

附 G 下 水 道 シ ス テ ム



1. 基本方針

1.1 概論

合理的で費用効果の高いシステムを選定するためにいくつかの施設モデルを作成し本下水道システムに適合する方法を考えてみた。そして、可能と思われる下水道施設の組合せ案を作成し、その各々について最も経済的なシステムを選び出すために事業の柔軟性と事業速度ともども建設資金、運転、維持管理費に関する検討を行なった。経済分析では、20年後の2000年に対する汚水量と建設費を考えてみた。

このような検討の結果、処理分区にそれぞれ処理場を設置する案が最も経済的な下水道システムであるという結論に達した。

1.2 下水道処理区と処理分区について

まず、計画区域に対し、全域をカバーするひとつの大きな処理場によって処理するが、あるいはいくつかの分かれた処理場にするかという二つの案が考えられた。どちらの案が望ましいかは経済的要因を考えた地域の特性による。

調査区域の自然条件は、

- (a) 人口密度の高い市街地は限られている。
- (b) 将来開発が予定されている広大な農村地がまだ残っている。
- (c) 地形はほとんど平坦である。

もし、このような平坦地にひとつの大きな処理場を計画すると、処理場まで導く管渠が大きく深いものになり、市街地の事業施設においては、多額の建設費が必要となってくる。その結果枝管のような小さな管渠のための資金の確保がむずかしくなり下水道システムの早期達成はむずかしくなる。

このような状況なのでWHO調査報告書が推薦しているように、計画区域全域を包含するようなシステムよりも、区域や地域に分けて計画立案する方がより实际的であろう。

その有利性は次のとおりである。

- (a) 各地域の特性に応じた施設を計画することができる。
- (b) 実施計画は、将来の財政源の見通しに応じて行なうことができる。
- (c) 管長が短くなり建設が容易であるとともに硫化ガスの発生の防止上も都合がよい。
- (d) 市街化されていない農村地域では、将来の開発に応じられるように柔軟性をもたせることができる。

計画区域は、最初に示したように、全体で1,600 ha あるが、このうち河川、湿地その他の非可住地域を除くと、污水計画対象区域は、1,085.4 ha となる。計画を進めるに際し、地形上より4つの処理区、すなわち、バターワース、スプランジャ、フライ、そしてブキットメルタジャムに分けた。さらにこれらを次に示すような条件により分区に分けた。

- (a) 地区ごとの人口密度
- (b) 河川、鉄道、道路
- (c) 土地利用
- (d) 行政区境界(ムキム)

(e) 市街化の状態

(f) 地形

いくつかの案を画いてみたが先に述べたようにより小さな地区分けを行なう方が有利であるということから表G-1に示すような分区に分割した。

表G-1 計画処理区と処理分区

処 理 区 名	処 理 分 区 名	面 積 (ha)	処 理 対 象 面 積 (ha)
1 バターワース	1分区	3 9 0	3 6 7
2 "	2 "	2 0 0	1 8 2
3 "	3 "	4 9 0	4 5 7
4 "	4 "	4 5 0	4 4 4
5 "	5 "	5 7 0	5 5 1
6 "	6 "	6 7 0	6 7 0
7 スプランジャヤ	1分区	4 8 0	4 3 8
8 "	2 "	3 6 0	3 0 5
9 "	3 "	5 1 0	5 1 0
10 "	4 "	4 3 0	4 3 0
11 "	5 "	4 2 0	3 6 8
12 フ ラ イ	1分区	1,230	1,063
13 "	2 "	280	268
14 ブギットメルタジャム	1分区	940	892
15 "	2 "	730	715
16 "	3 "	980	927
17 "	4 "	470	467
18 "	5 "	490	459
19 "	6 "	660	573
20 "	7 "	850	768
合 計		11,600	10,854

各処理区の現状は次のとおりである。

(1) バターワース処理区

本地域は、計画区域の北部に位置し、南端はフライ川に接する。面積は2,671haで人口は109,000人である。バターワース市街地は本地域に含まれる。これを、道路、行政区、町界を基にさらに6つの分区に分割した。

表G-2 パターワース処理区の現況

分 区	面 積 (ha)	人 口 (人)	人口密度 (人/ha)
1 分区	3 6 7	3 7, 9 2 0	1 0 3
2 "	1 8 2	3, 5 8 5	2 0
3 "	4 5 7	2 8, 2 2 5	6 2
4 "	4 4 4	2 6, 3 3 2	5 9
5 "	5 5 1	3, 9 6 1	7
6 "	6 7 0	8, 9 0 2	1 3
合 計	2, 6 7 1	1 0 8, 9 2 5	4 1 (平均)

区域内には、現在直接家庭雑排水を受け入れている側溝が整備されている。この地区の地盤高は標高 (R.L. +) 1.8 m ~ 3.5 m である。

市街地のほとんどの住居は、浄化槽方式の水洗トイレを使用しているが、農村地域ではバケツ方式を用いている。雑排水は水路を通じてブライ川へ流出している。

各分区の概況は次のとおりである。

- (a) 第1分区は、本地域の中心にあり、商業および住居地域である。
- (b) 第2、第3分区は、住居、工業、一部農村地域で市街地内にある。
- (c) 第4分区の一部は、市街地に含まれるが現在はまた農村地域である。
- (d) 第5、第6分区は、現在農村地域であるが、一部では住宅開発計画が進んでいる。

(2) スブランジャ処理区

本地域は、ブライ川と鉄道の間位置し、面積は2,051 ha、現在人口は28,600人である。本地域のほとんどは、工業、住宅開発地である。本地域は、計画道路に従って、5分区に分割されている。

各分区の現在の人口および人口密度は表G-3のとおりである。

表G-3 スブランジャ処理区の現況

分 区	面積 (ha)	人 口 (人)	人口密度 (人/ha)
1 分区	4 3 8	1 3, 6 5 7	3 1
2 "	3 0 5	6 9	0.2
3 "	5 1 0	2, 9 9 1	6
4 "	4 3 0	7, 5 1 8	1 7
5 "	3 6 8	4, 3 6 9	1 2
合 計	2, 0 5 1	2 8, 6 0 4	1 4 (平均)

排水施設としては、広く緩勾配の開水路と現在まだ運転されていないポンプ場がある。地盤高は標高（R L +）1.5～2.5 mと低い。

本地域の住宅開発地においては、酸化池方式の水洗トイレ、農村地域においては、バケツ方式のトイレが一般に使用されている。雑排水は水路を通じてブライ川へ流出している。

各分区の概況は次のとおりである。

(a) 第1、第2分区では、工業、住宅開発が行なわれている。

(b) 第3、第4分区は、現在ゴム園、農村住宅、荒地である。

(3) ブライ処理区

本地域は、計画区域の鉄道寄、南西に位置し、面積は1,331 ha、人口は3,800人である。本地域のほとんどは、工業開発地で建設中である。本地域は2つの分区に分けられる。

各分区の現況は表G-4のとおりである。

表 G-4 ブライ処理区の現況

分 区	面積 (ha)	人 口 (人)	人口密度 (人/ha)
1分区	1,063	1,860	2
2 区	268	1,974	7
合 計	1,331	3,834	3 (平均)

本地域の標高は（R L +）1.1～1.8 mで、広く緩勾配の排水路と排水ポンプ場（1つは使用され、1つは計画中である）がある。汚水は水路およびポンプ場から海へ流出されている。

各分区の概況は次のとおりである。

(a) 第1分区は、ブライ工業地域と工業開発地である。

(b) 第2分区は、現在、農村住宅地と荒地である。

(4) プキット・メルタジャム処理区

本地域は計画区域の東部に位置し、現在の人口は9,660人、面積は4,801 haである。プキット・メルタジャムの市街地は本地域に含まれている。本地域は、道路、行政区、町界および地形状態を基に、7つの分区に分けられる。

各分区の現況は表G-5のとおりである。

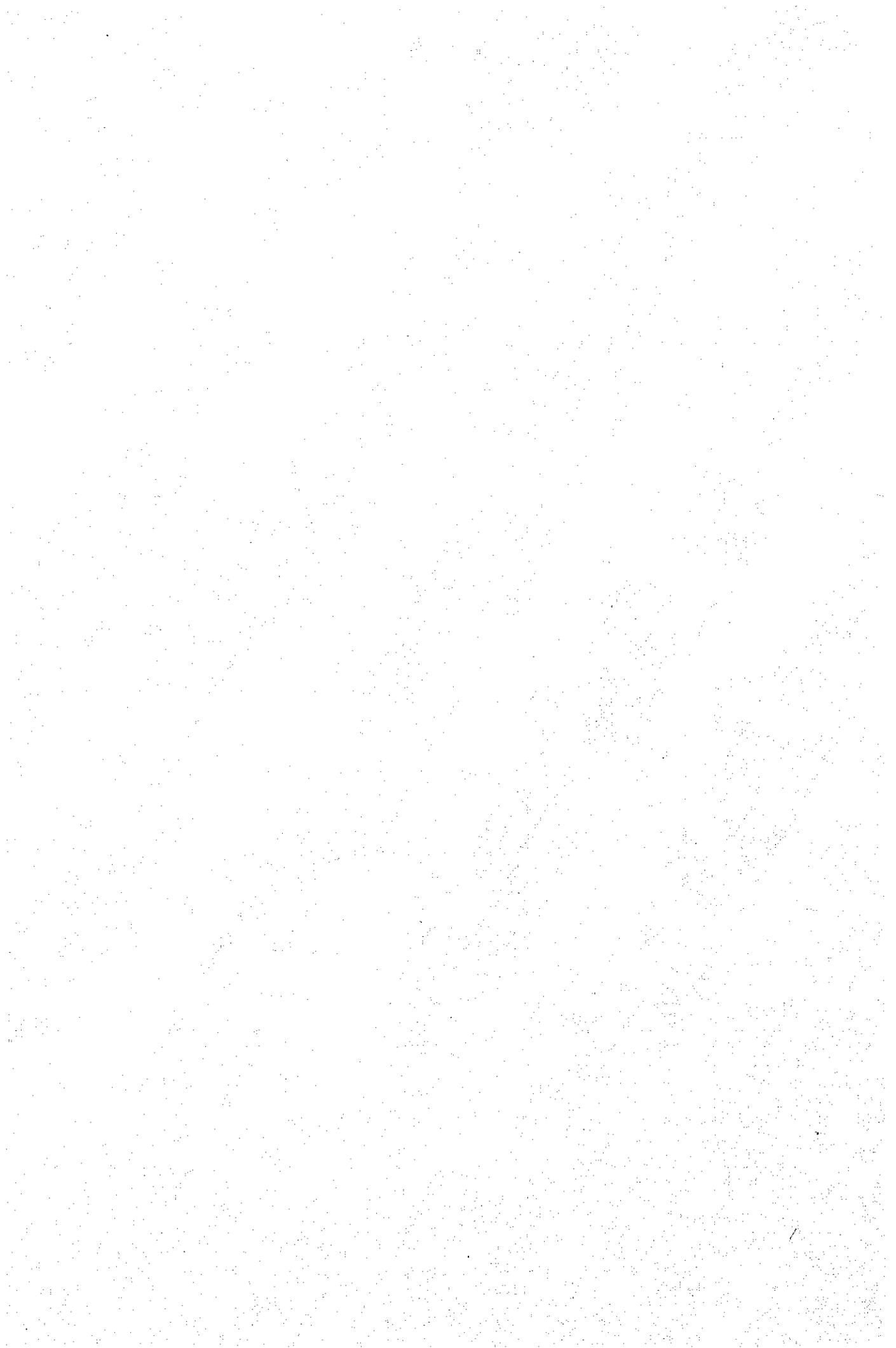
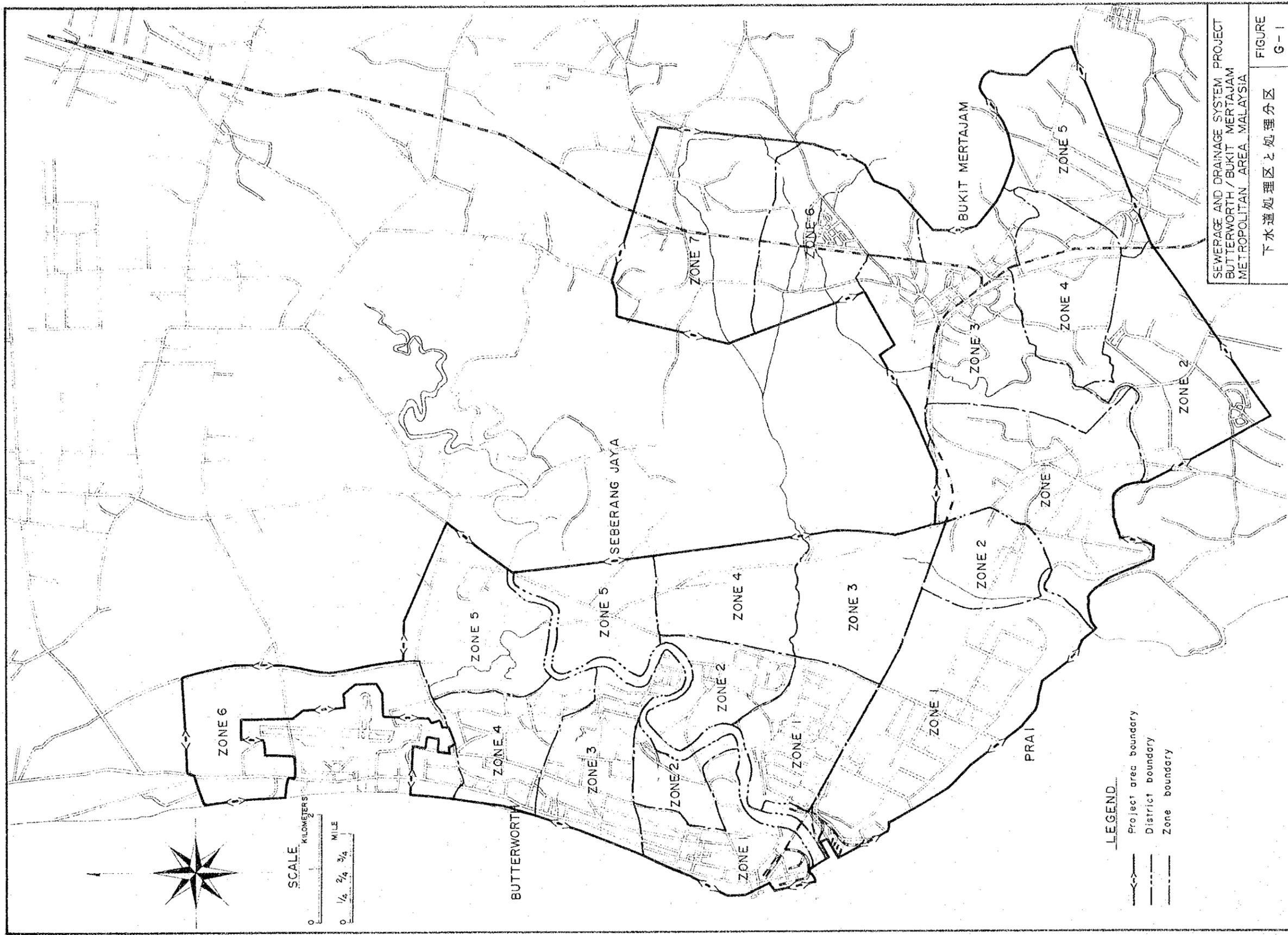


Figure G-1



表B-5 プキット、メルタジャム処理区の現況

分 区	面積 (ha)	人 口 (人)	人口密度 (人 / ha)
1分区	892	7,559	8
2 "	715	6,387	9
3 "	927	45,540	49
4 "	467	6,077	13
5 "	459	7,257	16
6 "	573	13,840	24
7 "	768	9,947	13
合 計	4,801	96,607	20 (平均)

市街地には、主に側溝から成る小排水路があり、その他の地域には自然水路があり排水状況は良好である。地盤高は、標高 (B L +) 1.8 ~ 1.6 m である。

バターワースと同じように市街地のほとんどの住宅は、浄水槽方式による水洗トイレを使用し、農村地域では、バケツ方式またはピット方式のトイレを用いている。

汚水は水路を通じてジュール川へ流出している。

各分区の概況は次のとおりである。

- (a) 第3分区は、ジュール川の上流に位置し、人口密度の高い市街地および住宅開発地域である。
- (b) 残りの第1、2、4、5、6、7地区は、農村および山地である。

2. システムの検討

2.1 概 論

下水道基本計画に際し期間中に多くの調査を行った。その結果から最適システムを計画するための設計基準を導いた。これらを基礎として方式の案を設計し費用比較を行った。

計画区域を包含する下水道計画には、下水の集水施設と処理施設及び処理水の最適放流位置を含めたそれらの配置計画が含まれる。合理性を検討し最も投資効果の上るシステムを選び出すためにネットワークモデルをつくり解析した。このモデルを用いて、最適施設を決定するためにすべての可能な施設の組合せを決め、各々の代案を建設費、維持管理費そして実行の容易性、将来の柔軟性についても同様に検討した。

2.2 下水道システムの検討

2.2.1 集水施設

最初に、前章で述べた理由によって全区域を20の分区に分割した。それから下水管の系統は地形及び現況、将来の経済面を考え検討した。

その結果、次のような結論を得た。

広範囲の下水集水のための長距離下水管建設による建設費の高騰をさけること及び下水道が将来開発計画に対し柔軟性があるべきであるという理由で下水管の系統は各分区毎に考えるべきである。

2・2・2 下水処理及び処分方式

(1) 概論

下水処理施設は、生下水を許容できる最約的排水水に転換するとともにプロセスにおいて除去された固形物の処分をするための施設である。それゆえ処理施設の設計を行なう前に、最初に生下水の特性、放流水の要求度もしくは処理程度を決定することが根本である。

処理施設の設計にあたっては、数々の方法の中から経済的に問題なく、要求される処理程度に対応できる最も望ましい方法を決定する必要がある。

ここでは、スタビリゼーションポンド、エアレーテッドラグーン及びオキシデーションディッチの処理方法について述べ、技術的、経済的観点より望ましい処理方法を推奨する。

(2) 処理方式の代案

1) スタビリゼーションポンド

スタビリゼーションポンドは、多くの国々で採用されており時にはオキシデーションポンドあるいはラグーンと呼ばれる。

これらは下水処理の手段として認識されており、建設費、維持管理面及びバクテリア除去に関し特に有利な面をもっている。

本処理法は十分な敷地面積と運転に好適な気温をもつ暑い地域においては、最も適する下水処理法であることは疑う余地がない。

ポンドの形式としては、ファクタルタイプとマチュレーションポンドである。

a) ファクタルタイプポンド

ファクタルタイプポンドは上層が好気性で下層は溶存酸素を欠く嫌気性の施設である。現在あるほとんどのスタビリゼーションポンドはファクタルタイプ形式である。

ファクタルタイプポンドは原理的には日光の元での藻類の光合成によって酸化が行なわれるが大きな池では風による表面ばっ気が全酸素消費量に大きく影響する。

溶存酸素濃度は夜間より日中の方が高い。酸化還元位によって好気性が嫌気性がわかる。

分解作用は底部付近で見られ、真の嫌気性状態を示している。ファクタルタイプポンドにとって気温は非常に重要なものである。なぜならそれが生物化学的分解速度に関係するからである。平均気温、気温の日変化、及び年変化のどれもがポンドの中での生物、物理及び化学作用に影響を与える。

ファクタルタイプポンドの実際設計は地域状態の差に左右されるがいくつかの実用的、合理的な設計は可能である。スタビリゼーションポンドの設計において最も重要な要素は面積負荷とポンドの深さである。本計画ではクアラランプールの下水処理施設の運転例を基礎に面積負荷を 300 kg-BOD/ha/日 、池の深さ 1.5 m とする。これは平均滞留時間が 10 日 になる。

b マチュレーションpond

マチュレーションpondの主目的は放流水の水質をよりよくするためのものでファクタティブpondの第二池として使用されている。マチュレーションpondの設計のための第一の要素は滞流時間であるが、大腸菌を効果的に落とすためにpondはファクタティブpondのあとに続けて設けなければならない。マチュレーションpondの設計においてpondの中での大腸菌の除去は次の式によって表わせる。

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_b(t)T}$$

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

ここで N_e : 流出大腸菌数、 N/ml

N_i : 流入大腸菌数、 N/ml

$K_b(t)$: t における大腸菌の減少係数、 $l/日$

T : 滞留時間、日

上式から流出大腸菌数(ファクタティブpondからの) N_e は $4,500/ml$

$$\text{そこで } N_i = 4 \times 10^5/ml$$

$$K_b(27) = 8.8 d^{-1}$$

$$T = 10 \text{ 日}$$

である。

$N_e = 4,500/ml$ は環境衛生面において十分ではなくより以上の大腸菌除去のためにマチュレーションpondが必要である。このマチュレーションpondの滞留時間を3日とすれば

$$N_e = \frac{4 \times 10^5}{(1 + 8.8 \times 10)(1 + 8.8 \times 3)} = 164/ml$$

この値は、下水処理水による大腸菌数としては環境衛生上満足のできるものである。

2) エアレーテッドラグーン

エアレーテッドラグーンは返送形をもたない活性汚泥プロセスである。これは、スタビリゼーションpondを改良したものである。

汚濁負荷量の増加、用地の制限及びより高度の処理水が要求されたときの有効な技術的代案として低価格の機械曝気が重要となる。一般的に生物酸化やラグーンの混合のために酸素を供給したり、混合力を与えるために浮上散気装置を設け表面ばっ気する。

活性汚泥法と同じく、エアレーテッドラグーンは完全な大腸菌除去効果がなく、大腸菌除去は90~95%でさらに処理する必要がある。かくてマチュレーションpondを必要とする。

本設計においては、滞流時間を4日、深さを3.0mとする。

3) オキシデーションディッチ

オキシデーションディッチは、活性汚泥プロセスをモディファイしたもので、一般に小規模なものを除いて沈殿池を併設する。オキシデーションディッチは普通長円形の長連続きよで深さ1.0~1.5mである。混合液は一機もしくは数機の水路を横断して設けたブラシまたはローター形の装置でばっ気される。

現在本処理法は、暑い地域においてはあまり例がない、なぜなら暑い地域では費用、大腸菌の除去に関してスタビリゼーションpondがより適しているためである。しかし土地があまりなく電気供給が信頼できるところでは使用が増加している。

本処理法の設計は、現段階では経験によるものである。マラの報告によれば、深さが1~2mで容積は汚泥負荷にもとづく滯留時間によって決められる。これは日当りの混合液のSSに供給されるBOD重量である。

汚泥負荷率は次式で与えられる。

$$r = \frac{L_i}{S t}$$

ここで

$$\begin{aligned} r &= \text{汚泥負荷率} && \text{kg/d} \\ L_i &= \text{流入BOD} && \text{mg/l} \\ S &= \text{混合液SS濃度} && \text{mg/l} \\ t &= \text{滯留時間} && \text{日} \end{aligned}$$

ディッチの容積は次のとおりである。

$$V = \frac{L_i Q}{S r}$$

ここで

$$\begin{aligned} V &= \text{ディッチ容積} && (m^3) \\ Q &= \text{流量} && (m^3/\text{日}) \end{aligned}$$

設計値として $r = 0.1 \text{ d}^{-1}$ 、 $S = 4,000 \text{ mg/l}$ 、滯留時間 $(t) = 0.5 \text{ 日}$ 、及び深さは1.5mとする。

(3) 処理処分法の比較

(1) スタビリゼーション、(2)エアレーテッドラグーン、(3)オキシデーションディッチに関する処理処分の費用比較のために先ず各方式について日平均流量 $5,000 \text{ m}^3$ から $200,000 \text{ m}^3$ の施設を設計した。

各処理施設への流入水質は、 $\text{BOD} 200 \text{ mg/l}$ で処理水質は、 BOD 除去を75~90%とした。

処理施設の形式及び費用について分析した。各処理処分法については図G-2のとおりである。

- 1) スタビリゼーションプロセスは、ファクタタイプpondとマチュレーションpondからなる。
- 2) エアレーテッドラグーンプロセスは、エアレーテッドラグーンとマチュレーションpondからなる。
- 3) オキシデーションディッチプロセスは、オキシデーションディッチと沈殿池そして乾燥床からなる。

これらの流量 $5,000 \sim 200,000 \text{ m}^3/\text{日}$ の施設の建設費は費用関数より算出した。運転維持管理も同様に算出した。

表G-6は各施設の建設費、運転維持管理費および用地面積を表わしている。すべての費用はペナン州における1976年価格で見積り単なる経済比較だけなので物価上昇は見込んでいない。すべての費用比較は、次に示す施設の耐用年数を用い年間費用で行なった。

(a) 池、タンク 30年

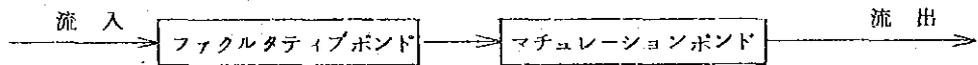
(b) ポンプ、散気装置 7年

これらは土木施設については30年、機械類は7年という耐用年数を基に仮定した。

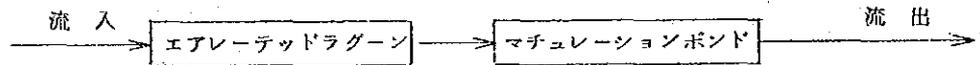
賃金は10%の利子で調達でき減価基金への減価償却も10%とした。減価償却を考えた建設費は、表G-7のとおりで年間費用は表G-3のとおりである。費用比較の結果、スタビリゼーションプロセスが最も経済的なものであった。

図G-2 フローシート

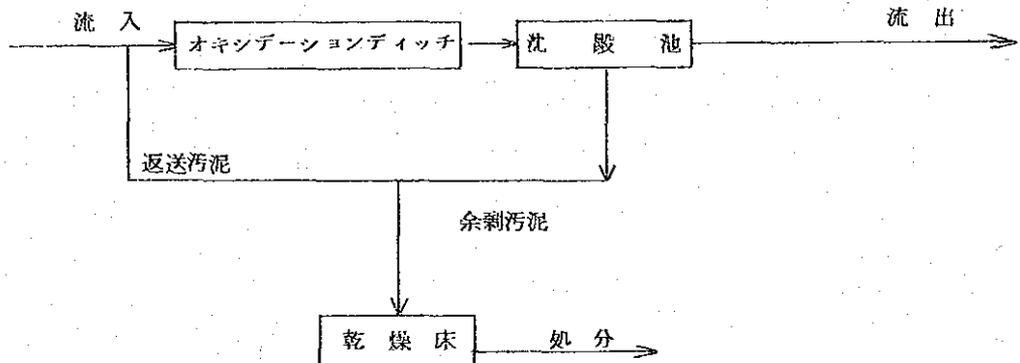
(1) スタビリゼーションpondプロセス



(2) エアレーテッドラグーンプロセス



(3) オキシデーションディッチプロセス



表G-6 処理処分法の比較

処 理 プ ロ セ ス 案	流 量 (m ³ /日)				
	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
1) 建設費 (M\$ 1,000)					
I 案					
スタビリゼーションpondプロセス	524	1,048	5,240	10,480	20,960
II 案					
エアレーテッドラグーンプロセス	1,141	2,276	11,350	22,640	45,280
III 案					
オキシデーションディッチプロセス	982	1,887	9,051	17,333	34,666
2) 維持管理費 (M\$ 1,000/年)					
I 案					
スタビリゼーションpondプロセス	1095	1120	1350	1630	2190
II 案					
エアレーテッドラグーンプロセス	2835	4576	17755	34416	67739
III 案					
オキシデーションディッチプロセス	7598	14293	58806	110123	216742
3) 所要用地面積 (ha)					
I 案					
スタビリゼーションpondプロセス	6.0	11.2	52.4	98.7	197.3
II 案					
エアレーテッドラグーンプロセス	2.3	4.3	20.2	38.0	76.1
III 案					
オキシデーションディッチプロセス	0.6	1.1	4.9	9.2	18.5

注：建設費の中には用地費は含んでいない。

表G-7 処理処分法別の減価償却費

(M\$ 1,000)

処理プロセス案	流 量 (m ³ /日)				
	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
I案					
スタビリゼーションpondプロセス	3.19	6.37	31.86	63.72	127.44
II案					
エアレーテッドラグーンプロセス	7.68	15.32	76.39	152.37	304.73
III案					
オキシデーションディッチプロセス	45.92	88.24	423.22	810.49	1,620.98

表G-8 処理処分法別年間コスト

(M\$ 1,000/年)

処理プロセス案	流 量 (m ³ /日)				
	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
I案					
スタビリゼーションpondプロセス	66.8	122.7	571.0	1,131.4	2,252.0
II案					
エアレーテッドラグーンプロセス	150.2	288.8	1,389.3	2,761.2	5,511.4
III案					
オキシデーションディッチプロセス	220.1	419.9	1,916.3	3,644.9	7,254.7

3 下水管の建設費

3.1 総 説

下水道施設の建設と運転に要する費用を計画目的のため見積ることは、むずかしいことである。このことは地質や地形が複雑な場合は特にむずかしい。また処理施設の費用も放流水域の条件に合った除去効果のものでなければならないのでそのことに左右される。

パタワース、ブキットメルタジャム都市圏の下水と排水施設の基本計画にあたって最も望ましい計画を立てるために比較検討案が考えられ評価されるべきである。これらの比較検討案の費用は本計画段階では費用関数によらなければならない。下水管布設の費用関数は、ペナン州における1976年の価格に基づいて作成される。

3・2 建設費

建設費は、この計画を完成させるために必要な全ての費用の総額とする。これらの費用は、直接費と間接費用に分けられる。直接費には、掘削、下水管の敷設及びそれに関する間接費を含む建設作業とその他の費用が含まれる。この検討において初めて数量を得るための予備的設計を行ない、次にその数量に単位単価を乗じて総費用を求めた。間接費用として直接費用の20%を見込んだ。

3・2・1 基礎単価

施設の建設費の積算に当たって、労務者、マレーシアで購入される原料、動力、機器と輸送機関のような国内で間に合うもの及び輸入による材料や機器の単価が調べられ調査団と地元建設業者の両者によってチェックされた。

下水道の建設のために必要となる労務者は、普通の労務者から重機を運転する熟練工まで広範囲な職業のカテゴリーを含む。現在(1976年)適用できるペナン州での様々な業種の労務者に対する賃金は、次の表に示したように、1日につき8から20マレーシアドルである。

表G-9 労務者単価

工 種	マレーシアドル/日
普通労務者	8
熟練工	15
大工	12
石工	12
配管工	15
監督	20

出 典：PWD

一般に、ポンプ場と処理施設を含む構造物の建設に関して必要な材料は輸入によらなければならない機器類を除いてほとんど、手に入る。

鉄筋、木材、コンクリート製品のための砂とジャリ、陶管と鉄筋コンクリート管(直径1800mmまで)はマレーシアで手に入る。こういった基礎材料の単価は次の表に示されている。

計画区域における1976年価格での土地取得費用は、パタワース都市局からの情報に基づいて図G-3の如く見積もられる。

表G-10 基礎単価(1)

項目	単位	単価 (M\$)
セメント	ton	109
砂	m ³	12
砂利	m ³	27
鉄筋	ton	610
木材	ton	410
陶管		
φ 150	m	12.99
φ 225	m	21.65
φ 300	m	32.50

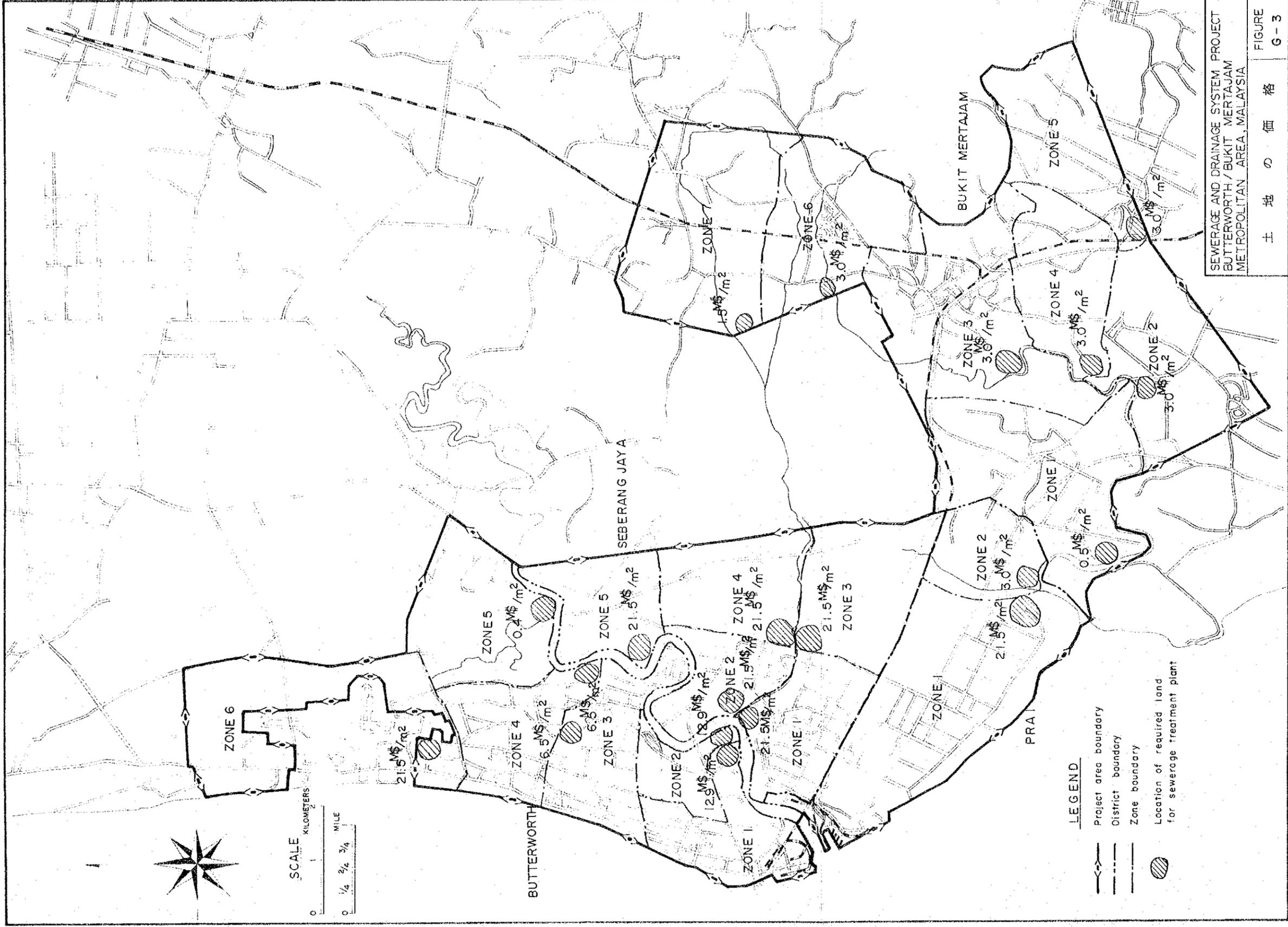
出典：地元建設業者

表G-11 基礎単価(2)

項目	単位	単価 (M\$)	備考
遠心力鉄筋コンクリート管 (径 mm)			ハイアルミナセメント モルタルライニング管 ゴム輪つき
φ 150	m	12.94	
φ 225	m	22.45	
φ 300	m	36.34	
φ 375	m	50.71	
φ 450	m	58.85	
φ 525	m	70.00	
φ 600	m	78.36	
φ 675	m	98.85	
φ 750	m	109.67	
φ 900	m	140.16	
φ 1,050	m	178.03	
φ 1,200	m	196.89	
φ 1,350	m	250.99	
φ 1,500	m	290.66	
φ 1,800	m	377.87	

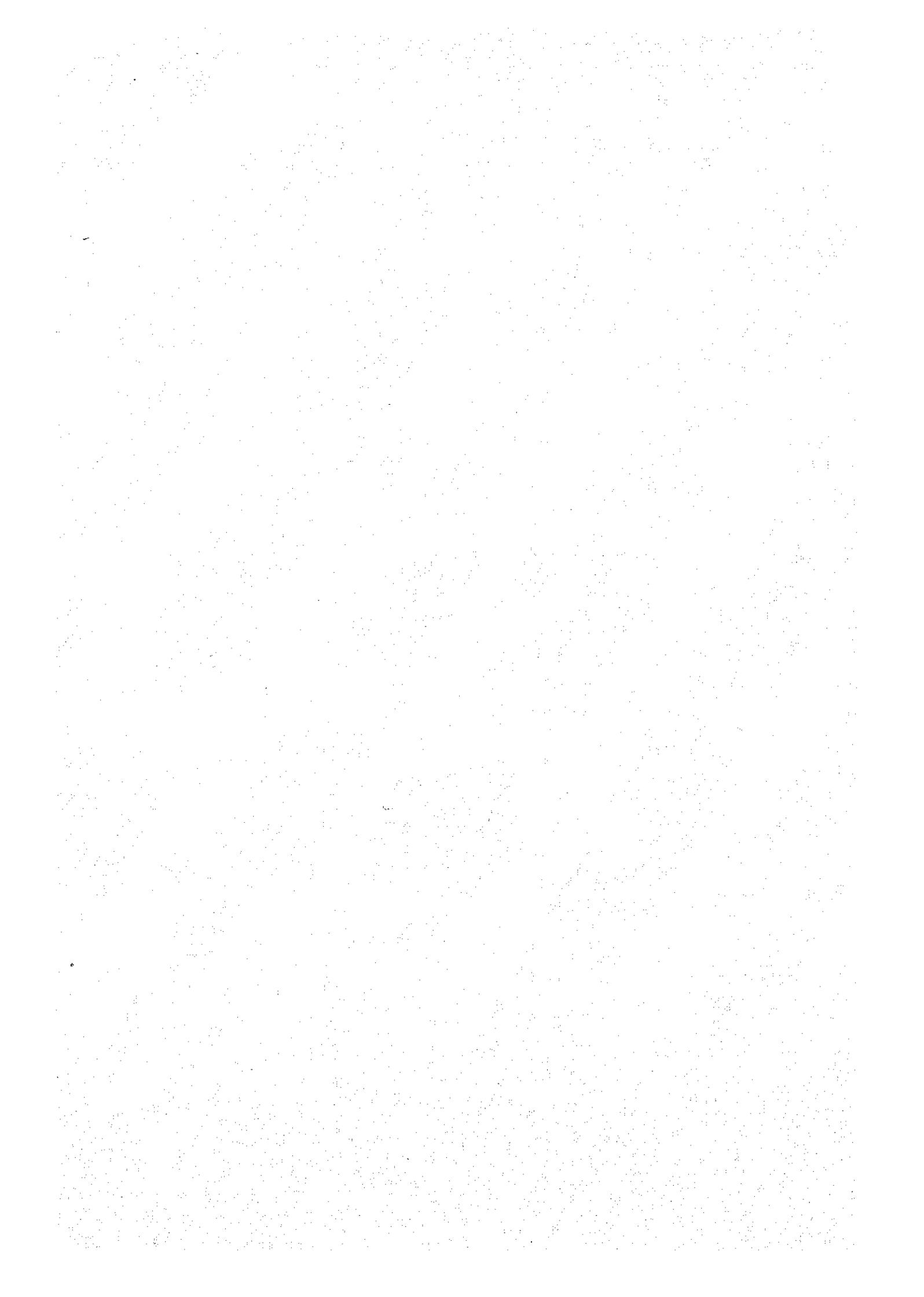
出典：クアラルンプールのヒューム工場及び下水道基本計画

Figure G-3



SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT
 BUTTERWORTH / BUKIT MERTAJAM
 METROPOLITAN AREA, MALAYSIA

土地の価格
 FIGURE G-3



表G-12 建設単価(労務費を含む)

項 目	仕 様	単 価	単 価 (MS)
コンクリート	配 合 1 : 2 : 4	m ³	94.17
”	” 1 : 3 : 6	”	78.47
鉄筋コンクリート		”	392.39
モルタル工	配 合 1 : 2	”	103.60
残土処分		”	1.96
掘 削	素 掘り	”	1.96
”	土留併用(深0 - 1.5 m)	”	6.54
”	” (“ 1.5 - 3.0 m)	”	9.16
”	” (“ 3.0 - 4.5 m)	”	19.62
”	” (“ 4.5 - 6.0 m)	”	31.39
”	” (“ 6.0 - m)	”	39.00
埋戻し、突固め		”	1.57
基 礎 工	砂 基 礎		18.31
”	砂利基礎	”	26.16
型わく工		m ²	13.99
水 替 工		hour	5.50
舗装復旧		m ²	20.00
鋼天板損料		ton	393.70

典出 典：PWD及び地元建設業者

3.2.2 下水管建設のための基礎単価

下水管の建設費は、掘削、土留め、水替え、基礎、管の布設、コンクリート打設、型枠工、鉄筋工、舗装の復旧と土壌業者の利益と諸経費などを考慮して見積られる。費用積算は岩盤掘削、地下埋設物の移設、特殊な技術を要する基礎工、水替え、及びその他の特殊な条件の伴わない通常の状態という条件で行なった。

直径15cm、30cm、60cm、120cm、180cmの5つの異なるサイズの円形パイプについてそれぞれ土被り2m、4m、6m、8m、10mの場合の建設費を積算した。

円形管の布設費の平均単価は表G-12に示すとおりである。

表G-12 管径よ建設費(マンホールを含む)

径 (m) \ 深さ (m)	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0
0.15	120	220	790		
0.30	160	270	860	2,320	2,860
0.60	270	410	1,070	2,590	3,180
1.20		780	1,540	3,200	3,870
1.80		1,270	2,120	3,950	4,710

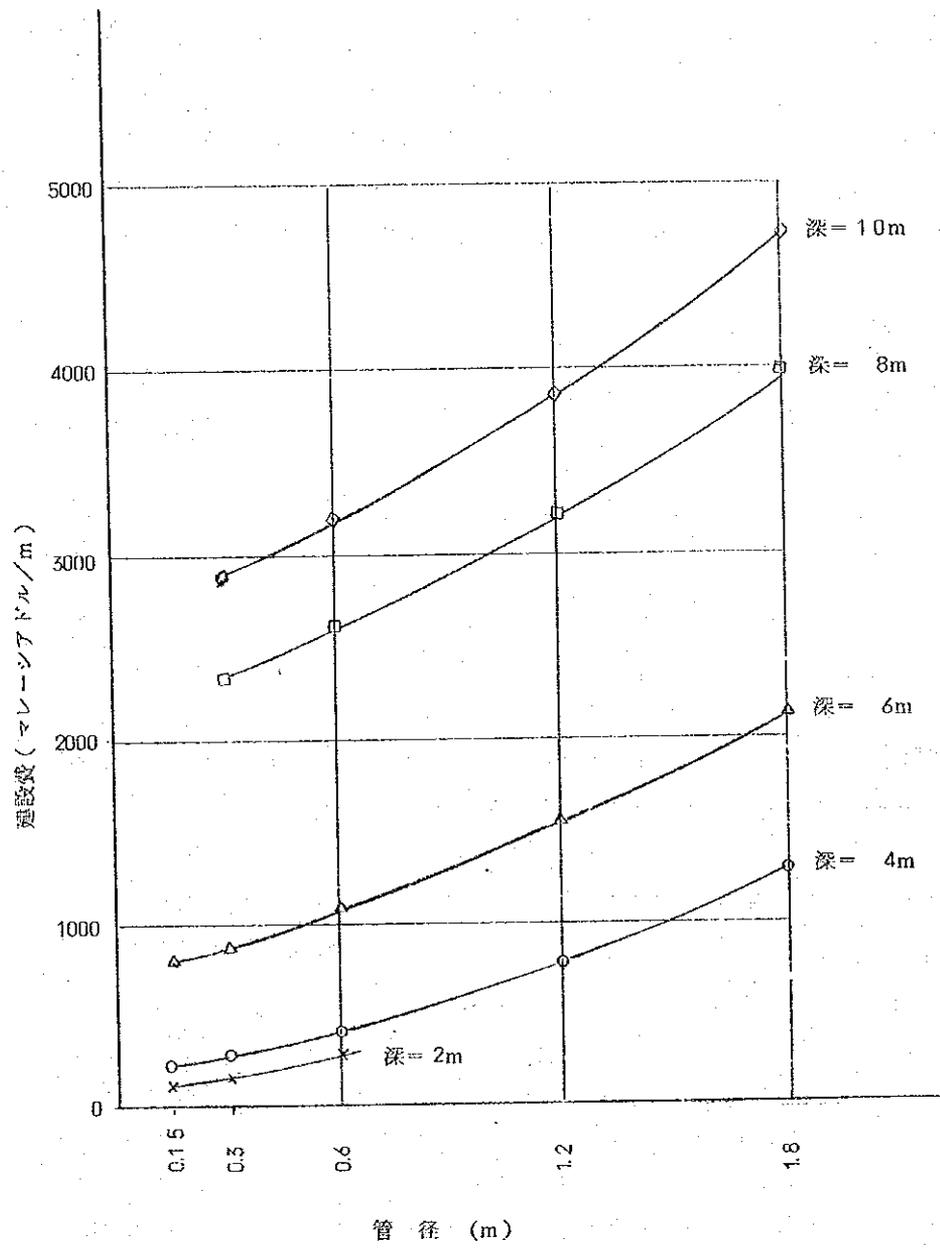
3.3 費用関数

費用関数は、前の項で計算した単価に基づいて最小自乗法によって求めた。

$$\begin{aligned}
 \text{深さ} = 2.0 \text{ m} & \quad C_p = 222.2 D^2 + 166.7 D + 90 \\
 = 4.0 & \quad C_p = 173.5 D^2 + 300.3 D + 168 \\
 = 6.0 & \quad C_p = 150.7 D^2 + 516.6 D + 702 \\
 = 8.0 & \quad C_p = 175.9 D^2 + 714.7 D + 2,093 \\
 = 10.0 & \quad C_p = 175.5 D^2 + 816.8 D + 2,591
 \end{aligned}$$

ここに、 C_p : 建設費 (マレーシアドル/m)

D : 管径 (m)



図G-4 円形管建設費 (マンホールを含む)

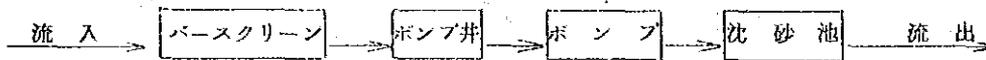
4 ポンプ場の費用関数

4.1 総説

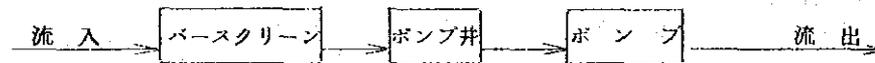
ポンプ場の費用関数を作り出すために6つの異なる容量 $0.05 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $0.2 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $0.87 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($75,000 \text{ m}^3/\text{day}$)、 $1.73 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($150,000 \text{ m}^3/\text{day}$) と $8.68 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($750,000 \text{ m}^3/\text{day}$) のポンプ場の建設費を概算した。なお、流入管の深さは平均値として 1.0 m とした。

容量が $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上のポンプ場は、ゲート、スクリーン、沈砂池、沈砂かき寄せ機、ポンプ井、及びポンプ装置と制御装置のための雑物、配管などから成るが、容量が $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下の小さなポンプ場の場合には、沈砂池設備を除いた。

容量が $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上のポンプ場のフローシートは次のようになる。



$0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下のポンプ場のフローシートは次の通りである。



4.2 建設費用

20%の諸経費を含む建設費は、6つのケースについてそれぞれ、土木工事、配管、建物、機械、電気制御装置とその他の付属品を積算した。それを表G-13に示す。

表G-13 ポンプ場建設費(深さ1.0m)

単位: 1,000マレーシアドル

容量 (m^3/sec)	土木建築	機械、電気	計	備考
0.05	108	76	184	沈砂池なし
0.2	170	137	307	"
0.5	237	227	464	"
0.87	2,411	1,881	4,292	沈砂池を含む
1.73	2,954	4,015	6,969	"
8.68	9,668	11,325	20,993	"

4.3 費用関数

図G-5と6で示したように、ポンプ場の費用関数は次のような直線で表わされる。

$$C_p = aQ + b$$

ここに、 a 、 b : 定数

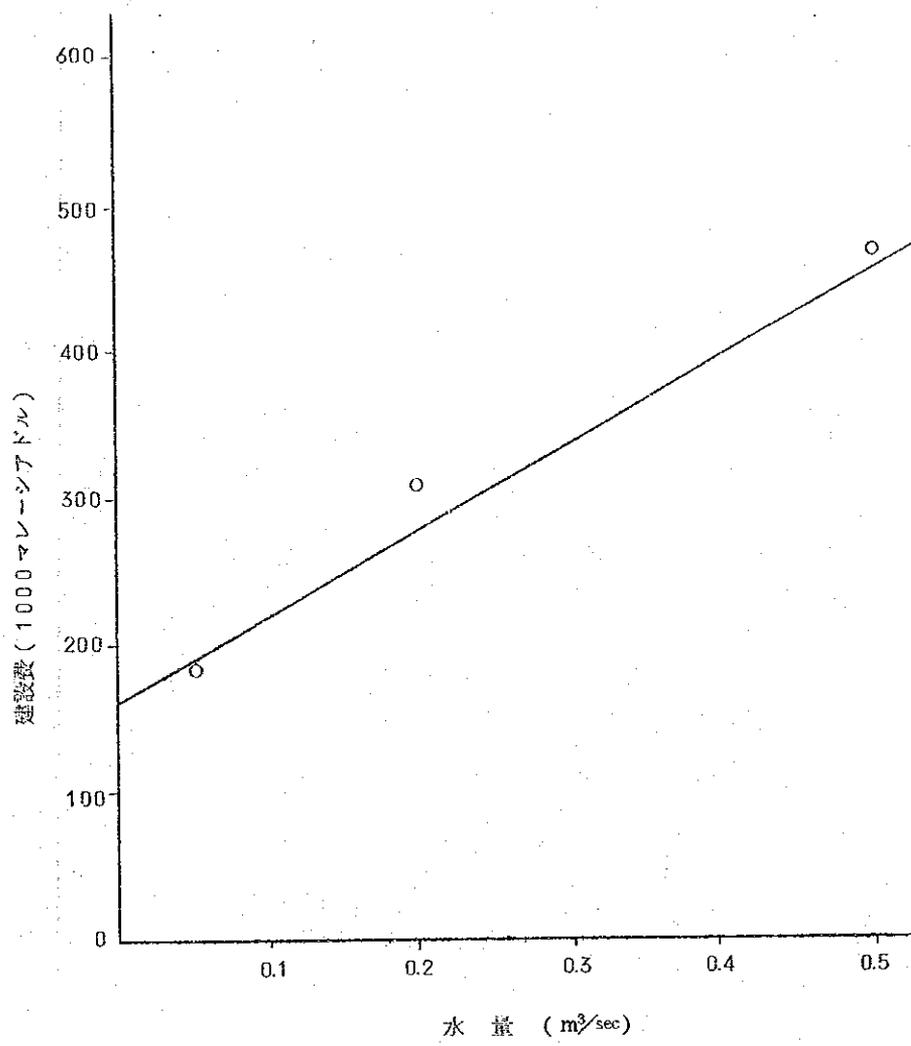
C_p : 建設費 1,000マレーシアドル

Q : ピーク流量 m^3/sec

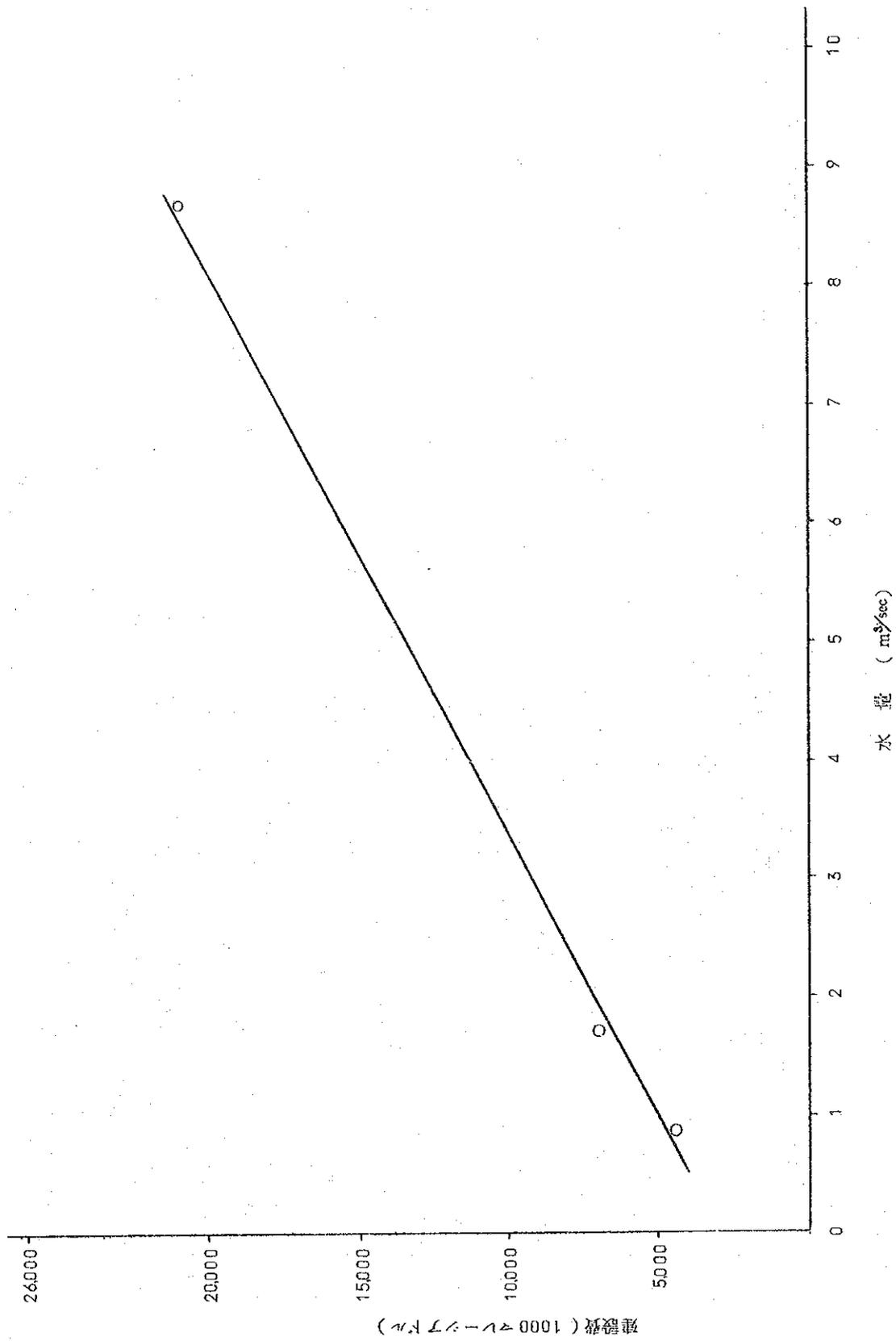
" a " 値と " b " 値は、最小自乗法にて得られ、費用関数は、次のように表わされる。

$$C_p = 608.1Q + 166 \quad (Q \leq 0.5 \text{ m}^3/\text{sec})$$

$$C_p = 2,092.0Q + 2,885 \quad (Q > 0.5 \text{ m}^3/\text{sec})$$



図G-5 ポンプ場建設費(揚程10 m)ただし、0.5 m³/sec以下



図G-6 ポンプ揚建設費(揚程10m)ただし、 $0.5 m^3/sec$ 以上

5 処理施設の費用関数

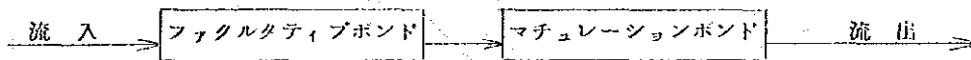
5.1 総説

費用関数の形で容量と処理施設建設費用の関数を表わすことは下水計画におけるさまざまな比較検討を行なう上でもっとも実際的な手がかりになる。

3種類の処理方法、スタビリゼーションpond、エアレーテッドラグーン、オキシデーションディッチの異なる5つの容量5,000 m^3 /日、10,000 m^3 /日、50,000 m^3 /日、100,000 m^3 /日、200,000 m^3 /日の建設費を求め費用関数を導いた。

5.2 スタビリゼーションpondプロセス

スタビリゼーションpondプロセスのフローシートは次の如くである。



土木工事の建設費は、1976年ベナン州の価格水準の単価に基づいて求め、機器は、日本の価格に基づいて見積り、船積費と戻税を見込んだ。

表G-14は、20%の諸経費を含む建設費を示している。

表G-14 スタビリゼーションpondの建設費

単位：1,000マレーシアドル

項目\容量 (m^3 /日)	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
土木、建築	524	1,048	5,240	10,480	20,960
機械、電気	-	-	-	-	-
計	524	1,048	5,240	10,480	20,960

図G-7に示したように、スタビリゼーションpondプロセスの費用関数は、両対数グラフにて直線となる

$$Cs = a Q^b$$

ここに、

a、b：定数

Cs：建設費(1,000マレーシアドル)

Q：容量(m^3 /日)

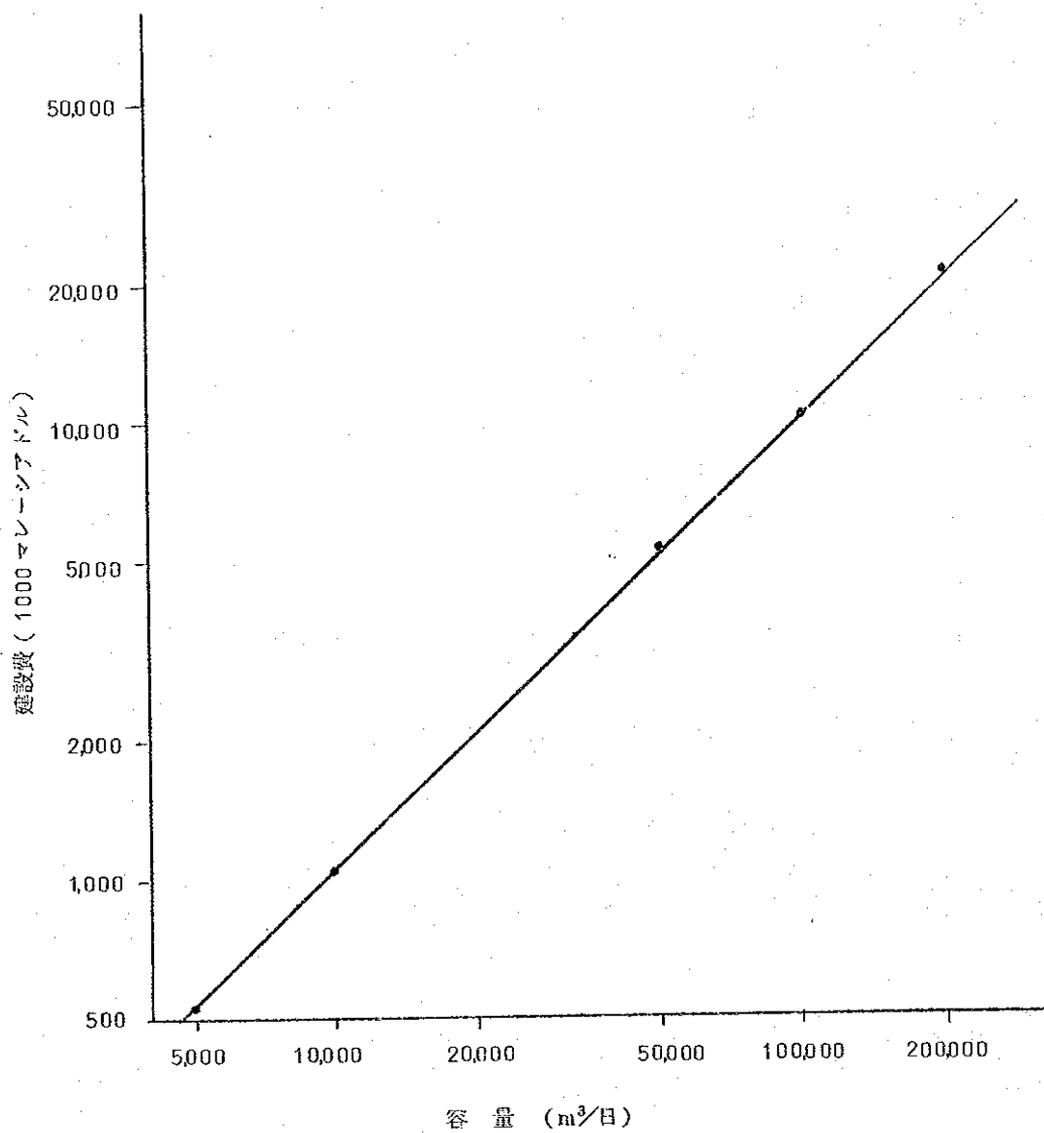
定数a、bは最小自乗法にて求める。これより費用関数は次のように与えられる。

$$Cs = 0.1048Q$$

ここに、

Cs：建設費(1,000マレーシアドル)

Q：容量(m^3 /日)



図G-7 スタビリゼーションpondプロセスの建設費

5.3 エアレーテッドラグーンプロセス

エアレーテッドラグーンプロセスのフローシートは次に示すとおりである。



20%の諸経費を含む建設費を表G-15に示す。

表G-15 エアレーテッドラグーンの建設費

単位：1,000マレーシアドル

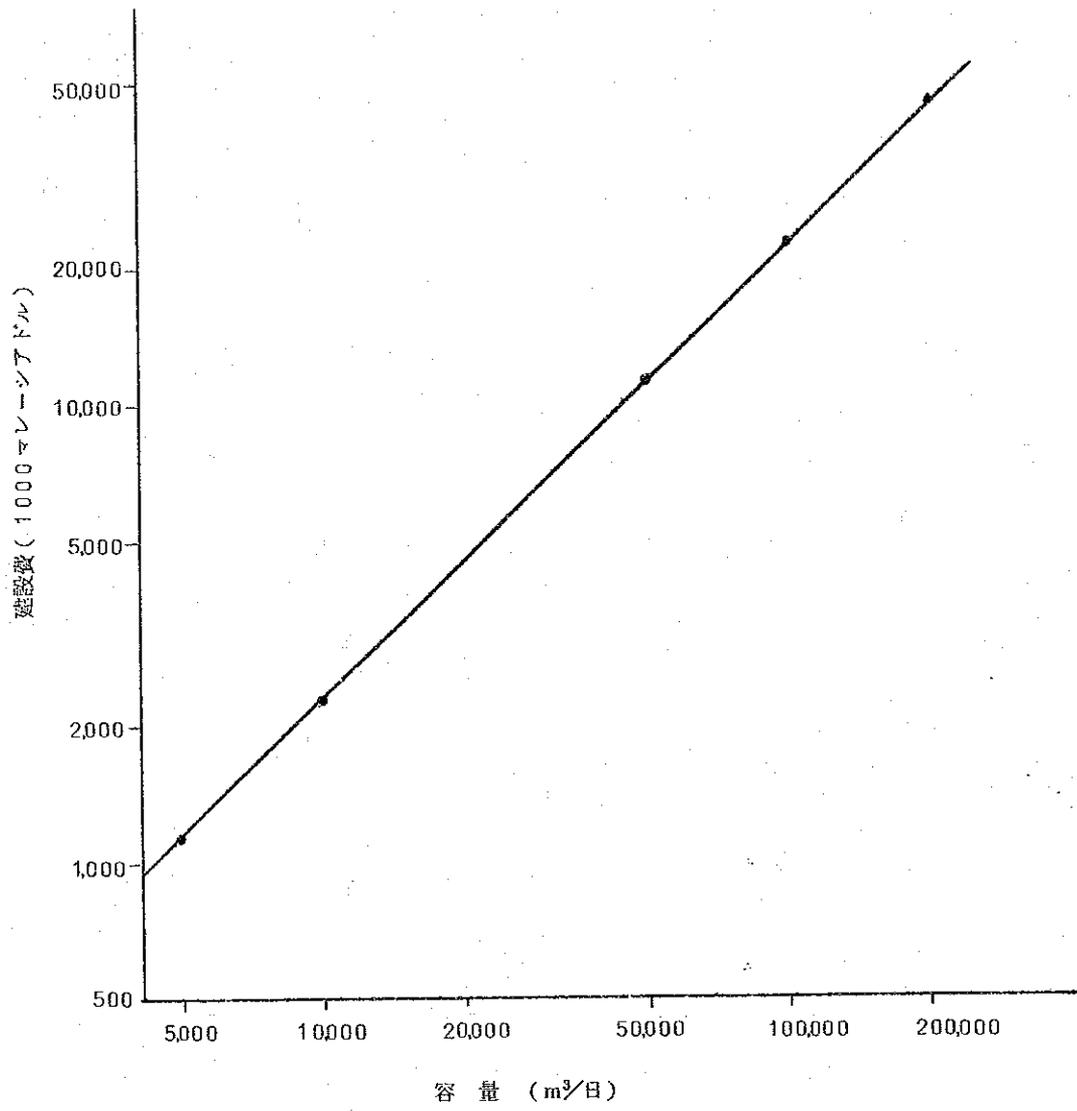
項目 \ 容量 (m ³ /日)	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
土木、建築	1,081	2,162	10,810	21,620	43,240
機械、電気	60	114	540	1,020	2,040
計	1,141	2,276	11,350	22,640	45,280

費用係数は次のように表わされる。

$$CA = 0.2323Q^{0.998}$$

ここに、CA：建設費(1,000マレーシアドル)

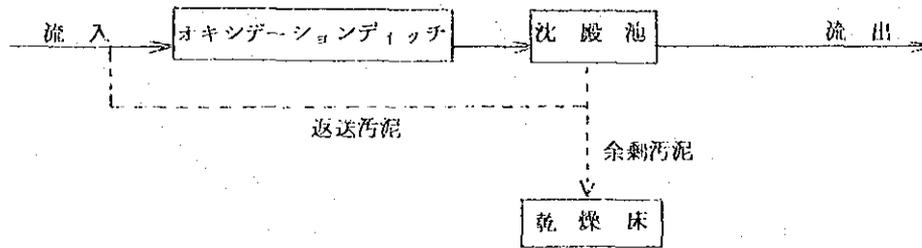
Q：容量(m³/日)



図G-8 エアレイティッドドラグーンプロセスの建設費

5.4 オキシデーションディッチプロセス

オキシデーションディッチプロセスのフローシートは次のとおりである。



20%の諸経費を含む建設費を表G-16に示す。

表G-16 オキシデーションディッチの建設費

単位：1,000マレーシアドル

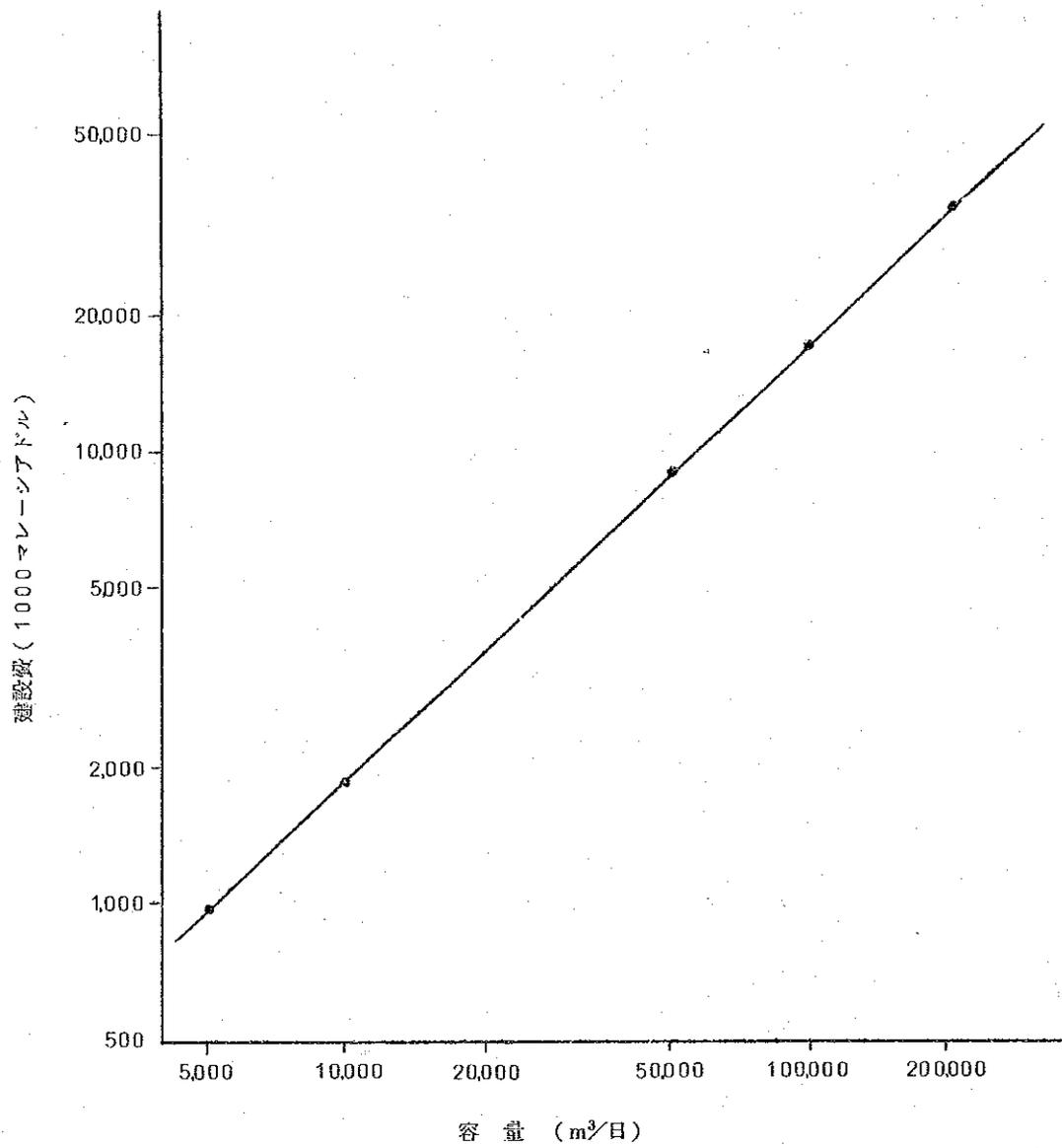
項目	容量 (m ³ /日)	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
土木、建築		213	426	2,130	4,260	8,520
機械、電気		769	1,461	6,921	13,073	26,146
計		982	1,887	9,051	17,333	34,666

費用係数は次のように表わされる。

$$C_o = 0.2614 Q^{0.966}$$

ここに、 C_o ：建設費 (1,000マレーシアドル)

Q ：容量 (m³/日)



図G-9 オキシレーションディッチプロセスの建設費

6 維持管理費

6.1 総説

一般に包括的な下水設備は、下水管、ポンプ場及び処理施設から成る。この設備を維持するための経費が必要である。それらは、運転者と労務者のためのサラリー、電気代、設備の購入費、機械油の購入費、及び修理代などである。

下水管きゝ維持とポンプ場と処理施設の維持管理の費用率数はそれぞれ別々に導いた。

6.2 管きゝ

下水管きゝの維持費は、次に記すことを前提条件として見積もった。

- (a) 公共下水道の清掃回数は4年に1回とする。
- (b) 公共下水道に關して、1チームの清掃能力は1日につき150mとする。
- (c) 清掃装置の寿命は10年とする。
- (d) 公共下水道清掃のための1チームの人数は6人とする。
- (e) 清掃装置の50%は、部品代、修繕代、分解検査代などである。
- (f) 下水管きゝの年間補修費は建設費の0.5%とする。

(g) 労働日数と労働時間

労働日数は年間300日

労働時間は1日に6時間とする。

(h) 労務賃金は1日につき8.00マレーシアドル。

(i) 機械代

電動バケツは、1セット121,000M\$とする。

フレキシブルロッドタイプと高圧マシンは1セット77,000M\$とする。

資料と上記の前提に基づくと、公共下水道管の維持費は1mにつき年間1.70マレーシアドルとなる。

6.3 ポンプ場

ポンプ場は容量によって異なったシステムとした。すなわち、容量が $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下のポンプ場には沈砂池は設置されていない。したがって、2通りの費用率数、 $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の容量のもの、それ以下の容量のものが導かれた。

費用率数は次のことを前提として作成した。

- (a) 容量が $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上のポンプ場の場合には、日平均のオペレーターの人数は1カ所のポンプ場につき1人とする。
- (b) 容量が $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下のポンプ場の場合には、日平均のオペレーターの人数は1カ所のポンプ場につき0.1人とする。
- (c) 電気代は、 $8 \text{ M}¢/\text{kwh}$ 、オペレーターの平均給料は1日につき1.5M\$とする。

よって、維持管理費は容量によって表G-17と図G-10に示すとおりになる。

これらの図表に基づいて、ポンプ場の維持管理費用関数は、以下のよう求められる。

$$C_{Mp} = 8.41 Q_p + 9.9 \quad (Q_p \leq 0.5 \text{ m}^3/\text{sec})$$

$$C_{Mp} = 29.3 Q_p + 8.20 \quad (Q_p > 0.5 \text{ m}^3/\text{sec})$$

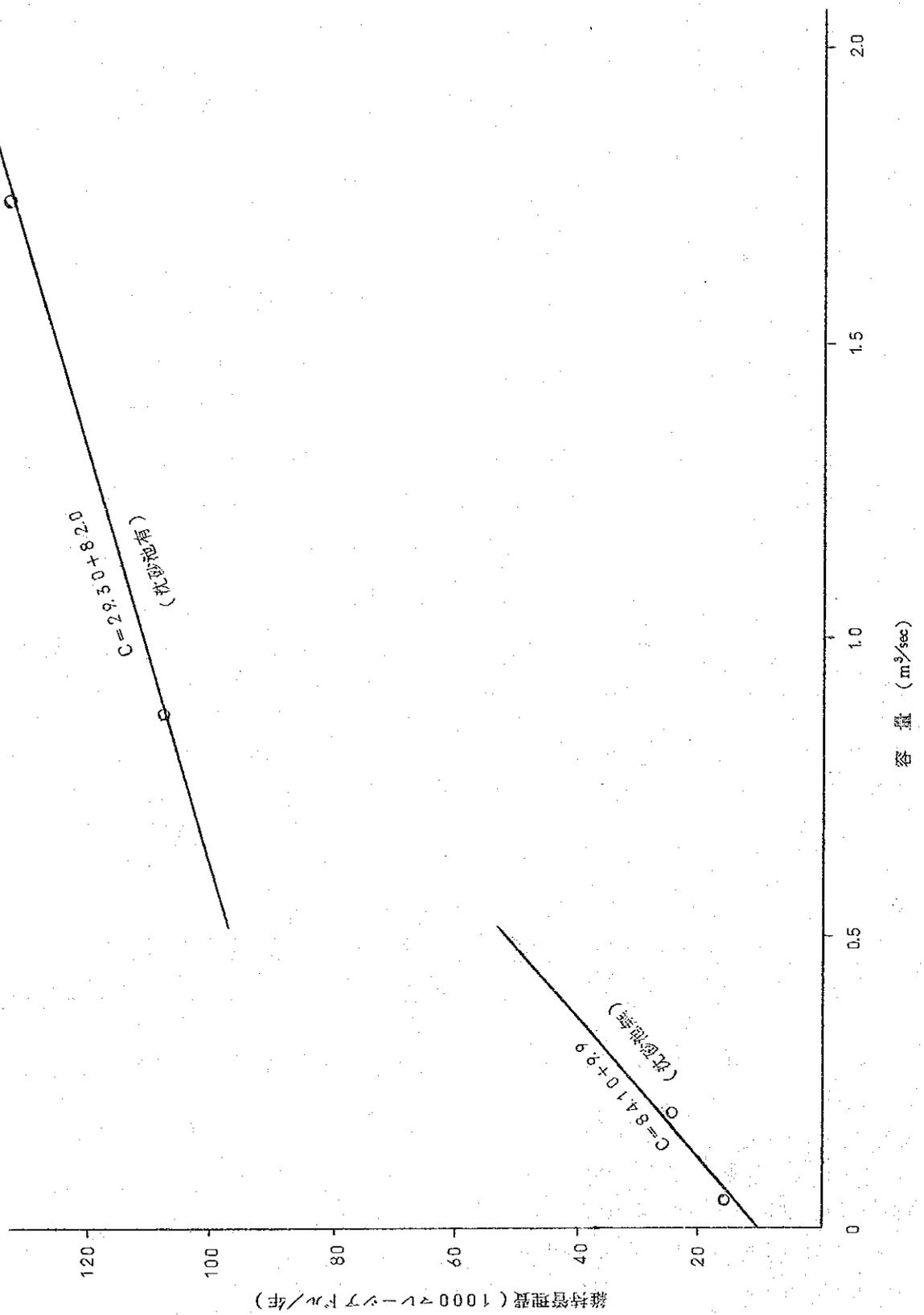
ここに、 Q_p : ピーク流量 (m^3/sec)

Q_{Mp} : 維持管理費 1,000マレーシアドル/年

表G-17 ポンプ場の維持管理費

単位：1,000マレーシアドル/年

項目 \ 容量 (m^3/sec)	0.05	0.2	0.5	0.87	1.73
給料	0.5	0.5	0.5	5.5	5.5
電気代等	15.3	23.7	52.3	102.0	127.2
計	15.8	24.2	52.8	107.5	132.7



6.4 処理施設

3種類の処理方法、スタビリゼーションボンドプロセス、エアレーテッドラグーンプロセス、オキシデーションディッチプロセスの費用係数を導いた。

処理施設の費用係数は、あらかじめ次のことを前提として導いた。

- (a) 日平均のオペレーターの人数をスタビリゼーションボンドとエアレーテッドラグーンで5,000 m³/日の施設の場合は2人、200,000 m³/日の施設の場合は4人とし、オキシデーションディッチの場合はそれぞれ4人と20人となる。
- (b) 電気代はM¢/kwh、オペレーターの平均給料は1日につき1.5M\$とする。

処理施設の維持管理費は、容量によって表G-18と図-11、G-12、G-13に示すとおりとなる。

表G-18 処理方法別の処理施設維持管理費

単位：1,000マレーシアドル/年

項 目	容量 (m ³ /日)				
	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
(a) スタビリゼーションボンド					
給 料	1 0.9 5	1 1.2 0	1 3.5 0	1 6.3 0	2 1.9 0
電気代等	—	—	—	—	—
計	1 0.9 5	1 1.2 0	1 3.5 0	1 6.3 0	2 1.9 0
(b) エアレーテッドラグーン					
給 料	1 0.9 5	1 1.2 0	1 3.5 0	1 6.3 0	2 1.9 0
電気代等	1 7.4 0	5 4.5 6	1 6 4.0 5	3 2 7.8 6	6 5 5.4 9
計	2 8.3 5	4 5.7 6	1 7 7.5 5	3 4 4.1 6	6 7 7.3 9
(c) オキシデーションディッチ					
給 料	2 1.9 0	3 2.8 5	4 3.8 0	5 4.7 5	1 0 9.5 0
電気代等	5 4.0 8	1 1 0.0 8	5 4 4.2 6	1 0 4 6.4 8	2,1 6 7.4 2
計	7 5.9 8	1 4 2.9 3	5 8 8.0 6	1,1 0 1.2 3	2,1 6 7.4 2

表G-18、図G-11、G-12、G-13により処理施設の維持管理費の費用係数は次のように導かれる。

(i) スタビリゼーションボンドプロセス

$$CM_s = 5.292 \times 10^{-5} Q + 9.33$$

(ii) エアレーテッドラグーンプロセス

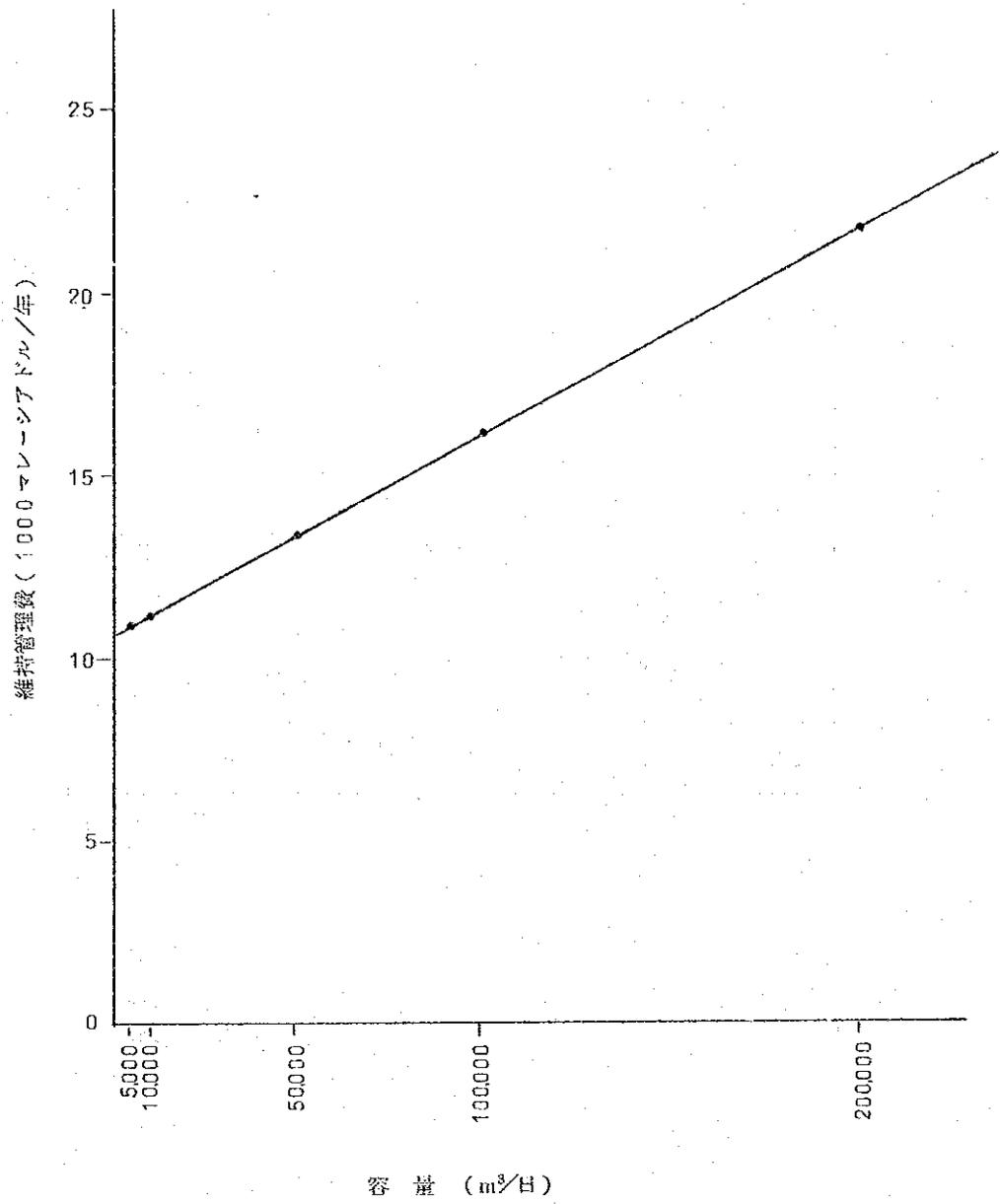
$$CM_A = 3.327 \times 10^{-3} Q + 11.80$$

(iii) オキシデーションディッチプロセス

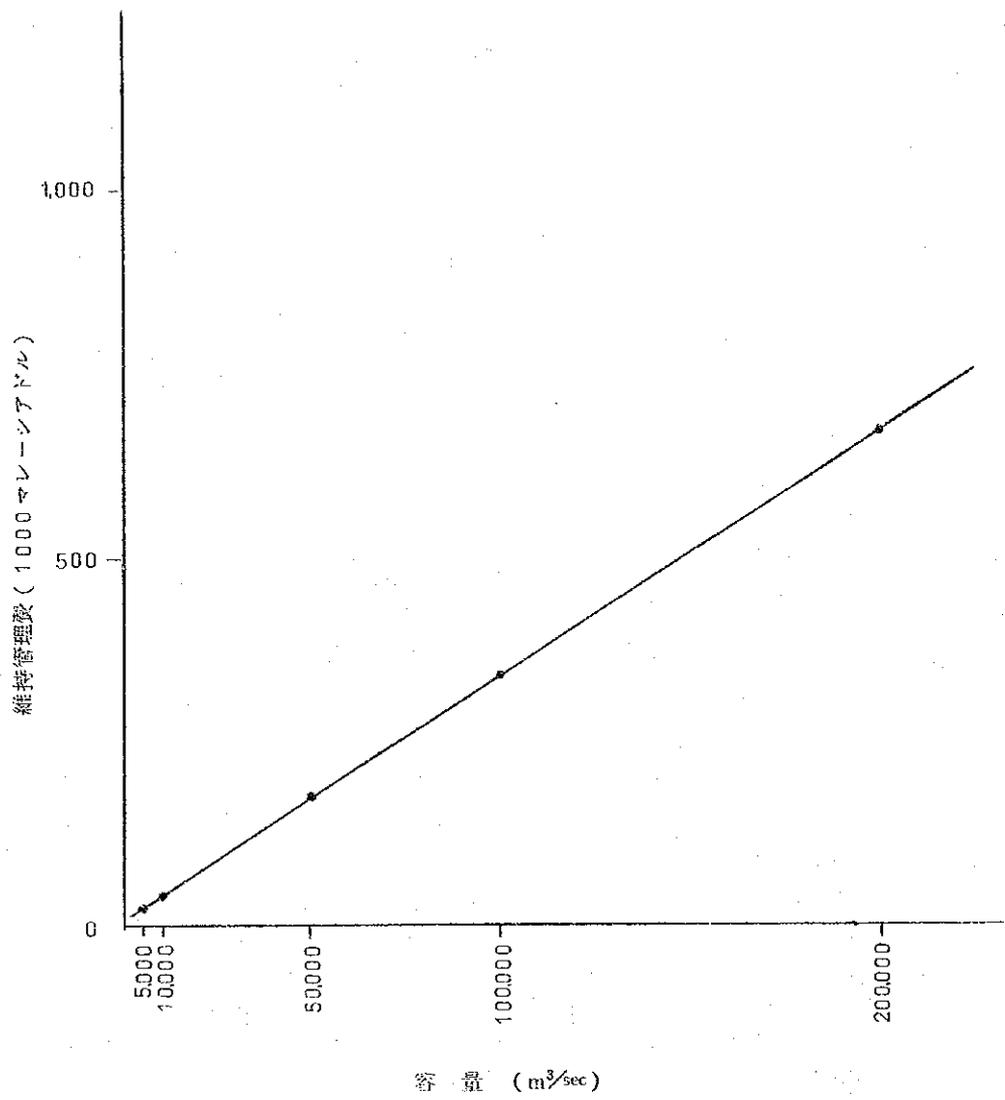
$$CM_o = 1.067 \times 10^{-2} Q + 35.95$$

ここに、CM_s、CM_A、CM_o：維持管理費(1,000マレーシアドル/年)

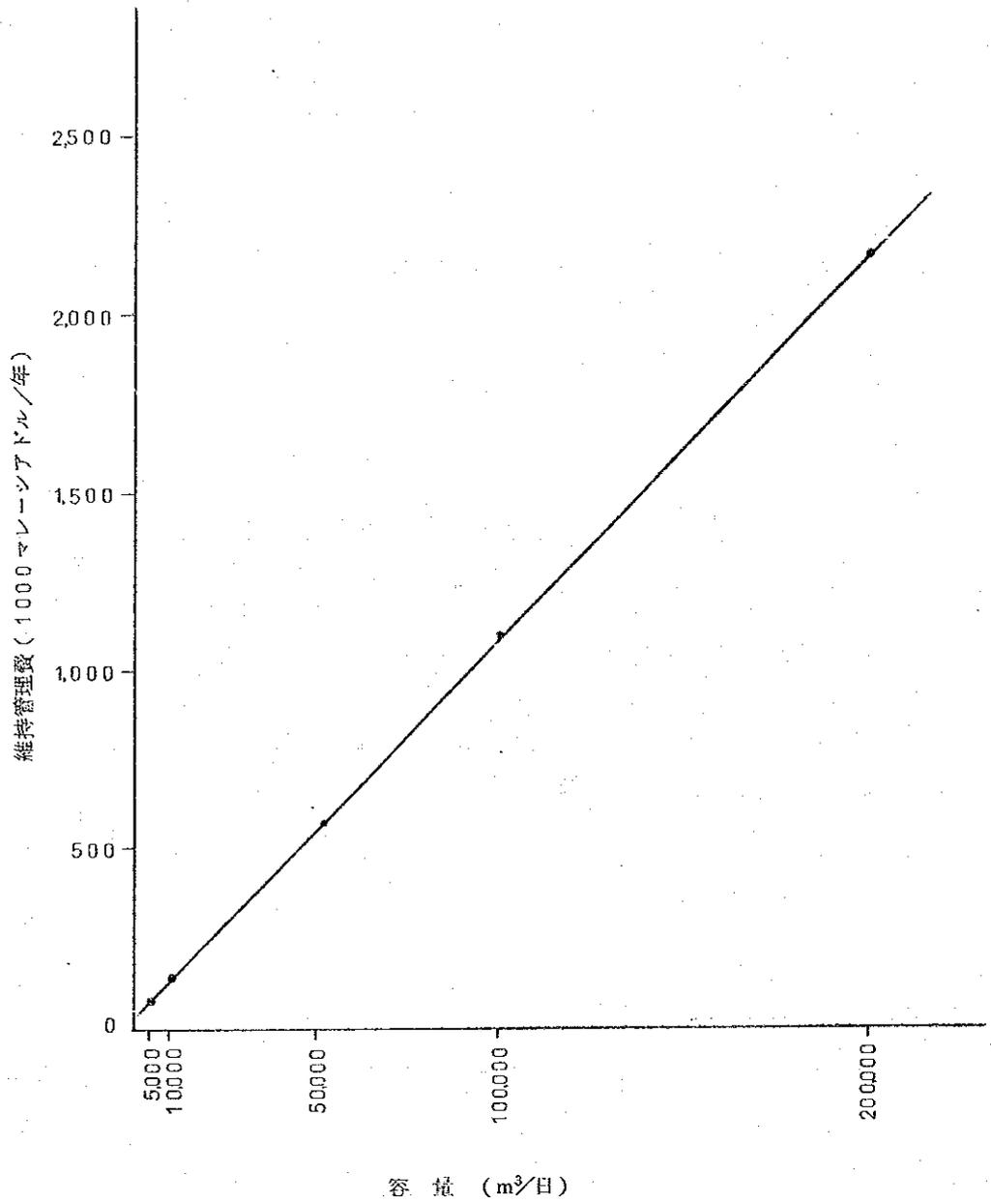
Q：日平均水量(m³/日)



図G-11 スタビリゼーションpondプロセスの維持管理費



図G-12 エアレイティッドラグーンプロセスの維持管理費



図G-13 オキシレーションディッチプロセスの維持管理費

7 下水施設のための所要用地面積

7・1 総 説

ほとんどの管き_rは、公道に埋設されるので土地の取得は必要とならない。しかし、処理施設やポンプ場の建設には莫大な土地が必要であり、またこれらの多くは個人の不動産であるため土地の取得費用が必要である。

ここでは、ポンプ場、処理場の容量と所要敷地面積の関係を検討する。

7・2 ポンプ場

所要敷地面積を $0.05 m^3/日$ 、 $0.2 m^3/日$ 、 $0.5 m^3/日$ 、 $0.87 m^3/日$ 、 $1.73 m^3/日$ 、 $3.0 m^3/日$ 、 $5.0 m^3/日$ の7つの異なる容量について検討した。7ケースのレイアウトより所要敷地は表G-19のようになる。

表G-19 ポンプ場の所要敷地面積

ピーク流量 (m^3/sec)	0.05	0.2	0.5	0.87	1.73	3.0	5.0
面積 (m^2)	50	120	155	1,600	1,700	1,800	2,400

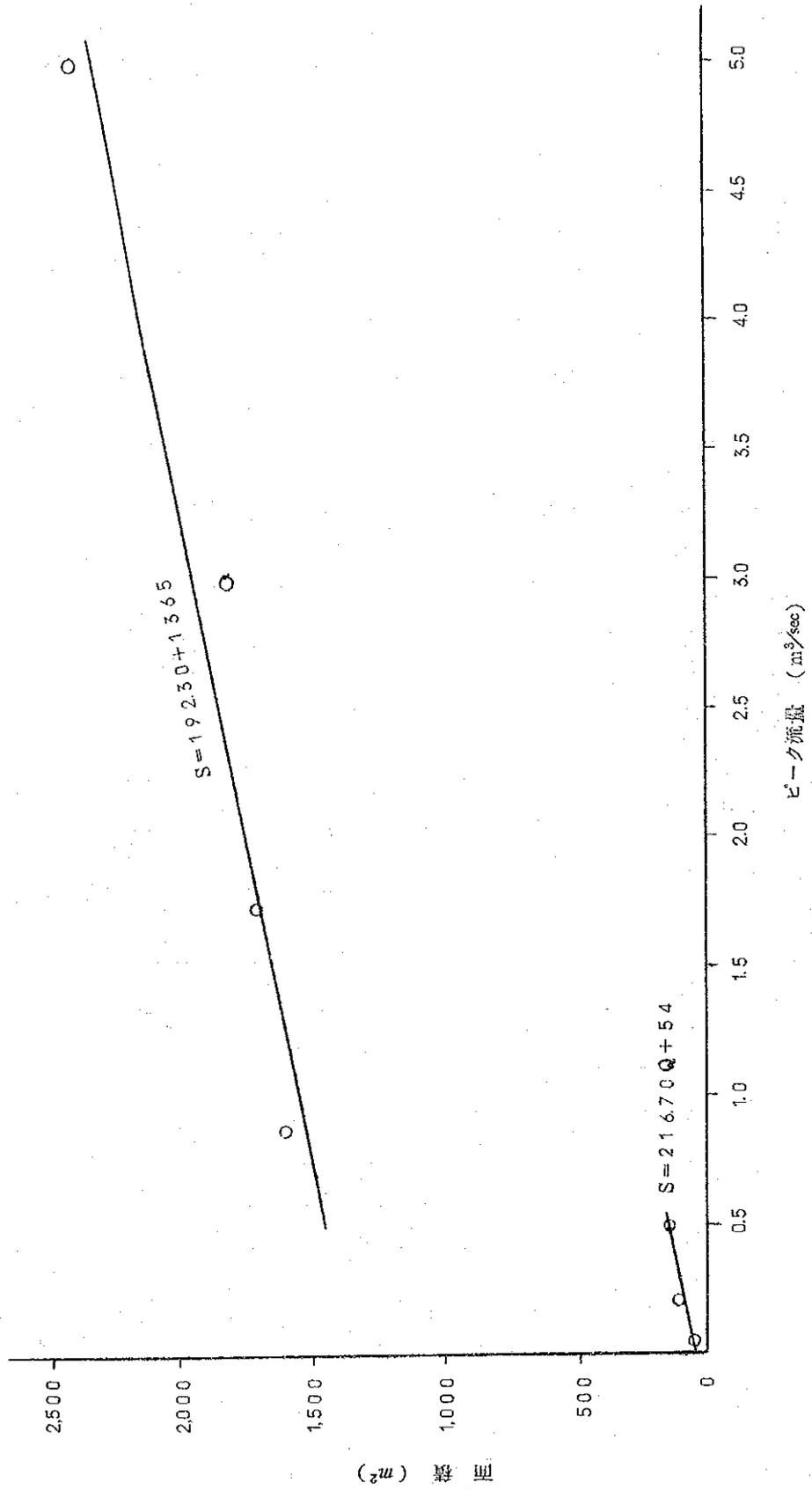
ピーク流量と敷地面積の関係は、図G-14に示すとおりである。関係式を次に示す。

$$S_p = 21.67 Q_p + 5.4 \quad (Q_p \leq 0.5 m^3/sec)$$

$$S_p = 19.23 Q_p + 1,365 \quad (Q_p > 0.5 m^3/sec)$$

ここに、 S_p : 敷地面積 (m^2)

Q_p : ピーク流量 (m^3/sec)



図G-14 ポンプ場の敷地面積

7・3 処理施設

処理施設の各処理法に対して、5,000 m³/日、10,000 m³/日、50,000 m³/日、100,000 m³/日、200,000 m³/日、の5ケースの流量での敷地面積を算定した。結果を表G-20と図G-15に示す。

表G-20 処理方式別所要敷地面積

単位：ヘクタール

処理法	水量 (m ³ /日)				
	5,000	10,000	50,000	100,000	200,000
スタビリゼーションpond	6.0	11.2	52.4	98.7	197.3
エアレーテッドラグーン	2.3	4.3	20.2	38.0	76.1
オキシデーションディッチ	0.6	1.1	4.9	9.2	18.5

これらの図表より次のように関数が導かれる。

(a) スタビリゼーションpondプロセス

$$S = 0.00186 Q^{0.947}$$

(b) エアレーテッドラグーンプロセス

$$S = 0.00070 Q^{0.948}$$

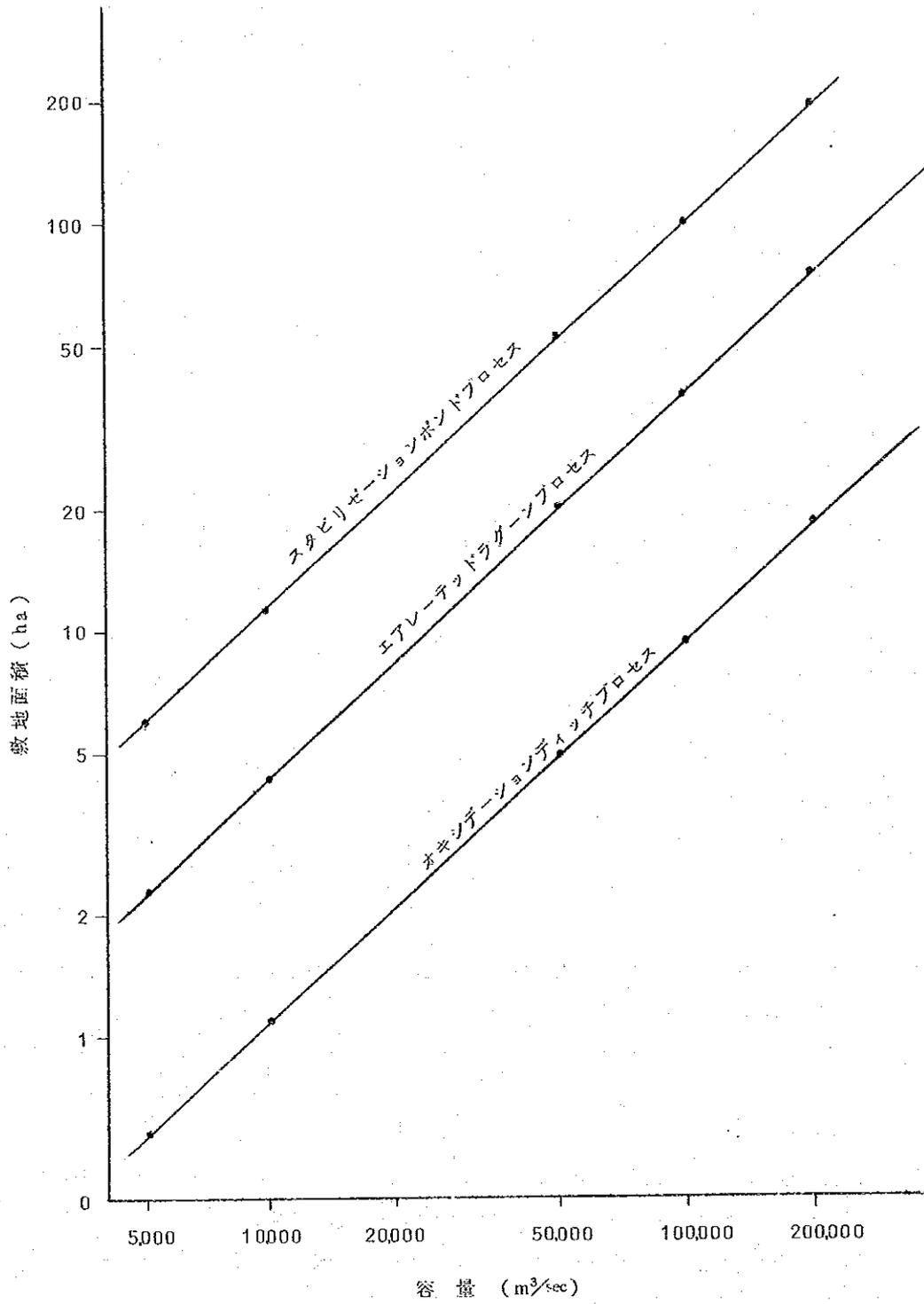
(c) オキシデーションディッチプロセス

$$S = 0.00022 Q^{0.927}$$

ここに、 S：敷地面積 (ha)

Q：日平均水量 (m³/日)

処理施設の所要敷地の合計は、その日平均汚水量に対するピーク流量より算出したポンプ場の面積を加えたものとする。



図G-15 処理施設の所要敷地面積

8 下水道システムの経済分析

8・1 概 論

2000年までの下水道事業実施にあたっていかなるシステム案が経済的かの分析を行なった。ここでは自然条件とシステム代案の比較分析を述べ最も効果的な下水道システム案を得た。分析において、下水流量および費用は2000年に対するものとした。

8・2 施設の設計基準

設計基準はマスタープラン本文に述べてある。下水道計画の管の系統および処理施設の位置は、図G-16に示すとおりである。地盤高や下水管の流渠区域は1:7,500および1:25,000の地形図を用いて検討し、管断面決定のために汚水量を計算した。設計基準は表G-21のとおりである。

費用の精算にあたって、表G-23、G-24の2000年の人口と下水流量より下水管施設への流入量を算出し、幹線施設を求めた。

(a) 流渠方式

管系統施設容量の決定に際し次の事項を考慮した。

- i) 家庭下水のピーク流量
- ii) 工場排水のピーク流量
- iii) 地下水量
- iv) 掘削深さ
- v) 処理施設の位置
- vi) ポンプ施設
- vii) 設計流速および他の基準

(b) ポンプ施設

ポンプ施設は一般的に7m以上の土被りがある下水管の下水をある高い地点まで揚水し引き続き自然流下で流すためのものである。この施設にはピーク流量を揚水するための最適な構造物、沈砂池等を設置する。

(c) 下水処理施設

比較検討のための処理施設は各分区の末端に設けることにした。各分区における位置および処理プロセスは、排出水の放流先の条件によって決定される。

費用比較に用いた費用は関数を使用し、すべての処理水は川や水路へ放流する。設計容量は日平均量とした。

8・3 下水道システムの費用

計画下水道システムを基に下水管、ポンプ施設、処理施設の費用を算出した。費用はベナン州における建設工事およびマレーシア国内の材料費をもとに作成した費用関数を用いて算出した。

分區別の計画下水道施設は、図G-16のとおりで、建設費、維持管理費(1976年価格)は表G-25、G-26、G-27に示すとおりである。

表G-21 下水量(2000年)

下水の種類	流 量
1. 1人当り汚水量	230ℓ/日
2. 工場排水量	80m ³ /日/ha
3. 浸透水	
o 高密度住居地域	12m ³ /日/ha
o 低密度住居地域	8m ³ /日/ha
o 工業地域	5m ³ /日/ha

表G-22 人口密度(2000年)

用途地域	住 居 地 域		商 業 地 域	工 業 地 域
	高 密 度	低 密 度		
人口密度 (人/ha)	160-120	52	0、120、160	0

表G-23 分区域人口(2000年)

処 理 分 区 名	面 積 (ha)	人 口
バターワース	1	45,440
	2	21,840
	3	37,039
	4	37,514
	5	33,705
	6	37,316
小 計	2,671	212,854
スプランジャヤ	1	46,748
	2	25,178
	3	26,543
	4	20,818
	5	19,152
小 計	2,051	138,439
ブ ラ イ	1	0
	2	13,948
小 計	1,331	13,948
ブキットメルタジャム	1	47,512
	2	39,794
	3	73,729
	4	24,917
	5	23,889
	6	32,948
	7	39,970
小 計	4,801	282,759
計	10,854	648,000

表G-24 分區別設計下水量(2000年)

処 理 分 区	面積(ha)	下 水 量		浸 透 水 (m^3 /日)	計 (m^3 /日)
		家庭下水 (m^3 /日)	工場排水 (m^3 /日)		
バターワース					
1	367	10,450	1,600	3,700	15,750
2	182	5,020	—	2,190	7,210
3	457	8,520	8,560	4,440	21,520
4	444	8,630	—	4,400	13,030
5	551	7,750	—	4,700	12,450
6	670	8,580	—	5,510	14,090
小 計	2,671	48,950	10,160	24,940	84,050
スプランジャヤ					
1	438	10,750	160	4,920	15,830
2	305	5,790	4,000	3,120	12,910
3	510	6,110	—	4,080	10,190
4	430	4,790	—	3,560	8,350
5	368	4,400	—	2,950	7,350
小 計	2,051	31,840	4,160	18,630	54,630
ブライ					
1	1,063	—	8,5040	5,320	90,360
2	268	3,210	—	2,150	5,360
小 計	1,331	3,210	8,5040	7,470	95,720
ブキットメルタルジャム					
1	892	10,930	—	7,200	18,130
2	715	9,150	—	5,870	15,020
3	927	16,960	—	8,920	25,880
4	467	5,730	—	3,770	9,500
5	459	5,500	—	3,670	9,170
6	573	7,580	—	4,770	12,350
7	768	9,190	—	6,110	15,300
小 計	4,801	65,040	—	40,310	105,350
計	10,854	149,040	99,360	91,350	339,750

表G-25 分區別の下水道施設

下水処理分区分名	公共下水管		取付管		ポンプ場		処理場		
	径 (mm)	延長 (m)	径 (mm)	延長 (m)	ピーク 流量 (m ³ /s)	所要用地 面積 (m ²)	処理 プロセス	平均流量 (m ³ /日)	所要 面積
バターワース									
1	225-900	92,200	150	110,800			S・P	15,800	17.6
2	" -600	54,600	"	65,500			"	7,200	8.4
3	" -900	116,800	"	125,700			"	21,500	23.6
4	" -750	133,200	"	111,100			"	13,000	14.6
5	" -750	165,300	"	98,200			"	12,500	14.1
6	" -750	201,000	"	108,000	0.18	100	"	14,100	15.8
スプランジャヤ									
1	225-900	131,000	"	140,000			"	15,800	17.6
2	" -750	82,000	"	88,700			"	12,900	14.5
3	" -675	153,000	"	76,500			"	10,200	11.6
4	" -675	129,000	"	70,800			"	8,400	9.7
5	" -600	110,400	"	55,200			"	7,400	8.6
ブライ									
1	225-1,500	116,900	"	148,800	0.89	1,540	"	90,400	92.0
2	" -525	80,400	"	40,200			"	5,400	6.4
ブキットメルタジャム									
1	225-900	267,600	"	137,200	0.14	90	"	18,100	20.0
2	" -750	214,500	"	115,200			"	15,000	16.8
3	" -1,050	278,100	"	217,800			"	25,900	28.1
4	" -600	140,100	"	71,900			"	9,500	10.9
5	" -600	137,700	"	68,900			"	9,200	10.5
6	" -675	171,900	"	95,600			"	12,400	14.0
7	" -750	230,400	"	115,200			"	15,300	17.1

注：S、P :スタビリゼーションポンド

FIGURE G-16



LEGEND

- Project boundary
- District boundary
- zone boundary
- Main sewer { Line No
 ②225 Dia of sewer (mm)
 ③300
 ④450
 ⑤600
- Pumping station
- Treatment plant

SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT
 BUTTERWORTH, BUKIT MERTAJAM
 METROPOLITAN AREA, MALAYSIA

FIGURE G-16

下水道施設計画

表G-26 建設費（1976年価格）

（1000マレーシアドル）

下水処理区分区名	下水管			ポンプ場			処理場			計	
	公共下水 (幹線)※	公装下水 (枝線)	取付管	用地費 ※	建設費 ※	処理プロセス	用地費 ※	建設費 ※	(1)		(2)
パターマス											
1	6370	8820	3320			S.P	2270	2100	10740	12140	22880
2	2480	5350	1970			"	1080	1050	4610	7320	11930
3	6290	10290	3770			"	1530	2750	10570	14060	24630
4	7690	13050	3330			"	950	1740	10380	16380	26760
5	8710	16200	2950			"	60	1670	10440	19150	29590
6	13570	19700	3240	0.3	230	"	3400	1870	19070	22940	42010
スランジャヤ											
1	7150	12820	4200			"	3780	2080	13010	17020	30030
2	4970	7500	2660			"	3120	1730	9820	10160	19980
3	7830	14990	2300			"	2490	1400	11720	17290	29010
4	6740	12640	2120			"	2090	1200	10030	14760	24790
5	5690	10820	1660			"	1850	1070	8610	12480	21090
フライ											
1	19910	-	4460	40	4750	"	19780	16610	61090	4460	65550
2	3580	7880	1210			"	190	830	4600	9090	13690
フキットメルタジャム											
1	13300	26220	4110	0.3	200	"	100	2340	15940	30330	46270
2	9400	21020	3460			"	500	1970	11870	24480	36350
3	12130	27250	6530			"	840	3270	16240	33780	50020
4	6300	13730	2160			"	330	1320	7950	15890	23840
5	6120	13490	2070			"	320	1280	7720	15560	23280
6	7490	16850	2870			"	420	1660	9570	19720	29290
7	10170	22580	3460			"	260	2010	12440	26040	38480
計	165890	281200	61850	40	5180		45360	49950	266420	343050	609470

注：(1)……政府負担 (2)……個人負担 ※……(1)に含まれる

表G-27 維持管理費 (1976年価格)

(1,000マレーシアドル)

下水処理区分	下水管		ポンプ場	処理場	計
	政府負担	個人負担			
バターワース					
1	50	190	-	60	300
2	30	110	-	40	180
3	70	210	-	70	350
4	70	240	-	50	360
5	80	270	-	40	390
6	100	320	30	50	500
小計	400	1,340	30	310	2,080
スブランジャヤ					
1	70	260	-	60	390
2	50	150	-	50	250
3	80	230	-	40	350
4	70	200	-	40	310
5	60	170	-	40	270
小計	330	1,010	-	230	1,570
ブライ					
1	200	100	110	160	570
2	40	130	-	30	200
小計	240	230	110	190	770
ブキットメルタジャム					
1	140	420	20	60	640
2	110	340	-	50	500
3	140	480	-	70	690
4	70	220	-	40	330
5	70	210	-	40	320
6	90	270	-	50	410
7	120	350	-	50	520
小計	740	2,290	20	360	3,410
計	1,710	4,870	160	1,090	7,830

参考G-1 流量計算

図G-16におけるバタワース分区-1の主要幹線の流量計算は次表のとおりである。

その他の幹線、枝線も同様に設計される。

パターワース、分區-1 流量計算表

系統番号	管長 (m)	面積		(1) 日平均流量			(2) ビーク 流量 (m ³ /S)	計画下水管				管底高		地盤高		土被り		備考	
		各線 (ha)	通加 (ha)	家屋水 下 (m ³ /日)	工場 排水 (m ³ /日)	浸透水 (m ³ /日)		ビーク 流量 (m ³ /S)	径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	上流端 (m)	下流端 (m)	上流端 (m)	下流端 (m)	上流端 (m)		下流端 (m)
BW1-1	440	9.0	-	330	-	110	0.019	⊙225	3.0	0.62	0.025	-1215	-0.105	2.44	2.55	1.00	2.13		
BW1-2	210	10.0	1.90	700	-	230	0.038	⊙300	2.4	0.67	0.047	-0.180	-0.684	2.25	2.20	2.13	2.58		
BW1-3	640	4.60	65.0	2,390	-	780	0.109	⊙450	1.8	0.76	0.121	-0.834	-1.986	2.20	2.45	2.58	3.99		
BW1-4	690	35.0	100.0	3,680	-	1,200	0.159	⊙525	1.5	0.77	0.167	-2.061	-3.096	2.45	2.41	3.99	4.98		
BW1-5	1,350	220.0	320.0	10,450	1,600	3,700	0.451	⊙900	0.9	0.85	0.543	-3,471	-4,686	2.41	2.10	4.98	5.89		

処理場へ

注：(2) = (1) × ビーク流量率 (附頁参照)

参考G-2 流量表(円形管、マニング公式 $n = 0.013$)

次表は、下水量をもとにして管径、勾配を決定するのに使用する。

管 径 (m)	0.150		0.225		0.300		0.375		0.450		0.525		0.600	
断 面 积 (m ²)	0.018		0.040		0.071		0.110		0.159		0.216		0.283	
流 水 边 长 (m)	0.471		0.707		0.942		1.178		1.414		1.649		1.885	
动 水 半 径 (m)	0.037		0.056		0.075		0.094		0.112		0.131		0.150	
管 勾 配 (%)	满流流速 (m/s)	满流流量 (m ³ /s)												
14.0	1.020	0.018	1.336	0.053	1.619	0.114	1.878	0.207	2.121	0.337	2.351	0.509	2.569	0.727
13.0	0.983	0.017	1.288	0.051	1.560	0.110	1.810	0.200	2.044	0.325	2.265	0.490	2.476	0.700
12.0	0.944	0.017	1.237	0.049	1.499	0.106	1.739	0.192	1.964	0.312	2.176	0.471	2.379	0.673
11.0	0.904	0.016	1.184	0.047	1.435	0.101	1.665	0.184	1.880	0.299	2.084	0.451	2.278	0.644
10.0	0.862	0.015	1.129	0.045	1.368	0.097	1.587	0.175	1.793	0.285	1.987	0.430	2.172	0.614
9.0	0.818	0.014	1.071	0.043	1.298	0.092	1.506	0.166	1.701	0.270	1.885	0.408	2.060	0.583
8.5	0.795	0.014	1.041	0.041	1.261	0.089	1.464	0.162	1.653	0.263	1.832	0.396	2.002	0.566
8.0	0.771	0.014	1.010	0.040	1.224	0.086	1.420	0.157	1.603	0.255	1.777	0.385	1.942	0.549
7.5	0.746	0.013	0.978	0.039	1.185	0.084	1.375	0.152	1.552	0.247	1.720	0.372	1.881	0.532
7.0	0.721	0.013	0.945	0.038	1.145	0.081	1.328	0.147	1.500	0.239	1.662	0.360	1.817	0.514
6.5	0.695	0.012	0.910	0.036	1.103	0.078	1.280	0.141	1.445	0.230	1.602	0.347	1.751	0.495
6.0	0.668	0.012	0.875	0.035	0.060	0.075	1.230	0.136	1.389	0.221	1.539	0.333	1.682	0.476
5.5	0.639	0.011	0.838	0.033	1.015	0.072	1.177	0.130	1.329	0.211	1.473	0.319	1.611	0.455
5.0	0.609	0.011	0.799	0.032	0.967	0.068	1.123	0.124	1.268	0.202	1.405	0.304	1.536	0.434
4.5	0.578	0.010	0.758	0.030	0.918	0.065	1.065	0.118	1.203	0.191	1.333	0.288	1.457	0.412
4.0	0.545	0.010	0.714	0.028	0.865	0.061	1.004	0.111	1.134	0.180	1.256	0.272	1.373	0.388
3.5	0.510	0.009	0.668	0.027	0.809	0.057	0.939	0.104	1.061	0.169	1.175	0.254	1.285	0.363
3.0	0.472	0.008	0.619	0.025	0.749	0.053	0.869	0.096	0.982	0.156	1.088	0.236	1.189	0.336
2.8	0.456	0.008	0.598	0.024	0.724	0.051	0.840	0.093	0.949	0.151	1.051	0.228	1.149	0.325
2.6	0.439	0.008	0.576	0.023	0.698	0.049	0.809	0.089	0.914	0.145	1.013	0.219	1.107	0.313
2.5	0.431	0.008	0.565	0.022	0.684	0.048	0.794	0.088	0.896	0.143	0.993	0.215	1.086	0.307
2.4	0.422	0.007	0.553	0.022	0.670	0.047	0.778	0.086	0.878	0.140	0.973	0.211	1.064	0.301
2.2	0.404	0.007	0.530	0.021	0.642	0.045	0.745	0.082	0.841	0.134	0.932	0.202	1.019	0.288
2.0	0.385	0.007	0.505	0.020	0.612	0.043	0.710	0.078	0.802	0.128	0.888	0.192	0.971	0.275
1.9	0.376	0.007	0.492	0.020	0.596	0.042	0.692	0.076	0.781	0.124	0.866	0.187	0.947	0.268
1.8	0.366	0.006	0.479	0.019	0.580	0.041	0.674	0.074	0.761	0.121	0.843	0.182	0.921	0.261
1.7	0.355	0.006	0.466	0.019	0.564	0.040	0.655	0.072	0.739	0.118	0.819	0.177	0.895	0.253
1.6	0.345	0.006	0.452	0.018	0.547	0.039	0.635	0.070	0.717	0.114	0.795	0.172	0.869	0.246
1.5	0.334	0.006	0.437	0.017	0.530	0.037	0.615	0.068	0.694	0.110	0.769	0.167	0.841	0.238
1.4	0.322	0.006	0.423	0.017	0.512	0.036	0.594	0.066	0.671	0.107	0.743	0.161	0.813	0.230
1.3	0.311	0.005	0.407	0.016	0.493	0.035	0.572	0.063	0.646	0.103	0.716	0.155	0.783	0.221
1.2	0.299	0.005	0.391	0.016	0.474	0.033	0.550	0.061	0.621	0.099	0.688	0.149	0.752	0.213
1.1	0.286	0.005	0.375	0.015	0.454	0.032	0.527	0.058	0.595	0.095	0.659	0.143	0.720	0.204
1.0	0.273	0.005	0.357	0.014	0.433	0.031	0.502	0.055	0.567	0.090	0.628	0.136	0.687	0.194
0.9	0.259	0.005	0.339	0.013	0.410	0.029	0.476	0.053	0.538	0.086	0.596	0.129	0.651	0.184
0.8	0.244	0.004	0.319	0.013	0.387	0.027	0.449	0.050	0.507	0.081	0.562	0.122	0.614	0.174
0.7	0.228	0.004	0.299	0.012	0.362	0.026	0.420	0.046	0.474	0.075	0.526	0.114	0.575	0.162
0.6	0.211	0.004	0.277	0.011	0.335	0.024	0.389	0.043	0.439	0.070	0.487	0.105	0.532	0.150
0.5	0.193	0.003	0.253	0.010	0.306	0.022	0.355	0.039	0.401	0.064	0.444	0.096	0.486	0.137
0.4	0.172	0.003	0.226	0.009	0.274	0.019	0.317	0.035	0.359	0.057	0.397	0.086	0.434	0.123

管 径 (m)	0.675	0.750	0.900	1.050	1.200	1.350	1.500							
断 面 积 (m ²)	0.358	0.442	0.636	0.866	1.131	1.431	1.767							
流 水 边 长 (m)	2.121	2.356	2.827	3.299	3.770	4.241	4.712							
动 水 半 径 (m)	0.169	0.188	0.225	0.262	0.300	0.337	0.375							
管 勾 配 (%)	满流流速 (m/s)	满流流量 (m ³ /s)												
14.0	2.779	0.995	2.982	1.317	3.367	2.142	3.731	3.231	4.079	4.613	4.412	6.315	4.733	8.364
13.0	2.678	0.958	2.873	1.269	3.245	2.064	3.596	3.114	3.930	4.445	4.252	6.086	4.561	8.060
12.0	2.573	0.921	2.760	1.220	3.117	1.983	3.455	2.991	3.776	4.271	4.085	5.847	4.382	7.744
11.0	2.464	0.882	2.643	1.168	2.985	1.899	3.308	2.864	3.615	4.089	3.911	5.598	4.195	7.414
10.0	2.349	0.841	2.520	1.113	2.846	1.810	3.154	2.731	3.447	3.899	3.729	5.337	4.000	7.069
9.0	2.228	0.797	2.391	1.056	2.700	1.717	2.992	2.591	3.270	3.699	3.537	5.063	3.795	6.706
8.5	2.166	0.775	2.323	1.026	2.624	1.669	2.907	2.518	3.178	3.594	3.438	4.921	3.688	6.517
8.0	2.101	0.752	2.254	0.996	2.545	1.619	2.821	2.442	3.083	3.487	3.335	4.774	3.578	6.323
7.5	2.034	0.728	2.182	0.964	2.464	1.568	2.731	2.365	2.985	3.376	3.229	4.622	3.464	6.122
7.0	1.965	0.703	2.108	0.931	2.381	1.515	2.639	2.285	2.884	3.262	3.120	4.466	3.347	5.914
6.5	1.894	0.678	2.032	0.898	2.294	1.460	2.543	2.202	2.779	2.143	3.006	4.303	3.225	5.699
6.0	1.820	0.651	1.952	0.862	2.204	1.402	2.443	2.115	2.670	3.020	2.888	4.134	3.099	5.476
5.5	1.742	0.623	1.869	0.826	2.110	1.343	2.339	2.025	2.557	2.891	2.765	3.958	2.967	5.242
5.0	1.661	0.594	1.782	0.787	2.012	1.280	2.230	1.931	2.438	2.757	2.637	3.774	2.829	4.998
4.5	1.576	0.564	1.690	0.747	1.909	1.214	2.116	1.832	2.312	2.615	2.501	3.580	2.683	4.742
4.0	1.486	0.532	1.594	0.704	1.800	1.145	1.995	1.727	2.180	2.466	2.358	3.376	2.530	4.471
3.5	1.390	0.497	1.491	0.659	1.683	1.071	1.866	1.616	2.039	2.307	2.206	3.158	2.367	4.182
3.0	1.287	0.460	1.380	0.610	1.559	0.992	1.727	1.496	1.888	2.135	2.042	2.923	2.191	3.872
2.8	1.243	0.445	1.333	0.589	1.506	0.958	1.669	1.445	1.824	2.063	1.973	2.824	2.117	3.740
2.6	1.198	0.429	1.285	0.568	1.451	0.923	1.608	1.392	1.758	1.988	1.901	2.722	2.040	3.604
2.5	1.175	0.420	1.260	0.557	1.423	0.905	1.577	1.365	1.724	1.949	1.864	2.669	2.000	3.534
2.4	1.151	0.412	1.235	0.545	1.394	0.887	1.545	1.338	1.689	1.910	1.827	2.615	1.960	3.463
2.2	1.102	0.394	1.182	0.522	1.335	0.849	1.479	1.281	1.617	1.829	1.749	2.503	1.876	3.316
2.0	1.051	0.376	1.127	0.498	1.273	0.810	1.410	1.221	1.542	1.744	1.668	2.387	1.789	3.161
1.9	1.024	0.366	1.098	0.485	1.240	0.789	1.375	1.190	1.503	1.699	1.625	2.327	1.744	3.081
1.8	0.997	0.357	1.069	0.472	1.207	0.768	1.338	1.159	1.463	1.654	1.582	2.264	1.697	2.999
1.7	0.969	0.347	1.039	0.459	1.173	0.746	1.300	1.126	1.421	1.607	1.537	2.201	1.649	2.915
1.6	0.940	0.336	1.008	0.445	1.138	0.724	1.261	1.092	1.379	1.559	1.492	2.135	1.600	2.828
1.5	0.910	0.326	0.976	0.431	1.102	0.701	1.221	1.058	1.335	1.510	1.444	2.067	1.549	2.738
1.4	0.879	0.315	0.943	0.417	1.065	0.677	1.180	1.022	1.290	1.459	1.395	1.997	1.497	2.645
1.3	0.847	0.303	0.909	0.401	1.026	0.653	1.137	0.985	1.243	1.406	1.344	1.924	1.442	2.549
1.2	0.814	0.291	0.873	0.386	0.986	0.627	1.092	0.946	1.194	1.351	1.292	1.849	1.386	2.449
1.1	0.779	0.279	0.836	0.369	0.944	0.600	1.046	0.906	1.143	1.293	1.237	1.770	1.327	2.344
1.0	0.743	0.266	0.797	0.352	0.900	0.572	0.997	0.864	1.090	1.233	1.179	1.688	1.265	2.235
0.9	0.705	0.252	0.756	0.334	0.854	0.543	0.946	0.819	1.034	1.170	1.119	1.601	1.200	2.121
0.8	0.664	0.238	0.713	0.315	0.805	0.512	0.892	0.772	0.975	1.103	1.055	1.510	1.131	1.999
0.7	0.621	0.222	0.667	0.295	0.753	0.479	0.834	0.722	0.912	1.032	0.987	1.412	1.058	1.870
0.6	0.575	0.206	0.617	0.273	0.697	0.443	0.772	0.669	0.844	0.955	0.913	1.307	0.980	1.732
0.5	0.525	0.188	0.563	0.249	0.636	0.405	0.705	0.611	0.771	0.872	0.834	1.193	0.894	1.581
0.4	0.470	0.168	0.504	0.223	0.569	0.362	0.631	0.546	0.689	0.780	0.746	1.067	0.800	1.414

附 頁 段 階 的 下 水 道 建 設 計 圖



1 概論

広大で人口膨脹のはげしい計画区域に対して下水道、排水施設を完備することは非常に巨大な事業である。したがって、緊急性とその施設がもたらす便益を考慮して段階的に施設を設置することを慎重に考えなければならない。段階的に建設を進めれば投資額を分散することによって借金による利息と初期投資を減じることができる。その上初期段階の建設で得られた経験がその後の事業で生かされるであろう。そこで計画区域の衛生状況に影響するいくつかの重要な要素を考慮し評点方式によって下水道事業の優先順位と実施時期についての検討を行った。

2 衛生状況の評価

2・1 評価の基本方針

2000年までの下水道建設計画を下水道処理分区単位の優先順位で決めるにあたって当計画区域の環境衛生状況にかかわる次の6つの要素を考慮した。

- a 人口密度
- b 汚濁負荷量
- c し尿処理システム
- d 浸水状況
- e 給水状況
- f 水系伝染病の発生率

上述した6つの要因にはそれぞれが衛生状況に及ぼす影響度に応じて異なった評点が与えられた。下水道事業実施順位を決定するためにバターワース、スプランジャヤ、ブライ、ブキットメルタジャムの下水道処理区をさらに分割した20の処理分区が各要素毎の評点によって評価された。

これらの6つの要素に加えてもう一つの重要な要素、即ち州政府によって進められる住宅及び工業開発計画が事業実施順位に考慮された。開発計画下の地域は上記の評価結果にかかわらず州政府の要望によって実施順位がくり上げられるであろう。

2・2 評価システムの適用

評価にあたって各要素に対してその重要度に応じて合計で1000点が与えられた。

- (1) 最も重要な要素の一つは、下水道施設によって便益を受ける人間の数である。したがって最小の投資で最大の便益を得るためには高い人口密度の地域に下水道施設を整備するにかぎる。ここに人口密度の項に最高点を与える。
- (2) 第2の高評点を発生汚濁負荷量に与える。最近の計画区域の状況によれば住宅地、商工業地域から発生する汚濁負荷は一般に処理施設を過らずに川や水路に放流されている。浄化槽をのぞけば全計画区域をカバーする水質汚濁防止施設はない。したがって現在河川、水路に放流されている汚濁負荷をコントロールすることに高評点を与える必要がある。
- (3) ある限定された小地区の施設を除けば現在計画区域内には下水道施設はない。計画区域内で発生するし尿は浄

化槽、バケツ、浸透式、及び水洗便所で処分されている。環境衛生の観点から現在のし尿処分システムは十分なものとはいえないので第3の高評点をこの項目に与える。

(4) 政府は既存の河川、水路の改修を行ってきたが、なお市街地では損害をきたすような浸水がしばしば起っている。衛生状況に影響を及ぼすこれらの地域は下水道施設の整備によって改善されよう。だから浸水状況の項目に第4の評点を与える。

この外の要素、即ち給水状況、水系伝染病の発生率もまた衛生問題と関連が深いが前述の4要素に比べれば、緊急度が低い。これらの2項目には同一の評点を与える。

これら6つの要素にそれらの重要度に応じて評点を与え1976年と2000年について評価する。評点は次のとおりである。

a	人口密度	400
b	汚濁負荷量	250
c	し尿処理システム	150
d	浸水状況	100
e	給水状況	50
f	水系伝染病の発生率	50

計 1,000点

各項目についての詳しい説明を以下に述べる。

2.2.1 人口密度

表H-1と図H-1、2に示すように現在と将来の人口密度は下水処理分区毎にスランジャヤ分区-2及びブライ分区-1の0からバターワース分区-1の124人/haまでである。

評価のために200点が現在と将来の人口密度に与えられた。

評点	現在及び将来人口密度
200	100人/ha以上
150	75~100人/ha
100	50~75 "
50	25~50 "
0	0~25 "

表H-2に表わしたように最高点はバターワース分区-1に与えられ、400点であった。続いてバターワース分区-3及び4、スランジャヤ分区-1が高評点を得た。

表H-1 処理分區別人口密度

処理区	処理分区	計画処理区 域面積 (ha)	1 9 7 6		2 0 0 0	
			人口 (人)	人口密度 (人/ha)	人口 (人)	人口密度 (人/ha)
バターワース						
	1	367	37,920	103.3	45,440	123.8
	2	182	3,585	19.7	21,840	120.0
	3	457	28,255	61.8	37,039	81.0
	4	444	26,332	59.3	37,514	84.5
	5	551	3,961	7.2	33,705	61.2
	6	670	8,902	13.3	37,316	55.7
スプランジャヤ						
	1	438	13,657	31.2	46,748	106.7
	2	305	69	0.2	25,178	82.6
	3	510	2,991	5.9	26,543	52.0
	4	430	7,518	17.5	20,818	48.4
	5	368	4,369	11.9	19,152	52.0
ブライ						
	1	1,063	1,860	1.7	0	0
	2	268	1,974	7.4	13,948	52.0
ブキットメルタジャム						
	1	892	7,559	8.5	47,512	53.3
	2	715	6,387	8.9	39,794	55.7
	3	927	45,540	49.1	73,729	79.5
	4	467	6,077	13.0	24,917	53.4
	5	459	7,257	15.8	23,889	52.0
	6	573	13,840	24.2	32,948	57.5
	7	768	9,947	13.0	39,970	52.0
計		10,854	238,000	21.9	648,000	59.5

表H-2 人口密度に対する評価

処 理 区	処理分区	評 価 点		
		1976	2000	Total
バターワース				
	1	200	200	400
	2	0	200	200
	3	100	150	250
	4	100	150	250
	5	0	100	100
	6	0	100	100
スプランジャヤ				
	1	50	200	250
	2	0	150	150
	3	0	100	100
	4	0	50	50
	5	0	100	100
ブ ラ イ				
	1	0	0	0
	2	0	100	100
ブギットメルタジャム				
	1	0	100	100
	2	0	100	100
	3	50	150	200
	4	0	100	100
	5	0	100	100
	6	0	100	100
	7	0	100	100

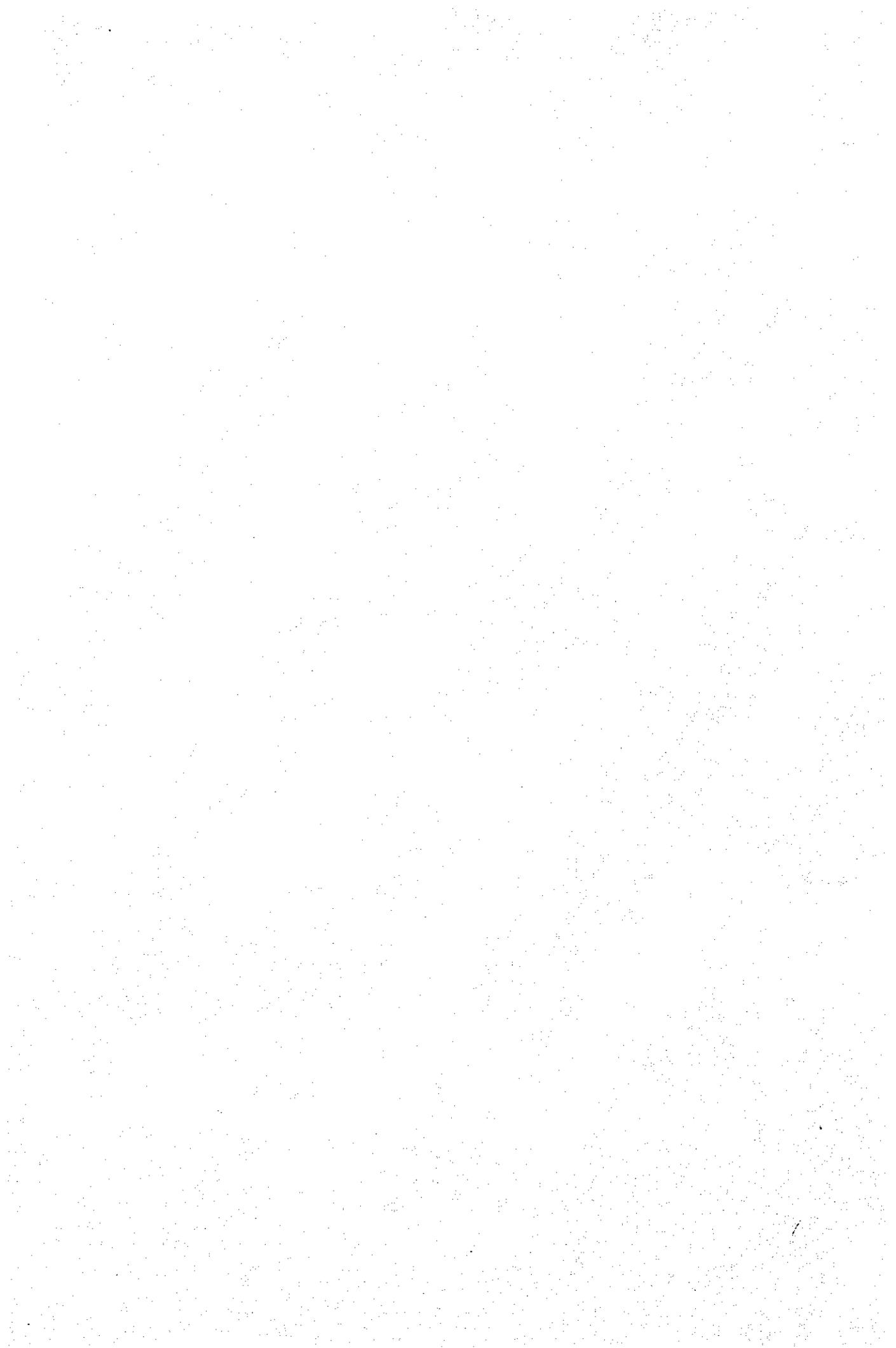


Figure H-1

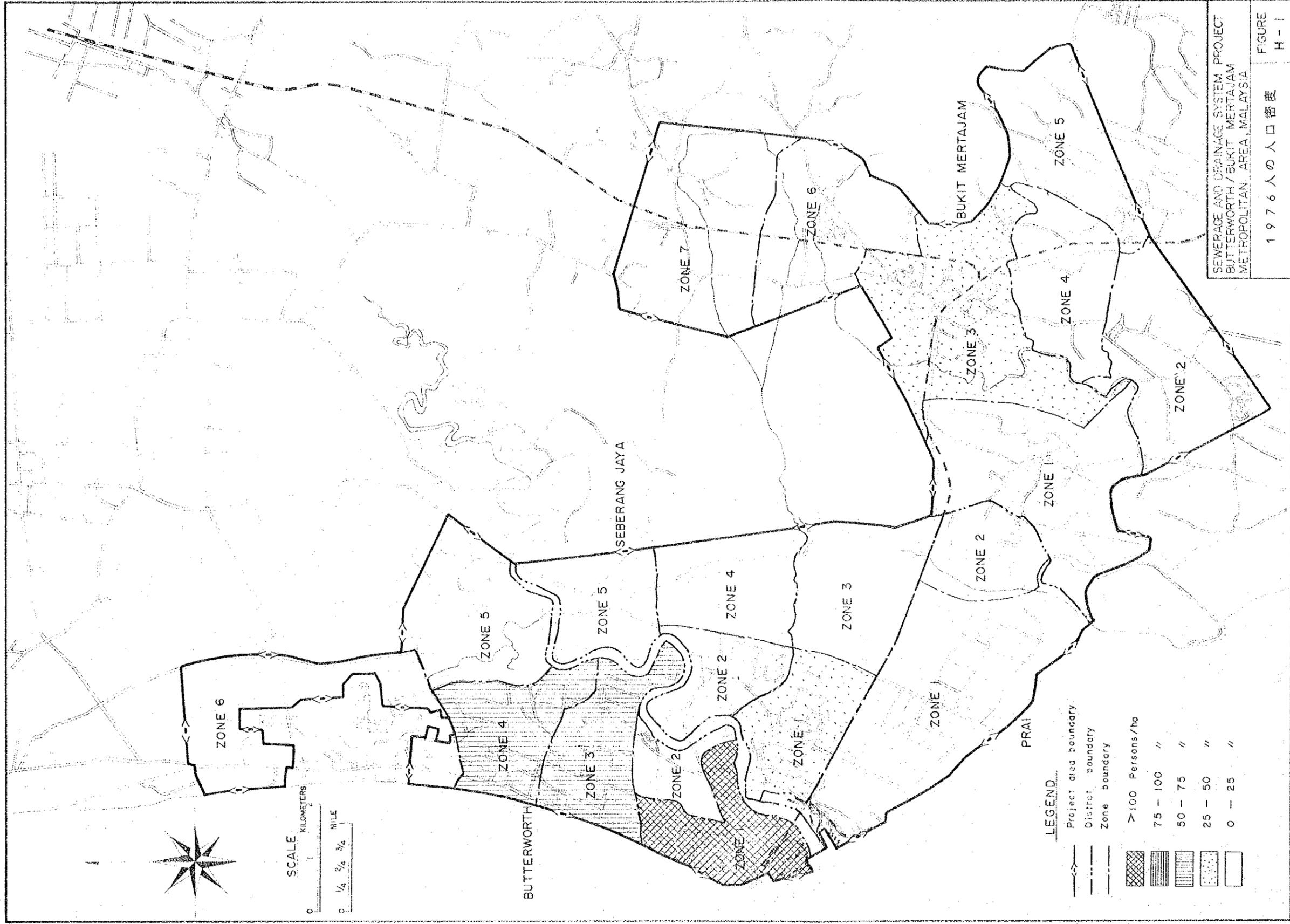
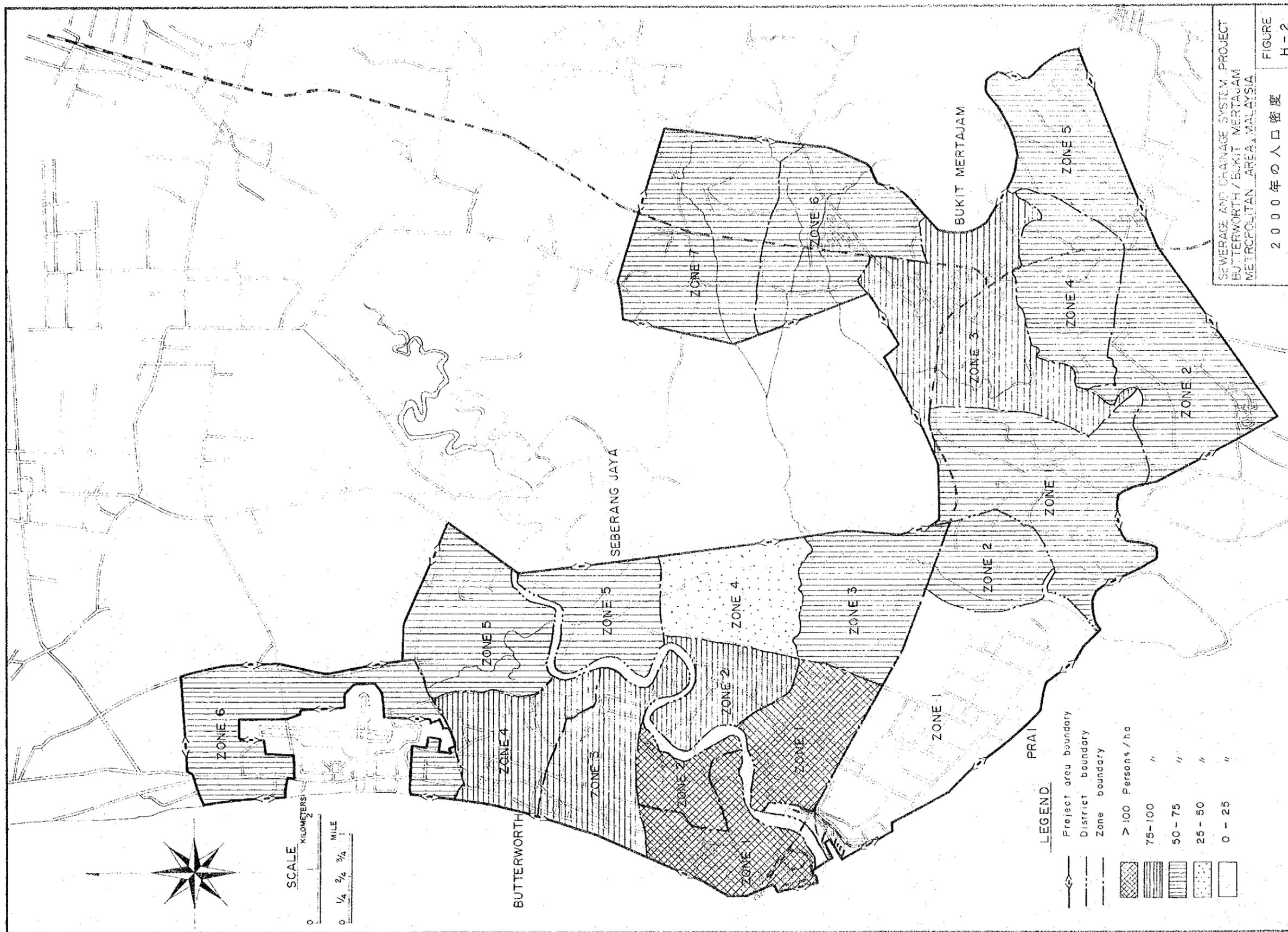


Figure H-2



SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT
 BUTTERWORTH / BUKIT MERTAJAM
 METROPOLITAN AREA, MALAYSIA

2000年の人口密度
 FIGURE H-2

2・2・2 汚濁負荷量

計画区域内で実施された本調査によれば河川、水路は一般に家庭汚水、工場排水の流出によって汚染されている。したがって水域への汚濁負荷の流出をコントロールする必要がある。評価にあたって各処理分区内の発生汚濁負荷を単位面積当りの発生量と1人当り発生量の2つの観点が見積り、現在と2000年の両方について算出した。

表H-3はha当りの発生汚濁量を示す。住居地域の汚濁負荷量は処理人口、1人当り汚水量230ℓ/日及びBOD濃度200mg/ℓとから計算した。また工業地域については工場排水量を100m³/日/ha、BOD濃度を150mg/ℓとして計算した。

表H-4は住居地域と工業地域にわたっての下水道施設によって削減されるBOD負荷量を示す。

表H-3から判るようにブライの分区-1(工業地域)における現在及び計画をふまえた2000年までの両者についてのha当りの発生汚濁負荷量が最大を示している。しかし、表H-4に示すように2000年には1人当り発生沖濁者は0である。なぜならこの地区は非居住の工業地域だからである。したがってこの分区への評価は低くなる。

この評価において250点のうち現在及び2000年についてそれぞれ100点をha当り25点を1人当りの各発生負荷量に与えた。そして表H-5及びH-6に示したようにBOD負荷発生量で各処理分区を評価した。

表H-5及びH-6に示すようにha当りと1人当りの発生量を基にした評価は計画区域内で発生する全負荷量に対する各分区からの負荷量のパーセンテージであらわした。

そして各分区の評価は上記のことを考慮して現在及び2000年に対して次のような評点を与え計算した。

(1) ha当り負荷量を基に

評 点	評 価 値	
	1976	2000
100	20以上	15以上
75	15~20	10~15
50	10~15	5~10
25	5~10	3~5
0	0~5	0~3

(2) 1人当り負荷量を基に

評 点	評 価 値	
	1976	2000
25	40以上	10以上
15	20~40	5~10
5	10~20	3~5
0	0~10	0~3

評価の結果は表H-7に示すとおりである。

表H-3 予測汚濁負荷量

処 理 区	処理分区	汚濁負荷量 (kg/日/ha)	
		1976	2000
バターワース			
	1	8.6	8.4
	2	1.8	4.2
	3	7.2	7.2
	4	2.8	3.9
	5	0.6	2.8
	6	0.6	2.6
スブランジャヤ			
	1	1.8	5.0
	2	1.7	6.3
	3	0.3	2.4
	4	0.9	2.2
	5	0.8	2.4
ブ ラ イ			
	1	11.7	15.0
	2	0.4	2.4
ブキットメルタジャム			
	1	0.5	2.5
	2	0.4	2.6
	3	3.0	3.7
	4	0.6	2.5
	5	0.7	2.6
	6	1.1	2.4
	7	0.6	
計		46.1	83.5

表H-4 発生汚濁負荷量

処 理 区	処理分区	汚濁負荷量 (g/日/人)	
		1976	2000
バターワース			
	1	73	68
	2	46	46
	3	103	89
	4	46	46
	5	46	46
	6	46	46
スフランジャヤ			
	1	48	47
	2	6,350	77
	3	46	46
	4	46	46
	5	46	46
ブ ラ イ			
	1	5,199	0
	2	46	46
フキットメルタジャム			
	1	46	46
	2	46	46
	3	46	46
	4	46	46
	5	46	46
	6	46	46
	7	46	46
計		12,415	924

表H-5 ha 当りの汚濁負荷量に対する評価

処 理 区	処理分区	評 価 値	
		1976	2000
バターワース			
	1	19	10
	2	4	5
	3	16	9
	4	6	5
	5	1	3
	6	1	3
スブランジャヤ			
	1	4	6
	2	4	8
	3	1	3
	4	2	3
	5	2	3
ブ ラ イ			
	1	25	18
	2	1	3
ブキットメルタジャム			
	1	1	5
	2	1	3
	3	7	4
	4	1	3
	5	2	3
	6	2	3
	7	1	3

表H-6 1人当り汚濁負荷量に対する評価

姓 理 区	処理分区	評 価 値	
		1976	2000
バターワース			
	1	1	7
	2	0	5
	3	1	10
	4	0	5
	5	0	5
	6	0	5
スプランジャヤ			
	1	0	5
	2	51	8
	3	0	5
	4	0	5
	5	0	5
ブ ラ イ			
	1	42	0
	2	0	5
ブキットメルタジャム			
	1	0	5
	2	0	5
	3	0	5
	4	0	5
	5	0	5
	6	0	5
	7	0	5

表H-7 汚濁負荷量に対する評価結果

処 理 区	処理分区	ha 当りの発生汚濁負荷		1人当り発生汚濁負荷		総評価点
		1976	2000	1976	2000	
バターワース						
	1	75	75	0	15	165
	2	0	50	0	15	65
	3	75	50	0	25	150
	4	25	50	0	15	90
	5	0	25	0	15	40
	6	0	25	0	15	40
スブランジャヤ						
	1	0	50	0	15	65
	2	0	50	25	15	90
	3	0	25	0	15	40
	4	0	25	0	15	40
	5	0	25	0	15	40
ブ ラ イ						
	1	100	100	25	0	225
	2	0	25	0	15	40
ブキッドメルタジャム						
	1	0	25	0	15	40
	2	0	25	0	15	40
	3	25	25	0	15	65
	4	0	25	0	15	40
	5	0	25	0	15	40
	6	0	25	0	15	40
	7	0	25	0	15	40

2・2・3 し尿処理システム

計画区域内の現在のし尿処理システムは浄化槽方式とバケツ方式の2つに代表される。新しく開発された住居地域では大部分の人々が共同浄化槽による水洗式便所を使用しているが郊外居住者の大部分はバケツ式便所を使っている。そして市街地のある地区では浄化槽とバケツの両者が使われている。

図H-3は現在浄化槽とバケツ方式でカバーされている地域を示す。しかし全処理分区について現在のし尿処理システムとその処理人口の正確な状況を示すデータはない。

しかしながら1970年の人口と住居統計によれば下水処理に関連づけてのし尿処理状況は表H-8のようなものである。

表H-8 地区別し尿処理状況(1970)

地区名	便所の形式(%)					合計
	水洗	バケツ	浸透式	水上	なし	
バターワース	31	60	6	1	2	100
ブライ	24	67	3	4	2	100
ブキッドメタルジャム	28	69	2	—	1	100
その他	28	64	16	5	8	100

評価にあたって各処理分区における便所の割合は上表におけるパーセンテージと同じとして決定し、し尿処理システムのない分区に150点を、浄化槽が一般的にうまく機能している分区には比較的低い評点を与えた。それは既存施設は下水道システムが完備するまでの当分の間は残しておくという考えによるものである。

表H-9に示すように各処理分区における評価は人口密度に対する不十分なし尿処理システムの割合によってあらわした。次の評点が与えられた。

評点	評価値
150	60以上
75	30~60
0	0~30

全処理分区の評価結果は、表H-10に示すとおりである。

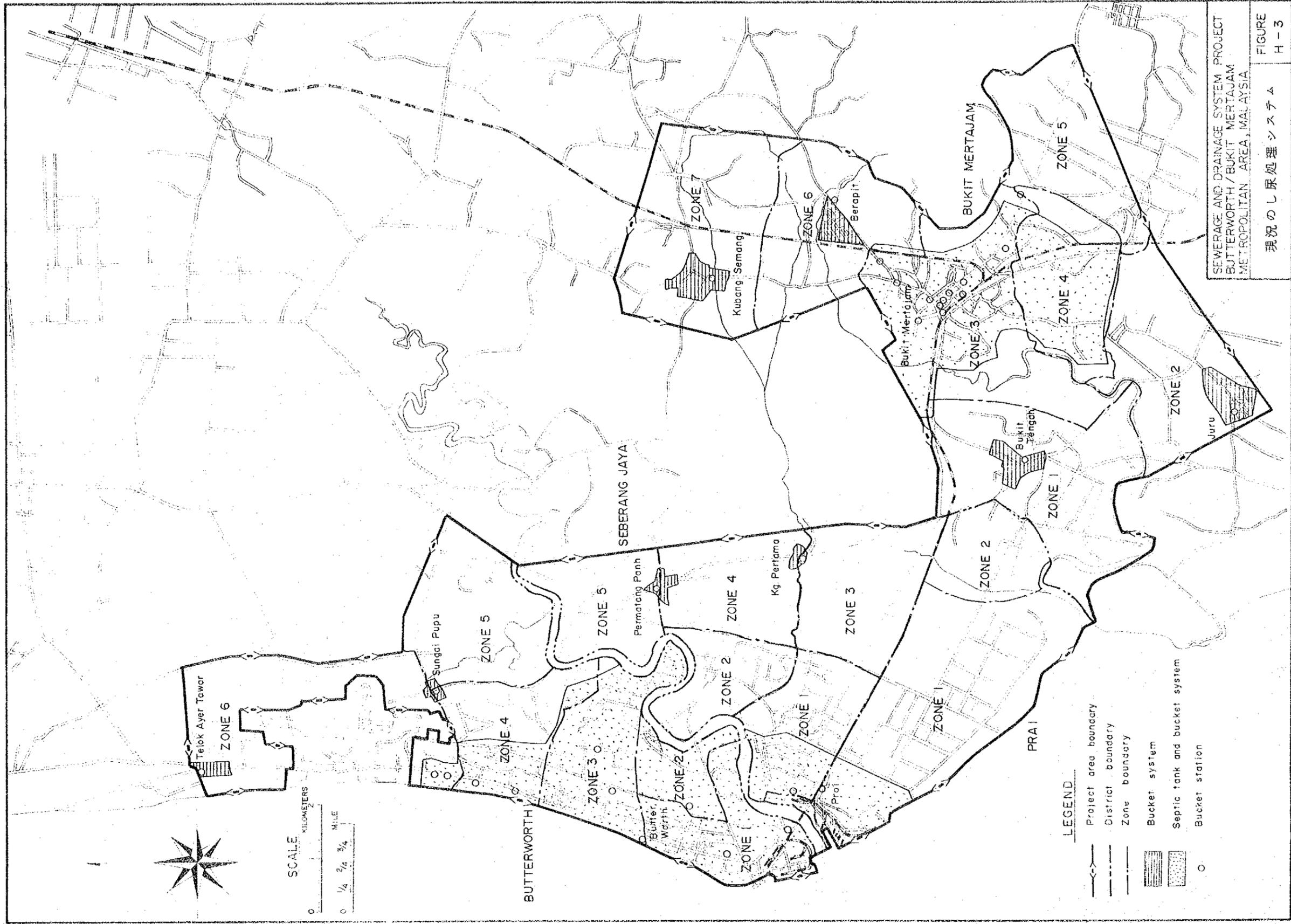
表H-9 し尿処理システムの評価

処 理 区	処理分区	不十分なし尿処理 システムの割合 (a)	1976年 の人口密度 (b)	人口密度による 評 価 値 (a):(b)×100
バターワース				
	1	69	103.3	71
	2	69	19.7	14
	3	69	61.8	43
	4	69	59.3	41
	5	93	7.2	7
	6	93	13.3	12
スブランジャヤ				
	1	76	31.2	24
	2	93	0.2	0
	3	93	5.9	5
	4	93	17.5	16
	5	93	11.9	11
ブ ラ イ				
	1	76	1.7	1
	2	93	7.4	7
ブキットメルタジャム				
	1	93	8.5	8
	2	93	8.9	8
	3	72	49.1	35
	4	72	13.0	9
	5	93	15.8	15
	6	93	24.2	23
	7	93	13.0	12

表H-10 し尿処理システムの評価

処 理 区	処理分区	評 価 点
バターワース	1	150
	2	0
	3	75
	4	75
	5	0
	6	0
スブランジャヤ	1	0
	2	0
	3	0
	4	0
	5	0
ブ ラ イ	1	0
	2	0
ブキッドマルチジャム	1	0
	2	0
	3	75
	4	0
	5	0
	6	0
	7	0

Figure H-3



2・2・4 浸水状況

図H-4に示す地区で浸水がしばしば起ってきた。

評価にあたってはバターワースとブキットメルタジャム処理区の浸水地域のみを考慮した。なぜなら他のス
ランジャ、プライ及びブキットメルタジャムにおけるいくつかの浸水地域は湿地とみなすことができ強い雨
や高潮位の時の滞水池として残されるかも知れないからである。

したがって、次の処理分区はこれらの地域での浸水による損害の記録はないが評価の対象とする。

処 理 区	処理分区	浸水面積 (ha)
バターワース	1	7.9
	3	70.8
	4	4.1
ブキットメルタジャム	3	70.0

状況によって合計100点が浸水状況の項目に与えられた。一方処理分区の全面積に対する浸水面積の比は
表H-11のようになった。

表H-11 全面積に対する浸水面積の比

処 理 区	処理分区	面積 (ha)	浸水面積 (ha)	比%
バターワース	1	390	7.9	2
	3	490	70.8	14
	4	450	4.1	1
ブキットメルタジャム	3	980	70.0	7

上表の比に応じて評点を次のように与えた

評 点	比
100	5以上
50	1~5

評価の結果は表H-12のとおりである。

表H-12 浸水状況における評価

処 理 区	処理分区	評 点
バターワース	1	50
	3	100
	4	50
ブキットメルタジャム	3	100

Figure H-4



SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT
 BUTTERWORTH / BUKIT MERTAJAM
 METROPOLITAN AREA, MALAYSIA

污水区域
 图例
 H-4

2・2・5 給水状況

ウェルズリー県における計画区域を含むペナン州に対する上水道マスタープランはBinnie & Partners Consultによって作成される期に分けて事業実施されるよう計画されている。

第1期では防潮堤、導水管、ポンプ場、ペナン島と計画区域内の配管、ならびにブキットダンバルとブキットインディラ池が1968年から1977年にかけて完成されることになっている。

第2、第3期では2000年までの水需要の伸びを予測してそれに合わせた拡張を考慮しており、計画区域内の給水人口比は100%になるものとしている。図H-6は計画区域内における現在の給水区域と給水管の布設状況を示した。

現在の給水状況とマスタープランに基づいて全下水道処理分区の現在と2000年における給水地域の率を求め(表H-13参照)た。これに1976年に給水を受けている分区には25点、また2000年までに給水される分区についても25点の評点を乗じた。評価の結果を表H-14に示した。

2・2・6 水系伝染病の発生率

水系伝染病の発生状況の評価にあたっては1974年のデータで全計画区域を検討した。表H-16に示したように各処理分区内で発生した病人数は計画区域内全人口に対する給水人口の比によって予測した。

評価にあたって発生状況によって50点を次のように与えた。

評 点	病気の発生数
50	10以上
25	5~10
0	0~5

評価結果は表H-17に示すとおりである。

表H-15 水系伝染病患者数

病 名	1970	1971	1972	1973	1974	1975
コレラ	62	—	7	—	10	—
赤痢	1	6	11	35	19	11
Infectious Hepatitis	—	—	—	67	49	53
Leptospiiral Infectious	—	—	—	1	—	—
腸チフス	3	18	51	58	11	13
計	66	24	69	161	89	77

出典: Medical and Health Department of Penang

表H-13 処理分區別給水面積

処 理 区	処理分区	処 理 面 積	給 水 面 積 (ha)	
			1 9 7 6	2 0 0 0
バターワース				
	1	367	367 (100)	367 (100)
	2	182	182 (100)	182 (100)
	3	457	457 (100)	457 (100)
	4	444	444 (100)	444 (100)
	5	551	375 (68)	551 (100)
	6	670	570 (85)	670 (100)
スランジャヤ				
	1	438	381 (87)	438 (100)
	2	305	305 (100)	305 (100)
	3	510	474 (93)	510 (100)
	4	430	254 (59)	430 (100)
	5	368	298 (81)	368 (100)
ブ ラ イ				
	1	1,063	617 (58)	1,063 (100)
	2	268	161 (60)	268 (100)
ブキットメルタジャム				
	1	892	580 (65)	892 (100)
	2	715	458 (64)	715 (100)
	3	927	751 (81)	927 (100)
	4	467	425 (91)	467 (100)
	5	459	399 (87)	459 (100)
	6	573	350 (61)	573 (100)
	7	768	507 (66)	768 (100)

()内の数字は処理面積に対する給水面積の比を示す。

表H-14 給水状況の評価

処 理 区	処理分区	評 価 点		
		1976	2000	計
バターワース				
	1	25	25	50
	2	25	25	50
	3	25	25	50
	4	25	25	50
	5	17	25	42
	6	21	25	46
スブランジャヤ				
	1	22	25	47
	2	25	25	50
	3	23	25	48
	4	15	25	40
	5	20	25	45
ブ ラ イ				
	1	15	25	40
	2	15	25	40
ブキッドメルタジャム				
	1	16	25	41
	2	16	25	41
	3	20	25	45
	4	23	25	48
	5	21	25	46
	6	15	25	40
	7	17	25	42

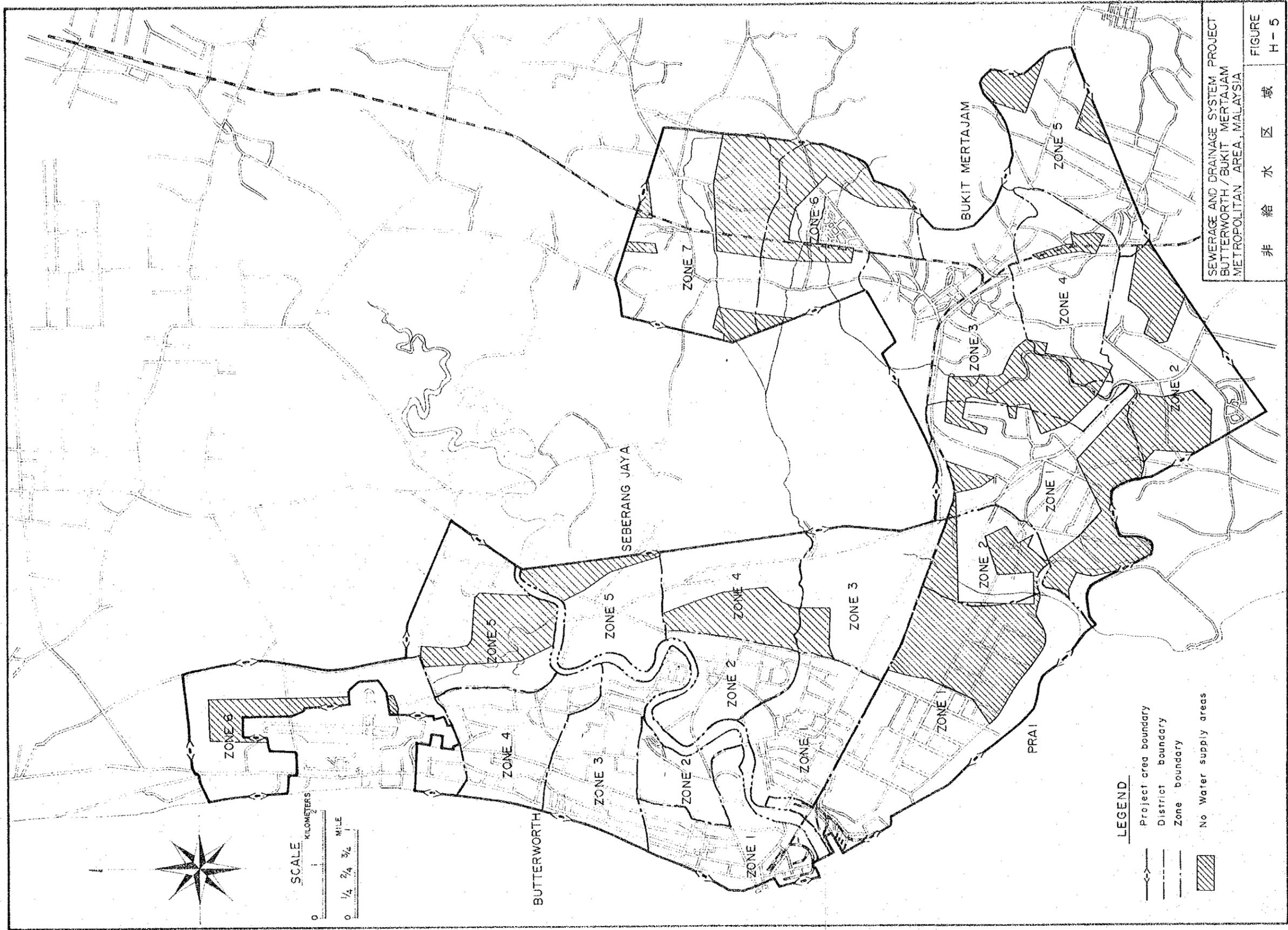
表H-16 処理分區別水系伝染病の分布(1974)

処 理 区	処理分区	人 口 (1976)	人口比 (a) %	推定患者数(A) (a)×89
バターワース				
	1	37,920	1.6	14
	2	3,585	1	1
	3	28,255	1.2	10
	4	26,332	1.1	10
	5	3,961	2	2
	6	8,902	4	3
スプランジャヤ				
	1	13,657	6	5
	2	69	0	0
	3	2,991	1	1
	4	7,518	3	3
	5	4,369	2	2
ブ ラ イ				
	1	1,860	1	1
	2	1,974	1	1
ブキットメルタジャム				
	1	7,559	3	3
	2	6,387	3	3
	3	45,540	1.9	17
	4	6,077	2	2
	5	7,257	3	3
	6	13,840	6	5
	7	9,947	4	5
計		238,000	100	89

表H-17 水系伝染病発生率の評価

処 理 区	処理分区	評 価 点
バターワース	1	50
	2	0
	3	50
	4	50
	5	0
	6	0
スプランジャヤ	1	25
	2	0
	3	0
	4	0
	5	0
ブ ラ イ	1	0
	2	0
ブキッドメルタジャム	1	0
	2	0
	3	50
	4	0
	5	0
	6	25
	7	0

Figure H-5



3 評価の要約

バターワース、ブキットメルタジャム都市圏の下水道システムの段階的建設計画策定にあたって前述のような6つの要素を基として評価した。その結果を表H-18に要約しそれにかかわる注釈及び結論を以下に示す。

- (a) 計画区域内には人口密度の高い地区があって2000年までにそれらの地区はさらに増えるであろう。そのような地区は環境衛生への影響度が高く適切な下水道システムによる受益人口も高いので高評点が与えられる。
- (b) 汚濁負荷発生面で影響の高い処理分区は例えばブライの分区-1のように工業地域か住居と工業の混合地域で占められていて発生汚濁負荷量が多く、それゆえに評点が高い。

しかしながら総合するとこういう分区は工業地域であって人口が0なので順位は下になる。公共下水道の外に工場排水コントロールそれ自体を特別に考慮するべきであろう。

- (c) 現況し尿処理システムに関するデータ不足のままに市街地と郊外の評価は処理分区内のし尿処理システムのない人口に応じて150と75とした。

高評点は既存のし尿処理システムが十分に機能していない、または施設のない分区に与えられた。結果は計画区域内の現実の衛生状況を反映している。

- (d) 浸水に関しては、評価は排水施設と関連づけて浸水域の広さによって考慮した。浸水の項目を加えたことは排水施設が十分でない地区を明白にする。
- (e) 給水状況は下水道施設順位の決定にあたってはあまり重要な意味をなさないものと考えられるので他の要素よりも低くみた。
- (f) 水系伝染病発生状況に関する評価の結果は人口密集地が高評点を待た。既して計画区域内では水系伝染病の発生率は低い。

評価の結果はバターワースの分区-1が総合点で1位、続いてバターワースの分区-3及び4、ブキットメルタジャムの分区-3の順となる。(表H-18参照)

表H-18 建設順位

建設順位	処理区	処理分区	評点
1	バターワース	1	865
2	"	3	675
3	"	4	565
4	ブキットメルトジャム	3	535
5	スブランジャヤ	1	387
6	バターワース	2	315
7	スブランジャヤ	2	290
8	ブライ	1	265
9	ブキットメルタジャム	6	205
10	バターワース	3	188
10	ブキットメルタジャム	4	188
12	バターワース	6	186
12	ブキットメルタジャム	5	186
14	スブランジャヤ	5	185
15	バターワース	5	182
15	ブキットメルタジャム	7	182
17	"	1	181
17	"	2	181
19	ブライ	2	180
20	スブランジャヤ	4	130

附 Ⅰ 雨 水 流 出 量



1 流出係数

流出係数は不浸透性や勾配を含めた表面工種の性質によって決まるものである。過去の多くの実績から屋根、道路、草地等の表面工種別の不浸透性は推測できる。これらの個々の工種別の不浸透性を表わすファクターを用い次の式によってある地域の平均流出係数を求める。

$$C = \frac{\sum_{i=1}^m C_i A_i}{\sum_{i=1}^m A_i}$$

- ここで、 C : 平均流出係数
 C_i : 表面工種別流出係数
 A_i : 表面工種別面積
 m : 表面工種の数

1.1 代表的な地域

計画区域内での代表的な用途地域を表わすものとして次の4地区を選び、将来の流出係数を予測した。

用途地域	代表的な地区 (図I-1参照)
住居地域-A (二軒長屋タイプ)	ジュル川流域の住宅開発地域
住居地域-B (一戸建)	ブキットメルタジャムの近郊
商業地域	ブキットメルタジャムの中心街
工業地域	マクマンディン工業地域

1.2 表面工種別流出係数

現在使用されている表面工種別流出係数は、次表のとおりである。

表I-1 表面工種別流出係数

表面工種	流出係数	
	範囲	採用
屋根	0.85~0.95	0.90
舗装道路	0.80~0.90	0.85
他の不浸透面	0.75~0.80	0.80
間地	0.10~0.30	0.20
芝	0.05~0.20	0.10

注: WPCF Manual of Practice Ⅸ (USA) (1970)
 下水道施設設計指針と解説(日本)(1972)

1.3 代表的な地域の流出係数算定

代表的な地域の表面工種別面積、構成比を求め表I-2のように平均流出係数を求めた。

表I-2 表面工種別面積構成比と平均流出係数

(2000年想定)

表面工種	流出係数	住居(A)	住居(B)	商業	工業
屋根	0.9	0.30/0.27	0.25/0.23	0.28/0.25	0.18/0.16
舗装道路	0.85	0.35/0.30	0.35/0.30	0.26/0.22	0.30/0.25
他の不浸透面	0.80	0.05/0.04	0.05/0.04	0.46/0.37	0.05/0.04
間地	0.20	0.05/0.01	0.05/0.01	- / -	- / -
芝	0.10	0.25/0.03	0.30/0.03	- / -	0.47/0.05
計	-	1.00/0.65	1.00/0.61	1.00/0.84	1.00/0.50

注：表面工種別面積構成比(%) / 流出係数

将来の用途地域には人口密度52人/haの住居地区が考えられている。これは人口密度120人/haの住居地区と0人/haの農業地との混成地区のため、それぞれの人口密度の地区の面積構成比は次のとおりと考えられる。

$$120人/ha地区 \longrightarrow 52/120 = 0.44$$

$$0人/ha地区 \longrightarrow 1 - 0.44 = 0.56$$

120人/ha地区の流出係数を0.65、0人/ha地区の流出係数を0.1として、52人/ha地区の平均流出係数を求めると、次のとおりとなる。

$$0.44 \times 0.65 + 0.56 \times 0.10 = 0.35$$

1.4 現況流出係数

用途地域別現況流出係数は、住居(B)、商業、工業について1.3と同様に求めた。

表I-3 現況流出係数

表面工種	流出係数	住居(B)	商業	工業
屋根	0.90	0.10/0.09	0.35/0.31	0.11/0.10
舗装道路	0.85	0.10/0.09	0.35/0.30	0.18/0.15
他の不浸透面	0.80	- / -	- / -	0.05/0.04
間地	0.20	0.30/0.06	0.30/0.06	- / -
芝	0.10	0.45/0.05	- / -	0.66/0.07
やし林	0.10	0.05/0.01	- / -	- / -
計	-	1.00/0.30	1.00/0.67	1.00/0.36

注：表面工種別面積構成比(%) / 流出係数

計画区域内の山地及び農地の流出係数は0.5及び0.1である。

1.5 他地域との比較

計算で求められた流出係数と、他地域で使用されているものとを比較してみると表I-4のとおりである。

表I-4 流出係数の比較

用途地域	本計画計算値	マレーシア基準値	USA基準値	日本基準値
住居	0.65	0.75	0.60-0.75	0.65
商業	0.85	0.90	0.70-0.95	0.80
工業	0.50	0.80	0.50-0.80	0.65

上表のとおり、本計画計算値は、他地域のものと比較して、ほぼ妥当なものと考えられる。

1.6 流出係数の決定

上記のことを考慮して、本計画では表I-5の流出係数を採用する。

表I-5 採用流出係数

用途地域	1976	2000
住居(A)	0.65	0.65
住居(B)	0.30	0.65
住居(C)	-	0.35
商業	0.70	0.85
工業	0.35	0.50
農地	0.10	0.10
山地	0.50	0.50

注：住居(A)……2000年時に人口密度120人/haとなる。

二軒長屋タイプを混じえた住居地域。

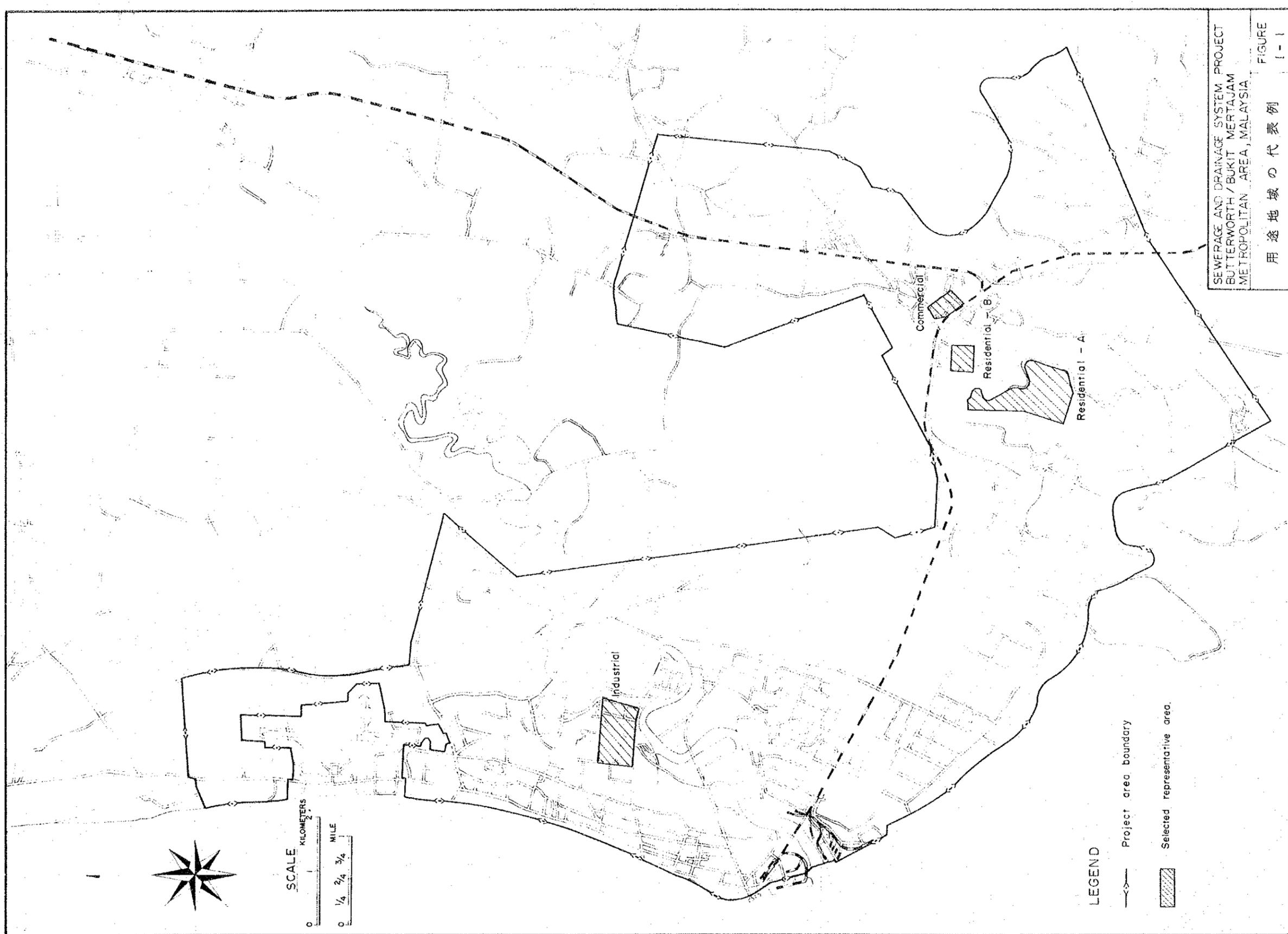
住居(B)……2000年時に人口密度120人/haとなる。

一戸建住居地域

住居(C)……2000年に人口密度52人/haとなる。

住居地域。

Figure I-1



SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT
BUTTERWORTH / BUKIT MERTAJAM
METROPOLITAN AREA, MALAYSIA

用途地域の代表例
FIGURE I-1

2 流 達 時 間

雨水流出量を求めようとする時に合理式を適用しようとするれば流達時間を求めなければならない。流達時間は、最遠点に降った雨が下水管きょに到達するまでの時間（流入時間）と下水管きょ内を流下する時間（流下時間）との合計で表わされる。流下時間については管きょの距離、勾配、材質、構造の違いにより、任意の地点で各々求められる。しかし、流入時間は勾配、表面工種、流入距離が似ている地域内では、ほぼ類似した値を示すため、同一地域内での流入時間は一定であるとして計算を行なう。

2.1 流 入 時 間

流入時間の算定にはHorton¹⁾によって提唱されKerby²⁾によって改良され、公式化された次式を使用し、用途地域別に流入時間を試算することとする。

$$T_i = \left[\frac{2}{3} \times 3.28 \times L \times \left(\frac{n}{\sqrt{s}} \right) \right]^{0.467}$$

ここで T_i : 流入時間 (分)

L : 最遠点からの距離 (m)

n : カーベイの粗度係数 (表I-6参照)

表I-6 カーベイの粗度係数

地 覆 状 態	n	地 覆 状 態	n
不 浸 透 面	0.02	森 林 地	0.80
よく締った裸地	0.10	密 草 地	0.80
粗 草 地	0.20	森林地(落葉林、落葉雑積)	0.80
裸 地	0.20	森林地(針葉樹林)	0.80
普通 の 草 地	0.40		

本計画区域内でブキットメルタ ジャム 地区を除くと、その地表勾配は約0.3/1000である。用途地域別に流入距離は、ほぼ一定であるとして、流入時間を次のように求める。

2.1.1 用途地域別流入時間

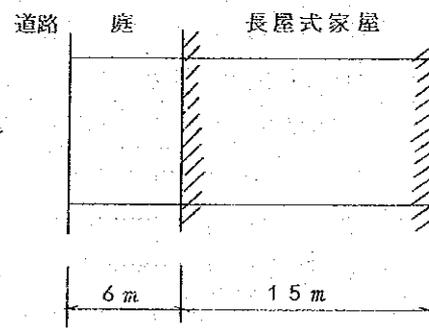
(1) 住 居 地 域

新しい住宅開発地域の平面図より次図のように家屋を配して流入時間を求めると次のとおりとなる。

$$L = 6.0 \text{ m} \quad n = 0.2$$

$$t = \left[\frac{2}{3} \times 3.28 \times 6 \times \frac{0.2}{\sqrt{0.0003}} \right]^{0.467}$$

$$= 1.04 \text{ min}$$



1] R. E. Horton, The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle. Trans. AGU, Vol. 14, 1933

2] W. S. Kerby, Civil Engineering 29, 174 (1959)

(2) 商業地域

パターワース、ブリットメルタジヤム地区の商業地域の道路は道路中心間隔約50mで平行に走っている。その道路巾を約10mとすると道路ではさまれる地域は40mの中を有する。降雨がそれぞれの道路へ分水されるとすると流入時間は6.2分となる。

但し、 $L=20m$ 、 $n=0.02$

(3) 工業地域

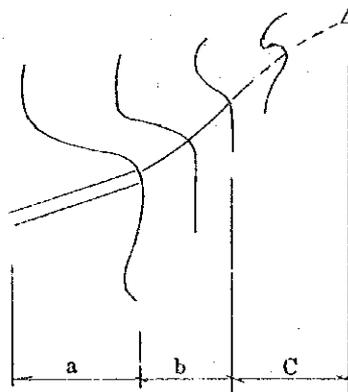
マクマンディン工業地域を例にとると、流入距離は約15mと考えられる。これより求められた流入時間は15分である。但し、 $L=15m$ 、 $n=0.2$

(4) 山地

流入路は2種類の異なる性質を有する区間に分けて考える。

- a区間：整備済み水路
- b区間：自然水路
- c区間：水路が存在しない。

つまり、流入時間=b区間の流入時間+c区間の流入時間と表わされる。b区間及びc区間の流入時間の算定には、ルチーへの式及びカーベイ式を使用



する。山地部の流速を算定するのに使用されるルチーへの式は次のように表わされる。

$$v = 20 (H/L)^{0.6}$$

- ここで v : 流速 (m/s)
- L : (b)区間の水平距離 (m)
- H : (b)区間の垂直距離 (m)

よって、b区間の流入時間は次のように表わされる。

$$T_b = \frac{L}{v} \times 60$$

ここで、 T_b : b区間の流入時間

c区間について、カーベイの式を適用し、計画区域内の8地点について計算を行なったところ、その値は17~21分(平均19.5分)と求められた。よって山地部の流入時間は $T_b + 20$ 分とする。

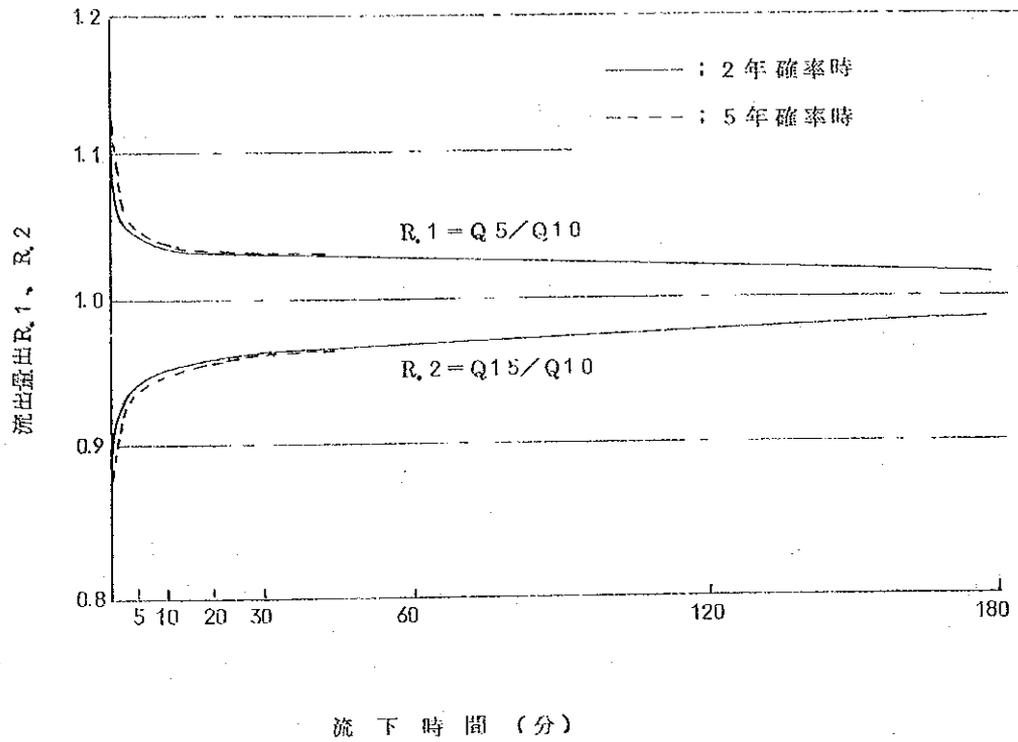
以上の結果を用途地域別にまとめると次のようになる。

住居地域	10分
商業地域	5分
工業地域	15分
山地部	$20 + T_b$ 分

これらの用途地域別に異なる流入時間を一本にまとめられないかと、試算を行なった。流入時間を5、10、15分にとり、同一地点での流出量の比を $\frac{Q_5}{Q_{10}} = R.1$ 、 $\frac{Q_{15}}{Q_{10}} = R.2$ として求めてみると、図I-2のとおりとなる。

但し、 Q_5 は流入時間が5分の時の流出量を表わしている。

図 I - 2 流入時間の変化による流出量比



上図から明らかなように、流入時間の変化による流出量の相違は、あまり認められない。よって住居、商業、工業地域の流入時間は一律10分とする。

2.1.2 他地域との比較

求められた流入時間を、日本¹⁾及びUSA²⁾の基準値と比較して見ると表I-7のとおりである。

表 I - 7 流入時間の比較

単位：分 単位：分

地 区	採 用 値	日 本 基 準 値	USA 基 準 値
高人口密度地区	10	5	5
低人口密度地区	10	10	10~15

2.1.3 流入時間の決定

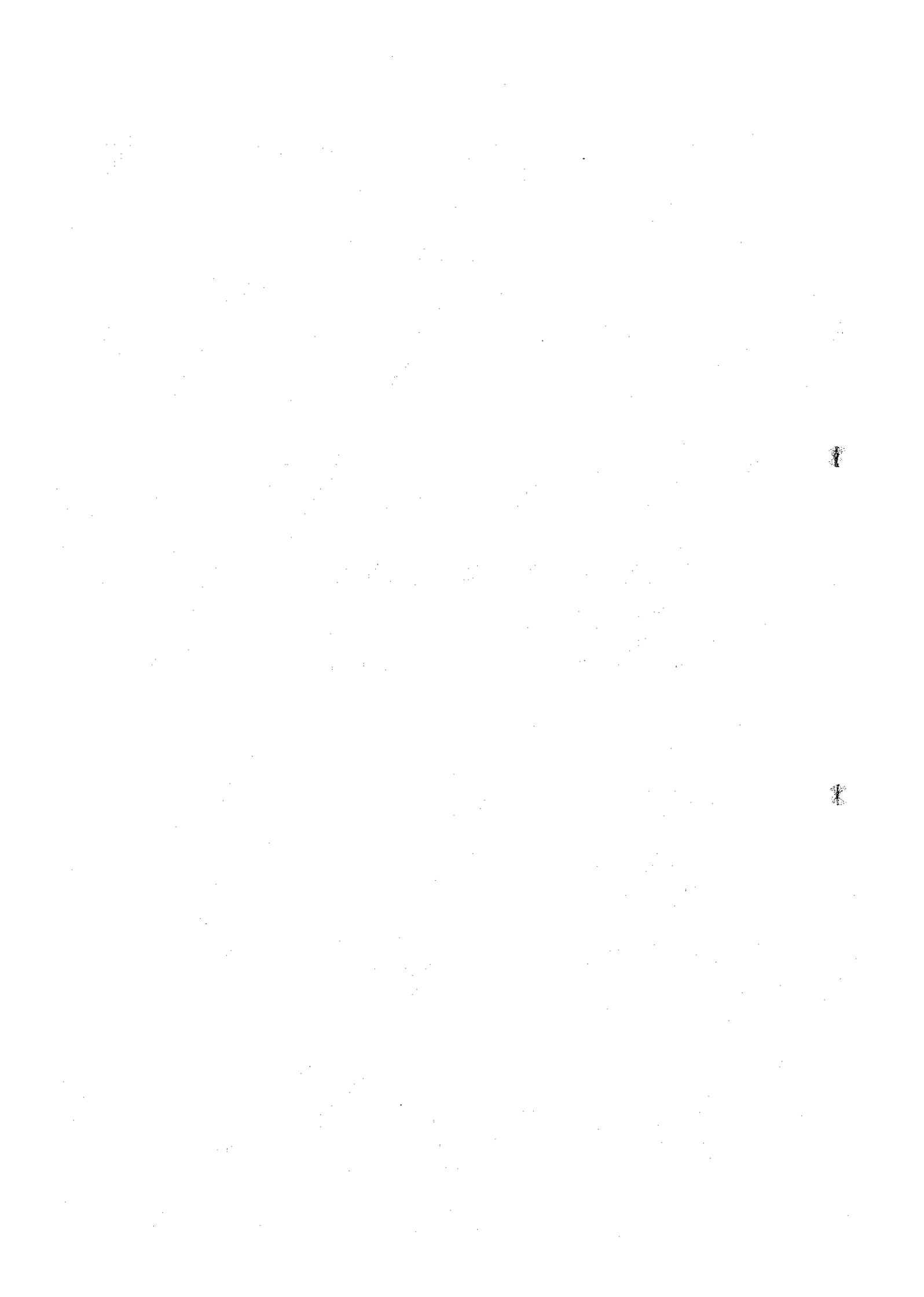
表 I - 8 のとおり流入時間を決定する。

単位：分

地 区	流 入 時 間
市 街 地 区 域	10
山 地 部	20 + T b

1) 下水道施設設計指針と解説(1972)

2) WPCF Manual of Practice No. 9 (USA) (1970)



附 J 雨水排水システム



1 バターワース地区内排水システム案

排水システムの選定には、既設水路のルート変更による海への放流や、滞水池の設置を考慮した。基本的な考えは、次のとおりである。

- i) この地区は、地盤が低いので、損失水頭をできるだけへらし、自然流下による排水が可能なように排水システムを考える。言い換えれば水面勾配をできるだけ小さくする。
- ii) 一部の低地については、盛土を考慮する。
- iii) 滞水池も含めて、排水システムを考える。

上記の考え方を基に、次の三案について検討を加えた。

(1) 第1案(図J-3参照)

一部の蛇行を直にし、既存ルートそのまま排水を行なう。しかしバターワースドレインCの上流部については、主な既設水路が存在しないため、新しく排水ルートを考える。この地区は大部分が市街化されており、新に用地を取得しがたいため、水路の構造は台形断面を避け、長方形断面を採用する。計算の結果、既設水路の拡張と、加削が必要であることが判明した。既往最高水位RL+1.68m時の最低地盤高RL+1.80mでの背水水位はRL+1.94mになる。背水と枝線での損失水頭を考慮して、盛土高はRL2.3mと求められる。これはD.L.Dにおける盛土高の認可基準値RL+2.30mと一致する。この第1案は、第2案と較べて建設費が安くなっている。(表J-1参照)

(2) 第2案(図J-4参照)

この案は、海へ直接放流する水路、BDA、BDB、BDCで特徴付けられる。これらの水路は、主要な道路下に設置されるため、暗渠となり、建設費の増大をまねいている。表J-1から明らかのように、3案の中で建設費が最も高いものである。さらにこの第2案で注意しなければならないことは、水路の途中で海への放流を行なったのにもかかわらず、下流部での流出量があまり減少しなかったということである。例えば、渠水面積437haを有する排水路1・D・4(第1案参照)の流出量は18m³/sである。この排水路の上流部を海へ放流すると、その渠水面積は212haとなり流出量は15m³/sとなる。渠水面積が半減したにもかかわらず、流出量は15%の減少にとどまっている。このような現象は短時間に強い降雨が見られる熱帯性降雨に帰因していると考えられる。このため、途中カットによる効果はあまり認められない。

一方、海への放流水路の建設については、長期にわたって交通の障害となるだけでなく、地下埋設物の移動、放流口の流砂による閉塞の問題もあり、検討事項が多い。

(3) 第3案(図J-5~8参照)

この案は第1案に滞水池を考慮したものである。技術的な問題もなく、建設費が3案中最も安くなるため、バターワース地区にはこの排水システムを採用する。

表J-1 3案の建設費 (1,000マレーシアドル)

	開き	カルバート	用地費	計
第1案	39,500	—	3,220	42,720
第2案	27,100	23,300	1,970	52,370
第3案	37,030	350 (滞水池)	3,400	40,780

注：詳細については表J-2~4参照

表J-2 第1案の建設費

(1,000マレーシアドル)

管記号	建設費		用地費	計
	開き	カルバート		
1. A. 1-2	3,800	—	530	4,330
1. B. 1-7	15,600	—	1,610	17,210
1. C. 1-6	11,400	—	680	12,080
1. D. 1-4	8,700	—	400	9,100
計	39,500	—	3,220	42,720

表J-3 第2案の建設費

(1,000マレーシアドル)

管記号	建設費		用地費	計
	開き	カルバート		
2. A. 1	200	—	50	250
2. B. 1	2,200	—	330	2,530
2. C. 1-2	4,900	—	40	4,940
2. D. 1-3	4,800	—	30	4,830
2. E. 1-3	3,100	4,800	140	8,040
2. E. 4	1,600	—	300	1,900
2. F. 1-6	4,300	13,100	440	17,840
2. F. 7-8	3,300	—	210	3,510
2. F. 9-10	2,700	—	430	3,130
2. G. 1-2	—	5,400	—	5,400
計	27,100	23,300	1,970	52,370

表J-4 第3案の建設費

(1,000マレーシアドル)

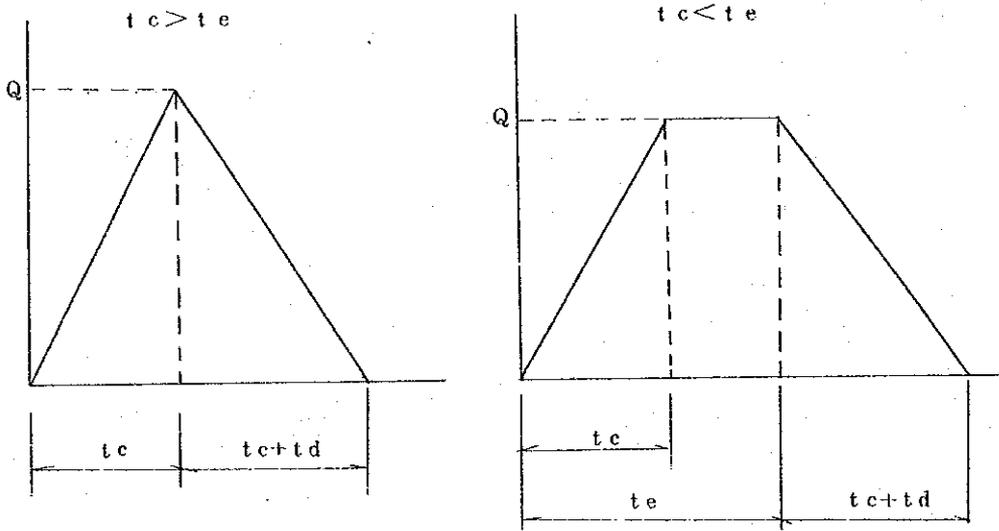
管記号	建設費		用地費	計
	開き	カルバート		
BWA 1-7	15,600	—	1,610	17,210
BWB 1-6	10,400	150	790	11,340
BWC 1-4	8,600	200	600	9,400
BWD 1	230	—	70	300
BWE 1	2,200	—	330	2,530
計	37,030	350	3,400	40,780

2 滞水池の設計

第3案(附、J(1)参照)中の滞水池の容量は、次のように計算される。

(1) 流入ハイドログラフ

流入ハイドログラフは次の2タイプを考える。



ここで t_c : 流達時間

t_e : 降雨継続時間(試算にて決定)

t_d : 流下時間

1) バターワース・ドレインBの滞水池

次の3種の降雨継続時間について計算を行なった。

$$t_c = 60 \text{ 分} \quad Q = 6.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_e = 80 \text{ 分} \quad Q = 5.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_e = 100 \text{ 分} \quad Q = 5.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

累加流入曲線は図J-1に示されるとおりである。

2) バターワース・ドレインCの滞水池

次の3種の降雨継続時間について計算を行なった。

$$t_c = 70 \text{ 分} \quad Q = 8.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_e = 90 \text{ 分} \quad Q = 7.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_e = 110 \text{ 分} \quad Q = 7.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

累加流入曲線は図J-2に示されるとおりである。

(2) 許容流出量

滞水池の最適貯留量は、許容流出量と建設費の関係より求められるが、ここでは2種類の許容流出量に対して検討を行なった。

1) バターワース・ドレインCの滞水池

許容流出量を $3 \text{ m}^3/\text{s}$ と $5 \text{ m}^3/\text{s}$ にとり、検討を行なった結果 $3 \text{ m}^3/\text{s}$ を採用する。

2) バターワース・ドレインCの滯水池

バターワース・ドレインBの滯水池と同様の検討を行なった結果 $4\text{ m}^3/\text{s}$ を採用する。

(3) 滯水池の貯留量

図J-1、2より明らかなように、滯水池の貯留量は次のように求められる。

バターワース・ドレインBの滯水池

貯留量 $10,000\text{ m}^3$

サイズ $65\text{ m} \times 65\text{ m} \times 2.8\text{ m}$ (深)

バターワース・ドレインCの滯水池

貯留量 $17,000\text{ m}^3$

サイズ $80\text{ m} \times 80\text{ m} \times 3.2\text{ m}$ (深)

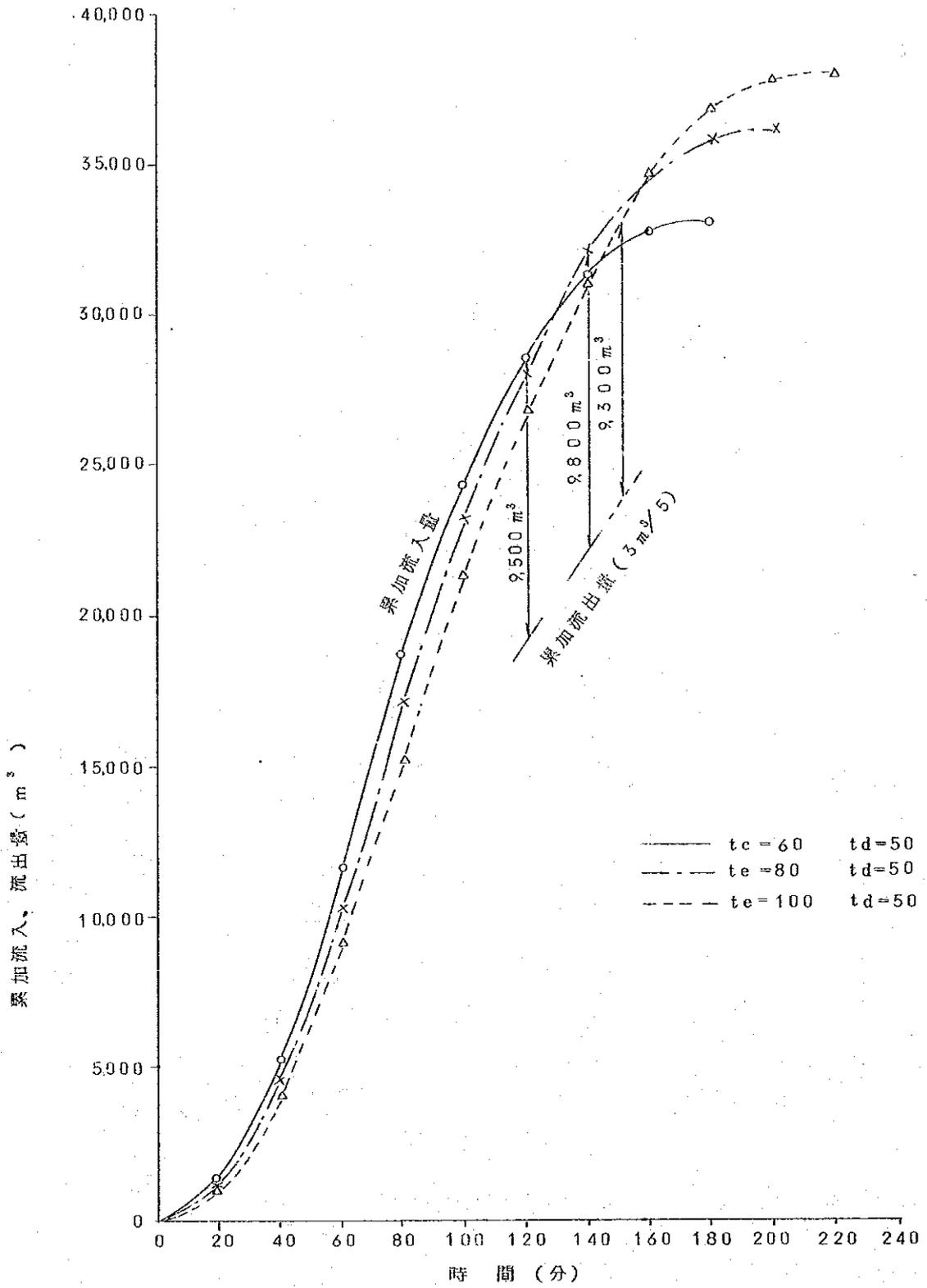
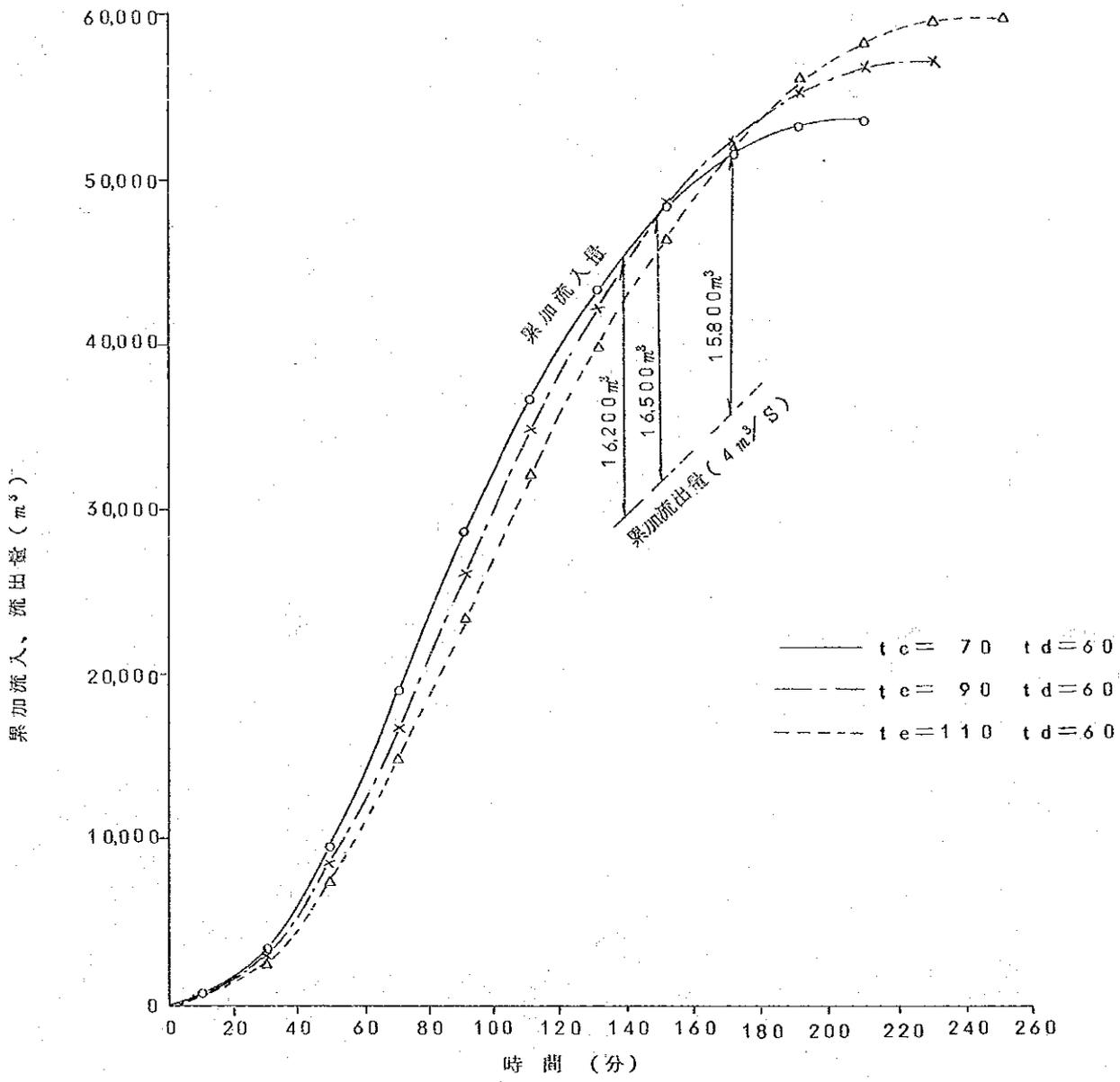


図 J-1 バターワースドレイン B における滞水池の流入出量累加曲線



図J-2 パターワースドレインCにおける滞水池の流入出量累加曲線