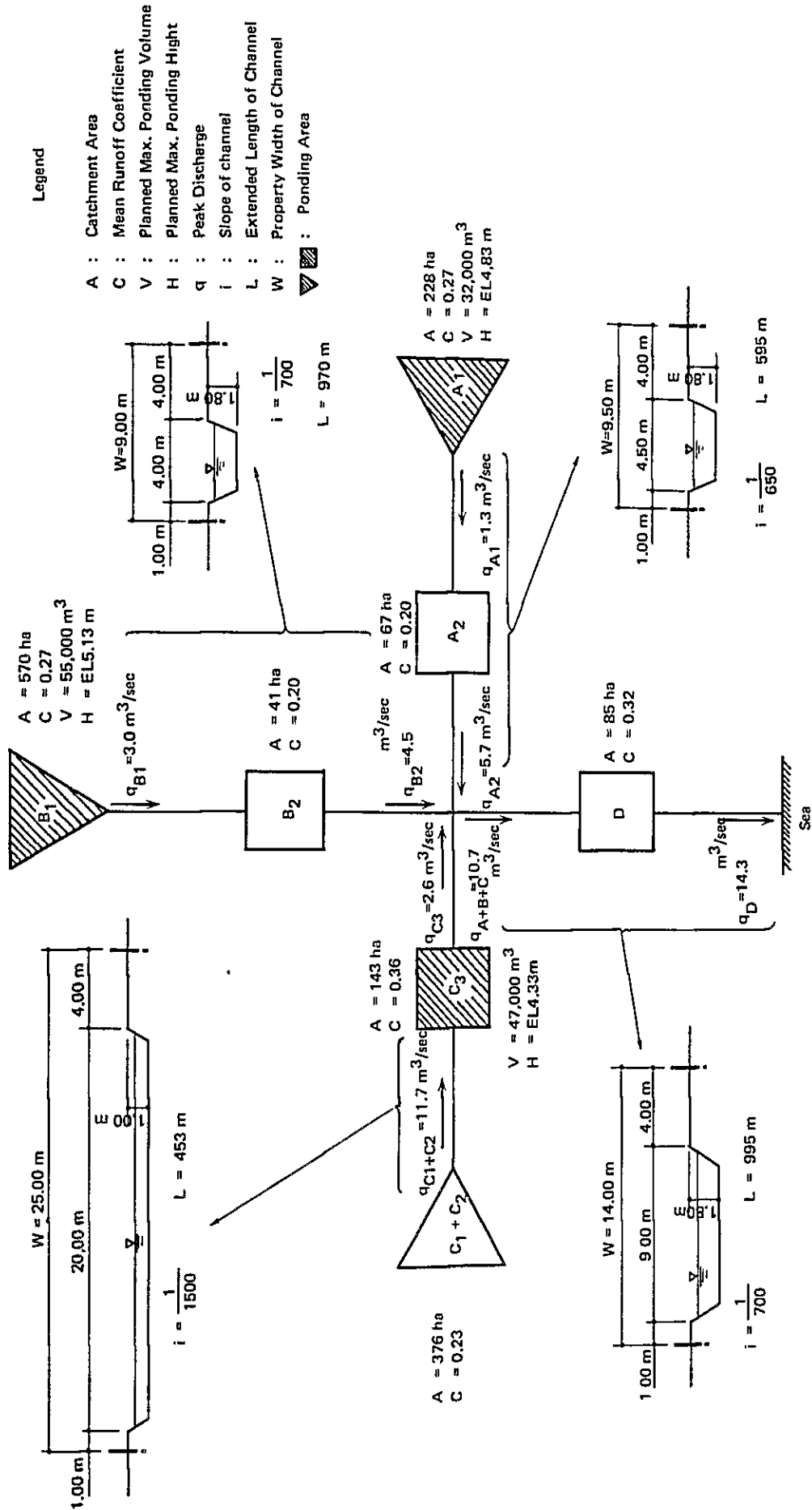


図 4 6 1 3 雨水排水概略施設規模 (中央パタヤ地区、比較案 2)

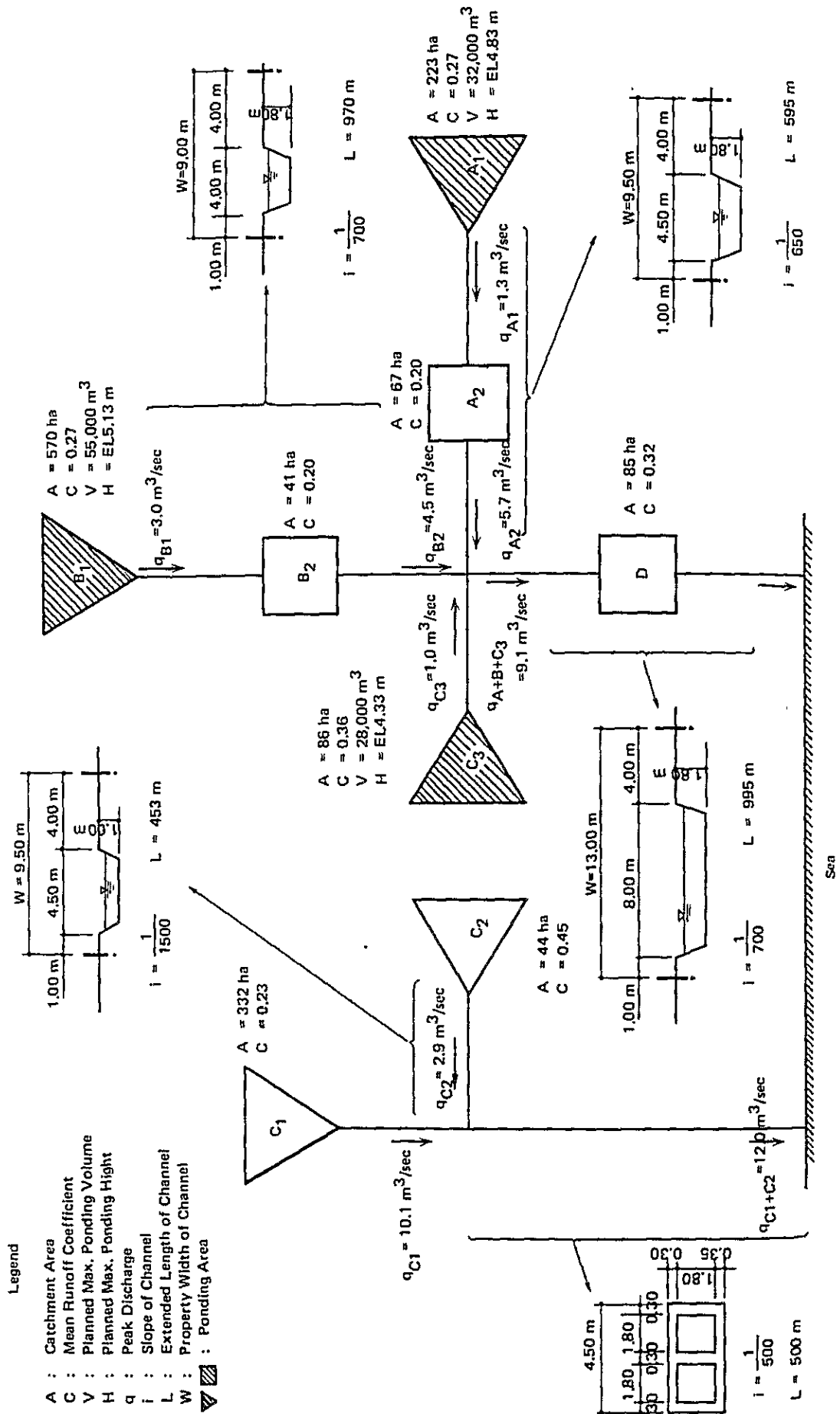
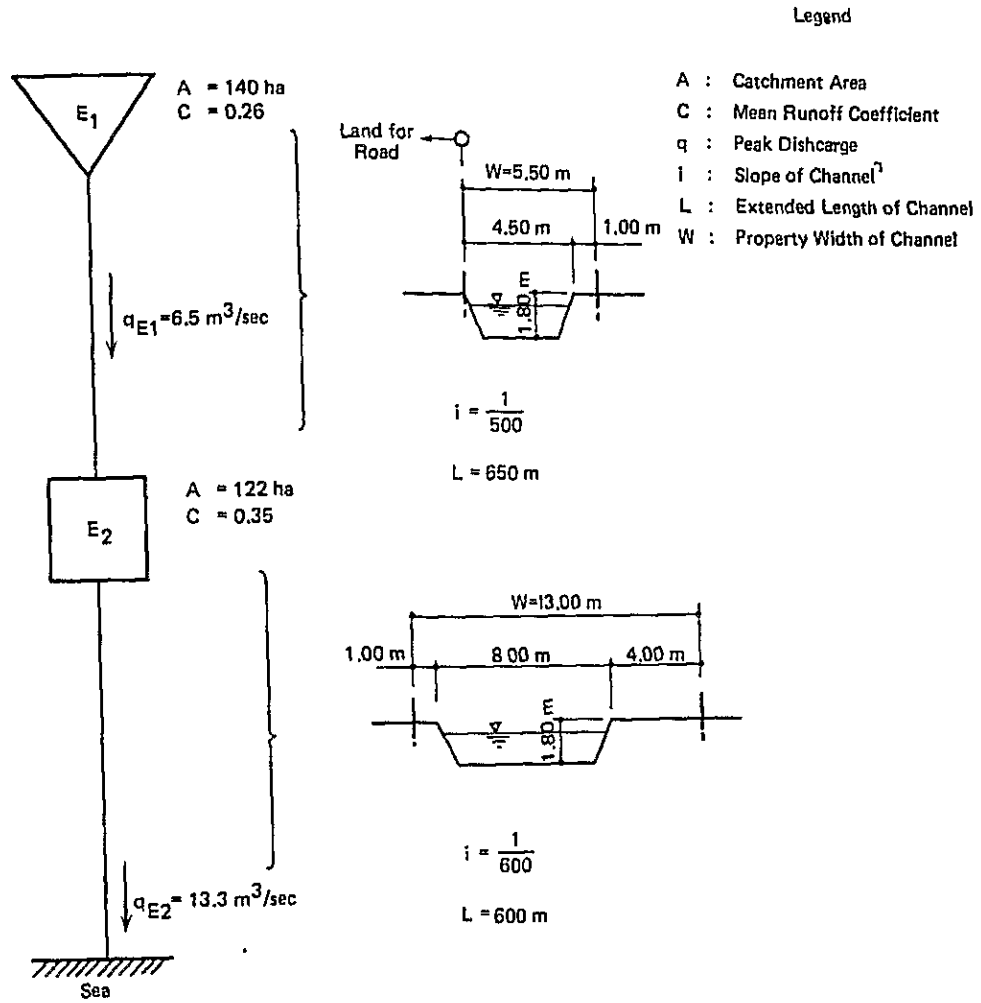


図 4. 6. 1 4 雨水排水概略施設規模 (南部ナクラア地区)

Klua Area)



#### 4.6.5. 最適雨水排水方式の選定

最適雨水排水方式の選定は中央パタヤ地区についてのみ行う。

##### (a) 比較

##### 1) 建設費

比較案1及び2の全体工事費は表4.6.4に示すとおりである。  
比較案2は比較案1に比べ、建設費で約25%割高となるが、全体工事費では両者の差はない。

表4.6.4 比較案別全体工事費

Item		Alternative Plan 1 (1,000 Baht)	Alternative Plan 2 (1,000 Baht)
Construction Costs	Main Open Channel	12,190	12,110
	Box Culvert	4,250	*1 9,980
	Spillway	700	660
	Branch Open Channel	4,270	4,270
	Land Grading of Regulating Pond	740	490
Sub-total		22,150 <sup>(100)</sup>	27,510 <sup>(124)</sup>
Land Costs		23,110	*2 19,420
Total		45,260 <sup>(100)</sup>	46,930 <sup>(103)</sup>

上表のうち、カルバートの建設費(※1)と用地費(※2)に両者の大きな差が生じているが、これは以下の理由からである。

※1 比較案2では用地的問題から、背面道路・湾岸道路区間に約500mの函集が必要である。

※2 比較案2では、雨水が分水排水されるため、調整地所要面積が比較案1に比べ少なくてすむ。

##### 2) 海域への影響

##### (1) 比較案1

A、B、Cブロックの雨水は、水田地帯や調整池内でポンディングされるため、雨水中の土砂がかなり除去される。したがって、濁水による海域への影響は比較案2に比べ極めて小さい。

##### (2) 比較案2

一 内陸道路南側の雨水、すなわち、A、B、C<sub>3</sub>ブロックの雨は、同上の理由から問題ない。

一 内陸道路北側の雨水、すなわち、C<sub>1</sub>、C<sub>2</sub>ブロックの雨水はポンディングされずに直接海へ放流されるため、濁水による海域への影響は極めて大きい。

また、放流先が海水浴場地域にあることから、遊泳客に対するサービス面での問題が残る。

### 3) 維持管理

#### (1) 比較案 1

- 一 排水施設の維持管理は水路の巡回パトロールに付随して行われる。
- 一 維持管理の内容は以下に示す通りである。
  - \* 開水路内の流木や障害物等の除去
  - \* カルバート内の堆積土砂の除去
  - \* 水路破損箇所の補修

#### (2) 比較案 2

- 一 排水施設の維持管理方法及び内容は比較案 1 と同様である。
- 一 背面道路から葦岸道路間の函渠は約 500 m と長大となるため、維持管理にはかなりの手間が必要となる。

#### (b) 選 定

上述の比較結果から明らかなように、比較案 1 は比較案 2 に比べ、経済、環境保全、維持管理上優れている。したがって、本フィジビリティ・スタディーでは、中央パタヤ地区の雨水排水方式として比較案 1 を採用する。

ただし、将来、計画調整池の所要用地取得が困難な場合、すなわち、背面道路東側のスワンプ地帯において現在のような無計画な埋立宅造が法的規制を受けずに続行された場合には、環境保全、維持管理上の問題は残るものの、比較案 2 がクローズアップされよう。

また、将来、パタヤ川下流において計画水路の所要用地取得が困難な場合には、将来の土地利用状況に見合った水路ルートを選定が必要であろう。

本フィジビリティ・スタディーでは、背面道路東側のスワンプ地帯を雨水調整池及び公園用地として土地利用計画しており、雨水調整池及び調整池末端部の余水吐は、掘削土量を最小限にするため、現況地盤高に基いて安全側に計画されている。しかし、将来、スワンプ地帯の土地有効利用として、公園用地を拡張し、調整池面積を縮小する方向で考える場合には、掘削土量は増大するが、表 4.6.5 に示す範囲で調整池面積及び余水吐仕様の変更が可能である。(図面番号 ST-003、-004、-005、-006、-015 参照) 最終的な調整池面積及び余水吐仕様は、実施設計段階での詳細な地形測量後に決定されよう。

表 4.6.5 調整池面積と余水吐仕様

余水吐天端高 ( E.L. m )	調整池面積 ( m <sup>2</sup> )	余水吐幅 ( m )	掘削土量 ( m <sup>3</sup> )	備 考
E.L. 400	140,000	750	2,000	計画システム
E.L. 390	110,000	500	6,000	
E.L. 380	90,000	400	9,000	
E.L. 370	70,000	300	11,000	

図 4.6.15 は、計画雨水排水系統を示す。

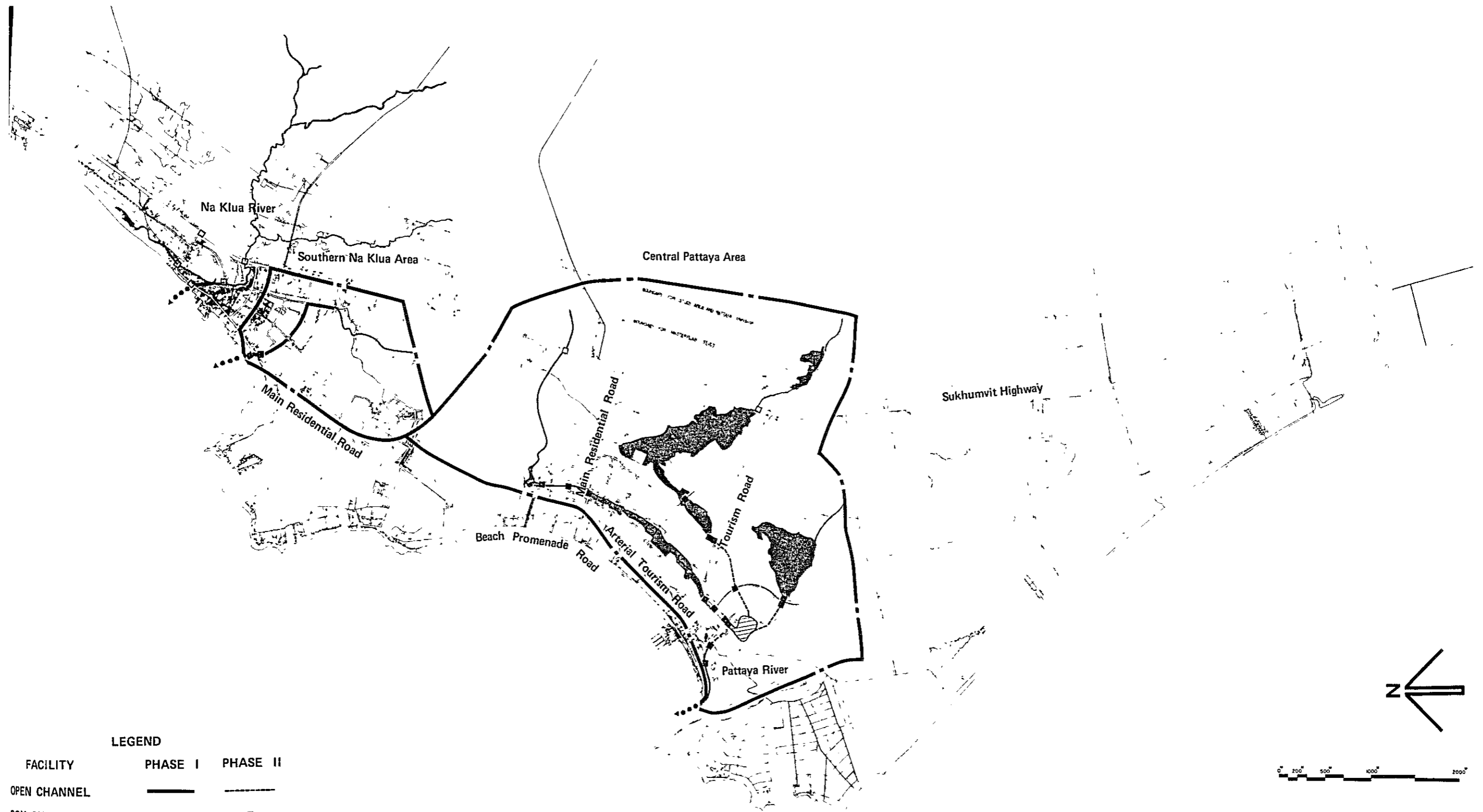


图 4.6.15 計画雨水排水系統図

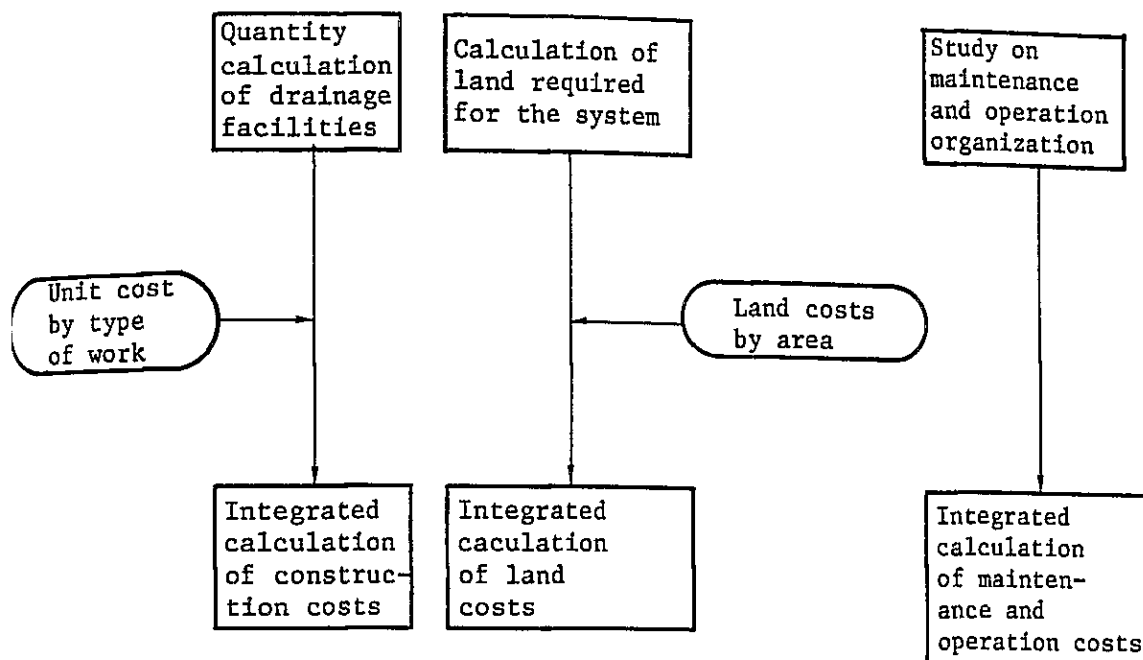




## 4.7 建設費、用地費及び維持管理費の積算

雨水排水システムの建設費、用地費及び維持管理費の積算は、以下のフローに従った。

図 4.7.1 積算フロー



### 4.7.1 建設費及び用地費

PHASE 1 (1981~1986年)における雨水排水システムの建設費及び用地費は、表 4.7.1、4.7.2に示すとおりである。排水施設の数量、用地面積、工種別単価及び用地費に関しては表 4.7.3、4.7.4、図 4.7.2を参照されたい。

表 4.7.1 雨水排水システム Phase 1 建設費及び用地費  
(中央パタヤ地区)

WORKS		TOTAL				1981				1982			
		COST WITHOUT TAX	TAX	COST WITH TAX	U.L	COST WITHOUT TAX	TAX	COST WITH TAX	U.L	COST WITHOUT TAX	TAX	COST WITH TAX	U.L
		(Unit: 1,000 Baht)											
1. Main Open Channel	LOCAL	6,073	260	6,333	291	3,573	127	3,700	158	2,500	133	2,633	133
	FOREIGN	531	-	531	-	201	-	201	-	330	-	330	-
	TOTAL	6,604	260	6,864	291	3,774	127	3,901	158	2,830	133	2,963	133
2. Box Culvert	LOCAL	2,627	73	2,700	79	1,849	52	1,901	56	778	21	799	23
	FOREIGN	53	-	53	-	39	-	39	-	14	-	14	-
	TOTAL	2,680	73	2,753	79	1,888	52	1,940	56	792	21	813	23
3. Spillway	LOCAL	675	21	696	21	100	3	103	3	575	18	593	18
	FOREIGN	24	-	24	-	2	-	2	-	22	-	22	-
	TOTAL	699	21	720	21	102	3	105	3	597	18	615	18
4. Branch Open Channel	LOCAL	4,136	129	4,265	155	1,034	32	1,066	39	3,102	97	3,199	116
	FOREIGN	135	-	135	-	34	-	34	-	101	-	101	-
	TOTAL	4,271	129	4,400	155	1,068	32	1,100	39	3,203	97	3,300	116
5. Land Grading of Regulating Pond	LOCAL	426	33	459	-	-	-	-	-	426	33	459	-
	FOREIGN	197	-	197	-	-	-	-	-	197	-	197	-
	TOTAL	623	33	656	-	-	-	-	-	623	33	656	-
Sub-total	LOCAL	13,937	516	14,453	546	6,556	214	6,770	256	7,381	302	7,683	290
	FOREIGN	940	-	940	-	276	-	276	-	664	-	664	-
	TOTAL	14,877	516	15,393	546	6,832	214	7,046	256	8,045	302	8,347	290
6. Land Costs	LOCAL	17,137	-	17,137	-	10,915	-	10,915	-	6,222	-	6,222	-
	FOREIGN	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	17,137	-	17,137	-	10,915	-	10,915	-	6,222	-	6,222	-
Total	LOCAL	31,074	516	31,590	546	17,471	214	17,685	256	13,603	302	13,905	290
	FOREIGN	940	-	940	-	276	-	276	-	664	-	664	-
	TOTAL	32,014	516	32,530	546	17,747	214	17,961	256	14,267	302	14,569	290

\*U.L: Unskilled labor

表 4.7.2 雨水排水システム Phase 1 建設費及び用地費  
(南部ナクルア地区)

WORKS		TOTAL				1981				1982			
		COST WITHOUT TAX	TAX	COST WITH TAX	U.L	COST WITHOUT TAX	TAX	COST WITH TAX	U.L	COST WITHOUT TAX	TAX	COST WITH TAX	U.L
		(Unit: 1,000 Baht)											
1. Main Open Channel	LOCAL	4,304	158	4,462	182	1,233	51	1,284	62	3,071	107	3,178	120
	FOREIGN	258	-	258	-	105	-	105	-	153	-	153	-
	TOTAL	4,562	158	4,720	182	1,338	51	1,389	62	3,224	107	3,331	120
2. Box Culvert	LOCAL	598	17	615	18	598	17	615	18	-	-	-	-
	FOREIGN	12	-	12	-	12	-	12	-	-	-	-	-
	TOTAL	610	17	627	18	610	17	627	18	-	-	-	-
3. Branch Open Channel	LOCAL	2,068	64	2,132	78	1,034	32	1,066	39	1,034	32	1,066	39
	FOREIGN	68	-	68	-	34	-	34	-	34	-	34	-
	TOTAL	2,136	64	2,200	78	1,068	32	1,100	39	1,068	32	1,100	39
Sub-total	LOCAL	6,970	239	7,209	278	2,865	100	2,965	119	4,105	139	4,244	159
	FOREIGN	338	-	338	-	151	-	151	-	187	-	187	-
	TOTAL	7,308	239	7,547	278	3,016	100	3,116	119	4,292	139	4,431	159
4. Land Costs	LOCAL	1,306	-	1,306	-	1,136	-	1,136	-	170	-	170	-
	FOREIGN	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	1,306	-	1,306	-	1,136	-	1,136	-	170	-	170	-
Total	LOCAL	8,276	239	8,515	278	4,001	100	4,101	119	4,275	139	4,414	159
	FOREIGN	338	-	338	-	151	-	151	-	187	-	187	-
	TOTAL	8,614	239	8,853	278	4,152	100	4,252	119	4,462	139	4,601	159
Grand Total	LOCAL	39,350	755	40,105	824	21,472	314	21,786	375	17,878	441	18,319	449
	FOREIGN	1,278	-	1,278	-	427	-	427	-	851	-	851	-
	TOTAL	40,628	755	41,383	824	21,899	314	22,213	375	18,729	441	19,170	449

\*U.L: Unskilled labor

表 4.7.3 Phase 1 数量総括表

Item	*1 Excavation (m <sup>3</sup> )	Residual Soil (m <sup>3</sup> )	Concrete (m <sup>3</sup> )	Formwork (m <sup>2</sup> )	Reinforcement (t)	Cobble Stones (m <sup>3</sup> )	Leveling Concrete (m <sup>3</sup> )	Banking (m <sup>3</sup> )	*2 Masonry (m <sup>2</sup> )	Pavement (m <sup>2</sup> )	Timbering (m <sup>3</sup> )	Staging (m <sup>3</sup> )	Grading (m <sup>2</sup> )	*3 Land (m <sup>2</sup> )
Central Pattaya Area	Main Open Channel	Δ22,050 ▽ 2,450	22,080	-	-	-	-	2,420	5,630	4,764	-	-	-	24,900
	Box Culvert	Δ1,845 ▽ 205	2,050	1,128	2,327	90.38	253	127	-	-	1,434	786	-	-
	Spillway	Δ830 ▽ 92	922	341	385	20.60	125	63	-	-	-	-	-	-
	Branch Open Channel	Δ6,300 ▽ 700	7,000	-	-	-	-	-	9,600	-	-	-	-	6,800
	Land Grading of Regulating Pond	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	164,000	164,000
	Total	Δ31,025 ▽ 3,447	32,052	1,469	2,712	110.98	378	190	2,420	15,230	4,764	1,434	786	164,000
Southern Na Klun Area	Main Open Channel	Δ11,180 ▽ 1,240	11,390	-	-	-	-	1,030	4,500	1,455	-	-	-	9,508
	Box Culvert	Δ423 ▽ 47	470	258	528	20.67	56	28	-	-	169	147	-	-
	Branch Open Channel	Δ3,150 ▽ 350	3,500	-	-	-	-	-	4,800	-	-	-	-	3,400
	Total	Δ14,753 ▽ 1,637	15,360	258	528	20.67	56	28	1,030	9,300	1,455	169	147	-

\*1 Δ: Mechanical excavation, ▽: Manual excavation

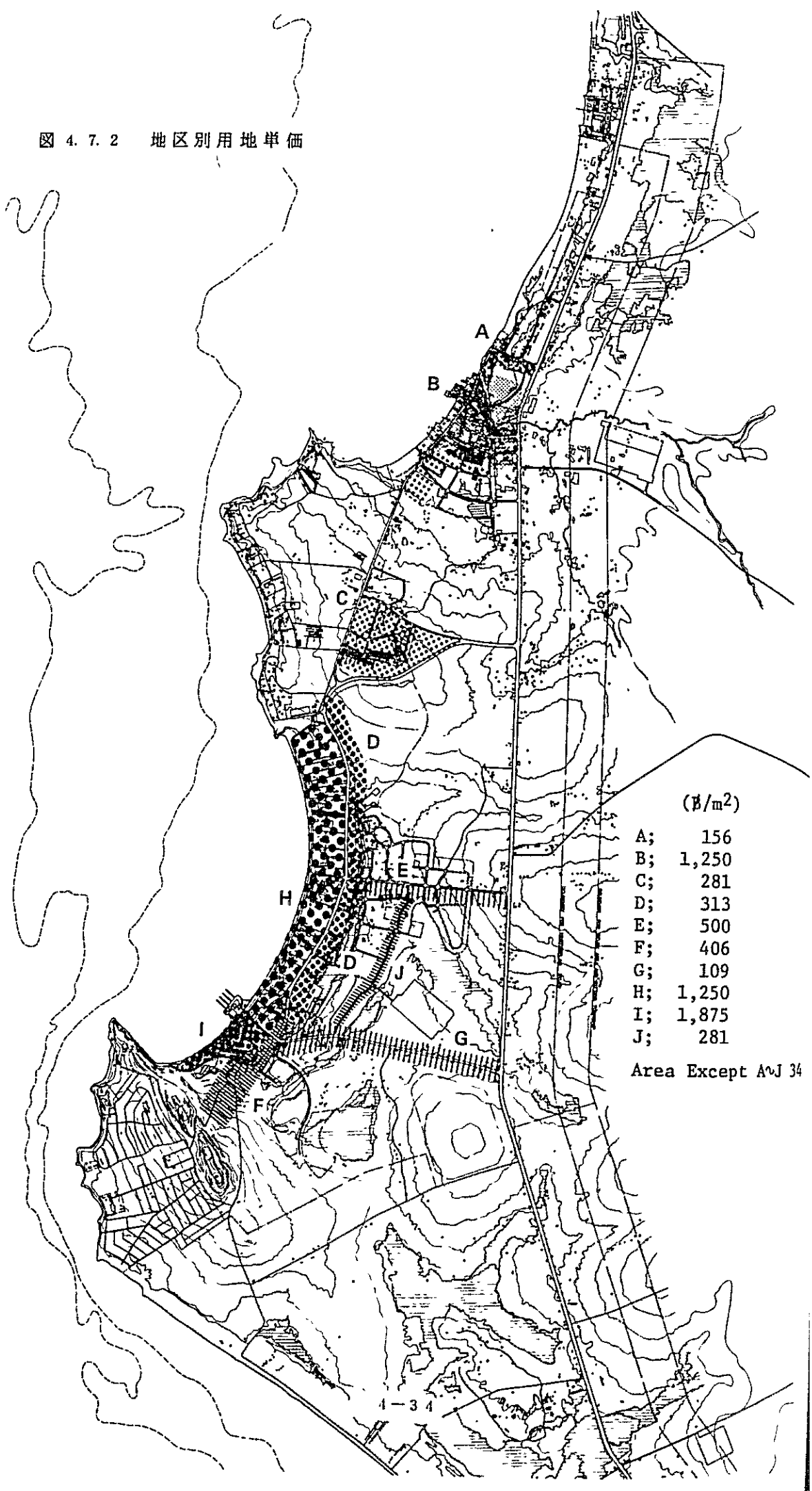
\*2 Main open channel: t = 70cm, Branch open channel: t = 35cm

\*3 The land required for the box culverts and spillways is included in the land for the road system and main open channel work, respectively.

表 4.7.4 工種別単価

Work	Unit	Machine and Material Cost		Operation Cost		Labor Cost	Tax
		Local Currency (B)	Foreign Currency (B)	Local Currency (B)	Foreign Currency (B)	Local Currency (B)	Local Currency (B)
Mechanical Excavation	m <sup>3</sup>	2.58	-	17.36	11.07	-	1.99
Manual Excavation	m <sup>3</sup>	-	-	-	-	39.95	0.94
Residual soil	m <sup>3</sup>	11.05	-	28.60	9.33	-	4.02
Banking	m <sup>3</sup>	-	-	36.14	12.49	-	3.37
Concrete	m <sup>3</sup>	478.34	-	185.85	-	-	15.81
Formwork	m <sup>2</sup>	181.33	-	58.62	-	16.02	6.03
Reinforcement	t	9,499.40	-	998.50	-	249.10	253.00
Cobble stones	m <sup>3</sup>	149.97	-	42.41	52.75	46.90	14.97
Leveling concrete	m <sup>3</sup>	478.34	-	185.85	-	-	15.81
Masonry (main open channel)	m <sup>2</sup>	570.00	-	175.40	-	26.40	18.26
Masonry (branch open channel)	m <sup>2</sup>	285.00	-	87.70	-	13.20	9.10
Pavement	m <sup>2</sup>	29.99	-	8.44	-	9.38	2.99
Timbering	m <sup>3</sup>	11.49	-	4.04	-	-	0.37
Staging	m <sup>3</sup>	15.79	-	5.47	-	-	0.50
Land Grading of Regulating Pond	m <sup>2</sup>	0.20	-	2.40	-	-	0.20

图 4.7.2 地区别用地单価



( $\text{m}^2$ )

- A; 156
- B; 1,250
- C; 281
- D; 313
- E; 500
- F; 406
- G; 109
- H; 1,250
- I; 1,875
- J; 281

Area Except A~J 34

#### 4.7.2. 維持管理体制と維持管理費

本雨水排水システムの維持管理体制は、計画排水施設の施設規模、水路延長等を考慮し、図4.7.3のように設定した。

図 4. 7. 3 雨水排水システムの維持管理体制

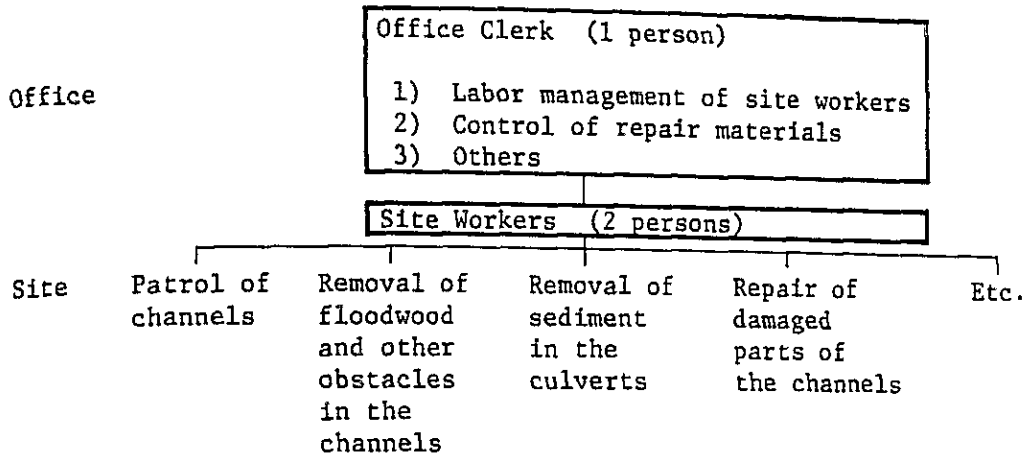


表 4. 7. 5 は上記の維持管理体制に基く、中央パタヤ及び南部ナクルア地区雨水排水システムの年間維持管理費を示す。

表 4. 7. 5 雨水排水システムの年間維持管理費

Item		Number of Persons	Unit Cost (B/year)	Maintenance and Operation Costs (B/year)
Central Pattaya Area	Office Clerk	1	14,400	14,400
	Site workers	2	9,000	18,000
	Repair work expenses and others	Construction Cost x 0.8%		123,100
	Sub-total	-		155,500
Southern Na Klua Area	Office Clerk	1	14,400	14,400
	Site workers	2	9,000	18,000
	Repair work expenses and others	Construction Cost x 0.8%		60,400
Sub-total		-		92,800
Total				248,300

## 4.8 チャイモンコン寺院周辺地区の浸水緊急対策

### 4.8.1 浸水の現況

チャイモンコン寺院周辺地区の浸水はかなり広範囲にわたっており、その浸水面積は約10～15haに及んでいる(図4.8.1参照)。

浸水は軽い降雨の場合は2～3日間で解消されるが、強降雨が連続した場合は2～3週間にも及び、その浸水高さは地表面から40～50cmであり、部分的には床上10cm程度となる所もある。浸水はスワンプ下流部の低地が埋立てられてから生じるようになった。

雨水は北方から流入し、地区内に湛水した後、北東及び東方へと流出している。

### 4.8.2 浸水の原因

浸水の原因は、当該地区が埋立や道路建設によって人工的に改変されているため、詳細な水準測量等を実施して確認する必要があるが、現在の浸水状況から判断すると以下の2つが浸水の主な原因と考えられる。

- 当該地区の排水施設の不備
- スワンプ下流部の埋立

### 4.8.3 浸水緊急対策

チャイモンコン寺院周辺地区の浸水緊急対策としては以下の2つの比較案が考えられる。(図4.8.1参照)

(a) 比較案1：スワンプ地帯下流側の流下能力を増大させる。

- ④、⑤、⑥地点のパイプカルバートを現在より大きなパイプに埋換え、パイプインポートを下げる。
- ⑥、④間及び④、⑤間及び⑤地点から水田地帯間に開水路を築造する。
- 南アクセス道路に平行に開水路を築造する。

(b) 比較案2：⑤⑥間に放流パイプを設け、雨水を海へ放流する。

- ⑤、⑥間約200m区間にパイプを埋設する。

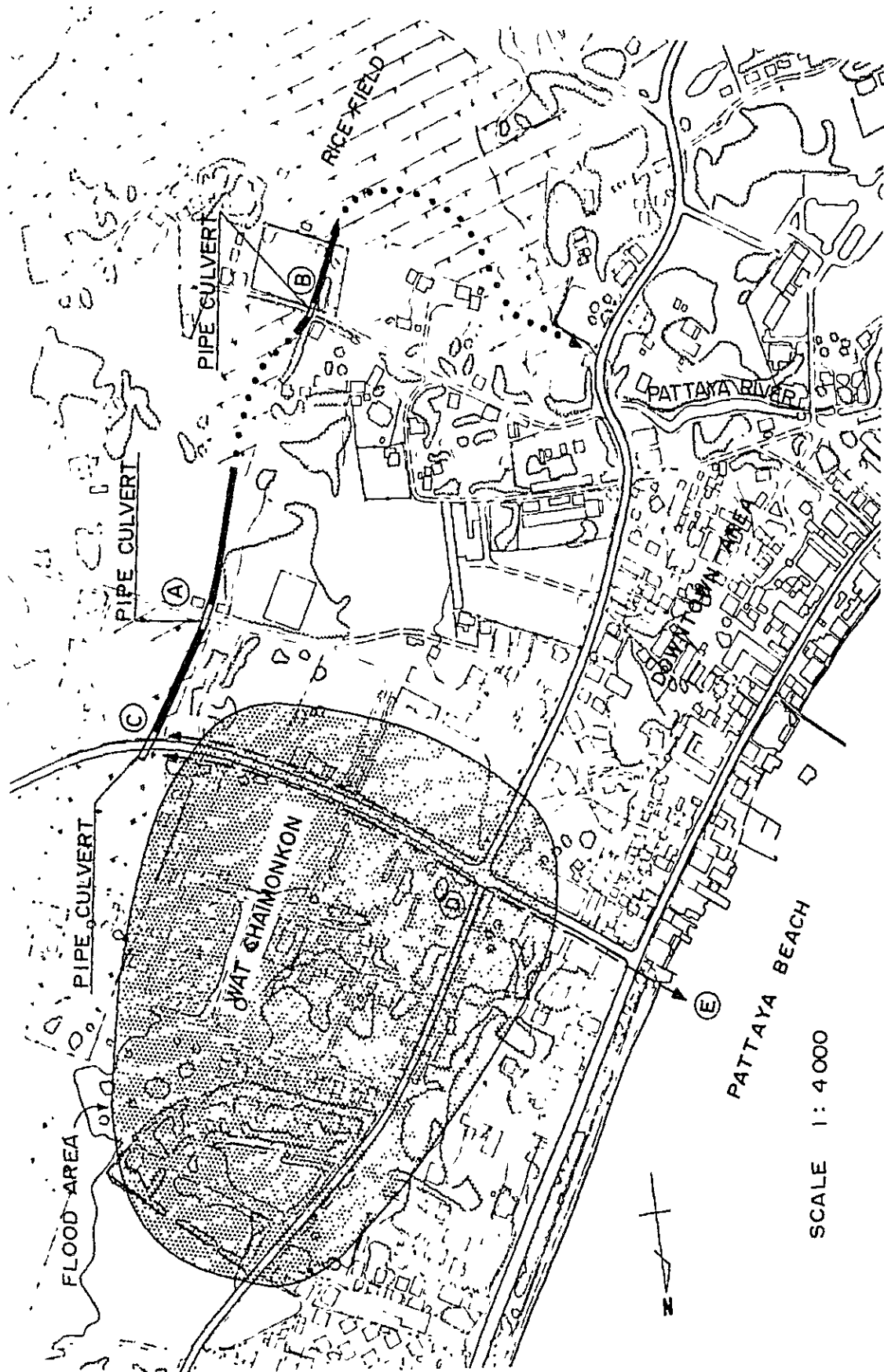
### 4.8.4 結論

本フィジビリティスタディーでは、以下の理由から、チャイモンコン寺院周辺地区の浸水対策として比較案1を推奨する。

- ⑤、⑥間のパイプは、潮位及び土被りの制限から、十分な動水勾配が確保できないため、流下能力的に問題が残る。
- ⑤、⑥間は住居が密集し、かつ、交通も繁雑なため、パイプ埋設工事に多大な手間と時間を要す。

パイプ及び開水路断面は、当該地区の現況地形測量及び水理計算等を行ったのちに決定されよう。

図 4.8.1 チャイモンコン寺院周辺の浸水地区と浸水緊急対策





## 参 考 文 献

- 1) ASCE-Manuals and Reports on Engineering Practice-No. 37 (WPCF Manual of Practice No. 9), Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, Headquarters of the Society, New York, 1974.
- 2) King, H.W., "Handbook of Hydraulics" 5th Ed., McGraw-Hill Book Co., New York, 1963.
- 3) Wisler, C.O., "Hydrology" John Wisley & Sons, Inc., New York, 1959.
- 4) Davis, C.V., "Handbook of Applied Hydraulics" 3rd Ed., McGraw-Hill Book Co., New York, 1969.