

る。一般的に云えば、雨水排水施設の現状は若干の整備を行なうことによって現時点での雨水排水に関する要求を満足させるものとみられるが、地域的に浸水被害を繰り返すようなところでは早急な対策が必要であろう。

8.2 計画対象区域内の浸水状況

浸水が報告されているのはパタワース地区とジュール河流域沿いである。パタワース地区での浸水は現存排水路での逆流によるもので、それは土砂の堆積による容量の減少とブライ川の水位上昇に起因する。(図Ⅱ-10参照)

ジュール川流域で浸水を受ける区域は、未開発の湿地帯、ヤシ及びゴム園がほとんどであり、ブキットメルタジャム市街地の南端部だけがまばらな居住区である。従って、現時点では浸水問題はそれほど重要な課題ではないが、これらの地区は近い将来、住宅地として開発されることになっているので、当然、排水施設の整備が必要になってくるであろう。

現段階での浸水状況は、現地調査の結果からも問題視する必要がなく、例えば道路横断部の水路内に堆積した土砂類の除去などによって改善できるところが殆んどみられる。



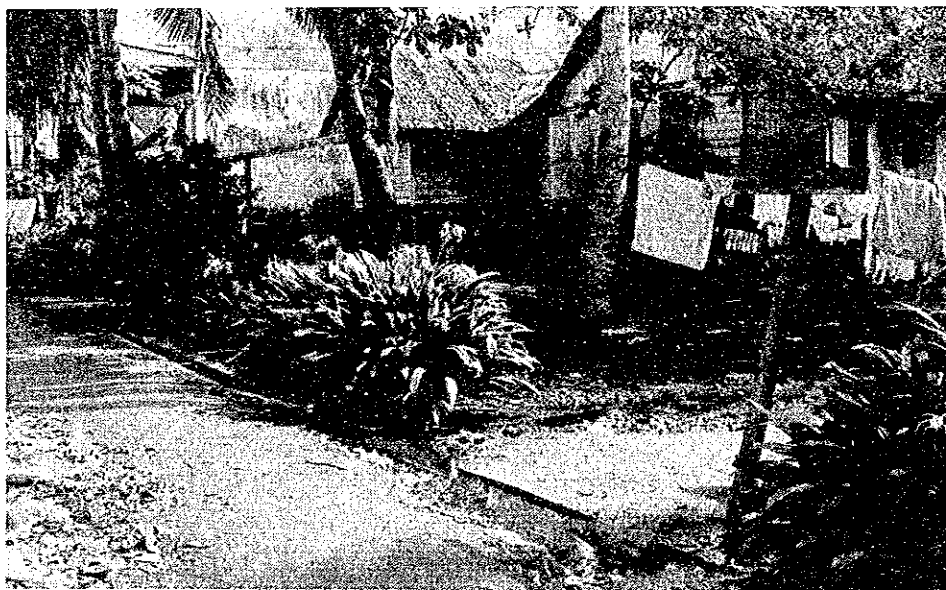
写真Ⅱ-6 バターワース地区での浸水状況



写真Ⅱ-7 バターワース地区での浸水状況

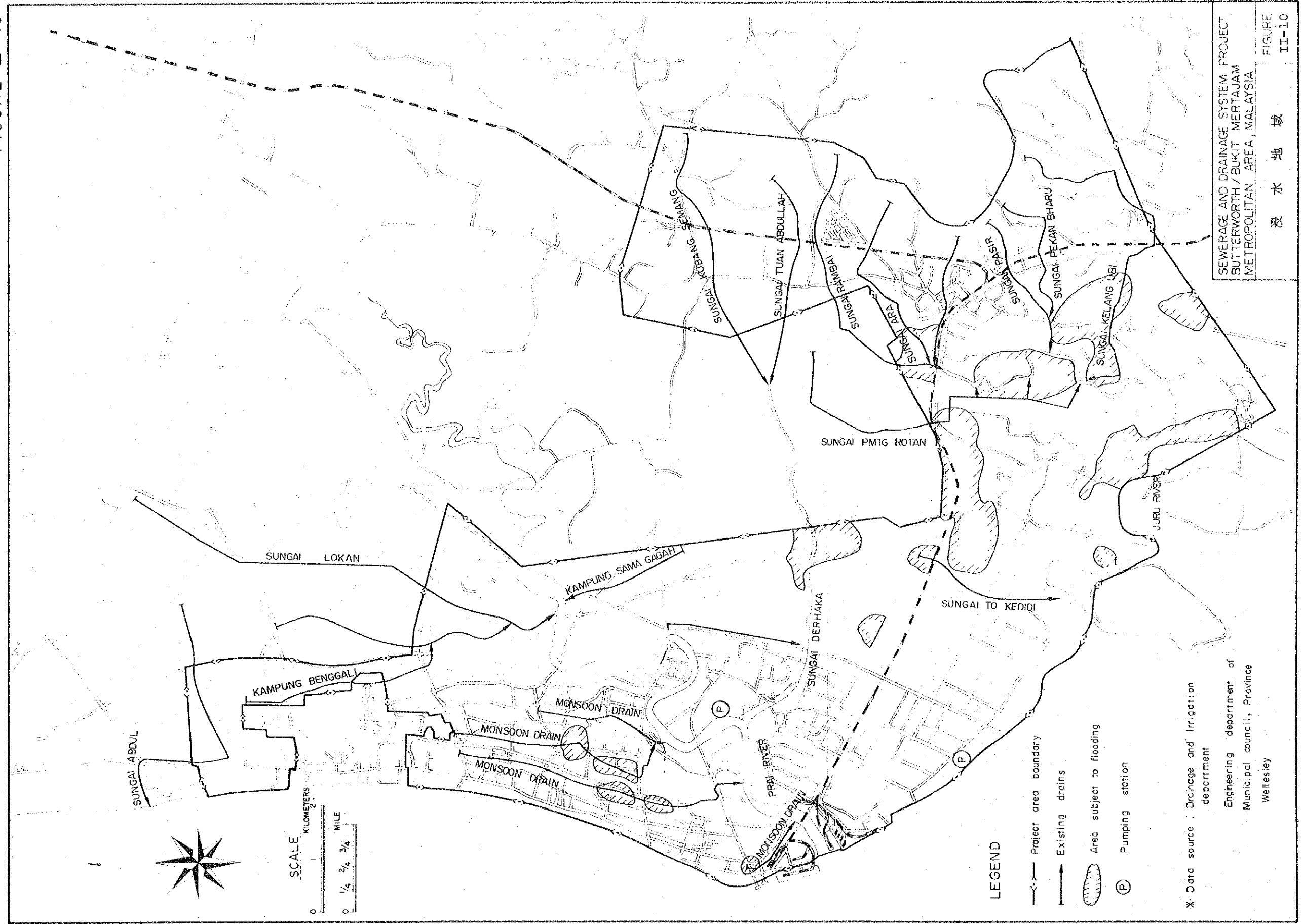


写真Ⅱ-8 バターワース地区での溢水状況



写真Ⅱ-9 バターワース村落部での溢水状況

FIGURE II - 10



9 汚水処理の現況

9.1 住 環 境

計画対象区域内には近代的な下水道施設はなく、区域内で発生する家庭、商工業排水を含めたすべての排水は直接現存水路やその他の公共水域に流出する。一方、し尿は浄化そうで処理したうえで近接した開渠に放流したり、バケット形式では汲み取り処分によっている。このため市街地での停滞水路はときとして嫌氣的になっている。

計画区域の地形条件が平坦で、そのなかの水路は比較的停滞しがちのため、嫌氣的になりやすく、時として悪臭を発することがある。

9.2 水 質 汚 濁

計画対象区域内の主要河川はジュール河とブライ河であり、これらの支川が流域内の汚水、雨水排除の役割を果たしている。河川には市街地や工場地帯で発生する汚水だけではなく、雨天時には路面等からの汚濁物質があわせて流入することとなる。

計画区域内の水路はかなり複雑であり、海水遡上を防ぐため防潮水門が設けられている。ブライ河とジュール河は河口から計画区域外の上流部までが感潮域である。現状では家庭汚水と工場排水は側溝またはその他の公共水域に放流されている。ここに流入した汚濁負荷は、その水路内で浄化を受けたのち、最終的に海へ流出する。これらの水路での流速は一般に 0.5 m/sec またはそれ以下である。

主要な公共水域での水質調査は本調査団によっても実施され、その結果、市街地での側溝等は汚染されていることが確認された。ジュール河、ブライ河の河口での溶存酸素量は $3.6 \sim 6.9 \text{ mg/l}$ の範囲であった。ジュール河の感潮水域の汚染はそれ程ではないが外観は灰色を帯びている。

上水道水源は計画区域外にあるので、前述した水域での汚染は全く関係がない。

河川での漁業は殆んど行なわれておらず、水質汚濁と年間漁獲量との相関を示すようなデータはない。しかし過去10年間の内水面での漁獲高は増加しているものの、増加率は近年ほど減少の傾向を示している。

ペナン州はマレーシアにおける重要な保養地になっている。そのため水質環境保全及び生活環境を良好な状態に保たなければならない。

第 Ⅲ 部

下 水 道 計 画



1 既存関連調査

当該プロジェクトに関連してバターワース、ブキットメルタジャム都市圏ならびに周辺地区を含めた地域に対する重要とみられる既存の調査研究報告をここに略述する。

1.1 ペナンマスタープラン

この計画は、ペナンマスタープラン委員会のためRobert Nathan Associates Inc が1970年3月、報告書を提出したもので、ペナン州の市街化区域の長期開発計画構想(1971~1985年)を社会経済基幹構造を論拠として示したものである。

1969年における分析であったため、1970年に実施された国勢調査結果が反映されていない。そのため将来人口予測はやや過大評価となっているきらいがある。

経済成長を促進する手段として工業開発、観光開発、漁業振興政策が打ち出されている。農業振興は労働人口を吸収できないものとして積極的には推めていない。労働人口吸収対策としては前述した基本政策のなかの工業開発に重点を置いている。

主要工場団地は当該事業の計画対象区域であるバターワース、ブキットメルタジャム都市圏に開発されている。

バターワース、ブキットメルタジャム都市圏に対する下水道計画は早期達成事業計画の一つとしてペナンマスタープランで取りあげられている。

1.2 上水道計画

ペナン州全域を対象として西暦2000年を目標とした長期上水道計画はBinnie & Partners Consultant Co, Ltd が州政府のために作成した。この計画の骨子は以下のとおりである。

- (a) 2000年時における給水人口は944,600人(推定上限値)~683,900人(推定下限値)とみなす。
- (b) 2000年時における水需要量は277,000m³/日とみなす。
- (c) 2000年時における1人1日あたり使用量は230ℓとする。
- (d) 2000年時における工業用水量は126,000m³/日とする。

以上の条件はこの下水道マスタープラン策定における将来発生下水算出基礎とした。

1.3 WHO研究課題レポート、1973年

この報告書は前述のペナンマスタープランを根拠とした、バターワース、ブキットメルタジャム都市圏における下水道施設整備に対する勧告書である。

適当な範囲で下水処理区を設定し、各処理区に独立の処理場を設け処理場までの幹線はできるだけ小さい勾配とすることを勧めている。また処理場への流入下水は高潮位と高地下水位という条件に差みてポンプで処理施設(ボンド)へ流入させることになろうと指摘している。

地盤条件が悪いため鉄筋コンクリート管、アスベストセメント管はラバーリング継手とし、各処理区ごとに沈殿池なしの酸化池によって処理してよからう。

1.4 その他

この調査報告書で参考としたその他の関連報告書は以下のものである。

- (1) 第3次マレイシアプラン
- (2) Kuala Lumpur Sewerage Master Plan, D. Balfour & Sons
- (3) Ipoh Sewerage Feasibility Study, ENNEX of New Zealand
- (4) George Town Sewerage Study

2 基本構想と土地利用

2.1 背 景

ペナン州政府の都市計画局(TCP)は、人口増に見合った社会経済的な基本事項に応じた将来計画として15年計画を企画した。この計画は土地利用と同様に基本的な事項についての将来計画をも目的としている。

TCPによる土地利用計画は将来市街化区域を、その目標年度までの開発計画に対応して4種類の土地利用に分けている。下水道排水計画は2000年次を予想したものであるから、この時点を考慮した土地利用形態としておく必要がある。

現状での土地利用は、工場団地としてブライ、スランジャヤ、マクマンディンがあり、さらに住宅団地、官庁街などもペナン開発協会(PDC)によって新たに計画されている。

さらに、スランジャヤ地区は別として、計画区域内には民間デベロッパーによって進められている新興住宅造成計画がある。この作業はプロビンスウイルスレイ市(MPSP)の承認を得たうえで進められる。

2.2 下水道マスタープランと土地利用

当該事業計画のための、将来における土地利用形態は以下の各条項を考慮することにした。

- 1) 非居住区を明確にする。例えば河川、基地、海拔60m以上の山陵などでいずれも開発不可能のところ
- 2) 工業地帯を明確にする。即ちブライ、スランジャヤ、マクマンディンがPDC計画できまっている。2000年までにはPDCの計画以外には特別の開発計画はない。
- 3) PDC開発計画に応じてスランジャヤにおける住居地区、商業地区等を明確にする。
- 4) 民間のデベロッパーによる新興住宅造成計画でMPSPの承認を得た地域を明確にする。
- 5) 上記区域以外で住宅地区に適する区域とみなし得るところを明確にする。

計画対象区域は目標年次までは原則として市街化される筈であり、したがって、村落や農業地帯はなくなる予定である。計画対象区域は工業地帯、官公庁、商業地区、住居地区、村落地区、農業地帯、その他(非居住区)の6種地区に分類でき、目標年次には村落地区と農業地帯が他の用途に転用される筈である。

これに従って2000年次の計画区域を用途地域別に分類してみると表Ⅲ-1、図Ⅲ-1のとおりになる。

表Ⅲ-1 2000年次における土地利用

a, 工業地帯	1,289ha
b, 官公庁、商業地区	168ha
c, 住居地区	9,397ha
d, その他	746ha
計	11,600ha

住居地区に関しては、市街地での高人口密度地帯で160人/ha、新興住宅団地では120人/ha、低人口密度地帯で52人/haが将来適当であろうとした。

FIGURE III-1



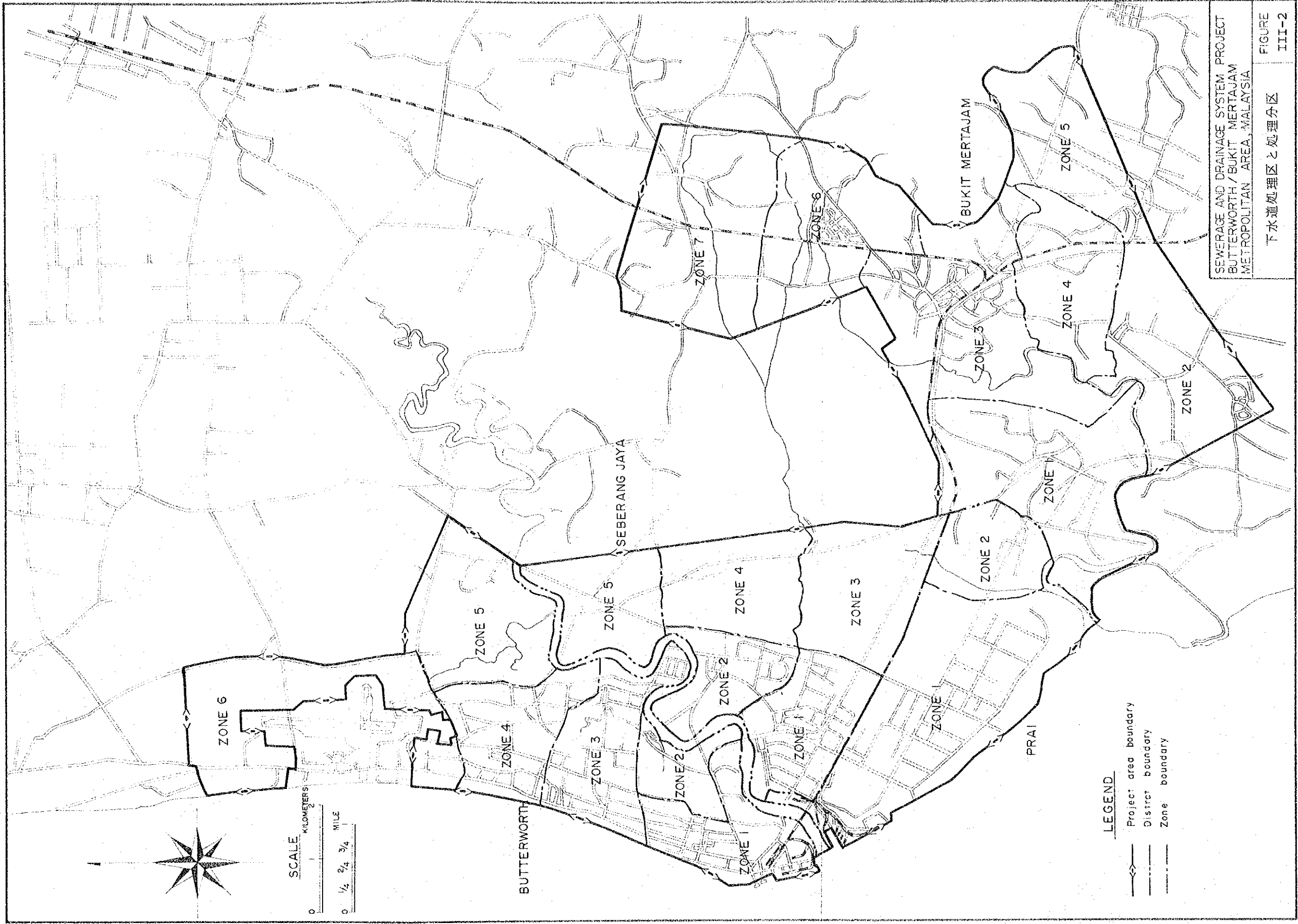
2.3 下水処理区および分区

計画対象区域を地形的な条件と、社会的な条件により独立した4区の下水処理区に分割した。これをさらに処理区内の独自の特長に応じて細分化した。以下に細分化した分区を示す。

非居住区には山間部、河川、墓地が含まれ、これらに相当する面積が約746haで計画区域は11,600haになる。

下水処理分区	面積 (ヘクタール)		
	処理対象区	その他	計
バタワース	→1	23	390
	→2	18	200
	→3	33	490
	→4	6	450
	→5	19	570
	→6	—	670
スプランジャヤ	→1	42	480
	→2	55	360
	→3	—	510
	→4	—	430
	→5	52	420
ブライ	→1	167	1,230
	→2	12	280
フキットメルタジャム	→1	48	940
	→2	15	730
	→3	53	980
	→4	3	470
	→5	31	490
	→6	87	660
	→7	82	850
計	10,854	746	11,600

FIGURE III - 2



3 人 口 予 測

3.1 概 要

人口予測は1970年に実施した国勢調査で得られた27のムキム別人口を基にして、1970年の計画対象区域の人口を172,230人とし、さらに年間増加率を5.5%として1976年の人口を238,000人と推定した。

3.2 計画対象区域内の人口

計画対象区域内の人口は前述のとおり1970年および1976年を予測し、これを根拠として2000年の人口予測を行なった。1970年の予測は国勢調査結果、1985年の人口はベナンマスタープランに基づいたが、1970年から1985年の間の年間増加率は計画対象地域で5.5%とした。年間人口増加率はベナン州全域では平均2.2%である。

また、1995年における人口はWHOレポートの結果を用いたが、これは1985年から1995年までの年間人口増加率を3.5%とみなしており、2000年までの平均増加率はこれと同じく3.5%とした。

計画対象区域内の人口予測結果を表Ⅲ-2に示す。

表Ⅲ-2 計画対象区域内の将来人口

年	人 口 (人)	年平均人口増加率(%)
1970	172,230	5.5
1976	238,000	5.5
1980	294,400	5.5
1985	385,000	3.5
1990	458,000	3.5
1995	545,000	3.5
2000	648,000	

表Ⅱ-3 下水処理分区の土地利用と人口（1976年）

処 理 分 区	面 積（ヘクタール）					人 口 密 度（人／ha）				人 口（人）					
	処理区分計	公共・商業	住 居	工 業	*村 落	*農 地	*その他	処理分区人口密度	公共・商業	住居（密）	住居（担）	処理分区人口	公共・商業	住 居	村 落
バ タ ー ス	390	16* 47	190	67			70	97.2	160	160		57,920	7,520	30,400	
	200		33				167	17.9		108.6		3585		3,585	
	490	2	176	107	119		86	57.7	120	120	57.9	28,255	240	21,120	6,895
	450		21		411		18	58.5		120	57.9	26,332		2,520	23,812
	570				231	75	264	6.9			17.1	3,961			3,961
	670		18		316	336		13.3		120	21.3	8,902		2,160	6,742
ス プ ラ ン ジ ャ	480		157	2	48	159	114	28.5		80	22.9	13,657		12,560	1,097
	360			29	3	229	99	0.2			23.0	69			69
	510				155	300	55	5.9			19.3	2,991			2,991
	430				143	264	23	17.5			52.6	7,518			7,518
	420				138	115	167	10.4			31.7	4,369			4,369
ア ラ イ	1,230			639	94	93	404	1.5			19.8	1,860			1,860
	280				106	138	36	7.1			18.6	1,974			1,974
フ ェ ッ ト ノ ル タ ジ ャ ム	940		16		299	450	175	8.0		80	21.0	7,559		1,280	6,279
	730		38		144	509	39	8.7		80	23.2	6,387		3,040	3,347
	980	20	209		376	87	288	46.5	120	119.2	48.5	45,540	2,400	24,920	18,220
	470		9		193	248	20	12.9		80	27.8	6,077		720	5,357
	490				235	224	31	14.8			30.9	7,257			7,257
	660		46		208	319	87	21.0		120	40.0	13,840		5,520	8,320
	850				265	503	82	11.7			37.5	9,947			9,947
計	11,600	16* 69	913	844*	3,484	4,049*	22,225*		147.2	118.1	34.4	238,000	10,160	107,825	120,015

注：*印は墓地、農地、工場、公共建造物等の非居住地区

表Ⅱ-4 下水処理分区での土地利用と人口(2000年)

処 理 分 区	面 積 (ヘクタール)			人 口 密 度 (人/ha)			人 口 (人)			
	処理分区計	公共・商業	住居(密)	住居(粗)	工業	その他*	処理分区人口密度	公共・商業	住居(密)	住居(粗)
バ タ ワ ー ス	390	16* 47	237		67	23	11.65	0	160	
	200		182			18	109.2		120	
	490	2	275	73	107	33	75.6	120	120	520
	450		212	232		6	83.4		120	520
	570		74	477		19	59.1		120	520
	670		36	634			55.7		120	520
ス プ ラ ン ジ ャ ム	480		354	82	2	42	97.4		120	520
	360	18* 35	154	48	50	55	69.9	0 120	120	520
	510			510			52.0			520
	430	30*		400			48.4			520
	420			368		52	45.6			520
ブ ラ イ	1230				10.63	167	0			520
	280			268		12	49.8			520
キ ャ ー ム	940		16	876		48	50.5		120	520
	730		38	677		15	54.5		120	520
	980	20	355	552		53	75.2	120	120	520
	470		9	458		3	53.0		120	520
	490			459		31	48.8			520
	660		46	527		87	49.9		120	520
	850			768		82	47.0			520
計	11,600	64* 104	1,988	7,409	1289*	746*		0 138.1	124.8	520
								143.60	248.040	385.600

注：*印は墓地、農地、工場、公共建造物等の非居住地区

3.3 処理区単位の人口

計画対象区域はすでに述べたとおり、独立した4区の処理区に分割したが、各処理区はそれぞれの特徴を有し人口増なども若干異った傾向を示す筈である。ここでは将来の土地利用計画を念頭に人口密度を推定し、これによって処理区別の人口予測を行なった。

予測に用いた人口密度はつぎのとおりである。

- (1) 公共、商業地区(官公庁街).....0、120または160人/ha
- (2) " (商業地区).....120
- (3) 住居地区(既成市街地).....160
- (4) " (新興住宅団地).....120
- (5) " (その他).....52
- (6) 工業地帯.....0
- (7) その他(非居住地区).....0

1976年の土地利用状況に準拠して処理区毎の人口を推定し、さらに2000年までを推定した。これらを表Ⅲ-3、表Ⅲ-4に示した。

表Ⅲ-5に各処理区毎の1976年から2000年までの人口予測値を示す。

表Ⅲ-5 処理区別人口予測

処 理 区	1980	1985	1990	1995	2000
パ タ ワ ー ス	108,900	146,200	164,700	186,800	212,900
ス ブ ラ ン ジ ャ ヤ	28,600	68,000	87,500	110,800	138,400
ブ ラ イ	3,900	7,500	9,300	11,400	13,900
ブ キ ッ ト メ ル タ ジ ャ ム	96,600	163,300	196,500	236,000	282,800
計	238,000	385,000	458,000	545,000	648,000

4 基本的考察

4.1 序 論

下水処理の基本的な目的は、発生した汚濁物質を衛生的な手段で処理場まで運ぶことと、放流水域に悪影響を及ぼさないように処理することである。これらの作業は当然経済的に行なわれなければならない。財政面からの検討はとくに重要であり、限られた予算での実施に対する検討が要求されよう。

以上の観点から、このプロジェクトにおいても幾とおりかの実施可能とみられる代替案を技術的、経済的な見地から検討した。

基本計画は(1)計画区域全域について施設の輪郭をえがく、(2)環境衛生上問題のあるとみられる地区を優先させて計画をたてる、(3)公共水域すなわちペナン海峡までを含めた水域の汚濁防止が十分達成できる下水処理方式を立案する、という手順で行なわれる。

4.2 下水の排除方式

計画区域に最適の下水道施設を確立するために次の事項を考慮した。

- (a) 先ず計画区域内にはD I Dが建設した排水路と自然水路が存在することを考慮しなければならない。こういった排水路が存在する地区に新たに雨水と汚水を同時に排除するための暗きょを建設することは問題である。こういう場合には合流式の採用はむずかしからう。
- (b) 区域内での水質調査結果では水路等は家庭下水で汚染されており、特に乾季には著しい。したがって河川、水路等を汚染から守るためには分流式を採用すべきである。
- (c) 合流式下水きょは通常雨水きょよりも深く埋設されるので建設費がかさむ。また深くなるだけポンプ場建設費や運転費が分流式の場合よりも高くなる。
- (d) 計画区域内の交通はかなり遅しく口径が大きく、深く埋設しなければならない合流式管きょ工事は交通や他の社会活動の停滞をまねくことになる。
- (e) 全域に同時に汚水きょを布設することはむずかしい。実際には緊急度に応じて計画をたてていくべきである。したがって現在し尿浄化そうで処理している地区で環境衛生上から当面支障がないとみなされるところやキャンプ地区のように小排水路があって応急的に雑排水を主要幹線汚水きょへつなぐことができる地域などではそれらの施設を当分の間使っていくことはやむをえないであろう。

4.3 処理処分方法

附D「水質汚濁調査」で述べてあるように市街地内の川や水路は家庭汚水や工場排水の流入によってすでに汚染がはじまっている。もしこのまま汚濁物質を河川や水路へ放流することを行えばこれらの地区は更に汚染され低レベルの街になってしまうであろう。したがって污水施設計画の一部として污水处理の方法と処分場所について検討を加える必要がある。

4.3.1 処理の必要性

最終放流、処理のレベルと処理方法は放流先に悪影響を与えないように十分考慮してきめなければならない。一般的にいて最終処分の方法として次の3つが考えられる。

(1) 無処理で川または水路へ放流する。

パタワースの海岸沿いには家庭下水や浄化そうからの流出水を含む多数の汚水きょがあり附F、で指摘しているようにこれらの放流点附近は大腸菌によって汚染されている。このことは厚生省が行なった水質汚濁防止研究のデータによっても認められる。

ブライ、ジュルの両川からの流出水も大腸菌により汚染されていて浄化そうの機能が思わしくなく糞便による汚染の因となっていることを物語っている。

大腸菌による汚染は上述のように河川や海岸でみられるが、有機物による汚染は現段階ではさほどひどいものではない。このことは糞便をのそく家庭下水の直接放流は現況では河川や海岸の水質をそこなうほどのものではないことを示している。しかしながら現況の直接放流は個々からのものであり集約されたものではない、これが集約されて特定の河川たとえばジュル河へ直接出されるとなれば著しい環境破壊をもたらすことは明らかである。

(2) 無処理で海へ放流する。

次の事項が解決されるならば無処理で海へ放流することは経済的に大変有利である。

- (a) 適当な放流点がある。
- (b) 水域の利用に対してその保護のための規程が定められている。
- (c) 汚水の集約に必要な長距離の管布設と維持管理が可能である。

(a) 放 流 点

環境汚染を防ぐために放流点は強い潮流のある開水域がよい。もしもこの方法が当汚水施設計画に採用されたとすればベナン海峡がその位置からして放流水域となるであろう。

ベナン海峡は巾2 Km、日最大26~100cm/secの潮流のある狭い海峡であり、潮流による計画区域からの有機汚濁物の掃流力は十分である。

(b) 安全規程

ベナン港の範囲はベナン海峡全域に広がるマレーシアでも有数の港であり計画区域に面する地帯は特に船の停泊地として重要である。したがって海中施設は航海の安全ならびにその施設自体の安全のためにその建設をさけるべきである。

また海岸は水浴や水中スポーツに利用されるので水質汚濁防止も必要であるから放流点は浮遊物や大腸菌が海岸へ戻って来ないような距離をとって設けなければならない。しかしこれは海峡が狭い上に潮流が速いので非常にむずかしい。

ジョージタウンでの経験によれば無処理放流では大腸菌による汚染は避けられないということが結論づけられる。

(c) 長距離の管布設

個々の汚水発生点と放流点を結ぶために長距離の管布設が必要である。計画区域がブキットメルタジャムの一部を除いては平坦なので管内に土砂が沈積したり硫化水素が発生したりするのを防ぐための流速を保つために埋設管が深くなるか多数のポンプ場が必要となる。長距離管方式では建設のための初期投資が大きくなり後の維持管理費も大きくなる。

(3) 二次処理後河川または水路へ放流

現地調査の結果二次処理方式によって適切に処理された汚水は河川や水路に放流して問題ないことはあきらかである。

(4) 結 論

以上の考察の結果、当計画区域内の水質汚濁防止を確立するために最終処分は二次処理後行なうことがのぞましい。

4.3.2 各種処理方式の比較

用地購入の可能性、熟練した作業員の確保の可否、放流先の条件、建設費等の地域特性を考慮した上で当計画に最もふさわしい施設を選択しなければならないがその選択対象として次の3つの処理プロセスを考えた。即ち

(1)スタビリゼーションpond、(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の3つである。

(1) スタビリゼーションpondプロセス

スタビリゼーションpondによる処理は太陽光線と空気存在のもとでの藻類とバクテリアの活動によって行なわれる。補修と維持管理に都合のよいように池は2以上の複数とする。また、このプロセスはファクルタティブpondとマチュレーションpondの2つから成る。

(2) エアレーテッドラグーンプロセス

この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から成り、返送汚泥のない活性汚泥法ともいえる。所要空気の供給とかくはんのためにフローティングエアレーターが通常用いられる。エアレーテッドラグーンからの流出水は更にマチュレーションpondで滅菌処理をうける。これらエアレーテッドラグーンとマチュレーションpondは補修や維持管理を容易にするために少なくとも2ユニットとする。

(3) オキシデーションディッチプロセス

このプロセスは本質的には活性汚泥法の変法であり、汚水はエアレーターでディッチを循環中にばら気され好氣的酸化をうける。ディッチを出た汚水は沈殿池に送られて固形物を除去されたのち滅菌をうけ放流される。沈殿汚泥は乾燥床に送られる。

これらの処理プロセス、即ち(1)スタビリゼーションpond、(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で処理された汚水は流入BODの75%以上が除去されている。

3案を比較するために各プロセスについて日平均流入量で5,000m³から20,000m³の施設を設計して費用比較を行なった。

費用と所要用地の比較を表Ⅲ-6に示す。各案の費用は建設費、維持管理費、償却費を含めた年間コストで比較した。

費用比較の結果、スタビリゼーションpondプロセスが当計画には最もふさわしい処理処分施設であるという結論に達した。

(4) 推奨する施設

上記の検討の結果他の案に較べてスタビリゼーションpondが最も有利な施設であることが判った。この案の有利な点は次のようなものである。

- (a) このプロセスは建設、維持管理の面で最も経済的である。ただし他のプロセスよりも広い用地を必要とする。
- (b) 計画区域内では人口増につれて必要となる用地の拡大は十分できると思われるがもしも後に所要スペースが得られないようなことになっても容易に他のプロセス(エアレーテッドラグーンやオキシデーションディッチ)への転換ができる。
- (c) この方式は将来設計条件が変わっても水面積の調整で容易に対応できる。
- (d) 機械、電気施設が少ないので建設費の大部分が現地賃でまかなえ、経済的に有利である。
- (e) 維持管理費が主として人件費となるため雇傭機会の増加と維持管理の容易さという利点をもつ。
- (f) pondはしばしば臭いを発するので住宅地や商業地から遠ざけて設けなければならないのが実情である。

スタビリゼーションpondは上記のような利点や欠点を持つが利点が欠点に勝り当該地域においてはこの方式がふさわしいと結論づけられる。当初は一部のみ建設され次に拡張あるいは処理レベルのアップなどの要求が生じた場合にエアレーテッドラグーンやオキシデーションディッチなどへ変更すれば時代の要求に対処できる。

表Ⅲ-6 処理プロセスの比較

1) 年間費用の比較

(単位: 1000マレーシアドル)

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

2) 所要用地の比較

(単位: ha)

	流 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

4.4 工場排水処理

4.4.1 家庭下水と工場排水の合併処理について

公共下水には通常家庭下水と工場排水とが含まれ、これらを合併処理するのが最も望ましい方式であるが、時として問題が生じることがあるので注意を要する。

工場排水の中には油脂類、引火性の溶剤、強酸、強アルカリ、有毒物質等の有害物質が含まれていることがあり、下水道施設を腐蝕、閉塞、破裂等のダメージから守り十分な維持管理を行なうための考慮が必要である。

下水処理施設は生物処理であるから満足な操作のために極端な質の工場排水は避け混合下水は(1)質、量ともできるだけ均一で過負荷を防ぎ、(2)浮遊物、懸濁物による高負荷がなく、(3)強酸、強アルカリがなく、(4)非分解性物質と有毒金属がなく、(5)サトウ、でん粉、セルロースなどの高BOD物質があまり多くなく、(6)油脂分の濃度の低いものであることが肝要である。

しかしながら、工場排水が家庭下水に較べて比較的少ない場合には圧倒的に多量の家庭下水によって工場排水による害は緩和されるので前処理施設は必ずしも必要ではなくなる。

工場排水量が家庭下水量よりも多い場合にはその質に十分注意すべきであり必要に応じて次の項目の1つまたはすべてを行なって対処しなければならない。

- (a) 処理プロセスでの滞留時間を延長する。
- (b) 施設の改良もしくはオイルスキマー、エアレーター、沈殿池、返送汚泥施設等を付設する。
- (c) 工場排水の質及び量を規制する。工場排水規制を定めることによって、(i)工場からの有害となりそうな高BOD、高SSの物質を規制でき、(ii)公共下水へ放流される前に有害物質や非溶解性物質を含む危険な排水を除去できる。

4.4.2 計画区域内の工場排水処理

計画区域内の工場の分布状態は区域内に散在するものと工場団地内にかたまっているものと2つの形態に分けられる。工場排水に関する検討結果を次に示す（詳細は附F「下水の量と質」参照）

(1) 関連下水処理分区域別日平均下水計

処 理 分 区 名		(A) 工 場 排 水 m ³ /日	(B) 家 庭 下 水 m ³ /日	流 量 比 (A):(B)
バターワース	1	1,600	10,450	1:6.5
	3	8,560※	8,520	1:1
スプランジャヤ	1	160	10,750	1:67
	2	4,000	5,790	1:1.5
プ ラ イ	1	8,5040※	0	1:0

※は工場団地内排水

(2) BOD、SS濃度

平均濃度は

BOD 150mg/ℓ

SS 150 "

(3) 排水の特性

食品と繊維工場からの排水は質、量ともに現況と将来とではほとんど変わらないものと考えられるので生物処理で進められるであろう。2、3の工場では現在重金属や浮遊物の多い排水を出しているの、これらについては将来何らかの考慮が必要になるであろう。

上記のことから考えて大ていの工場排水は家庭下水と一諸にすることによりその質がほかされるので合併処理が可能である。

生物処理の一種であるスタビリゼーションpondが合併処理施設として推奨される。なぜならこの方式が家庭下水と現況工場排水を十分に処理できるものと考えられるし維持管理が容易で費用が安いからである。

しかしながら特に工場団地での工場排水の量と質については継続的に監視をし、セクション4.4.1で述べたように場所によっては渠水きょと処理の方法の改良をすることが必要となろう。

5 設 計 諸 元

5.1 下水量とその性状

5.1.1 家 庭 下 水

家庭下水の将来予想原単位をつぎのとおりとする。

表-Ⅱ-7 下水の性状

年	量 ℓ /日/人	BOD g/日/人	SS g/日/人
1976	170	3.7	3.7
1980	182	3.8	3.8
1985	194	4.0	4.0
1990	206	4.2	4.2
1995	218	4.4	4.4
2000	230	4.6	4.6

2000年における家庭下水の平均BOD濃度は、以上の結果から $200\text{mg}/\ell$ となる。下水管渠の設計には同様にここで得られた下水流量を用いて、各処理区の2000年における予測人口で総量を算出した。

5.1.2 工場排水

将来計画を含めて、工業団地での排水量は $80\text{m}^3/\text{日}/\text{ha}$ と推定した。さらに将来の土地利用計画に基づいて得た2000年における工業用地面積 $1,289\text{ha}$ で、工場排水量を推算した。

工場排水の性状については、業種別に推定したが、本質的には家庭下水と同様の性状であるものと仮定した。

以上の見地から2000年における工場排水の性状を下水管渠流入時でのBOD、SSの平均濃度を $150\text{mg}/\ell$ とした。

5.1.3 浸透水、その他

分流式下水道方式では、汚水量の変動に対する余裕及び地下水その他の浸透水が流入することを見込んで管渠の規模を決定するが、本計画では地下水等の流入水量を $18\text{m}^3/\text{日}/\text{km}$ とした。

5.1.4 発生総下水流量

各計画年次での家庭下水流量、工場排水量を合計して下水流量を試算し、ピーク係数を乗じた。

5.2 管渠の設計

下水管渠の規模の決定には、マンニング公式を用い、粗度係数“ n ”は管渠は 0.013 、切石積の n 値は 0.025 とした。

最小管径は 225mm としたが、各戸取付管は 150mm を用いる。

管内流速は満流または水深流で、陶管(VCP)を用いた場合、マンニング公式で $n:0.013$ とすれば、 $60\text{cm}/\text{s}$ 以下にはならないよう、鉄筋コンクリート管(RCP)やセメント管では $n:0.013$ として、最小流速を $75\text{cm}/\text{s}$ とした。

最小勾配は管の種類によって異なるが、前記の流速以下にならないようにした。

また、管内流速は $3\text{m}/\text{s}$ を越えないように計画したが、これは管内磨耗を防ぐためである。地盤が急傾斜の区域で $3\text{m}/\text{s}$ 以上になるとみられるところでは管内磨耗を防ぐ対策を講ずるべきである。

管渠設計は設計最大流量に対して十分な容量とし、小口径管を大きい管と接合するときは管頂接合とする。

管渠の土かぶりには各家庭よりの取り付け高さ及びトラック荷重を考慮して 1m 以下にはならないようにする。

6 下水道施設

6.1 各下水処理区の人口

各下水処理区の面積と現況(1976年)人口を以下に示す。(詳細は附G「下水道施設計画」を参照)。

(1) バターワース処理区

分 区 名	面積 (ha)	現 況 人 口 (人)	現況人口密度 (人/ha)
ゾ ー ン 1	367	37,900	103
" 2	182	3,600	20
" 3	457	28,200	62
" 4	444	26,300	59
" 5	551	4,000	7
" 6	670	8,900	13
計	2,671	108,900	41(平均)

(2) スプランジャヤ処理区

分 区 名	面積 (ha)	現 況 人 口 (人)	現況人口密度 (人/ha)
ゾ ー ン 1	438	13,600	31
" 2	305	100	0.3
" 3	510	3,000	6
" 4	430	7,500	11
" 5	368	4,400	12
計	2,051	28,600	14(平均)

(3) プライ処理区

分 区 名	面積 (ha)	現 況 人 口 (人)	現況人口密度 (人/ha)
ゾ ー ン 1	1,063	1,900	2
" 2	268	2,000	7
計	1,331	3,900	3(平均)

(4) プキットメルタジャム処理区

分 区 名	面積 (h a)	現況 人 口 (人)	現況人口密度 (人/h a)
ゾ ー ン11	892	7,600	8
" 2	715	6,400	9
" 3	927	45,500	49
" 4	467	6,100	13
" 5	459	7,300	16
" 6	573	13,800	24
" 7	768	9,900	13
計	4,801	96,600	20 (平均)

6.2 下水道施設の設計

6.2.1 管 渠 の 設 計

選定した主要幹線管渠平面図を図Ⅲ-3に示したが、これは現時点で入手可能な地図、地形図ならびに現地調査結果から作成したもので、処理場候補地も示した。

地域によっては正確な道路位置に関する資料が入手できなかったので、関連開発計画に示された案をもとにして幹線ルートを決した。

幹線管渠の規模の決定は、入手した地図1/7,500、1/10,000、および1/25,000を基にして各下水管渠の受け持つ面積から計算した。流量は2,000年における人口予測値と工場排水量、地下水その他の浸透量を含めて計算した。

計画区域内の数ヶ所で住宅及び工場団地開発事業が進められている。しかしこれらの地区の大部分での道路計画が未だ草案の段階で最終案が確立するのは数年後になるものと思われる。従って現段階で入手可能なデータを基にして計画したこれらの地区の管渠ルートは最終段階で多少の手直しが必要となろう。開発事業と下水道の建設との時期的な調整が未だなされていないので道路計画を含む都市開発計画との連携が必要な下水道の設計と建設時期は未だ決められない。実施設計や建設の前にはルートや高低についてより詳細な調査が必要であろう。

管内平均流速は満流または $\frac{1}{2}$ 水深流としてマニング公式で計算し、VCPではn値0.013として60cm/s以上、RCPおよびセメント管では管内最小流速75cm/s以上としたが、これらの決定は管内での硫化水素発生防止を念頭においたものである。計画区域では下水中の有機物が高温度の条件で腐敗しやすくその結果硫化水素が発生しやすいと考えられるため、管渠の腐食防止を目的としたものである。

最小土被りを1mとしたがこれは他の地下埋設物への影響をふせぎ管を輪荷重から護るためである。しかし場所によっては1m以下でも可能である。

6.2.2 マンホール

マンホールは平面図には示していないが方向変化点、管径の異なる地点などに用いるが、一般には維持管理を考慮してマンホール間隔はつぎの値を最大値とする。

下水管口径 (mm)	最大マンホール間隔 (m)
300 以下	50
～ 600	80
～ 1,000	100
～ 1,500	150
～ 1,650	200

一般に、浅い管渠は例外として、中に入ったり、管清掃のために十分な大きさを必要とし、マンホールの内径は1200mm以上とし、将来の管渠延長にも合わせて設計してある。

6.2.3 管種および材質

マレーシアで現在入手できる管渠は口径と種類に制限がある。

アスベストセメント、遠心力鉄筋コンクリート、陶管、ビッチファイバーパイプなどの国際的に認められているようなものが現地で製造もしくは輸入されている。幹線管渠で375mm以上は遠心力鉄筋コンクリート管とし、300mm以下では陶管を原則とした。硫化水素による腐食防止のため遠心力鉄筋コンクリート管はライニングすることにした。枝線管渠は円形管で最小口径225mmとした。

陶管は酸アルカリ等の腐食に対して抵抗性があると同時に流速による磨耗にも強いので300mmまでの小口径のものには適当とみられる。

6.2.4 各戸取り付け

取り付け管は各戸下水を下水本管と接続するために布設する。管口径は150mm以上で勾配は2%以上とする。この管についてはマスタープランで直接必要なわけではないが、各戸取り付け管の長さは平均15mと仮定した。

6.2.5 ジョイント

管の接合はコンクリート管はゴムリングを用いるタイプまたは陶管には可撓継手を用いる。

6.2.6 ポンプ場

一般的事項として以下のことを検討した。

1) タイプ

ポンプ場は小規模な中継ポンプ場などを除いて原則として槽外型とする。槽内型の場合は十分な保守ができるようにしておかなければならない。

2) 設計流量

一般にピーク流量で設計しているが、それ以下の場合には、特殊な条件でその流量が正当に評価されたものでなければならない。管はすべて最大流量に見合うように設計するが、若干の異常な下水量の増加分にも対応できるようにしている。ポンプ場での貯留効果を十分考慮し、汚水量に見合うポンプの設備台数とする。

3) 構造

所要設備の主体はポンプおよび動力である。ポンプ保護のためバースクリーン（人力または機械かき揚げ）を用いる。

4) ポンプ

各ポンプ場では最低2台のポンプを設ける。台数は流量と流量変動を考慮して決める。できれば同一機種と同容量のもので、いずれも最大汚水量に十分見合うものとする。3台以上の場合には1台は予備として扱える

ようなポンプ能力で考える。

容量と同時に揚程に関しても十分な注意を払って設計しなければならない。ポンプ井と吐出井の水位が常に変動しているからである。口径に限度があるので小容量ポンプは非閉塞型とすべきである。

6.2.7 処 理 場

第4章「基本的考察」で述べたようにスタビリゼーションボンドが当プロジェクトに最もふさわしい処理方式である。

処理場の設計に当って考慮すべき一般事項は次のようなものである。

(a) 設 計 流 量

処理施設の容量は日平均流量を基に設計する。ただし管、水路等は予測されるピーク流量に対して設計する。

(b) 流入下水の水質

処理場への流入下水のBOD、SS濃度を家庭下水 $200\text{mg}/\ell$ 、工場排水 $150\text{mg}/\ell$ とする。

(c) 放流水の水質

処理水は排水路、河川または直接海に放流される。要求される処理程度は放流水域の利用状態や負荷の受容能力によって決めるべきである。

放流水域の考慮すべき条件は流量、現状の利用状況または潜在価値等や季節変化を含めたものでなければならない。

処理水の水質は流入水質BOD濃度の25%以下を目標とする。

(d) 構 造

池はファクルタティブボンドとマチュレーションボンドの別々の機態をもつ2つの池から成る。清掃などのことを考えて施設は少くとも2系列以上とするのがのぞましい。

池は原則として堀削と土盛りによって造成し、堤防の傾斜面は均とし、漏水や地下水汚染を防止するように配慮する。このため底盤は粘土等の入手しやすい物を用いて被覆する。

6.3 計画下水道施設

以上の検討の結果当計画区域内の最適下水道施設として全域を20の分区に分割し、それぞれに処理場を設置することを提案する。処理場の位置は現地調査時に検討し放流は近くの水路に行なうこととした。

それぞれの処理分区には下水管渠、ポンプ場、スタビリゼーションプロセスによる処理施設が提案された。図Ⅲ-3と表Ⅲ-8に計画下水道施設を示す。計画下水道施設のフローシートは下図に示すとおりである。

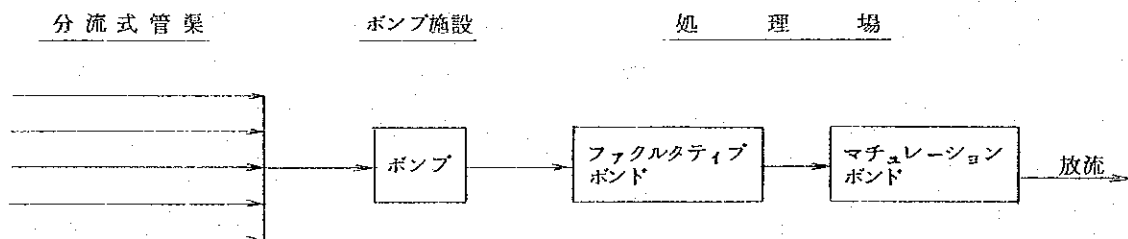


FIGURE III-3



表Ⅱ-8 計画下水道施設一覧

処理分 区 名	下 水 管 渠		取 付 管		ポ ン プ 場		処 理 場		
	径 (mm)	延 (m)	径 (mm)	延 (m)	ピーク流量 (m^3/s)	所要用地 (m^2)	プロセス	平均流量 (m^3/d)	所要用地 (ha)
バ タ ー フ ー ス 分 区 -1	225- 900	92200	150	110,800			S . P .	15800	17.6
	" - 600	54,600	"	65,500			"	7200	8.4
	" - 900	116800	"	125,700			"	21,500	23.6
	" - 750	133200	"	111,100			"	13000	14.6
	" - 750	165300	"	98,200			"	12,500	14.1
	" - 750	201,000	"	108,000	0.18	100	"	14,100	15.8
ス プ ラ ン ジ ャ 分 区 -1	225- 900	131,000	"	140,000			"	15,800	17.6
	" - 750	82,000	"	88,700			"	12,900	14.5
	" - 675	153,000	"	76,500			"	10,200	11.6
	" - 675	129,000	"	70,800			"	8,400	9.7
	" - 600	110,400	"	55,200			"	7,400	8.6
ブ ラ イ 分 区 -1	225-1,500	116,900	"	148,800	0.89	1,540	"	90,400	92.0
	" - 525	80,400	"	40,200			"	5,400	6.4
フ キ ャ ト メ ル タ ジ ャ ム 分 区 -1	225- 900	267,600	"	137,200	0.14	90	"	18,100	20.0
	" - 750	214,500	"	115,200			"	15,000	16.8
	" -1,050	278,100	"	217,800			"	25,900	28.1
	" - 600	140,100	"	71,900			"	9,500	10.9
	" - 600	137,700	"	68,900			"	9,200	10.5
	" - 675	171,900	"	95,600			"	12,400	14.0
	" - 750	230,400	"	115,200			"	15,300	17.1

注: S. P.スタビリゼーションポンド

6.4 実施順位

6.4.1 分区による実施順位

分区単位に下水道施設の建設計画を建てることとし計画区域内の衛生状態向上を主眼として6項目の要因を考え、それぞれにその重要度に応じて点数を与えた。

評価に用いた6項目とそれぞれの評価点を次に示す。

(1) 人口密度	400
(2) 汚濁負荷の発生状況	250
(3) し尿処施設	150
(4) 浸水状況	100
(5) 給水状況	50
(6) 水系伝染病の発生状況	50

計1,000

各要因についてのくわしい説明を加えると次のとおりである。

- (1) 最も重要な要因の一つとして、実施した場合の受益者数があげられる。したがって人口密度の高いところに下水道を設ける意味があり、これは最小投資金額で最大効果をあげることになる。したがって人口密度に対して最大評価点を与えた。
- (2) つぎに評価点を多くしたのは汚濁負荷の発生状況である。計画区域内での発生する汚濁負荷は住居地区、商業地区、工業地区からであり、し尿浄化そう以外に特別な処理施設を経ず、直接排水路や河川に流入している。したがって、各分区の下水道施設の必要度を比較するために各分区毎の汚濁負荷の発生状況を知る必要がある。
- (3) 計画区域内には近代的下水道施設がないため、し尿処理の方法は、し尿浄化そう、バケットタイプ、浸透式便所などが用いられている。そこで現状のし尿処理状況に対して3番目に高い評価点を与えた。
- (4) 政府は造成地を浸水被害から防ぐため、既設水路の改修を実施してきたが、さらにこのような浸水地区は下水道施設の整備も急がれるものとして、し尿処理と同等の評価点を与えた。

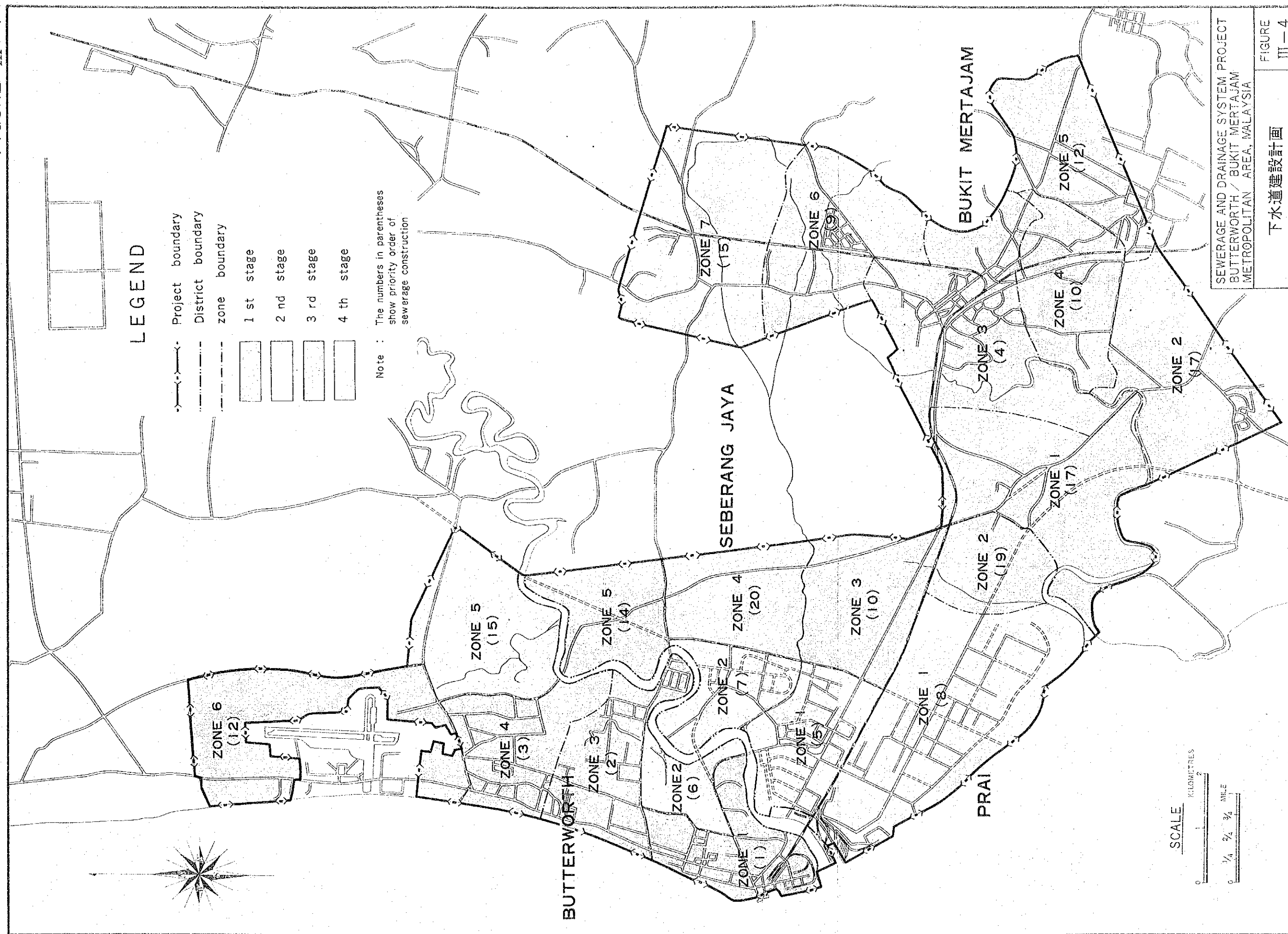
その他の項目として(5)給水状況、(6)水系伝染病の発生状況を取りあげたが、これらは計画区域の状況からして他の4項目よりも低い評価点とした。

これによって評価した結果、バターワース処理区の分区-1が最高得点となり、次いでバターワース分区-3、分区-4、さらにブキットメルタジャム処理区の分区-3の順となった。

施工優先順位	処 理 区 名	処理分区名	評 価 点
1	パ タ ー ワ ー ス	1	8 6 5
2	"	3	6 7 5
3	"	4	5 6 5
4	ブキットメルタジャム	3	5 3 5
5	ス ブ ラ ン ジ ャ ヤ	1	3 8 7
6	パ タ ー ワ ー ス	2	3 1 5
7	ス ブ ラ ン ジ ャ ヤ	2	2 9 0
8	ブ ラ イ	1	2 6 5
9	ブキットメルタジャム	6	2 0 5
1 0	ス ブ ラ ン ジ ャ ヤ	3	1 8 8
1 0	ブキットメルタジャム	4	1 8 8
1 2	パ タ ー ワ ー ス	6	1 8 6
1 2	ブキットメルタジャム	5	1 8 6
1 4	ス ブ ラ ン ジ ャ ヤ	5	1 8 5
1 5	パ タ ー ワ ー ス	5	1 8 2
1 5	ブキットメルタジャム	7	1 8 2
1 7	"	1	1 8 1
1 7	"	2	1 8 1
1 9	ブ ラ イ	2	1 8 0
2 0	ス ブ ラ ン ジ ャ ヤ	4	1 3 0

この評価結果の施工優先順位に従って下水道の施工年次を計画した。しかしながら住宅または工場団地開発が予定されている分区は政府の方針によっては第1期計画に加えられる可能性がある。この評価の詳細は附頁、「施工順位」に述べてあり、図Ⅲ-4にその結果を示してある。

FIGURE III-4



処 理 分 区 名	対象面積 (h a)	人 口 (2000年)
バ タ ー ワ ー ス 6	670	37,300
ス プ ラ ン ジ ャ ヤ 3	510	26,500
〃 5	368	19,200
ブ キ ッ ト メ ル タ ジ ャ ム 4	467	24,900
〃 5	459	23,900
〃 6	573	32,900
計	3,047	164,700

(4) 第四期計画 (1996～2000年)

この期間に残りの3,624haに下水道施設を建設する。

第四期計画の対象面積と人口は次のとおりである。

処 理 分 区 名	対対象面積 (h a)	人 口 (2000年)
バ タ ー ワ ー ス 5	551	33,700
ス プ ラ ン ジ ャ ヤ 4	430	20,800
ブ ラ イ 2	268	14,000
ブ キ ッ ト メ ル タ ジ ャ ム 1	892	47,500
〃 2	715	39,800
〃 7	768	40,000
計	3,624	195,800

7 建設・維持管理費

7.1 建設費

7.1.1 公共下水管渠

(a) 幹線管渠

管径別建設費は埋設深さ別に求めた単位長さ当りの建設費を基に計算した。詳細は附(3)、「下水道施設計画」のとおりである。

(b) 枝線管渠

建設費を算出するため、単位面積あたりの必要下水管の口径別延長を求め、別途算定した単位延長当りの建設費より全体建設費を算出した。算定基礎は新興住宅造成計画で用いたものに準拠した。建設単価は1976年のマレーシア価格を基準として、積算した単価を延長に乗じて求めた。

7.1.2 取付け管

各家庭での排水管渠は敷地内で平均1.5mとした。対象管渠の全長は全対象人口と家族数から戸数を概算して計算した。

概算建設費の単価は30マレーシアドル/mとした。

7.1.3 ポンプ場

汚水中継ポンプ場はバターワース処理区第6分区、プライ処理区第1分区、及びブキットメルタジャム第1分区の3ヶ所に設けた。

建設費は建築構造物とポンプ設備を基にした。

7.1.4 処理場

建設費は土木工事と機械類が中心であるが機械類としてはポンプ、計測装置、電気装置等が含まれる。

7.1.5 年次別建設費

年次別建設費を表Ⅲ-9～Ⅲ-16に示す。

表Ⅲ-9 施工期毎の下水道建設費(1976年価格) — 政府負担

第1期(1981～1985)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 公共下水(幹線)	25,980	6,500	32,480	
b ポンプ場	—	—	—	
c 処 理 場	7,890	1,970	9,860	
d 土 地 代	5,590	—	5,590	
(A) 小 計	39,460	8,470	47,930	
(B) 予 備 費	7,890	1,690	9,580	(A) X 0.20
(C) 技 術 料				
設 計	1,720	1,150	2,870	(A+B) X 0.05
監 理	1,720	1,150	2,870	(A+B) X 0.05
合 計	50,790	12,460	63,250	

注:外貨は次のように見積った。

- a 全建設費のうちの20%
- b 全技術料のうちの40%

表Ⅲ-10 施工期毎の下水道建設費(1976年価格) — 個人負担

第1期(1981~1985)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 枝 線 管 渠	47,530	11,880	59,410	
b 取 付 管	13,560	3,390	16,950	
(A) 小 計	61,090	15,270	76,360	
(B) 予 備 費	12,220	3,050	15,270	(A) x 0.20
(C) 技 術 料				
設 計	4,580	—	4,580	(A+B) x 0.05
監 理	4,580	—	4,580	(A+B) x 0.05
合 計	82,470	18,320	100,790	

注:外貨は管渠工事費の20%とし、技術料はすべて現地貨とした。

表Ⅲ-11 施工期毎の下水道建設費(1976年価格) — 政府負担

第2期(1986~1990)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 公共下水(幹線)	27,610	6,900	34,510	
b ポンプ場	3,800	950	4,750	
c 処 理 場	17,180	4,290	21,470	
d 土 地 代	27,800	—	27,800	
(A) 小 計	76,390	12,140	88,530	
(B) 予 備 費	15,270	2,430	17,700	(A) x 0.20
(C) 技 術 料				
設 計	3,190	2,120	5,310	(A+B) x 0.05
監 理	3,190	2,120	5,310	(A+B) x 0.05
合 計	98,040	18,810	116,850	

注:外貨は次のように見積った。

- a 全建設費の20%
- b 全技術料の40%

表Ⅱ-12 施工期毎の下水道建設費(1976年価格) — 個人負担
第2期(1986~1990)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 枝線管渠	20,540	5,130	25,670	
b 取付管	10,630	2,660	13,290	
(A) 小 計	31,170	7,790	38,960	
(B) 予備費	6,230	1,560	7,790	(A) x 0.20
(C) 技術料				
設 計	2,330	—	2,330	(A+B) x 0.50
監 理	2,330	—	2,330	(A+B) x 0.50
合 計	42,060	9,350	51,410	

注:外貨は管渠工事費の20%とし、技術料はすべて現地貨とした。

表Ⅱ-13 施工期毎の下水道建設費(1976年価格) — 政府負担
第3期(1991~1995)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 公共下水(幹線)	37,600	9,400	47,000	
b ポンプ場	180	50	230	
c 処理場	6,880	1,720	8,600	
d 土地代	8,810	—	8,810	
(A) 小 計	53,470	11,170	64,640	
(B) 予備費	10,690	2,230	12,920	(A) x 0.20
(C) 技術料				
設 計	2,320	1,550	3,870	(A+B) x 0.05
監 理	2,320	1,550	3,870	(A+B) x 0.05
合 計	68,800	16,500	85,300	

注:外貨は次のように見積った。

- a 全建設費の20%
- b 全技術料の40%

表Ⅱ-14 施工期毎の下水道建設費(1975年価格) — 個人負担

第3期(1991~1995)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 枝線管渠	71,660	17,920	89,580	
b 取付管	11,440	2,860	14,300	
(A) 小 計	83,100	20,780	103,880	
(B) 予 備 費	16,620	4,150	20,770	(A) x 0.20
(C) 技 術 料				
設 計	6,230	—	6,230	(A+B) x 0.05
監 理	6,230	—	6,230	(A+B) x 0.05
合 計	112,180	24,930	137,110	

注:外貨は管渠工事費の20%とし、技術料はすべて現地貨とした。

表Ⅱ-15 施工期毎の下水道建設費(1976年価格) — 政府負担

第4期(1996~2000)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 公共下水(幹線)	41,520	10,380	51,900	
b ポンプ場	160	40	200	
c 処 理 場	8,020	2,000	10,200	
d 土 地 代	3,200	—	3,200	
(A) 小 計	52,900	12,420	65,320	
(B) 予 備 費	10,580	2,480	13,060	(A) x 0.20
(C) 技 術 料				
設 計	2,350	1,560	3,910	(A+B) x 0.05
監 理	2,350	1,560	3,910	(A+B) x 0.05
合 計	68,180	18,020	86,200	

注:外貨は次のように見積った。

- a 全建設費の20%
- b 全技術料の40%

表Ⅲ-16 施工期毎の下水道建設費(1976年価格) — 個人負担
第4期(1996~2000)

(単位:1000マレーシアドル)

項 目	現 地 貨	外 貨	合 計 額	備 考
a 枝 線 管 渠	85,230	21,310	106,540	
b 取 付 管	13,850	3,460	17,310	
(A) 小 計	99,080	24,770	123,850	
(B) 予 備 費	19,820	4,950	24,770	(A) x 0.20
(C) 技 術 料				
設 計	7,430	—	7,430	(A+B) x 0.05
監 理	7,430	—	7,430	(A+B) x 0.05
合 計	133,760	29,720	163,480	

注:外貨は管渠工事費の20%とし、技術料はすべて現地貨とした。

7.2 維持管理費

7.2.1 管 渠

これに対する費用はマレーシアと日本における経験に基づいて積算したものであり、下水管渠はトラステングロッドやバケットマシンで少なくとも4年に1回は掃除するものとして算出した。

7.2.2 ポンプ 場

ポンプ場に関してはペナン州での最近の関連価格、例えば人件費、電気、燃料、水道使用料などのほか若干の修理用部品等を含めて算出した。

試算には日平均汚水量を基礎とした。

7.2.3 処 理 場

処理場に関してはポンプ場と同様の算出法によった。

7.2.4 年次別維持管理費

年次別維持管理費を表Ⅲ-17に示す。

表Ⅱ-17 施工期別下水道維持管理費(1976年価格)

施 工 期 項 目		第 1 期	第 2 期	第 3 期	第 4 期	計
政府負担	a 幹 線 管 渠	330	350	470	560	1,710
	b 枝 線 管 渠	720	310	1,080	1,300	3,410
	c ポ ン プ 場	—	110	30	20	160
	d 処 理 場	250	310	260	270	1,090
	計	1,300	1,080	1,840	2,150	6,370
個人負担	取 付 管	400	310	340	410	1,460
	計	400	310	340	410	1,460

注：維持管理に関しては取付管のみを個人負担とした。

8 便 益

8.1 便 益 予 測

適正な下水道施設の建設によって公衆衛生上大いなる便益が期待できる。下水道の建設による便益は(1)衛生上の便益、(2)環境上の便益、(3)経済的便益、(4)その他一般の4つの範疇に分類される。

期待される便益はその性格上数字で表わせないものも表わせるものも含めてすべて評価した。

8.2 便 益 の 評 価

より快適な環境、観光的魅力の増大、より集約的土地利用及び住宅、工場建設を容易ならしめること等は他のあまり目立たない便益とともに同一の範疇に入れた。

衛生状態の改善、環境改善、及び土地の価値の上昇からもたらされる便益は次のように評価した。

8.2.1 公衆衛生上の便益

計画下水道施設からもたらされる最も大きな便益は住居地域からし尿ならびに排水を除去することによる衛生状態の向上である。

下水道施設からもたらされる便益は水系伝染病の発生状況と下水道施設の完備した地区の死亡率と罹病率との関連がわかり合理的仮定を基に疾病の減少がわかるならば予測できる。

MHDの統計資料によれば計画区域内での胃腸病の発生数は1970年から1975年の年間平均で81件であった。また、1976年の調査によれば水系伝染病の治療費は医薬品を含めて平均2週間の入院で1人1日27マレーシアドルである。

この50%が不十分な処理が原因で発生したものと仮定するとこれらは下水道施設の完備によって防止できそのコストは年間15,000マレーシアドル($81 / 2 \times 27 \text{ マレーシアドル} \times 14 \text{ 日}$)となる。

間接的コストの主な要因は働らけないことにより失われる給与と労働日数を仮定することにより計算できる。収集したデータによって労働者の平均月収を250マレーシアドルと仮定すれば給与ロスは1976年レベルで

平均年間15,000マレーシアドルと予測できる。これは給与ロスが労働力即ち全人口の47%（失業率をのぞく）であるという仮定に基づく。（附A「経済」参照）

この他に数字で表わせない便益として(1)不快さの減少、(2)排水路から発するにおいが除去されることによる環境の改善、(3)地下水の汚染防止などがある。

8.2.2 水質汚濁防止上の便益

排水路と河川の調査結果（附D参照）から市街地の大部分の排水路はすでに汚染されており将来この程度は益々ひどくなることが予測される。

また河川はこれらの排水路の流入によって汚染される。現在これらの水路や河川はかんがい、漁業等に利用される。

排水路や河川における汚濁負荷量の低減あるいは水質の改善は下水道施設の建設によってもたらされる大きな便益である。下水道整備区域内で発生する汚濁負荷量は水路へ放流される前に処理施設によってかなり減少され、環境の改善となり河川水は新しい水源として利用できるようになる。

8.2.3 土地の価値の向上

下水道施設への投資は下水道整備区域内の土地の価値の上昇という結果となってあらわれる。これらの土地の価値上昇分はこの事業計画の経済的便益のメインの1つであり住環境の衛生と美観の向上によって住民の生活の向上ばかりでなく、政府当局にとっては税収入の増加となりうる。この種の便益は似たような施設をすでに持っている地域における土地代の上昇程度から推算できる。

1976年に現地で得たデータを基に下水道建設予定地域における現在の土地の価格は1㎡当り平均8マレーシアドルとした。また開発前の農業地域や山地などが1.5マレーシアドル/㎡、ほとんど人のいない郊外地域が3.0マレーシアドル/㎡、市街地が5.4マレーシアドル/㎡である。従って開発後の土地の価値は全域で1976年の価格を基に928百万マレーシアドルと予測される。

下水道計画区域が2000年における用途地域を基に開発されると土地の価格は平均15マレーシアドル/㎡に上がるであろう。すなわち土地の価格の上昇分は1,740百万マレーシアドルである。

土地の価格上昇からもたらされる便益を評価すると、下水道施設の建設による土地の価格上昇を20%として、1976年価格で162百万マレーシアドル $(1,740 - 928 \times 0.2)$ となる。

8.2.4 他の経済上の便益

下水道計画区域内には住宅、工場等の開発計画が多数ある。これらの計画の建設時期は未定であるが下水道施設と同時に建設されれば浄化そうの建設が省かれる。表目-18に建設、維持管理費を含めた浄化そうと処理場のコスト比較を示す。これによればより劣った施設といえる浄化そうのほうが割高であるし、浄化そうがし尿しか受入れていないので工場排水による汚染問題の解決とはならない。従って下水渠と処理施設を含めた下水道施設が浄化そう等の他の衛生設備に較べて個人負担という点で有利である。

表Ⅱ-18 処理施設の費用比較

施 設 名	1人当り建設費 (マレーシアドル/人)	1人当り維持管理費 (マレーシアドル/人/年)
浄 化 そ う 米	1 6 6	8.5
スタビリゼーションpond	5 3.8	0.8

注：米データはMPSPから得たもので床つきの浄化そうであり
し尿のみを受入れる。

この費用比較には管渠工事費は1切含まれていない。

8.3 便益の正当性

計画区域内に下水道を建設することによる便益を種々の面から評価した結果、この計画は十分に意義があることがわかった。もしも下水道施設が建設されなかったならすでに市域における多くの地区で見受けられるような衛生状態の悪化はますますひどくなるであろう。さらにこの計画が直ちに実行に移されなければ費用はますますかさむことになろう。そうすれば累計費用は運営不可能なほどになりかねない。だから本計画を実行に移すには今が絶好のチャンスである。

第 IV 部

雨水排水計画



1. 計 画 区 域

1.1 区域の概要

雨水排水計画の対象区域は污水計画と同一区域である。その面積は11,600haであり、この内には高度RL+60m以上の非居住地域及び水面を含んでいる。しかし、計画雨水量の算定には、流入区域を考慮しなければならない。

その面積は4,290haになるが、排水施設は計画しない。以上をまとめると次のようになる。

計 画 区 域	11,600ha
流 入 区 域	4,290ha
計	15,890ha

計画区域内のブライ及びスプランジャ工業地区は、排水施設が完備され、さらに、それぞれが独立した排水区を形成しているため、本計画では考慮しない。

さらに、水面、山地部も排水施設を設けないので、建設計画では除外する。これら排水施設を計画しない地域をまとめると、次のとおりである。

ブライ、スプランジャ工業地区	980ha
非 居 住 地 区	746ha
計	1,726ha

つまり、 $11,600 - 1,726 = 9,874$ haについて排水施設を計画する。

1.2 排水区域

現況水路、地勢、将来の用途地域等を考慮した結果、WHOの事前調査報告書で述べられている排水区分は、ほぼ妥当と思われる。よって計画区域を図Ⅳ-1のように六排水区に分割する。各排水区ごとの施設計画面積、流入区域面積、非居住区面積は表Ⅳ-1に示すとおりである。

表Ⅳ-1 排水区の面積 (ha)

排水区番号	施設計画面積	施設計画をしない面積	計	流入区域	合 計
B-I	980	93	1,073	55	1,128
B-II	3,591	202	3,793	1,669	5,462
B-III	2,632	1,332	3,964	993	4,957
B-IV	1,576	80	1,656	42	1,698
B-V	551	19	570	1,063	1,633
B-VI	544	0	544	468	1,012
合 計	9,874	1,726	11,600	4,290	15,890

1.3 市街化区域計画と未開発区域計画

計画区域を市街化区域計画と未開発区域計画とに分ける。

(a) 市街化区域計画 (DMP)

これは、市街化区域に対する計画であって、同区域内の既存水路の問題点を比較的長期に渡って解決しようとする

るものである。

(b) 未開発区域計画 (PMP)

これは未開発区域に対する計画で、将来開発された時に起きるであろう問題に対処できる対策を講じておこうとするものである。

DMPで扱う幹線は、第2排水区内のRAM. 5. 6. ARA. 1~3. TAN. , PAY. 1. 2. BUK. 1. 2. PAS. 1~3. PEK. 1~3. BKC. , BKD.¹⁾と第4排水区的全幹線である。上記以外の幹線についてはPMPで考える。現在、PMP区域は、未開発地か近郊地で将来計画に対しても用地取得が可能であり、緊急な水路の改修も必要でない。

1) 略語については、表Ⅳ-2を参照のこと。

表IV—2 排水路名の略語

排水区	排水路名	略語
I	Sungai Kubang Semang	KUB
	Ulu Drain	ULU
	Tengah Drain	TEN
	Petani Drain	PET
	Sungai Tuan Abdullah	TUA
II	Sungai Rambai	RAM
	Sungai Ara	ARA
	Tanah Drain	TAN
	Paya Drain	PAY
	Bukit Mertajam Drain	BUK
	Sungai Pasir	PAS
	Sungai Pekan Bharu	PEK
	Sungai Kelang Ubi	KEL
	Binjal Drain	BIN
	Ubi Drain	UBI
	Cherok Drain	CHE
	Bharu Drain	BHA
	Minyak Drain	MIN
	Pmtg Kebun Siren Drain	PMT
	Bukit Tengah Drain (B)	BKB
	Bukit Tengah Drain (C)	BKC
	Bukit Tengah Drain (D)	BKD
	Juru Drain	JUR
III	Bukit Tengah Drain (A)	BKA
	Sungai Derhaka To Panjang	DEJ
	Sungai Derhaka	DER
	Seberang Jaya Drain	SEB
	Lubok Bunral Drain	LUB
	Sama Cagah Drain	SAM
IV	Butterworth Drain (A)	BWA
	" (B)	BWB
	" (C)	BWC
	" (D)	BWD
	" (E)	BWE
V	Sungai To Sani	SAN
	Jaya Drain	JAY
	Merah Drain	MER
	Sungai Lokan	LOK
	Manggis Drain	MAN
VI	Benggali Drain	BEN
	Bagan Tambang Drain	BAG
	Gelam Drain	GEL

FIGURE IV-1



2 基本方針

現在及び将来の洪水対策として技術的にも経済的にも有利な方法をとらねばならない。現在、市街化区域では、コンクリート造の道路側溝と一部ライニングを施した幹線にて雨水排除を行っている。しかし、これらの幹線は、堆積物が多く洪水に対しては容量不足となっている。

計画区域は概して平坦で低地盤である。そのため、河川及び排水路は、潮汐や河川の背水の影響を受けている。

以上のことを考慮して計画区域内の洪水対策としては、次のようなことが考えられる。

- (a) 既存水路の改修と排水路の新設。
- (b) 雨水の貯留。
- (c) ゲート及びポンプ施設の設置。
- (d) 盛土。

2.1 雨水排除システム

計画区域内のかんりの区域がいまだ排水路を有していない。さらに、既存の排水路は容量不足となっているため、小規模の洪水が頻繁に生じている。このため、緊急を要する作業としては、既存水路の改修と排水路の新設である。これらの作業は、第1段階の建設計画に含まれる。

2.2 雨水の貯留

雨水を貯留しようと思えば、かなりの面積が必要とされる。

そのため、貯留場所は、用地取得が可能な地域に選ばれる。未開発地域においても、将来開発が行なわれた時には開発による流出水量の増分を下流域に流さないよう、貯留施設を設けるべきである。また排水システムの建設費を考えると、上流域の流出量を1部カットするため、下流域の水路規模を縮小できる等の利点もある。

計画区域内では、市街化区域を除いて用地取得は比較的容易と考えられるので、この方法は、排水システムとして有利な方法である。

貯留量は、下記の考え方を基に求めた。

- (a) 許容される流出量は、降雨強度が2年確率、流出係数が0.35の時に計算される雨水量である。貯留量は、降雨強度が100年確率、流出係数が0.65の時に計算される雨水量から許容される流出量を差し引いたものである。
- (b) 用地取得が困難な地域については、取得可能な面積に合わせて貯留量を決定すべきであり、上記の条件に拘束されない。

2.3 ポンプ排水

堤防又はゲートにより、河川や海からの背水の影響を断ちポンプにて排水を行う方法は一般的である。

ポンプを設置すべきかどうかの判断材料として、使用頻度があげられる。背水の影響を受けて頻繁に浸水の起こる低地域にポンプを設けることは十分考えられることと思われるが、めったに起こることのない洪水に対してポンプを設ける時には十分な検討がなされなければならない。

ポンプ場の建設には、輸入部品、輸入機器の調達も含めて、多額の初期投資が必要である。さらに年々の維持管理費も無視できない。

多額の建設費、維持管理費を要し、その操作もむずかしいため、ポンプ場の設置については、他の施設よりも慎重

に検討されねばならない。

2.4 盛 土

盛土は、計画区域内の宅地開発地域で継続して行なわれてきた浸水対策である。そして、それは、初期投資がかなりの額に達するのにもかかわらず、後で維持管理費等の出費が不要であるなどの利点を有している。もし盛土が経済的にも地形的にも許されるものであれば、洪水対策として有力な手段となる。しかし、その際、下流域へ与える影響を考慮することが必要である。計画区域内での盛土高は、ブライ川流域、ジュール川流域とも $R.L. + 2.30$ が適当と計算された。（付録 J を参照）

3. 設計の基本

3.1 開渠と暗渠

計画区域内の既存水路のほとんどは開渠である。開渠は暗渠に比べて利点が多い。主な利点として維持管理が容易、マンホールが不要、掘削深が浅い、道路の縁石、雨水ますが不要等があげられる。さらに、本計画に採用されている分流式下水道では、雨水渠が開渠の場合、それと交叉する污水管の埋設深が浅くてすみ建設費が安くなる。一方開渠の欠点はごみを投棄しやすく、閉塞を招きやすいことである。

このごみの投棄については、長期に渡ってキャンペーンを行ない、住民の自覚をうながすようにすべきである。

一方、暗渠の利点は、その上部を道路やその他の施設に使用することができるため、市街化地区では有利と考えられる。しかし、計画区域の大部分は現在未開発地区であるから、特に暗渠を必要としない。さらに市街地においても水路上部を使用する必要がある時には、開水路であってもカバーをかけることによって、その目的を達することができると思われる。

以上の理由より、この計画では、基本的に開水路を使用する。

3.2 測量基準面

この報告書で使用されている標高は、1912年の平均水面を基準面としたマレーシア測量基準面によっている。

また、この報告書で使用されている地盤高は、「RL」で表現され、そのゼロ点はマレーシア測量基準面と同一である。使用している潮位は、1952～1967の潮位記録に基づいている。下記の数値は「ブライ川排水干拓計画」より引用したものである。この計画は、今回の排水計画と密接な関係があるため、同一潮位を使用することにする。その潮位は下記に示すとおりである。

HWL (既往最高潮位)	SOD +1.68 m
MHWL (大潮平均高潮面)	SOD +1.10 m
平均水面	SOD +1.15 m
KLW (小潮平均高潮面)	SOD -0.79 m

SOD: Survey Ordinance Datum の略、1912年の Swollenham 港の平均水面を基準面とした。

3.3 雨水流出量

排水施設を設計するために、正確な雨水流出量が算定されねばならない。この項では、雨水量の算定に必要な諸元について述べる。これらの諸元は、D I Dの計画と設計解析書「マレーシア半島部における市街化区域雨水排水設計基準と解析」（以降マレーシア基準と呼ぶ）を引用して述べられている。

(1) 流出量算定式

合理式は、現在、雨水流出量の算定式として最も広く使用されている。現在、使われている合理法では、管内貯留を見込まないのが一般的であるが、マレーシア基準では、管内貯留を見込んだ係数をCsとして、下記のように使用している。

$$Q = \frac{1}{3.6} C_s C I A$$

ここで Q : 最大流出量 (m^3/s)

I : 降雨強度 (mm)

A : 集水面積 (ha)

C : 流出係数

Cs : 貯留係数

$$C_s = \frac{2 t_c}{2 t_c + t_d}$$

t_c : 流速時間

t_d : 流下時間

貯留係数の使用は、計画区域が一部を除いて平坦でしかも低地域であるため、適当であると思われる。マレーシア基準では、Cs, t_c, t_d の関係を理論的に解析している。そして上記の式を使用して求めた値と電算機を使用した追跡法によって求めた値とを比較し、実用上、問題のないことを示している。

(「マレーシア半島部の市街地の洪水算定」水理解析No.16を参照のこと)。本計画においても、上記の雨水流出量算定式を採用する。

(2) 降雨強度式

マレーシア基準では、ジョージタウンの降雨資料をもとにした降雨強度式がのせられている。本計画でもこの降雨強度式を採用する。

$$\begin{array}{ll} 2 \text{ 年 確 率} & I_2 = \frac{6,270}{t+32} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} 5 \text{ 年 確 率} & I_5 = \frac{8,070}{t+30} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} 100 \text{ 年 確 率} & I_{100} = \frac{13,940}{t+33} \end{array}$$

(3) 設計降雨確率年

雨水渠は、計算をする地点での最大流出量に対して設計されねばならない。そして施設の建設費を考慮して降雨確率年が決定される。マレーシア基準では、市街地に対する降雨確率年として、住居地域は2年、商業、工業地域は5年とされている。

これらの数値は、本計画区域のような大きさの市街地に対して妥当と思われる。よって、この計画では幹線を5

年とし、その他はマレーシア基準値を適用する。降雨確率年をまとめると以下のとおりである。

住 居 地 域	2 年
商 業 地 域	5 年
工 業 地 域	5 年
雨 水 幹 線	5 年

(4) 流出係数

雨水計画で使用される流出係数は、計画区域内の表面工種と、その構成比等から求められる。用途地域別の流出係数は次表のとおりである。詳細は付録 I を参照のこと。

用 途 地 域	採用流出係数
住 居 地 域	高 密 度 地 域
	0.65
商 業 地 域	低 密 度 地 域
	0.35
工 業 地 域	0.85
山 地 部	0.50
	0.50

(5) 流達時間

流達時間は、合理式中の降雨強度を求める時に使用されるもので、最遠点に降った雨が排水路に達するまでの時間（流入時間）排水路内を流下する時間（流下時間）の合計で表わされる。流下時間は、排水路の特性によって求められるが、流入時間は、排水地域の表面工種の特性により、それぞれ求められる。詳細は、付録 I、「雨水量」を参照のこと。

3.4 開渠の水理計算

(1) マンニング公式

開渠の水理計算は、次のマンニング公式を使用する。

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

ここで V : 流 速 (m / s)

n : 粗度係数

R : 径 深 (m)

I : 勾 配

n値として次の値を採用した。

現場打コンクリート渠	0.015
工場製コンクリート渠	0.013
石 積 み 渠	0.025
素 掘 り 渠	0.030

(2) 断面形状

費用比較の結果、素掘り渠が最も安価なものとなった。よって本計画では、できるだけ多く素掘り渠を使用する。

しかし、素掘り渠は、台形断面となるため、長方形断面に比べて巾広い用地が必要となる。そのため、用地の確保が困難な地域については、素掘り渠より用地面積が少なくすむ石積み渠（台形断面）、さらに用地面積が少なくすむコンクリート渠（長方形断面）を使用する。工場製U形渠は、施工期間の短縮を計る時には有利である。

3. 5 滞水池の設計

貯留量の計算は、次の順序で行なわれる。

- 流入ハイドログラフの計算
- 流入累加曲線の算定
- 流出累加曲線の算定
- 最大貯留量の読み取り

通常、貯留量の算定には降雨継続時間を次の2ケースに分けて計算し、最大貯留量を求める。

$$t_c \geq t_e, \quad t_e > t_c$$

ここで t_c : 流達時間

t_e : 降雨継続時間

4. 雨水排水計画

4. 1 排水区別雨水排水計画

提案された排水区は、WHOの事前調査報告書で述べられたものと、ほぼ同一である。排水区別雨水排水計画は、次のとおりである。(図N-2, 3参照)

(1) 第I排水区

この地域はPMPで扱われる。計画区域の北東部に位置し、ヤシ林、ゴム林でおおわれた比較的勾配のある地形で、大きな市街地は存在しない。

現在、この地域は洪水が発生していない。

排水路としては、Sungai Kubang SemangとTuan Abdullahが存在し、下流でSungai Derhakaとつながっている。

この2排水路に対して、滞水池を考えた。(図N-2, 3参照)排水路の上流部で勾配のきつい地域が開発されると、流出雨水量の増加が著しくなるため、下流部のSungai Derhakaでは洪水の心配が生じてくる。この危険をさけるため、開発によって生じた流出雨水量の増分は、開発地内で処理をするとの前提に立って滞水池を設ける。

(2) 第II排水区

この地域は、中央地区のムキム6, 8, 11, 15, 17より成っており、その面積は3,793haである。この地域の北の境界は、Sungai Rambaiの分水嶺、東及び南は計画区域の境界、西は、Bukit Tengah Drain(A)の分水嶺に接した境界である。(図N-2, 3参照)

そして、排水分区 $S_{2.8}$ を除いた全域がジュール川流域に属する。排水区は、丘陵部の住居地区と低地部の農業地区に分れ、特に鉄道から東の計画区域は $RL+5\sim+229$ の標高を示している。ブキット・メルタジャムは、この区域で唯一の市街地であり、商業地域と人口密度 $120人/ha$ の高密度住居地域より成っている。DMPで扱われる幹線は、ARA. 1~3, TAN., PAY. 1, 2, RAM. 5, 6, BUK. 1, 2, PAS. 1~3, PEK. 1~3, BKC., BKD. で、残りの幹線についてはPMPで扱われる。BuKit Mertajam Drain は市街地の雨水を集水する排水路でその現能力は、現況の流出係数で5年確率の雨水を流しうるものである。この水路は市街地の中心部を流れており、将来拡巾することは非常に困難である。そのため、上流部の開発については、現況の流出量を上まわらない対策をたてねばならない。さらに下流部での流出量を制御するため幹線と平行に準幹線を建設したり、その合流点より下流部については、改修を行なう等の対策も考えられる。

市街地からの雨水を受入れる幹線として、Sungai Ara, Rambai, Pasir, Pekan Baru があげられる。これらの幹線の集水区域では洪水問題が起っていない。しかし、将来開発に伴って流出量が増大すれば、問題が生ずることは明らかである。よって新しい設計断面を図Ⅳ-2.3に示す。ブキット・メルタジャムの市街地の外郭部は、粗密度住居地域と農業地域との混成地域のため、排水施設の用地取得は比較的容易である。このためこの地域の幹線はPMP扱いとする。地盤の高い地域については、ジュール川からの背水の影響を受けず、自然流下にて排水できる。しかし、この地域の開発は下流域での洪水の原因となるので、開発地域内での貯留が必要となってくる。ジュール川への許容流出量を2年確率の降雨で、流出係数が0.35時の雨水流出量とする。求められた貯留量は図Ⅳ-2.3に示すとおりである。しかし、滞水池の位置は都市計画が定められていないため、現時点では具体的に指定できない。市街地に100年確率の降雨があった時に上昇する水位は、概算すると水路天端高の0.6m上となり、その流速度も速いため洪水時には、かなりの被害が想定される。

その対策として、前述したように幹線と平行して準幹線を設け、流入雨水の拡散を計ったり、貯留施設を設けたりすることが考えられる。

鉄道より西の地域は、平坦で低地盤である。この地域はジュール川流域に属し、ヤシ林、ゴム林、水田、湿地より成っている。この内低地盤地域の地盤高の資料が存在しないため、Juruの防潮ゲート建設時に得られた情報よりこの地域の地盤高を約 $RL+0.46m$ とする。¹⁾ この値と平均水面 $RL+1.10m$ を比較すると、いかにこの地域が低いか理解できる。洪水対策としては一般に貯留よりも盛土がのぞましいことは、以前に述べたとおりである。貯留を考えると、開発地域ごとに滞水池及び堤防が必要になる。この建設費を縮少するためには大規模開発を行なわなければならないが、今後の動向としては小規模開発が続く可能性が強い。

新規の開発計画は、図Ⅳ-2.3で示されている貯留量及び水路の建設巾（管理道を含む）を考慮して、事業の認可をされねばならない。

(3) 第三排水区

この排水区の北及び西の境界は、ブライ川、東はBukit Tengch Drain (A) の分水嶺と計画区域界、南はブライ工業地域にそった海岸線である。そして、この地域のほとんどはゴム林と湿地より成っているため、PMP

1) ジュル川の防潮ゲート建設時に、その上流部の水位が $RL+0.46\sim+0.61m$ になると、農民から浸水の苦情が出た。

扱いとする。西はバターワースの市街地に隣接し、東は水田に続いている。

その総面積は3,964 haで、全体的に平坦で低地域であり、その地盤高はRL+0.61 m～+3.48 mである。

降った雨は、ブライ川、ジュール川、海へと三方へ分れて流れこんでいる。ブライ、スプラシヤの工業地域はそれぞれ独自の排水計画をもっており、他地域から影響を受けない独立した排水地域のため、本計画では検討しない。水田からの流入水量を2年確率時で、流出係数を0.35として計算し、計画区域内の貯留量及び水路の建設中（管理道を含む）を求めた。（図N-2、3参照）また、この地域内の最も低い部分には、盛土が必要であろうと思われるが、開発計画の規模によって最も適した浸水対策をたてるべきである。

(4) 第Ⅳ排水区

バターワースの市街地は、この排水区に含まれ、その北の境界は空軍基地の北端、西は、ペナン島と半島の間に位置する海峡、東及び南はブライ川である。この地域は、ほとんどが市街化された高密度地域である。ムキム1415の全域を含み、2000年時の推定人口は141,800人で計画区域の全人口の22%を占める。

また、この地域の形状は長方形で南北に長く東西に短い。その地盤高は、北部のRL+3.8 mから南部のフェリーの船着場のRL+1.8 mの間である。現在、単にモンスーンドレインと呼ばれている既存の排水路に本計画では、図N-4のように名称をつけた。これらの排水路は、バターワースの海岸線と平行に流れブライ川へと流入している。これは、地形が海岸線と平行に波状を呈しているためで、海岸へ自然流出できない。そのため、排水路は南北に長くなり、その延長は4.0 km～6.5 kmにもおよんでいるが、海岸から排水路までの距離は0.8 km～1.8 kmと近接している。海への直接放流も検討した結果（付録J参照）計画排水システムは、現存する排水路の改修と滞水池の建設より成るものとした。このシステムは付録J〔1〕の第3案である。

海への直接放流については、流砂による放流口の閉塞や道路下にカルバートを建設するときの交通渋滞等の問題が生じるため、採用されなかった。計画したButterworth Drain A、B、Cは市街地化される以前から存在した排水路を改修したもので、現在は水草がはえたり、堆積が生じたりして十分働いていない。

現存の排水路が十分な流下能力をもたず、しかも蛇行しているのかかわらず、重大な洪水問題を生じていない理由として、湿地の存在があげられる。この現存する湿地を将来にわたって、そのまま使用することはのぞましいが、その取得については、地価が高いため困難であろうと思われる。このため、この地域については、100年確率の雨に対する貯留施設は考えない。以上の考えを基に貯留施設の有効性を検討して、できるかぎり貯留することとした。このように求められた滞水池の必要面積は、その地域が開発される時に開発者から提供されるべきものである。

Butterworth Drain Aにそった地帯は市街地であり、その両岸にはスペースの余裕がない。

Butterworth Drain B、Cの下流域は、すでに開発済の地域であり、工業地域、商業地域、住居地域より成っている。これらのことを考慮して、本計画では、5年確率の雨水を流下しうる水路の上巾に管理道として、4.0 mを見込んだ巾を必要最少巾として求めている。

さらに、水路の断面形状は、用地面積が少なくすむ長方形断面を採用し、構造は鉄筋コンクリート造りの開渠とした。排水路内の計画水位は、地盤より低く自然流下にてブライ川へ流下しうる。しかし、もし潮位が既往最高潮位のRL+1.68 mに達すれば、低湿地帯は浸水を起こすと考えられる。これら浸水地域については盛土が適している。5年確率の降雨に対して求められたButterworth Drain B、Cの滞水池は強降雨時に貯留し、降雨終了後放流する構造とした。

この上流にもうけられた滞水池は、下流部のマクマンディン工業地域を守る形をとっている。滞水池の形状及びその位置はフィージビリティ・スタディで詳細に調べられねばならない。100年確率の降雨があった時に上昇する水位は概算すると、水路天端高の0.6 m上となり、滞水池直下では、さらに、かなりの上昇が見込まれる。この地域の地勢を考えると、かなりの床上浸水が予想されるが、洪水の流速が遅いことを考慮すると家屋の被害は少ないと思われる。被害を最小にするため、これから建設される家屋の床高や橋梁高は図J-6, 7, 8に示された。

100年確率時の洪水位を考慮すべきである。採用された道路側溝網は図J-12, 13に示された通りであり、その構造は長方形断面の鉄筋コンクリート造である。

(5) 第V排水区

第V排水区の総面積は570 ha、第V排水区の東に位置し、北部地区のムキム16に属している。雨水は2本のかなり大きな排水路に流入し、ブライ川へと流出する。地形は平坦でRL+0.9 mより低く湿地とヤシ林におおわれている。

また、この地域はPMP扱いとし、貯留量と建設巾は図N-2, 3に示すとおりである。この地域に影響を与えるブライ川の水位は、将来堰が建設された時にはRL+0.6 mに保たれる予定である。ブライ川排水干拓計画によると、40年確率降雨時の堰建設予定地での水位はRL+1.37 mとなり、当然、盛土が必要となる。新しい開発計画に対しては、雨水の貯留と盛土が必要である。

(6) 第VI排水区

この排水区は、計画区域の北端に位置し、北部地区のムキム7と9の一部を含んでいる。全面積は空軍基地を除いて544 haである。地形は平坦で水田とヤシ林におおわれており、唯一の市街地は、この排水区の北西部に位置する。地盤高は北部のRL+3.4 mから南部のRL+2.7 mであり、ブライ川及び海への自然流下が可能である。

現在、家屋汚水を混えながら、Bengali Drainは南へ流れブライ川へ流出しており、Abdul Drainは北流し直接海へ流出している。

4.2 施設計画

4.2.1 雨水幹線

市街地を流れる幹線はDMP扱いとし、未開発地域の幹線はPMP扱いとする。幹線の概要は図N-2, 3のとおりであり、その建設巾(管理道を含む)は次のように求めた。

a 市街化地域

5年確率の雨水を流下しうる水路の上巾に管理道として4.0 mの巾を見込んで建設巾とした。

b 未開発地域

流出係数を0.65とした100年確率時の雨水流出量を求め、マレーシア基準に従って建設巾を決定した。

幹線のルートは、地形図と現地調査によって、既存ルートを尊重し決定した。特にバターワース地域については排水システムを3ケース考え、その内1ケースを選定した。雨水流出量は、第4部3.3に従って求められ、排水路の断面形状は用地取得の難易を考慮し、高密度地区では、長方形断面、低密度地区では台形断面とした。

長方形断面の排水路はコンクリート造、台形断面は素掘り又は石積みとした。(付録Jを参照)

4.2.2 道路側溝

図J-12, 13で代表的な住居及び工業地域の道路側溝網が示されている。工場製U形溝のサイズを240×