

マレーシア国

アロースター下水道および排水計画

マスタープランおよびフィージビリティースタディー報告書

第 III 卷

排水マスター・プラン編

1981年3月

国際協力事業団

開

81-38(3/8)

JICA LIBRARY



1059543[7]

マレーシア国
アロースター下水道および排水計画
マスタープランおよびフィージビリティースタディー報告書

第 III 卷
排水マスター・プラン編

1981 年 3 月

国際協力事業団

国際協力事業団	
受入 月日	84. 4. 24
登録No. 03918	113
	61.8
	SDF

目 次

第1章 概 要	1
第2章 序 論	4
第3章 基礎調査	5
1. 調査対象区域の位置と背景	5
2. 地理的特性	5
2.1 地形及び地質	5
2.2 気 象	6
3. 土地利用と人口	6
3.1 土地利用の現況	6
3.2 現在人口と分布	7
4. 河川、雨水排除及び農業灌漑用水路	7
4.1 河川および雨水排除施設	7
4.2 農業灌漑施設	7
5. 既成の関連調査報告	8
5.1 Preliminary Report on Alor Setar Town Drainage	8
5.2 Alor Setar Master Drainage Plan	8
第4章 排水施設計画	10
1. 計画対象区域	10
2. 用語の定義	10
2.1 幹線排水路	10
2.2 DMPとPMP	11
3. 将来土地利用計画と人口予測	11
3.1 将来土地利用計画	11
3.2 人口予測	12
4. 設計の基礎	12

4.1	設計基準高	12
4.2	雨水流出量の算定	13
4.3	排水施設	15
5.	雨水排水計画	18
5.1	既存施設の検討	18
5.2	雨水排除システムの計画案	21
6.	雨水排水幹線システムの実施上の留意事項	23
7.	建設費および維持管理費	24
7.1	建設費	24
7.2	維持管理費	28
8.	便 益	29
8.1	概 要	29
8.2	便益の認識とその計測	29
8.3	便益の妥当性	30
付A	雨水流出量	A-1
付B	補足図表	A-7
付C	参考文献	A-8

度量換算表

ヤード・ポンド法	乗 数	メートル法	除 数
acre	0.4047	hectare (ha)	2.471
ft	0.3048	m	3.281
ft/s	0.3048	m/s	3.281
ft ²	0.0929	m ²	10.76
ft ³	0.02832	m ³	35.31
ft ³ /s (cusec)	0.02832	m ³ /s (cumec)	35.31
gal	4.546	litre	0.220
gal	0.004546	m ³	220
hp	0.7457	kW	1.341
in	25.40	mm	0.03937
lb	0.4536	kg	2.205
lb/ft ²	4.881	kg/m ²	0.2049
lb/ft ³	16.03	kg/m ³	0.06243
mile	1.609	km	0.6214
mile ²	2.589	km ²	0.3862
ton	1.016	tonne	0.9842
yd	0.9144	m	1.094
yd ²	0.8361	m ²	1.196
yd ³	0.7646	m ³	1.308

第 1 章 概 要

1. 本計画の目的は、クアラ・ケダ地区に対する排水基本計画を立案し、同地区の浸水問題を軽減又は解消しようとするものである。

そしてこの計画は、基本的にはマレーシア政府から提出された T・R に基づき作成した。

作業の手順は、図 1-1 に示したフローシートに従って行なわれた。

2. 計画対象区域は、クアラ・ケダ地区 125 ha としたが、この区域に隣接した流入区域 104 ha についても考慮するものとした。従って合計 229 ha を対象として計画を作成した。

3. 計画策定に当っては、関係機関と十分協議を行い、かつ、現地調査を十分行った。その結果は以下に述べるとおりである。

- ・計画区域内の地盤高は 1～2.6 m であり、ケダ川河口部や海岸部は低地域であるので、高潮時には頻々浸水する。
- ・計画区域内には、沼地や水田が未だ現存しており、調整地の役割を果たしている。しかし、これらの地区は将来開発されることとなるため、流出量の増加の原因となる。
- ・区域内には、幹線排水路が一本と、その他市街地には道路側溝等が多数あり、排水に役立っているが、維持管理が悪いため、十分には機能していない。幹線排水路の能力は、現在の土地の利用に対しては 2 年確率の能力を有している。
- ・計画区域は、現況の状態を調査した結果、4 つの排水区に分割され、最も大きな排水区はクアラ・ケダの中心部が含まれる排水区で、面積 136 ha (流入区域を含む) である。その他の大きな排水区は、北部の方に位置し、工業地域であるが現在開発中である。

4. 現況を十分考慮した上で立案したクアラ・ケダ地区に対する排水計画の概要は以下のとおりである。

- ・計画は、マレーシア政府が作った T・R にある DMP と D I D が作成した

“ Planning and Design Procedure No. 1 ” に基づいて行った。

- ・計画では、現況の排水現況を考慮し、主要な排水区 1 つとその他の排水区 3 の計 4 排水区とした。集水区域が 40 ha 以上のものを幹線排水路と定義し、マスタープランでは幹線排水路のみを表示することとしているので、クアラ・ケダ地区の場合は、最も大きい排水区

に対してのみ幹線排水路が表示される。

幹線排水路のルートは、現況のルートを尊重した。

改修の方法は、水理的・経済的な面と、環境にマッチさせるため、石積み式とした。

集水区域が40ha未満の支線排水路は、F/Sの段階で計画されることとなる。

- 本計画では、貯留池や排水ポンプ場は設けないものとする。一部の既存低地域は、将来開発される時点で、埋立てられると考えられるからである。

5. 本計画によれば、計画区域内全体の建設および維持管理費は、建設費が4,453,000マレーシア・ドル、維持費管理費が、1年間当り50,900マレーシア・ドルとなった。建設費は、公共団体負担と開発者負担に分けられる。

開発者負担分の積算は既に、開発された地区の中から代表的な地区を選び、その地区の排水側溝が全て開発者によって建設されたものとして見積った。

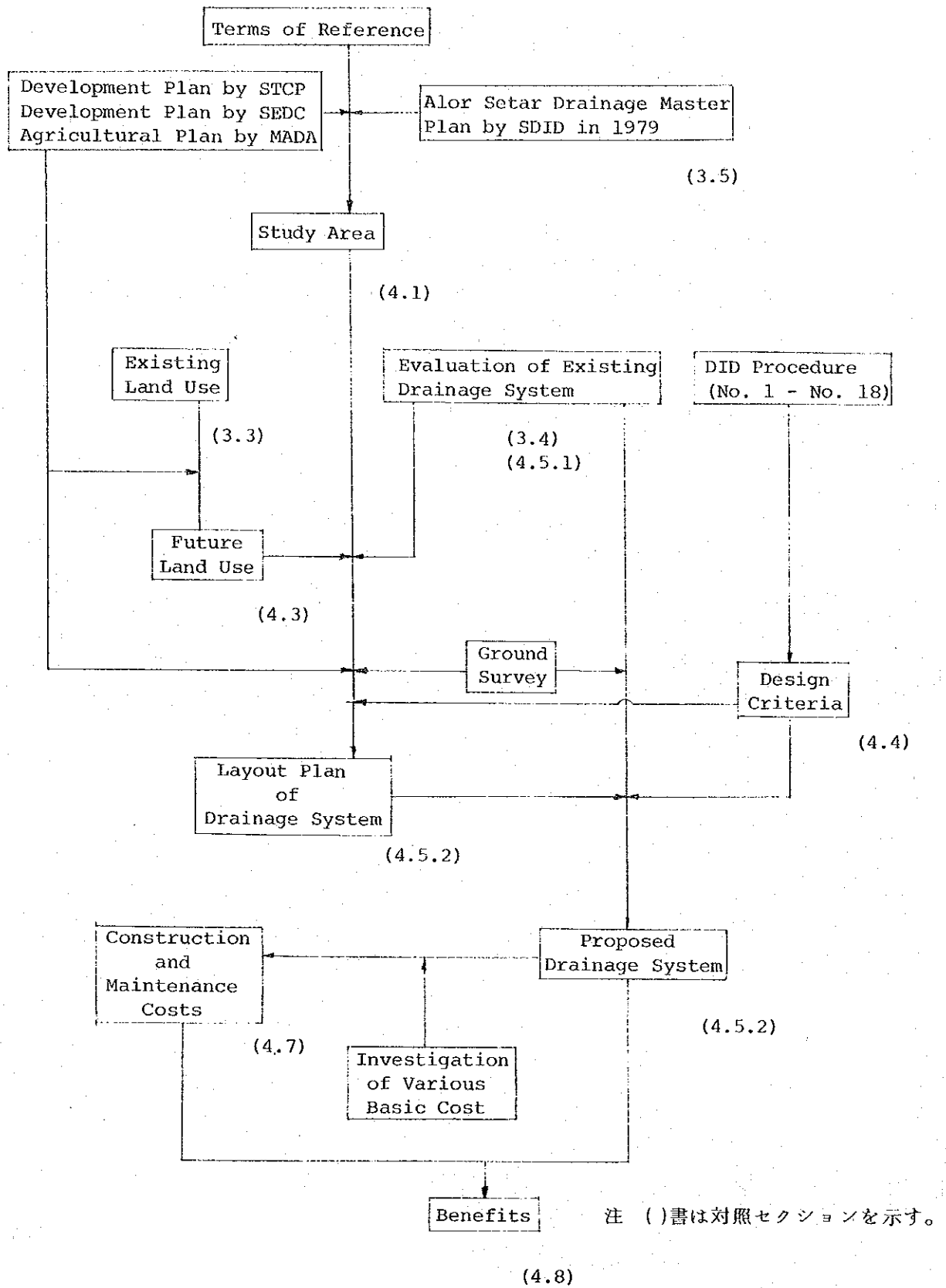
公共団体は、幹線排水路と既成市街地の側溝の改修を負担する。

段階的整備計画は、全域的にみて優先順位を検討した後に決定されるものであるが、本計画はコタ・セタのはんの一部区域のみを対象としたマスタープランであるので、段階的整備計画の検討は行わなかった。

6. 排水施設を整備することによって、浸水の防止、衛生環境の改善、地価の上昇等の便益が考えられる。

これらの便益は、定量的に表わすことは出来ないが、生活環境の改善に大いに役立つことは明らかである。

図1.1 計画立案のためのフローシート



第 2 章 序 論

調査対象区域は市街地の一部を除いて十分な雨水排除施設がないため浸水問題が頻々に生じている。一般に現状における雨水排水は自然河川を部分的に改修した形で行なっているが、排水路のかなりの部分が土砂で堆積し、豪雨のさいの流出水の排水には水路容量が不足している場合が多い。また、各種の開発が急速に進むため、従来雨水滞水池としての役割を果たしていた湿地帯や水田が失われ、流出のピーク量が増えることが予想されることから、雨水排除設備の早急な整備が要求される場所である。

マレーシア政府はかかる状況に鑑み、アロースター地域に対する全体的な雨水排水のマスター・プランを1979年に作成した。しかし、これにはクアラ・ケダ地区が含まれていない。そこでこの地区に対しても、十分な雨水排水設備が要求される場所であり、将来の開発計画に備える必要がある。

以上のような状況をふまえ、マレーシア政府と協議した結果、このプロジェクトでは雨水排水計画に関するマスター・プランはクアラ・ケダ地区に限定することにした。

クアラ・ケダの状況はアロースターと関連させておかなければならないので、雨水排除設備についての優先順位と合理的とみられる投資金額は、この地域全体を含めた角度から定める必要がある。したがって、この報告書はマレーシア政府側が作成したアロースター地域に対する雨水排除のマスター・プランを念頭に検討されるべきものである。

第 3 章 基 礎 調 査

1. 調査対象区域の位置と背景

雨水排水計画の基本計画立案のための対象地区であるクアラ・ケダはケダ州のコタ・セタ地区の西端に位置し、アロースターの中心地から約 8 Km 西方にあたっている（図 3-1 参照）。北部はケダ河に面し、西部はマラッカ海峡に接している。南側と北東側はアロースターへと続く水田が広がっている。

もともと、クアラ・ケダは漁村として発達してきた。現在はクアラ・ケダ通りの南側と町の北部地域に政府による住宅地区と工業団地の開発が進められており、工業団地では水産加工関係の工場がすでに操業中である。枝線排水路施設に対する検討は総合的な都市計画に関連させて行なうべきである。

2. 地理的特性

2.1 地形及び地質

クアラ・ケダの市街地は地盤高の最高は海拔 2.6 m のきわめて平坦な地域である。

地質に関する資料は十分ではないが、沖積性細砂混合の粘土から成っており、地下水位は平均 1 m とかなり高い。

このような立地条件であるため湿地帯がかなりあって、雨季には浸水することが多い。さらに、主要な水路は感潮河川であり、水路の現状は勾配がないことと塵芥の不法投棄によって高潮時に氾濫することが多い。

2.2 気 象

熱帯性気候であり、10月から2月にかけては乾季としての北東モンスーン、4月から9月までは雨季の南西モンスーンである。又、この北東および南西モンスーンの間にインターモンスーンがある。南西モンスーンでは雨が多く、とくに5月と9月にピークがみられる。北東モンスーンではスマトラ島にさえぎられるために降雨量は少ない。インターモンスーンは約8週間続き、風は弱い雨量は多い。

気温は年間を通じて比較的一定しており、月平均気温の変化は約2℃で低温26℃、高温28℃である。しかしながら、日気温の範囲は昼間気温の最高平均は36℃、夜間気温の最高平均は27℃である。1951年から1977年にかけての過去27年間での平均年間降雨量は約2,180 mmで、そのうちの90%以上が3月から11月にかけて降っている。24時間最大降雨量は1970年の154.7 mmであり、これらは気象庁がアロースターの測候所で観測を行っている記録である。風は一般におだやかで湿度は比較的高い。

3. 土地利用と人口

3.1 土地利用の現況

調査結果およびこのプロジェクトに関係のある政府機関の担当者から得た資料に基づいて、対象地区を図3-2に示すとおり、(1)住居地域、(2)商業地域、(3)工業地域、(4)学校、(5)農業地域の5種類に区分した。

このカテゴリーに基づいて現況の用途別地域の面積を求め表3-1に示した。

現在のところ、計画区域は住宅地域と農業地域から成っているが、工業地域が開発中であり、近いうちにかなりの土地利用の状態が変わった形できまってくると思われる。

表 3-1 現状における土地利用、1979

用 途	面 積 (ha)	割 合 (%)
住 居 地 域	56.4	45.1
商 業 地 域	14.0	11.2
工 業 地 域	1.6	1.3
学 校	2.6	2.1
農 業 地 域	50.4	40.3
計	125.0	100

3.2 現在人口と分布

この地域に関して入手可能な人口統計資料は1970年に実施した人口調査によるものが関係資料の唯一であって、これに基づいて対象地域の人口を試算するとその時点では7,665人とみられる。

下水道施設計画報告書で述べておいたとおり、この人口推定はアロースター、クアラケダ地域に用途地域別に人口分布を行なったが、1970年から1979年までの人口の自然増加率をKedah - Perlis Development Study, 1978と同様の2.7%とし、さらに工業開発等の社会的な変化による人口流入を考慮して行なった。

これらの調査結果を基にして対象地域での1979年における人口は9,100人と試算され、平均人口密度は約73人/haである。

4. 河川、雨水排除及び農業灌漑用水路

4.1 河川および雨水排除施設

調査対象の区域はケダ河の河口に沿って発達している。

このケダ河は東から西へと流下し、アロースターの市街地を貫流している。流れは勾配のない感潮河川で曲がりくねっており、河幅も深さもところどころで変っている。ケダ河の堤防は河口から上流約12 Kmのところにある防潮水門のところまで建設されており、市街地を高潮時の浸水から護っていてくれる。しかしながら海拔0.9~2.6 mの低地で平坦な地勢のため、市街地のかなりの地域が海水の遡上に関連して浸水を受けやすく、現有の排水路に防潮水扉を設ける必要がある。このような条件にある地域はとくにまだ開発されていない地域に多い。

現有の排水設備は恒久的であるかどうかは別として、幹線、枝線、道路側溝を含めて殆どが開水路である。大部分の主要排水路は基本的には部分的改修を施した自然水路である。これらの殆どは土砂が堆積し水路容量が減ってきており、このため浸水の原因となったりする。この詳細は後に述べる。

一般に、100エーカー以上の面積を対象とした幹線排水路は建設、改修、維持管理ともにSDIDによって行なわれている。市街地域内の主要排水幹線はまだMADAの所管であり、枝線やそれ以下の規模の排水路はMPKS又はJKRの管轄である。

4.2 農業灌漑施設

下水道施設計画報告書でも述べておいたが、MADAは1970年に設立された政府機関の外郭団体である。この機関はケダ州およびペルリス州の一部であるMUDA地方の灌漑用

水路計画を進めるものである。この事業は、これらの州の沖積性平野や関連都市を含めた 950 Km² を対象とし、水田の灌漑設備として必要な用水路、排水路、付帯設備などから成っている。市街地内にも一部 MADA が管理している排水路があるが、それらは MADA と DID の協議によって、DID へ移管され都市排水路となる。

そして将来計画区域内の全ての水田が開発された後は農地で使用済みの排水が都市排水路に流入することはない。

5. 既成の関連調査報告

このプロジェクトに関係のあるとみられる主な調査報告をつぎに述べる。

5.1 Preliminary Report on Alor Setar Town Drainage

1971 年、アロースター市街地に関する雨水排除報告書が MPKS の前身である Government of Majlis Bandaran Alor Setar のために 'Messrs. Ganendra, Ahmad & Associates of Kuala Lumpur' が作成した。

この調査報告書の目的の概要はアロースター市域内の浸水問題を解消するために現存の排水設備の改修を含めた排水計画を確立することであった。

この報告にはケダ川とアナ・ブギ川に関する洪水解析が含まれ、アロースター市街地に対する雨水排水の計画案に対しての基本設計と降雨の最大強度に基づいた洪水現象の解析によって市内の主幹線で必要と考えられるポンプ場能力と同等の滞水池に関してもとりあげている。さらに技術的な点からの勧告として既存の主要排水路の改修に関して施工計画を取り上げている。

さらに、この報告書の追加として 1972 年に Supplementary Report on Alor Setar Town Drainage が出された。この追加報告書は前の報告書で明確でなかった部分を明らかにするためのものであった。

5.2 Alor Setar Master Drainage Plan

アロースターに対する総括的な雨水排水施設を確立するため、1978 年以来 DID によって、前述の基本調査報告書に基づいて進められた調査であって 1979 年の 3 月に草案が完成したが、これには基本調査報告書の若干の訂正も含まれている。

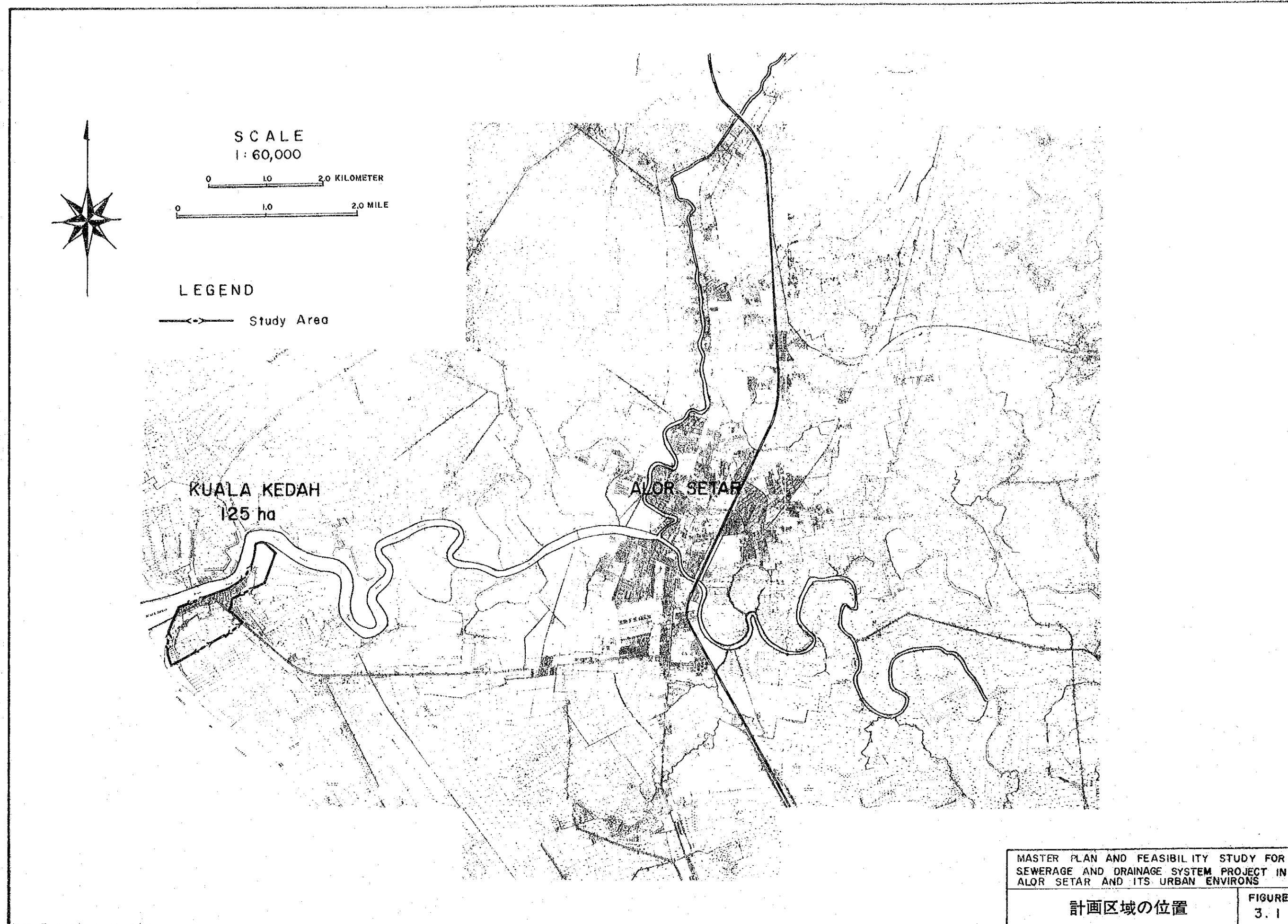
この調査にはアロースター地域の 3,584 ha が含まれているが、クアラ・ケダ地域は除かれている。計画したマスター・プランでは十分な雨水排水施設の完備と浸水対策がとりあげられている。浸水対策としては、ケダ河とアナ・ブギット河の主要部分についてモンスーン期間中

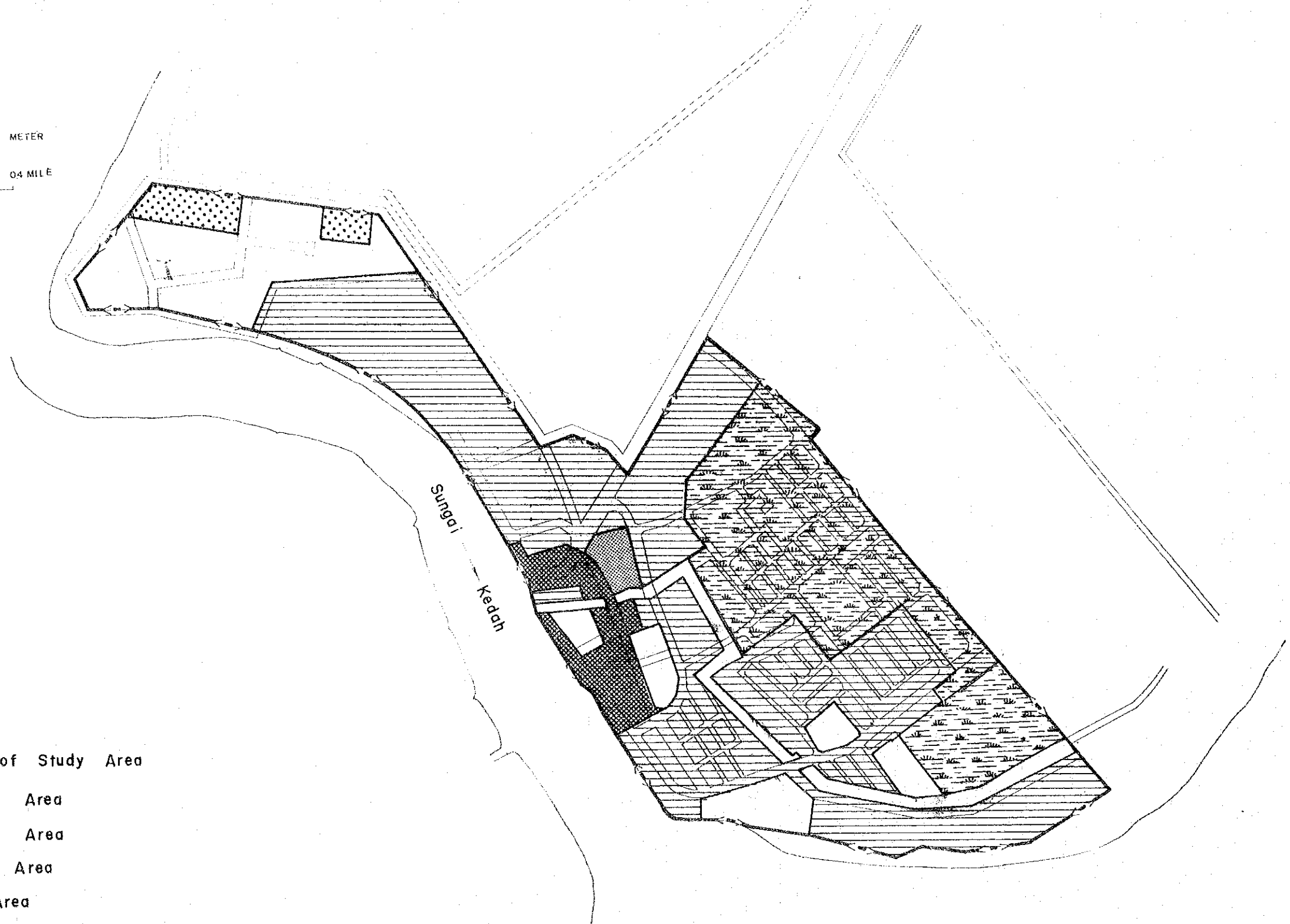
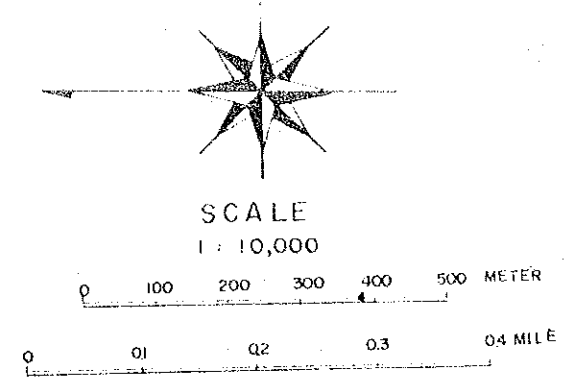
に市内の主要幹線での水位上昇と高潮時によって河川水位が上昇するために生ずる被害から市街地を防ぐため堤防を設置する必要性を勧告している。

ここにみてきたとおり、D I DならびにM P K Sによる報告書は両方ともアロースター市街区域を対象とした雨水排除計画であり、クアラケダ市街地については今のところ計画がない。

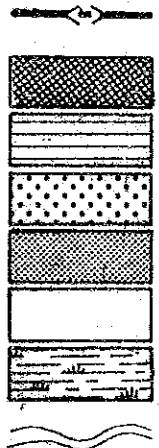
一方、クアラ・ケダ地区での開発計画が進行中であることから、この地区に対する雨水排除設備の基本計画を樹てるのはきわめて時機を得たものである。

FIGURE 3.1





LEGEND



- Boundary of Study Area
- Commercial Area
- Residential Area
- Industrial Area
- School Area
- Open Space Area
- Paddy Field Area
- Main Drain

MASTER PLAN AND FEASIBILITY STUDY FOR
SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT IN
ALOR SETAR AND ITS URBAN ENVIRONS

土地利用の現況 1979

FIGURE
3.2

第 4 章 排水施設計画

1. 計画対象区域

雨水排除施設の基本計画のための対象区域は既に述べてきたとおりの理由によって、クアラ・ケダ地域だけとすることが両国政府間によって合意された。

これに基づいて調査対象区域の設定は関係機関、例えば MADA, TCP, DID などの担当官との広汎な討議されたものであり、この結果対象面積は 125 ha となり、図 4.1 に示すとおり、クアラ・ケダの下水道施設の基本計画区域と一致するものである。さらに、雨水排水計画では調査対象区域外であるが流域として約 100ha を考慮に入れる必要があった。

したがって、この計画で扱う雨水排水計画の対象区域は約 225ha となった。この基本計画では、ここで述べた対象区域を検討するために必要とした流域については施設計画を行なうものではない。

2. 用語の定義

雨水排除施設の基本計画で必要な主な項目を以下に示す。

2.1 幹線排水路

この基本計画はクアラ・ケダ地区に対して現在および将来時点での浸水問題を解消するために必要な幹線排水系統を確立するものである。

この幹線は約 40ha を対象とするもので、これより小さい区域については枝線によってまかなわれる。これらの枝線はフィージビリティ・スタディーで行なわれるものである。

DID の定義では対象面積 4ha 程度のものは枝線とされている。

2.2 DMPとPMP

a) デザイン・マスター・プラン(DMP)

この計画は既成の市街化区域を対象とするもので、この地区に対する現有の雨水排水路の問題を解消するため長期計画を総合的に樹てるものである。

b) プリベンティブ・マスター・プラン(PMP)

この計画の目的は、将来市街化区域として開発されることで発生するとみられる雨水排水問題を防ぐため未開発地区に対して排水計画の方針をきめることである。

3. 将来土地利用計画と人口予測

3.1 将来土地利用計画

雨水流出量はその地域の利用特性によってきわめて大きく影響される。

現時点では調査対象区域内には多くの水田が残っており、市街地排水路に流入する筈の雨水排水を貯える役割を果たしている。

しかしながら、将来時点では市街地として開発され、住宅地、商業地、工業地帯になると考えられ、市街地の雨水排水路での雨水排水の流入が増加してくるとみられる。

雨水排除施設の設計には2,000年次での土地利用形態を考慮したうえで技術的な検討を加える必要がある。

現時点での土地利用状況に基づいて土地利用の将来についてTCPと協議してまとめたものを表4.1、図4.2に示した。

この調査に用いる土地利用の形態は基本的には市街化区域として開発されるもので、2000年次には農地は残らないものとして考えている。したがって、目標年次には現在の農地は、すべてさきに示した用途すなわち住宅地、商業地、工業地域に転換されるものとして計画を樹てた。

表 4.1 土地利用計画

種 別	面積 (ha)	比率 (%)
住宅地域	89.0	71.0
商業地域	18.0	14.5
工業地域	18.0	14.5
計	125.0	100

3.2 人口予測

前章で述べたとおり、1970年、1979年における調査対象区域の総人口はそれぞれ7,665人、9,105人と推定された。これに基づいて、2000年次における土地利用形態によって人口を予測し12,900人とした。この人口予測には下水道施設基本計画書で示したとおり、アロースターおよびクアラ・ケダ地区を含めた人口予測を考慮して定めたものである。

4. 設計の基礎

ここに示す設計基準は基本的にはD I Dが用いている“Planning and Design Procedure 版1, Urban Drainage Design Standerds and Procedures for Peninsular Malaysia”に準拠している。

つぎに、この調査報告書で用いた設計基準について述べる。

4.1 設計基準高

この報告書で用いた資料はMalaysian Survey Ordinance Datumで定められたもので、1912年に定めた基準である。

ここでの地盤高はSurvey Ordinance Datumのゼロ基準に一致させたR Lでもって示しているが、これらのすべての値はMalaysian Survey Ordinance Datumによるものである。

雨水排除計画の設計のための基準は

HHWL (既往最高潮位)	S O D + 2.23m
HWL (既往高潮位)	S O D + 1.68m
MHWL (平均水位)	S O D + 1.53m
LWL (干潮平均潮位)	S O D - 0.46m

S O D : Survey Ordinance Datum の略で Swettenham 港で1912年に得られた平均

潮位で

平均潮位 (1 9 1 2) …… S O D + 0 . 0 0

と示される。

さらに雨水排水に必要な規模をきめて実際に設計するためには地盤高を定めなければならないが、これは以下によった。

a) 超過確率 1 0 0 年に対する降雨に対しては、平均水面 + 1 . 5 3 m の潮位で検討する。

b) 計画降雨に対しては + 1 . 6 8 m の潮位で検討する。

c) 潮汐の影響に関連して滞水池を設計するにはつぎのことを仮定した。

- 潮汐の変動時間は 1 2 時間とした。
- 潮汐の上潮、落潮はサイン曲線とする。
- HWL は + 1 . 6 8 m で L W L は - 0 . 4 6 m とした。

d) 土地埋立のための地盤高は既往の最高潮位 R L + 2 . 2 3 m によった。

4. 2 雨水流出量の算定

雨水排除施設の設計の基礎である流出量はできる限り正確に推定するべきで、これに基づいて種々の計算が進められる。流出量の算定はつぎによった。

4. 2 . 1 流出量算出公式

合理式は流出量を算出するために、現在実際に広く用いられている。ここでは前述の D I D 計画設計手法 1 に準拠し、合理式を修正した次式を用いた。

$$Q = 1/360 \cdot C_s \cdot C \cdot I \cdot A$$

ただし Q : ピーク流出量、(m^3/sec)

I : 平均降雨強度、(mm)

A : 流域面積、(ha)

C : 流出係数

C_s : 次式で得られる貯留係数

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

t_c = 流達時間、(分)

t_d = 排水路での流下時間、(分)

この調査対象区域は殆んど平坦で低地から成るため、貯留係数によって修正した式を適用するのがよい。

マレーシアで用いられている基準の C_s , t_c , t_d の関係については、理論的な点だけではなく、実際にクアラルンプールの雨水排水区で得た例から導びいたものである。 t_c と t_d の関数として導びかれる C_s は D I D から発行されている水理手法 No. 16 “マレイ半島における市街化区域での洪水試算” に示されている。貯留係数 C_s の合理式についてみれば上述した式を用いることになる。

4.2.2 降 雨 頻 度

原則として、雨水排水路は対象とする地域によって予想される最大降雨量による流出量が排除できるように設計できる筈であるが、排水設備の実際の設計は可能とみられる範囲での施工費を考慮し、平均降雨頻度をもってされるべきである。この点から設計には降雨頻度をきめる必要がある。従ってその頻度は目的によって異なる。

市街化区域内での降雨頻度については住宅地域では確率年 2 年、商業および工業地域で確率年 5 年とした。これらの値は、調査対象地域のような比較的小さな流域を持つ排水路に適用される。しかしながら、主排水路については 100 年降雨確率を考慮した。基本的には雨水排水路の設計は確率年を 2 年または 5 年とする場合の初期降雨による浸水防止と確率年を 100 年とするような豪雨による洪水が生じないことを考えた。

設計での降雨平均頻度は以下に示すとおり土地利用区分によって変えた。

住 居 地 区	確率年 2 年
商業、工業地区	確率年 5 年

4.2.3 降雨強度－継続時間－頻度曲線

降雨強度は、強度－継続時間－頻度曲線の形で表わされる。本調査では D I D の手法と他の実例から次式を用いることにした。

$$\begin{array}{ll}
 \text{2 年確率} & I_2 = \frac{6,350}{t+32} \\
 \text{5 年確率} & I_5 = \frac{9,145}{t+49} \\
 \text{100 年確率} & I_{100} = \frac{16,500}{t+66}
 \end{array}$$

4.2.4 流 出 係 数

流出係数は、調査対象区域の地表形態で変ってくる。ここでは土地利用区分によって表 4.2 に示すとおりとした。

表 4.2 流 出 係 数

土地利用区分	流出係数
住 居 地 域	0.65
商 業 地 域	0.85
工 業 地 域	0.65

4.2.5 流 達 時 間

流達時間の概念は与えられた降雨頻度に対し降雨継続時間の関係曲線から導びかれるピーク流出量の算定に用いる。

流達時間は雨が地表面を流れて一番離れた点から雨水渠に到達するまでの時間で次式によって示される。

$$t_c = t_o + t_d$$

ただし

t_c : 流達時間、(分)

t_o : 流入時間、(分)

t_d : 管内流下時間、(分)

管内流下時間は、管渠の水理特性によって異なり、流入時間は対象として考える地域の状況でそれぞれ求めなければならない。

4.3 排 水 施 設

この調査では設計に必要な基礎的事項としてつぎのことを検討した。

4.3.1 雨水排水路

(a) 開渠と暗渠

調査対象地域では既存の雨水渠は殆んど開渠である。この特徴としては維持管理の簡便さ、マンホール設置に伴う問題のないこと、掘削深度が浅くてすむことなどがあげられる。この掘削に関しては分流式を採用する場合に管渠同志が交差しなければならないときに一方が開渠の場合には掘削深度が浅くてすむことになる。これらのことから建設費、維持管理費ともに開渠の方が安くつくので、ここでは原則として開渠を採用する。

(b) 水理計算式

開渠の水理計算は、次のマニング公式を用いる。

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

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

開渠の種類の設定は現場の状況を考慮してきめるが経済性と現実に使用可能なものでなければならない。例えば素掘り形式がもっとも経済的にすぐれているが、掘削や法面などを考えると矩形渠の方が必要な土地が少なくなり、用地費を含めて検討する必要がある。市街地内では石積み製、コンクリート製の矩形渠が望ましい。また小断面のものは施工における工期短縮なども含めて鉄筋コンクリート製のU字溝が望ましい。

(c) 流 速

雨水渠内での土砂類の堆積を防ぐため $0.6 m/sec$ 以下の流速は避ける。

各開水路別の最小、最大流速はつぎのとおりとする。

種 類	設計流速、(m/sec)	
	最 小	最 大
コンクリート製	0.6	3.0
石 積 み 製	0.6	2.5
グ ラ ス 張 り 製	0.6	2.2 (1)
素 掘 り	0.6	1.0 (2)

注 : (1) D I D 設計手法

(2) Portier & Sioby

4.3.2 滞 水 池

雨水を貯留しようとするればかなりの面積が必要となるが、雨水流出量のピークを下げるにはきわめて効果的な方法である。未開発地区などで土地の取得が可能な場合には実際計画に取り入れるべきである。未開発地域で、将来開発が行なわれたときに、開発による流出水量の増分を下流域に流さないように滞水池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少できるなどの利点もある。

滞水池容量はつぎによって求める。

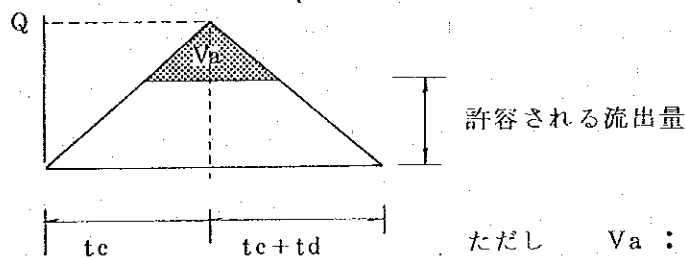
流入ハイドログラフの作成

許容される流出量の設定

滞水池の貯留量の算定

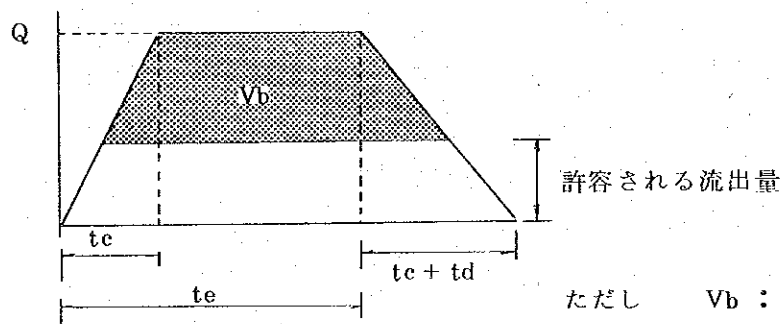
流入ハイドログラフは一般に $t_c > t_e$ と $t_c < t_e$ の2とおりが考えられる。これは以下の方法で比較して必要容量を定める。

(a) $t_c > t_e$



ただし V_a : 所要貯留量、(m^3)
 t_c : 流達時間、(分)
 t_e : 降雨継続時間、(分)
 t_d : 管内流下時間、(分)

(b) $t_c < t_e$



ただし V_b : 所要貯留量、(m^3)
 t_c : 流達時間、(分)
 t_e : 降雨継続時間、(分)
 t_d : 管内流下時間、(分)

この計算によって V_a と V_b を比較して、大きい値を採用する。

4.3.3 ポンプ場

堤防またはゲートにより河川や海からの背水の影響を断ち、ポンプで排水を行なう方法

は一般的である。ポンプを設置するかどうかの判断材料としては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合理的であるが、めったに起こることがない洪水対策には十分な検討が必要である。ポンプ場の建設には、輸入部品、輸入機器の調達を含めて、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なければならない。

5. 雨水排水計画

調査対象地区に対する最適の雨水排水施設を計画するためには既存の雨水排水設備の検討と現状に対する評価が先づ必要である。

現地踏査および関係機関担当者の情報および協議検討から、雨水排水設備の改良、拡張など必要な場所をきめて対策を樹てなければならない。

現況施設に対する踏査結果から浸水問題を解消するための緊急および将来計画について以下に記す。

5.1 既存施設の検討

対象地域の地域的特性については既に述べてきたとおりであるが、一般に低地でかつ平坦でありケダ川と海岸線に接した地域では潮汐の影響を受けやすい。このため降雨の激しいときと大潮での高潮位が一致すると浸水の範囲も広がってくる。

浸水の原因としては地盤高の低いことが主な原因であるが雨水排水路が不十分なことや現有排水路の維持管理が不適当なことも大きく影響している。現状での浸水被害が多くみられる地域を図示すると図4.3のとおりである。

一般に既存の排水幹線や支枝線は比較的良好に機能しているが、開発が急速に進むため、雨天時の流出量も増加し、いずれは現有施設的能力では不足してくると思われる。流域の上流部の開発は洪水問題を軽減する役割を果たしていた農地が転用されて行くことを意味し、その地域に対して一層の浸水問題を引き起こす恐れがある。かかる見地から、雨水排水施設に対する対策が必要であり、とくに対象地区に対して地形条件が加味して定める排水区について将来計画と樹てなければならない。

現状の雨水排水システムは対象区域の大きさ等を勘案して4地区に分割するのが適当とみられる。したがって図4.3に示すとおりBasin A, B₁, B₂, B₃とし、以下にその概要を記す。

(1) A 排水区

この排水区の流域面積は136haであり、調査対象地区での市街化地区の殆んどを含んでいる。しかし、設定された調査対象地区に含まれる流域は68.6haで残りの面積は調査対象地域外の主として水田地帯が含まれる。この水田地帯はMADAの所管に属する。

この排水区で市街化地区は主として住宅地域であり約40%が占められている。さらにTCPの計画によれば住宅、商業地区としての開発が進められる筈である。さらに関係当局の説明によれば排水区に含まれる水田地帯は将来市街化区域として政府による開発が予定されている。

市街化区域での地盤高は平均標高2mの平坦地帯であっても比較的小高く浸水が起りがたい地域である。しかし、市街化区域はカンブーンで囲まれており、これらのカンブーン地域は地盤高1m程で、かつ海に接しているため頻繁に浸水被害を受けている。

とくに、さきに述べたとおり強雨と高潮が一致すると浸水は一層著しいものがある。

この排水区の現状は幹線が1本でこれに多くの枝線が設けられている。幹線は南西の水田地帯から始まり市街地を経て北西部にあたるケダ州につながる。今のところ、この排水路は雨水排除と農業灌漑用に供され、MADAの所管とされている。この水路は本質的には自然水路であり、流下能力は $5\text{ m}^3/\text{sec} \sim 6\text{ m}^3/\text{sec}$ とみられ降雨確率年を2年とした場合の流出量には現在の土地整備状況では十分に対応できるものとみられる。現在のところ、この水路は上流域では農業用水の確保のため水位は防潮水門によって1.3mに保たれており、潮位による背水は操作を適当にすることで防いでいる。TCPが進めている開発計画では、既存の排水路を主幹線として拡張することを考えており、さらに主幹線兼用滞水池の構想をもって20m $\sim$ 30mの水路幅とすることを計画に含めている。これは主要排水幹線の将来計画の設計にきわめて有用である。一般に、排水区内の市街化地区では枝支線も殆んど布設されている

が、降雨流出を排除するには流下能力の不足するところもあって浸水の原因にもなっている。

(2) B₁ 排水区

この排水区の流域面積は17.8haで調査対象区域の西部に位置し、A排水区の流域と海岸線で囲まれている。

この地区は現在のところ殆んどが水田地帯であるが、ケダ川に沿った北側の地区は住居地域と小規模な商業地域として既に開発されている。TCPの計画ではこの排水区は将来住宅地域および商業地域として開発される予定である。

開発された地域では地盤高は2m以上であり、浸水問題は殆んど経験していない。しかしながら、南側の約9haはマレー式の高床家屋の集落があり、標高は1m以下の低地帯であって、高潮位による浸水が多い。

この排水区の既存の雨水排水システムはコンクリートまたは素掘りの小規模な側溝から成っている。これらの多くは直接海に注いでいる。排水路の能力は現状の土地利用状態では降雨時の流出を排除するのに十分な容量を有しているが、堆積した土砂の除去と保安管理を一層よくする必要がある。

(3) B₂ 排水区

この流域は調査対象地域の北東部に位置するB₃排水区の中の工業地区の境界と西側ではクラブ・ケダ通りに接しているが、大部分はケダ川および水田地帯に接している。流域面積は67.4haで低地帯のカンプーンが含まれる。流域面積の20.6haが住居地域、商業地域であり、調査対象区域に含まれているが残りは対象区域外で水田地帯である。

非公式な情報ではあるが、これらの水田地帯は市街化開発地域として開発される見込みだといわれる。

この排水区での調査対象区域は13.2haでケダ川に沿って地盤高は1m以下の低地帯であるため屢々浸水被害を蒙っている。その他の地域の地盤高は約1.8mで比較的高めになっているので大きな浸水はない。これらの地区は既存の排水路も貧弱なので、強雨と高潮のための浸水に悩まされている。排水路の大部分は自然水路であり、将来土地利用計画のためには勿論のこと現状においても改修する必要がある。

(4) B₃ 排水区

この流域は18haでケダ川に沿って調査対象地域の北東部に位置している。この排水区の全体は工業地区として開発されることが政府の方針で定められている。

現状では流域は地盤高 2 m 以上の道路で囲われており、この道路が堤防の役割を果たし河の氾濫を防いでいる。道路に囲われた面積の大部分は 1 m 以下で開発が行なわれない限りは空地として残っている。一方、ある地域では土地造成も終わり 4 工場がすでに稼働してきている。造成地の地盤高は道路標高と同じで 2 m 以上であり、河の氾濫から避けられるようになっている。

この地域の大部分はまだ未開発であって、既存排水路としては上述した工場が設けられている付近の道路側溝だけである。この排水路で排除される雨水はケダ川に直接自然流下によっている。その他の地域では今のところ未開発なためもある排水設備は全くない。

5.2 雨水排除システムの計画案

既存施設の状況から雨水排除システムは浸水問題を解決することを目的とするもので、基本的にはつぎのことを検討する必要がある。

- (a) 既存排水路の改修または新設
- (b) 下流地区を洪水から護るため滞水池を設ける
- (c) 防潮水門などで背水を防ぎ必要に応じてポンプ場を設ける
- (d) 埋立てによって盛土する

これらを検討した上で調査対象地域に対して最適の雨水排除システムを選定する。

5.2.1 各排水区別の計画案

雨水排水区の設定は基本的には現況の雨水排水区と同じであるが、現状の雨水排水を勘案して定めた。B₂排水区は政府の開発計画に応じて徐々に土地が整備されていくのに対応して A 排水区に組み入れて行き、雨水排水設備も段階的に設けられるため開発に歩調を合わせることができる。B₂排水区から A 排水区に組み入れられた地域はケダ川に沿った商業地区とクアラ・ケダ通りに沿って散在する家々のある流域である。

この構想の概要は表 4.3 および図 4.4 に示す。雨水排水区は 1 つの大排水区と 3 つの小排水区に分かれる。大排水区は主幹線の設置を考える。小排水区は枝支線の検討が必要であるが、これはフィージビリティ・スタディーの範囲であるのでここでは除外する。各排水区の概要をつぎに示す。

表 4.3 設定した雨水排水区

(単位: ha)

排水区 名 称	調査対象区域内 での排水面積	調査対象区域外 の排水面積	計
A	76.0	79.0	155
B ₁	17.8	—	17.8
B ₂	13.2	25.2	38.4
B ₃	18.0	—	18.0
計	125.0	104.2	229.2

(1) A 排水区

この排水区は155haを流域面積とするもので、主幹線を設置する必要がある。このうち76haは市街化区域であり、枝線についても計画しなければならない。流域を対象とした流出量の算定は開発計画に合わせたものとする。

この排水区の開発された区域は、地盤高が2m以上であるが、未開発の地域も開発時には埋立てで同様な地盤高になると予想される。

この標高の地盤になると降雨確率年を5年とした場合でもMHWL 1.5mの潮位が重なっても、雨水排除設備を完備することで浸水の恐れはなくなる。この地域ではポンプ場や滞水池を設ける必要がない。開発区域に対しては、高潮時の2.2mに対応するため2.4mの地盤高になるように造成することを提案する。

(2) B₁ 排水区

この排水区は約18haの流域面積の小さい区域である。この地区での排水システムは枝線を十分に整備することでよいと考えられる。

雨水排除は支線を直接に海に出すことで十分に対応できる筈である。全地域は造成による開発が原則であり、最高潮位から護れるように標高2.4mの盛上が必要である。

(3) B₂ 排水区

この排水区は約35haの流域を対象とし、ケダ川に沿ったカンブーンが存在している。浸水対策は河川堤防とポンプ場を設けなければ解消しない。しかし、この地区は政府によって開発中であり、土地造成が進む筈である。これが完成すれば前述したポンプ場は不必要であるが、地盤高は2.4mとすべきである。

(4) B₂ 排水区

この排水区は全域18ha工業地区である。雨水排除システムは枝線の整備が主体であり、これは政府による工業地区の開発計画の進展に応じて進められる。現状では未開発の地域が殆んどであり、開発にあたっては、地盤高2.4mまでの盛土が必要であり、これに伴って雨水排除のための枝線を十分に整備する必要がある。

5.2.2 雨水排除施設案

雨水排除方式に関する検討の結果、この対象地区では主要幹線としてはA排水区を通るものだけがあれば十分であり、開発進行中の地域では盛土による造成を行えば、ポンプ場や滞水池などの特別な対策を必要とせずに浸水問題を解消できる。以下に雨水排除のために選定した案を示す。

(a) 主要幹線

主幹線の設計はPMPに準拠して扱われる。

幹線計画案の概要は図4.4に示した。幹線のルート案は基本的には既存の自然河川と同じであるが、幅については流下能力と将来の土地開発計画を考慮して必要な長さをきめなければならない。

排水路の種類は、(1) 石積み式開渠、(2) 現場打ちコンクリート矩形渠、(3) 素掘りが考えられるが、実施にあたっては付録に示したように費用関数を求めておき、最も経済的なものを選定した。地形条件が平坦で勾配を殆んどとれないため、雨水渠の断面積が大きくなり、水利特性、経済性、美観などを含めて検討した結果、石積み式開渠の幹線案を採用することにした。この断面図の概要は付録B2に示した。

(b) 小規模排水路(枝線)

この調査報告書の目的とする基本計画の立案では主幹線に関する全体計画案を作成することであるので、枝線計画は含まれないが、事業効果をあげるためには枝線の整備が必要である。とくに事業費試算のために開発計画案をもとにした代表的な排水網を念頭に検討しておく必要がある。

原則的には“U”字溝や石積み式開渠を用いる。

6. 雨水排水幹線システムの実施上の留意事項

将来における市街化開発計画の実施時期が明らかでないので、主幹線の実施は慎重に行なわれなければならない。したがって、原則的には主幹線の実施は市街化計画の開発に応じて行なう

べきである。

現状では既存の幹線排水路を計画案に対応して改修すれば、流出量の排除には十分に適応できる。その意味からすれば市街化開発計画が進まない限りは事業化実施のための優先性は殆んど見当らない。

既存の排水路には上流での水位調整のための防潮水門があり、高潮時の背水を防いでいる。また、これによって農業灌漑用として水位を適当な高さに保っている。

開発計画を実施されることになれば、高潮時や強雨のさいにでも浸水から逃れられるように盛土されるため、防潮水門は農業灌漑水の確保の目的だけに限られてくる。

したがって、主幹線の実施計画にあたっては以上に述べてきたことを念頭におき、実施順位は開発計画による土地造成に伴う枝線排水路の整備にとくに配慮しておくべきであり、これに対応して幹線の整備が必要になる。

7. 建設費および維持管理費

7.1 建設費

建設費はこの事業を遂行するために必要な費用の統計として定義し、直接経費、間接経費に大別し、土木工事、装置類、施工業者の利益および諸経費などのほか関連した作業が含まれる。以下にこれらの概要を示す。

7.1.1 単 価

雨水排除施設の建設費を求めるため資材および労賃に関する資料の収集に努めたが、情報源は主として次によった。

MPKS

JKR (ケダ州)

ED, MPPP (ペナン州)

施工業者および製造業者

関連単価はマレーシアの1979年価格で表わしている。情報収集は現地業者の施工能力および資材類の調達可能性についても含めている。各種資材の単価については表4.4に要約した。

更に、小規格の排水渠の建設費については開発地域での計画道路網に基づいて基本計画を樹て、簡単な設計によって試算した。このため代表的な住居地区、商業地区、工業地区を取りあげて管網計画を立案したが、詳細は付録に示した。ここで選定した排水溝は、工

場製U字側溝と石積式開渠であって、経済性と施工の容易性が優れている。建設費は付録に示した費用開数から求めたが、これには掘削、水換え、埋戻し、残土処分、建設資材および労賃、施工業者の利益と諸経費までを含んでいる。

この結果、単位面積、ha あたりでの建設費はつぎのとおりであった。

住居地区	18,000 M\$ / ha
商業地区	24,000 M\$ / ha
工業地区	24,000 M\$ / ha

7.1.2 排水施設の建設費

主要幹線についての建設費は選定した排除施設の種類によって求めた建設単価を用いて必要な規模を乗じて試算した。枝線等については前節で述べた面積あたりの建設単価によって別途求めた。

主幹線の方式にはボックスカルバートも含まれているが、この算出も付録に示しておいたが費用関数によった。

この費用には用地費を除いて、資材、労賃、予備費、技術料などを含めている。予備費は建設費の20%、技術料は合計の15%とした。技術料は設計料と工事監理費から成りそれぞれ10%および5%とした。

これらの結果の総計は4,453,000 マレーシア・ドルで表4.5に示したとおりである。これから判るとおり、未開発地域での側溝等は、すべて開発造成業者によって負担されるものと仮定した。

一方、40ha以上の流域についての幹線は政府負担とした。開発造成地区での枝線等は約30%が不足するものとして試算した。

表 4.4 单 价 表

(1) 資 材 单 价

Nominal Size	Price per 0.61 m (2') including transporting
U shape	
300 mm (12")	3.50 M\$
380 mm (15")	4.80
460 mm (18")	6.20
610 mm (24")	8.50
Box Culvert	Price per 1.22 m (4') including transporting
610 x 455 (24" x 18")	183.80 M\$
760 x 610 (30" x 24")	217.00
915 x 760 (36" x 30")	251.50
1,220 x 760 (48" x 30")	324.60
1,220 x 915 (48" x 36")	342.70
1,830 x 1,220 (72" x 48")	665.80
1,830 x 1,525 (72" x 60")	742.30
1,830 x 1,830 (72" x 72")	802.00

(2) 一 位 代 价

Item	Description	Unit	Cost (M\$)
Concrete	1 : 2 : 4	m ³	156.90
	1 : 3 : 6	"	124.20
Reinforced Concrete	1 : 2 : 4	"	313.70
Mortar	1 : 2	"	186.50
	1 : 3	"	182.10
Trench Excavation (by hand)	depth		
	0 - 1.5 m	"	4.70
	1.5 - 3.0	"	8.60
	3.0 - 4.5	"	11.50
	4.5 - 6.0	"	15.10
	6.0 - 7.5	"	18.90
	7.5 -	"	22.50
Excavation (by machine)	Irrespective of depth	"	2.30
Backfilling and Compaction		"	3.00
Form Works		"	8.20
Masonry Works		"	71.00
Dewatering		hr	3.00

表 4.5 排水區別建設費 (1,000M\$)

	種 別	排 水 區				計
		A	B1	B2	B3	
幹線整備 (公共団体負担)	(A) 幹線水路	1,190	-	-	-	1,190
	(B) 技術料					
	設 計	119	-	-	-	119
	監 理	60	-	-	-	60
	(C) 予備費	274	-	-	-	274
	(D) 用地費	134	-	-	-	134
	小計	1,777	-	-	-	1,777
面整備 (公共団体負担)	(A) 枝線水路	178	68	0	0	246
	(B) 技術料					
	設 計	18	7	0	0	25
	監 理	9	4	0	0	13
	(C) 予備費	41	16	0	0	57
	小計	246	95	0	0	341
面整備 (開発者負担)	(A) 枝線水路	872	16	371	432	1,691
	(B) 技術料					
	設 計	87	2	37	43	169
	監 理	44	1	19	22	86
	(C) 予備費	201	4	85	99	389
	小計	1,204	23	512	596	2,335
	計	3,227	118	512	596	4,453

注 : (B) = (A) × 0.15

(C) = [(A)+(B)] × 0.20

7.2 維持管理費

現状から判断して、既存排水路の維持管理はMADA, DID およびJKRによって行なわれている。MADAは例えばA排水区で述べておいたとおり、主要排水路を所管し、道路側溝はJKRの管轄となっている。一方、防潮水門はDIDによって管理されてきている。

将来計画を含めて考えれば、主要排水幹線はDIDの管轄とし、MPKSは側溝などの小規模な施設を管理するのが妥当であろう。JKRは道路側溝について必要に応じて所管する。維持管理作業の主体は水路に堆積した土砂類の除去と運搬処分であり、破損施設の修復も含まれる。

以下にこれらの費用を算出した。

7.2.1 単 価

排水施設に堆積した土砂類の除去と運搬処分に関する費用は建設費を試算したと同様に求めた。主幹線での堆積土砂の除去は機械除去とし、小規模な排水路については人夫作業によるものとした。運搬処分費は掘削残土の処分費と同じとした。この結果、主幹線では $3.2 \text{ M\$} / \text{m}^3$ 、小規模排水路では $5.6 \text{ M\$} / \text{m}^3$ と試算された。

土砂類の堆積量は年間あたりでみると排水流下断面の約10%と仮定した。幹線断面は 12 m^2 であり、約 $12 \text{ m}^3/\text{m}$ とみられる。一方、小規模管渠では管渠容量を $110 \text{ m}^3/\text{ha}$ としたので堆積量は $11 \text{ m}^3/\text{ha}$ となる。

一方、年間の修理費は建設費の1%とした。

また、これらの維持管理のために、掘削用クレーン、ダンプ車、その他の装置類の整備が必要であるので考慮しておくべきである。

これらの装置類の購入は行政の対象となる地域全体について検討した上で、その必要台数を定めるべきであり、ここでは維持管理費には含めなかった。

7.2.2 維持管理費

維持管理のために必要な作業量はつぎによって求める。

主要幹線の延長 $1,721 \text{ m}$

枝線の設置面積 125 ha

前述した単価から、雨水排水施設の維持管理費を表4.6に示すとおりとした。

表 4. 6 維持管理費 (M\$ / 年)

項 目	幹 線 分	枝 管 線 分	計
堆積土砂除去処分	6,600	7,700	14,300
修 理	11,900	24,700	36,600
計	18,500	32,400	50,900

8. 便 益

8. 1 概 要

雨水排水施設が建設され効果的に維持管理されていく場合には、これによって得られるものは、計数化して示せるものと計数化できないものがあり、一般にはつぎのようなことがあげられる。

- (a) 浸水による被害の軽減
- (b) その地域社会に対する環境衛生上の改善
- (c) 土地価格の増加

8. 2 便益の認識とその計測

8. 2. 1 浸水被害の減少

市街地の局所的な浸水は適切な排水施設の整備により解消される問題である。この施設の整備は道路の冠水をなくし、個人の財産を浸水から救う等、人々の生活環境の改善に大きく寄与する。浸水防止による利益の算定は浸水の被害額と同値であるとみなせるが、その資料が存在しないため、ここでは示せない。しかし、もし施設が整備されなければ、洪水被害の復旧に要する費用は公、私にかかわらず、毎年必要となり、しかもそれは年々増加する傾向をもつものであることを認識しなければならない。

8. 2. 2 地域社会の環境衛生の改善

このことについては例えば洪水によってし尿を含む各種の汚水が流出し、伝染病等の発生が考えられることなどを想定するときわめて理解しやすい。

雨水排水施設は下水道施設と同様に衛生上の改善にきわめて有効であり、特にバケツ方式やピット式便所を用いている人達にとっては著るしいものがある。

8. 2. 3 地価の上昇

排水設備を含む基幹設備の整備により、私的、公的を問わず、地域開発は進むであろうし、地価も高騰するであろう。この排水設備によって付加される価値は、全開発費に占める排水設備費の率に等しいか、それ以上の率で地価高騰分に寄与している。

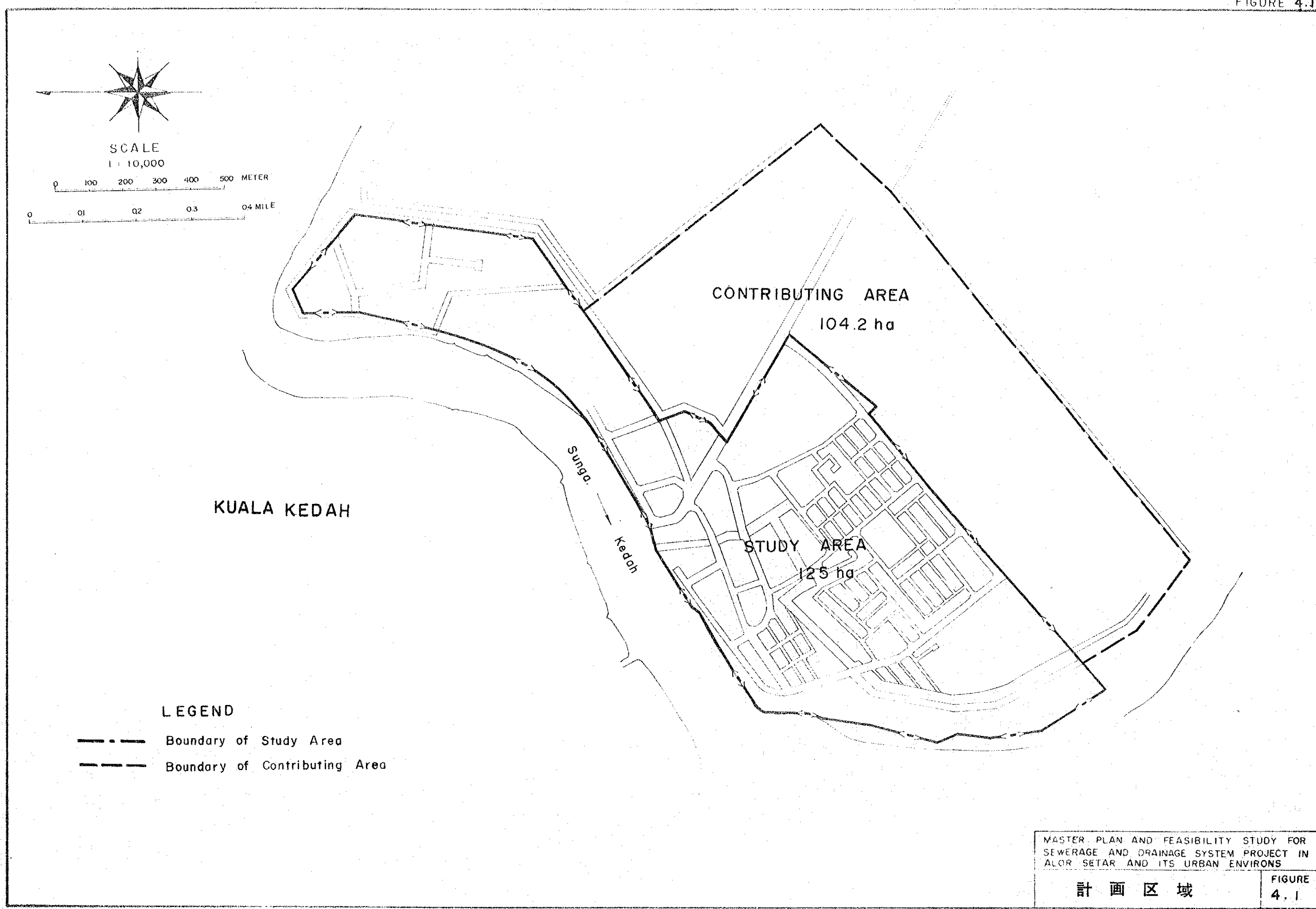
地価の高騰は、通貨の動きの増大をもたらし、経済に好影響を与えるし、公的には税の増大、ひいては歳入の増加になる等、その効果は大きい。

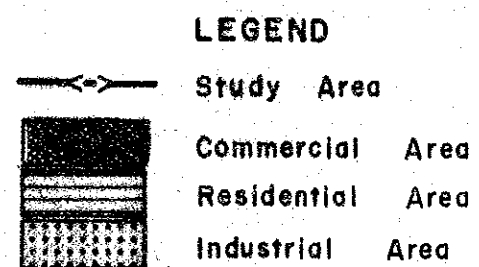
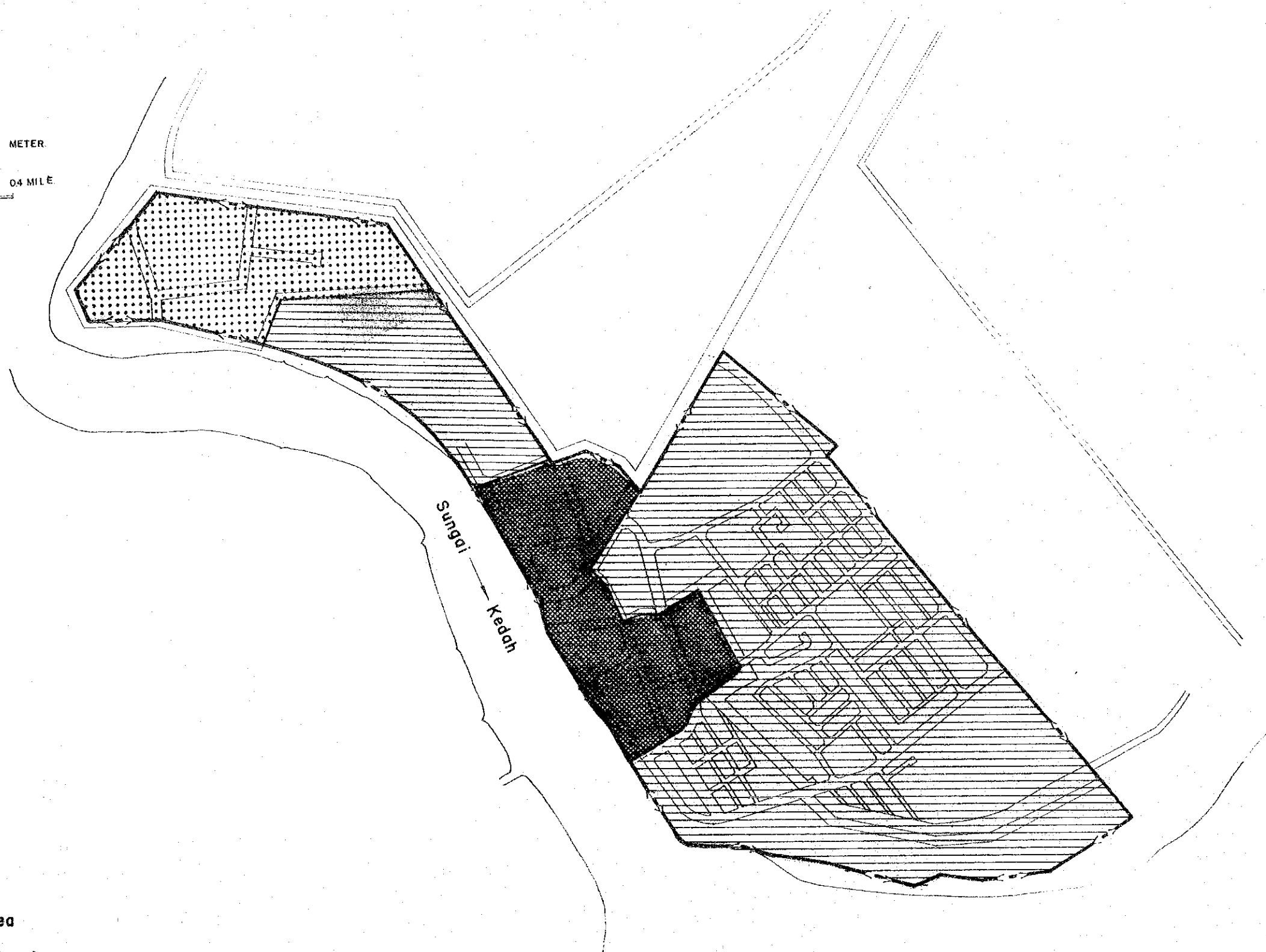
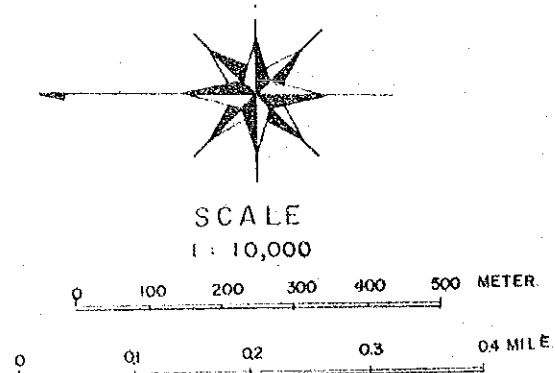
8.3 便益の妥当性

上述してきたとおり、雨水排水施設の整備による利益の主なものは金額的に計数化して表わすのが難しい。

それにも拘らず、この施設を完成することで得られる利益が大きいことは疑いのないところであり、浸水問題の解消、生活環境の向上、地域社会生活の快適化などに大きく貢献するものである。

FIGURE 4.1



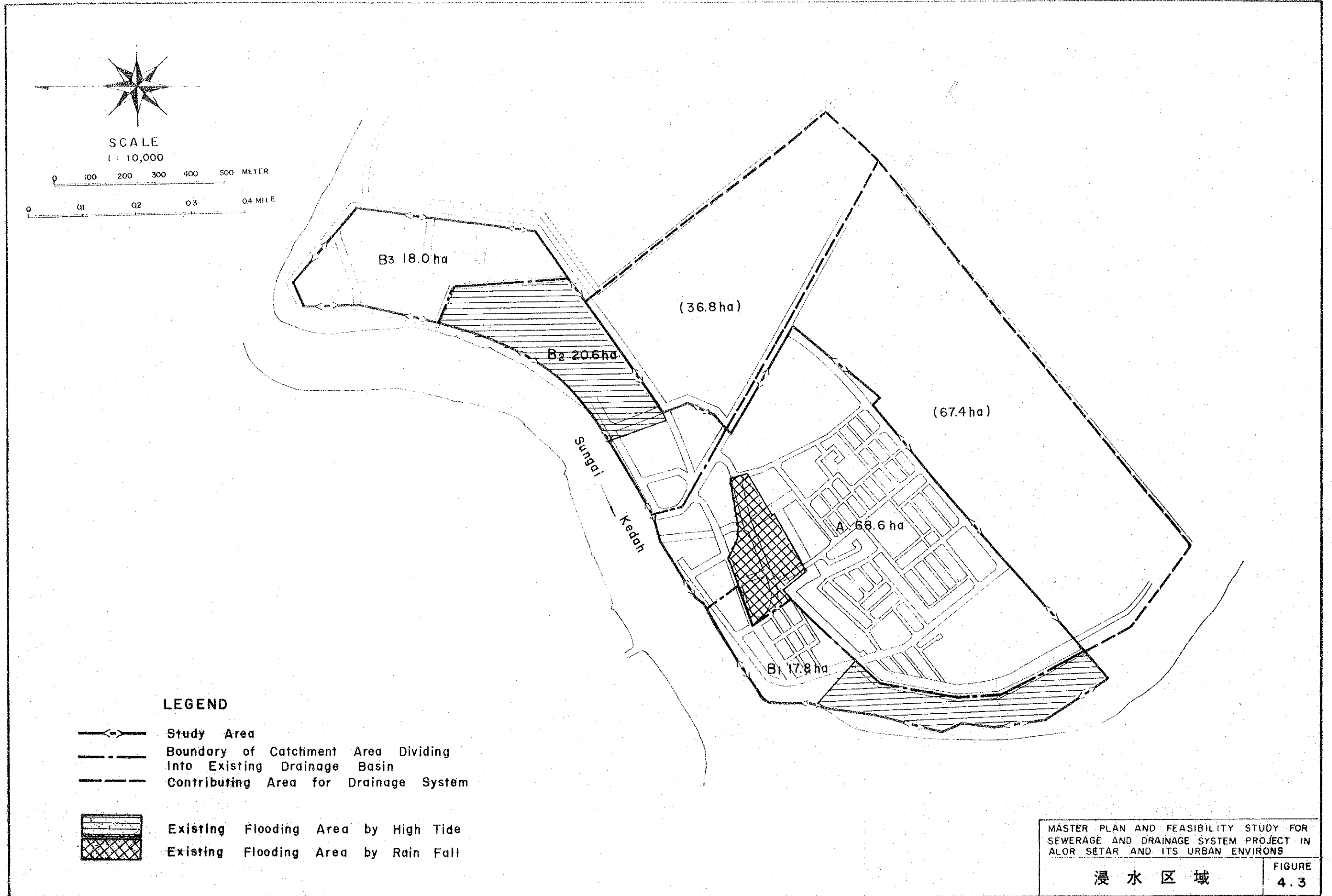


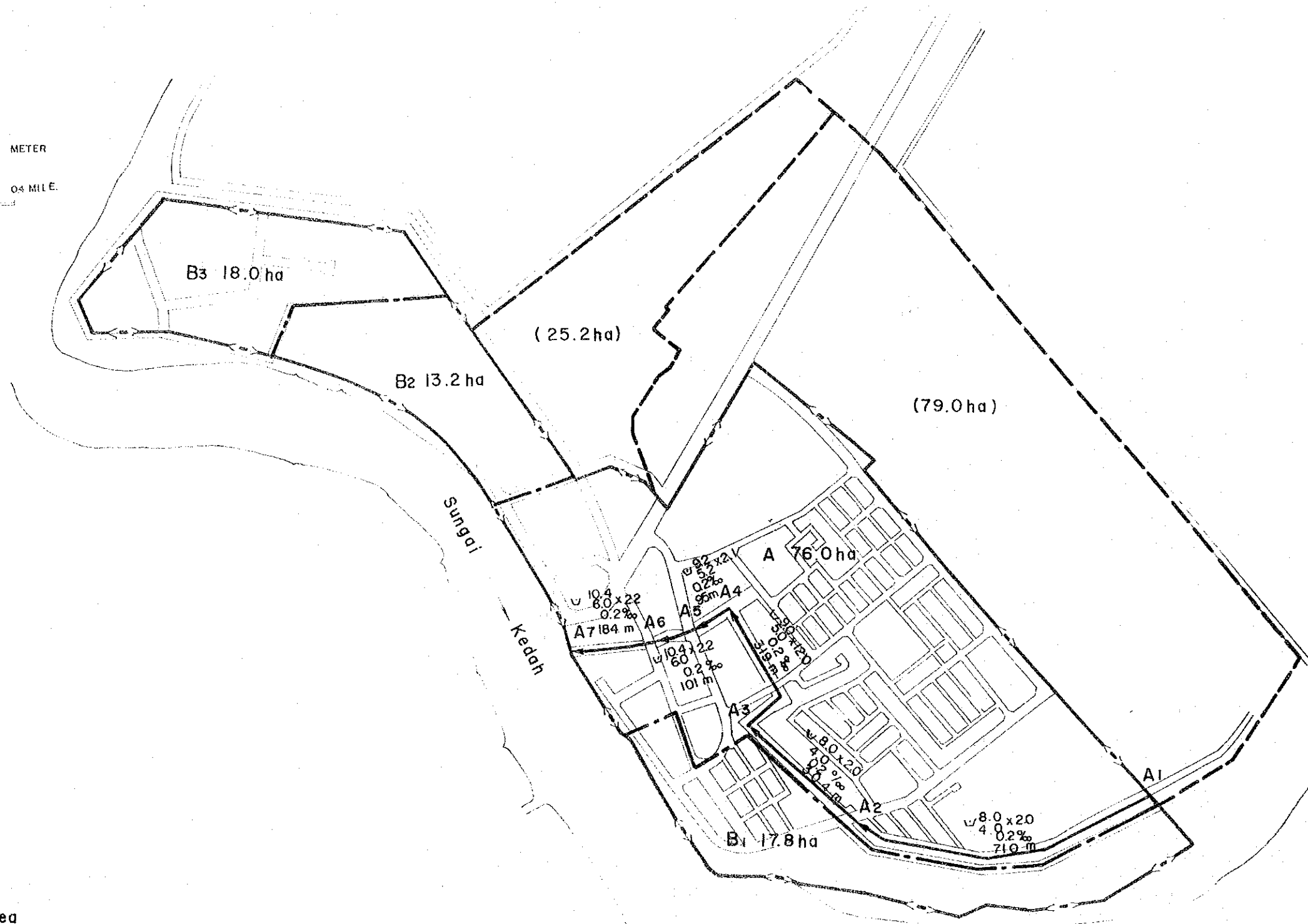
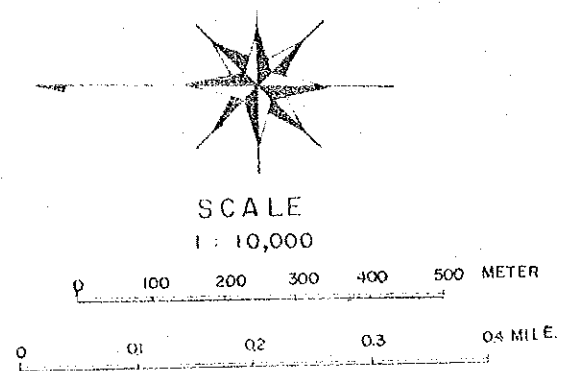
MASTER PLAN AND FEASIBILITY STUDY FOR
SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT IN
ALOR SETAR AND ITS URBAN ENVIRONS

土地利用計画 2 000

FIGURE
4.2

FIGURE 4.3





LEGEND

- Study Area
- Boundary of Catchment Area
- Contributing Area for Drainage System
- A: 76.0 ha Catchment Area
- Proposed Drain
- A₁ Point of Drain

MASTER PLAN AND FEASIBILITY STUDY FOR
SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT IN
ALOR SETAR AND ITS URBAN ENVIRONS

排水計画一般図

FIGURE
4-4

付 A. 雨 水 流 出 量

1. 流出係数

雨水流出係数は一般に、地表の状態（粗さ）と地質（透水性）および勾配によって異なる。

透水性は過去において種々な報告があるが、それらの値は工種別ち道路、屋根、間地などによって異っている。

計画対象地区の平均流出係数は、工種毎の流出係数より求めることが出来、その算出は次の式によって求められる。

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

ここに、 C : 平均流出係数

C_i : 工種 i の流出係数

A_i : 工種 i の面積 (ha)

m : 工種の数

1.1 代表的用途地域別地区の選定

計画区域内の土地利用は住居、商業、工業に分類出来るので、各用途毎に代表的な地区を選定した。但し、工業地域は、クアラ・ケダ地区には適当な場所がないので、アロースター地区から選定した。

- 1) 住居 A クアラ・ケダのテラスハウス地区
- 2) 住居 B クアラ・ケダのデタッチドハウス地区
- 3) 商業 A クアラ・ケダの開発計画地区
- 4) 商業 B クアラ・ケダの既存商業地区
- 5) 工業 アロースターの開発計画地区

1.2 基礎流出係数

基礎流出係数は表面の状況によって異なるので次の値を採用した。

表 A-1 基礎流出係数

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
砂 利 道	0.75-0.80	0.80
間 地	0.10-0.30	0.20
荒 地	0.50-0.20	0.10

出典・WPCFマニュアル(1970)

・下水道施設設計推計(1972)

1.3 用途地域別流出係数

用途別に5ヶ所の代表的な地区を選定し、それぞれ流出係数を求めてみた。その結果は表 A-2 のとおりである。

表 A-2 用途地域の流出係数

工 種	基礎流出係数	住 居 A	住 居 B	商 業 A	商 業 B	工 業
屋 根	0.90	0.11/0.099	0.19/0.171	0.21/0.189	0.54/0.486	0.26/0.234
不浸透面	0.85	0.30/0.255	0.33/0.281	0.52/0.442	0.24/0.204	0.20/0.170
浸透面	0.80	0.28/0.224	0.16/0.128	0.20/0.160	0.16/0.128	0.17/0.136
間 地	0.20	0.31/0.062	0.32/0.064	0.07/0.014	0.06/0.012	0.37/0.074
Total	—	1.00/0.640	1.00/0.644	1.00/0.805	1.00/0.830	1.00/0.614

注 工業地域の工種別比率は、アロースター地区にある工業地域の造成計画及び訪問質問より得た結果を参考とし、その他の不透面は30%とする。

1.4 現況流出係数

現況の住居、および商業地域の流出係数は表 A-3 のとおりである。

残りの地域は農業地域であり、それからの流出量は D I D の設計基準表 18

“Hydrological Design of Agricultural Drainage Systems” によった。

表 A - 3 現況流出係数

工 種	基礎流出係数	住 居 A	住 居 B	商 業 A	商 業 B
屋 根	0.90	0.28/0.252	0.20/0.180	0.56/0.504	0.41/0.369
不浸透面	0.85	— 1 —	— 1 —	— 1 —	0.07/0.060
浸透面	0.80	— 1 —	— 1 —	— 1 —	0.14/0.112
間 地	0.20	0.72/0.144	0.80/0.160	0.44/0.088	0.38/0.076
T a t a l	—	1.00/0.396	1.00/0.340	1.00/0.592	1.00/0.617

注 上段：面積比率

下段：流出率

1.5 流出係数の比較

他の報告書との比較

表 A . 4 流出係数の比較

用途種別	採用流出係数	マレーシアの標準	U S A の標準	日本の指針
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	0.65	0.80	0.50—0.80	0.65

表から知られるとおり、いずれの値も大差ないことが分る。

1.6 流出係数

本計画においては次の値を採用する。

表 A . 5 採用流出係数

用途種別	1979年	2000年
住 居	0.40	0.65
商 業	0.65	0.85
工 業	—	0.65

2. 流達時間

流達時間は最遠点から任意地点まで流下するのに要する時間であり、これは Rational Method で、流量を算出する際必要な要素である。これは、流入時間 (to) と流下時間 (td) の和で求められる。

$$t_c = t_o + t_d \text{ (分)}$$

流下時間 (td) は設計流速から求められる。流入時間 (to) は、地表勾配や地表の状態、流入距離などによって異なる。

本計画では Kerby の式で求めてみることにする。各方法は以下に述べるとおりである。

2.1 流入時間 (to)

2.1.1 用途地域別流入時間

流入時間を求める式は、Horton と Kerby にによって提案されている。

$$T_i = \left[\frac{1}{4} \times 3.28 \times L \times \left(\frac{n}{\sqrt{S}} \right) \right]^{0.467}$$

ここに T_i : 流入時間 (分)

L : 最遠点からの距離 (m)

n : 粗度係数

S : 勾配

表 A-6 Kerby の式の粗度係数

地 覆 状 態	n
不 浸 透 面	0.02
よく締った裸地 (滑らか)	0.10
裸 地 (普通の粗さ)	0.20
粗 草 地 お よ び 耕 地	0.20
牧 草 地 また は 普 通 の 草 地	0.40
森 林 地 (落 葉 林)	0.60
森林地 (落葉林、深い落葉等堆積地)	0.80
森 林 地 (針 葉 樹 林)	0.80
密 草 地	0.80

地表勾配 (S) は $0.4 / 1,000$ とした。又、流入距離 (L) は、用途別に求めた。

用途地域別の流入時間は以下に示すとおりである。

A) 住 居 地 域

住居地域の流入時間は側溝から壁面まで 7.0 m とすると流入時間は次式のとおりの 10 分となる。

$$L = 7.0 \text{ m}$$

$$n = 0.2$$

$$T = \left[\frac{1}{4} \times 3.28 \times 7 \times \frac{0.2}{\sqrt{0.0004}} \right]^{0.467}$$

$$= 10.5 \text{ 分}$$

B) 商業地域

クアラ・ケダの商業地域の1街区の距離は60mであるので $L = 30m$ とする。

従って、流入時間は7分となる。

C) 工業地域

工業地域はSEDEの開発計画によれば、 $L = 35m$ となるので、流入時間は16.1分となる。

以上まとめると次のとおりとなる。

住居地域	10.5分
商業地域	7.0分
工業地域	16.1分

2.1.2 各種報告書との比較

各種報告書との比較は表A-8である。

表A-8 流入時間との比較

	カーベイ法による場合	日本の標準	オーストラリア標準
住居地域	10.5	—	—
商業地域	7	—	—
工業地域	16.1	—	—
人口密度 の高い地域	(7-10)	5	5
人口密度 の低い地域	(10-16)	10	10

2.1.3 決定流入時間

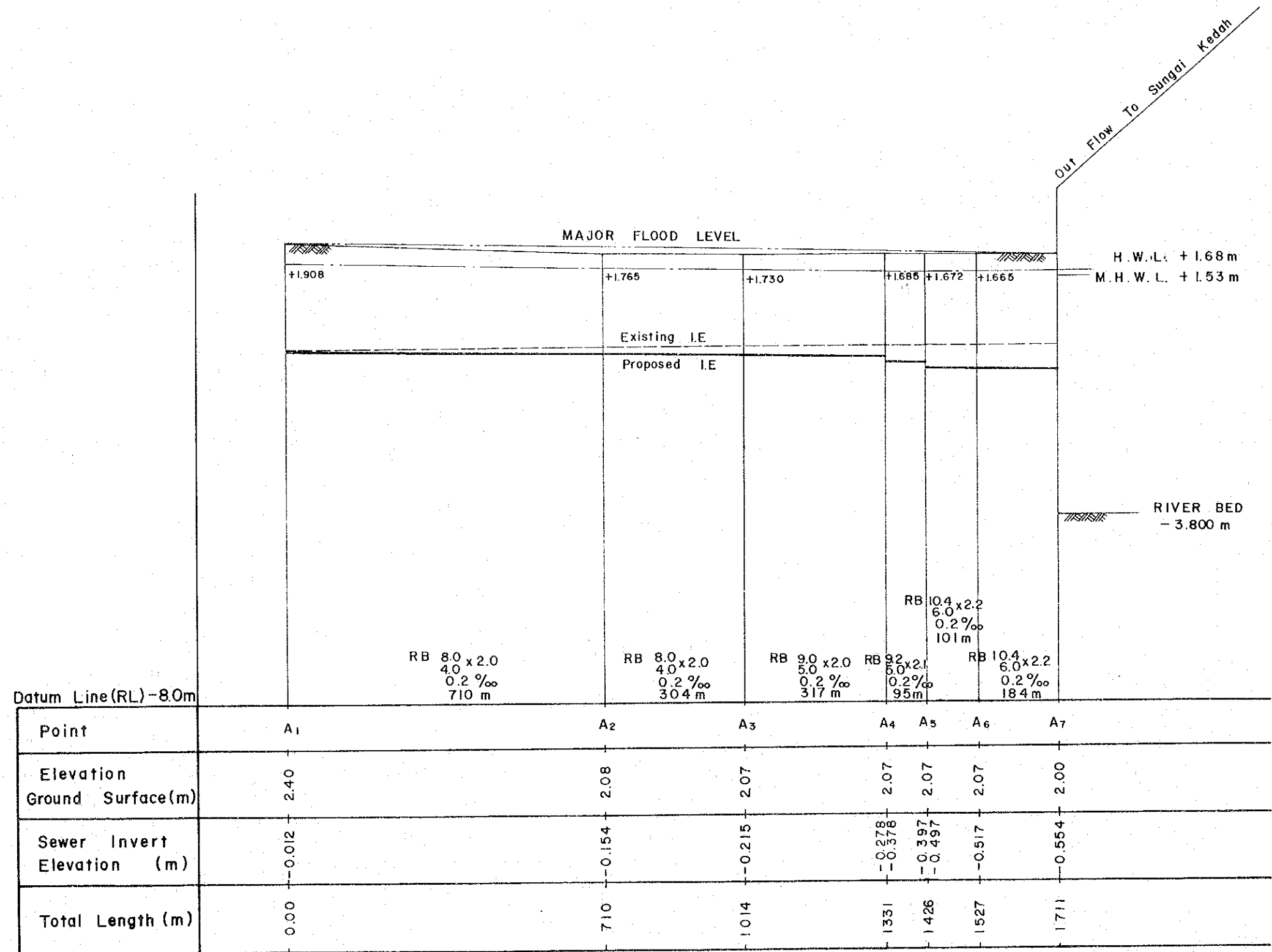
以上の点を考慮して、流入時間は7分とする。

付 B. 補 足 図 表

TRUNK DRAIN IN BASIN A

LEGEND

- I.E Invert Elevation
- Water Level in Initial Storm
- ‰ 1/1000 Slope
- RB Rubble Wall Channel
- 7.0 x 2.0 Upper Width 7.0m
- Bottom Width 3.0m
- Depth 2.0m



Refer to FIGURE 4.4

Scale : Horizontal 1:25,000
Vertical 1:100

MASTER PLAN AND FEASIBILITY STUDY FOR SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT IN ALOR SETAR AND ITS URBAN ENVIRONS

雨水幹線縦断面図

FIGURE B.1

TABLE B-1

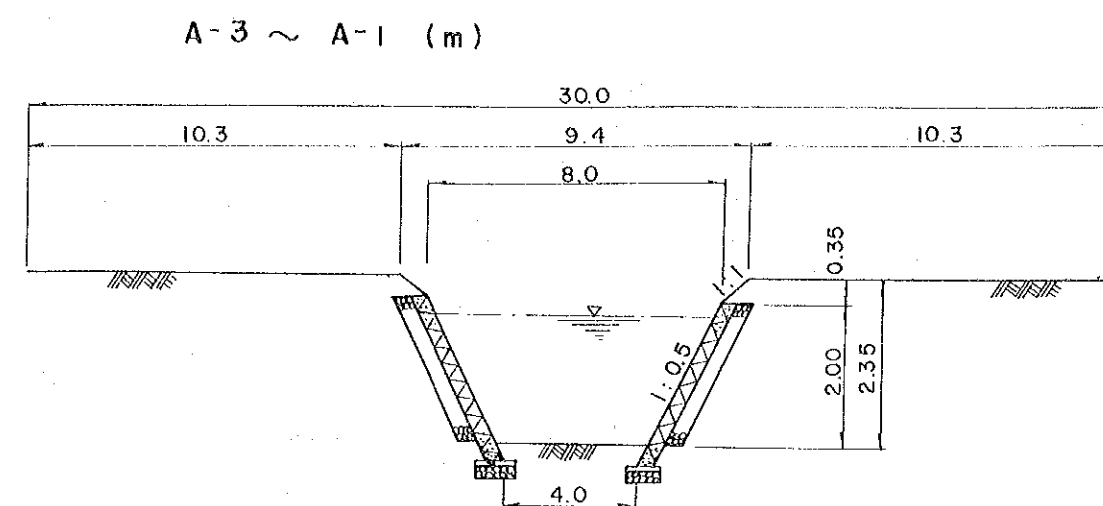
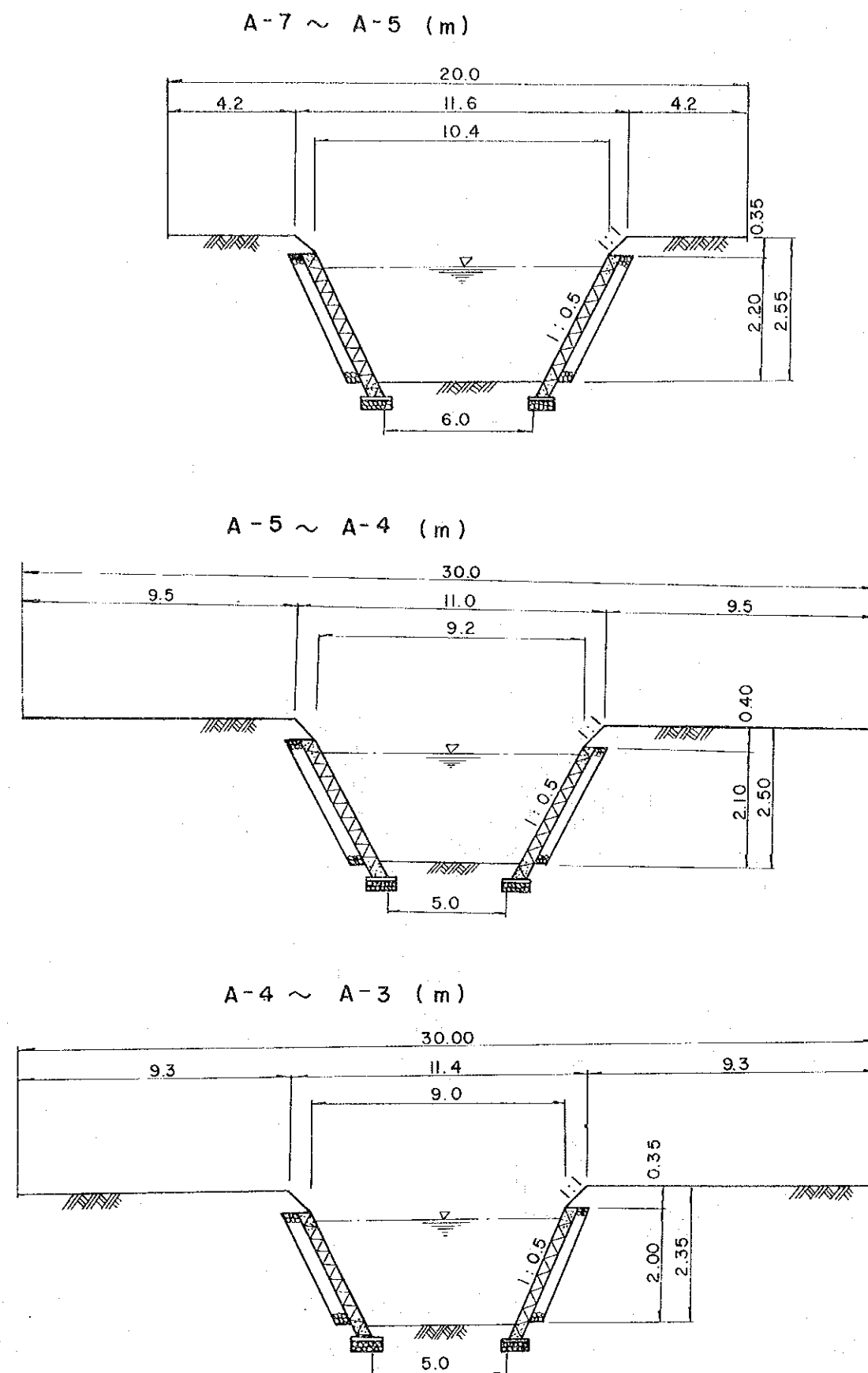
Analysis of Proposed Drainage System

Line NO.	Year 1979				Year 2000				Details of Proposed Drains to accept runoff						Existing Drain		Runoff Major Storm m ³ /S	Reserve Width m
	Total Area ha	Runoff Coefficient	Storage Coefficient	Runoff m ³ /S	Total Area ha	Runoff Coefficient	Storage Coefficient	Runoff m ³ /S	Length m	Slope of Sewer ‰	Velocity m/S	Time of Concentration min	Capacity m ³ /S	Size m	Size m	Capacity m ³ /S		
Contributing area	• 15.9	0.3			• 60.9	0.65						45.8						
A1 - A2	• 9.7 2.7	0.3 0.4	0.80	1.655	6.8	0.65	0.91	9.571	710	0.2	1.03	57.3	10.794	RB 8.0 4.0 x 2.0	E 15.0 7.0 x 2.0	5.128	14.885	30.00
A2 - A3	11.7	0.4	0.78	2.242	9.6	0.65	0.88	10.081	304	0.2	1.03	62.2	10.794	RB 8.0 4.0 x 2.0	E 14.0 7.0 x 2.0	4.140	15.808	30.00
A3 - A4	• 51.5 • 24.0	0.3 0.3	0.76	5.333	14.3	0.65	0.86	11.189	317	0.2	1.07	67.1	13.125	RB 9.0 5.0 x 2.0	E 14.0 7.0 x 2.0	4.140	17.632	30.00
A4 - A5	2.2	0.4	0.75	5.333	19.9 1.0	0.65 0.85	0.86	13.621	95	0.2	1.10	68.5	14.448	RB 9.2 5.0 x 2.1	E 14.0 7.0 x 2.0	4.140	21.489	30.00
A5 - A6	13.9	0.4	0.75	5.759	• 6.5 8.0 2.3	0.65 0.65 0.85	0.85	15.335	101	0.2	1.16	70.0	18.631	RB 10.4 6.0 x 2.2	E 15.0 7.0 x 2.0	5.930	24.264	20.00
A6 - A7	4.4	0.65	0.74	5.785	• 11.6 1.0 13.1	0.65 0.65 0.85	0.84	18.264	184	0.2	1.16	72.6	18.631	RB 10.4 6.0 x 2.2	E 15.0 7.0 x 2.0	5.930	28.897	20.00

LEGEND

E : Earth Drain • Paddy Field
 RB: Rubble wall channel • Contributing Area
 ‰ 1/1000

FIGURE B.2



LEGEND

- Water Level in Initial Storm
- A - 7 Section Point

Refer to FIGURE 4.4

MASTER PLAN AND FEASIBILITY STUDY FOR
SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT IN
ALOR SETAR AND ITS URBAN ENVIRONS

雨水幹線横断面図

FIGURE
B.2

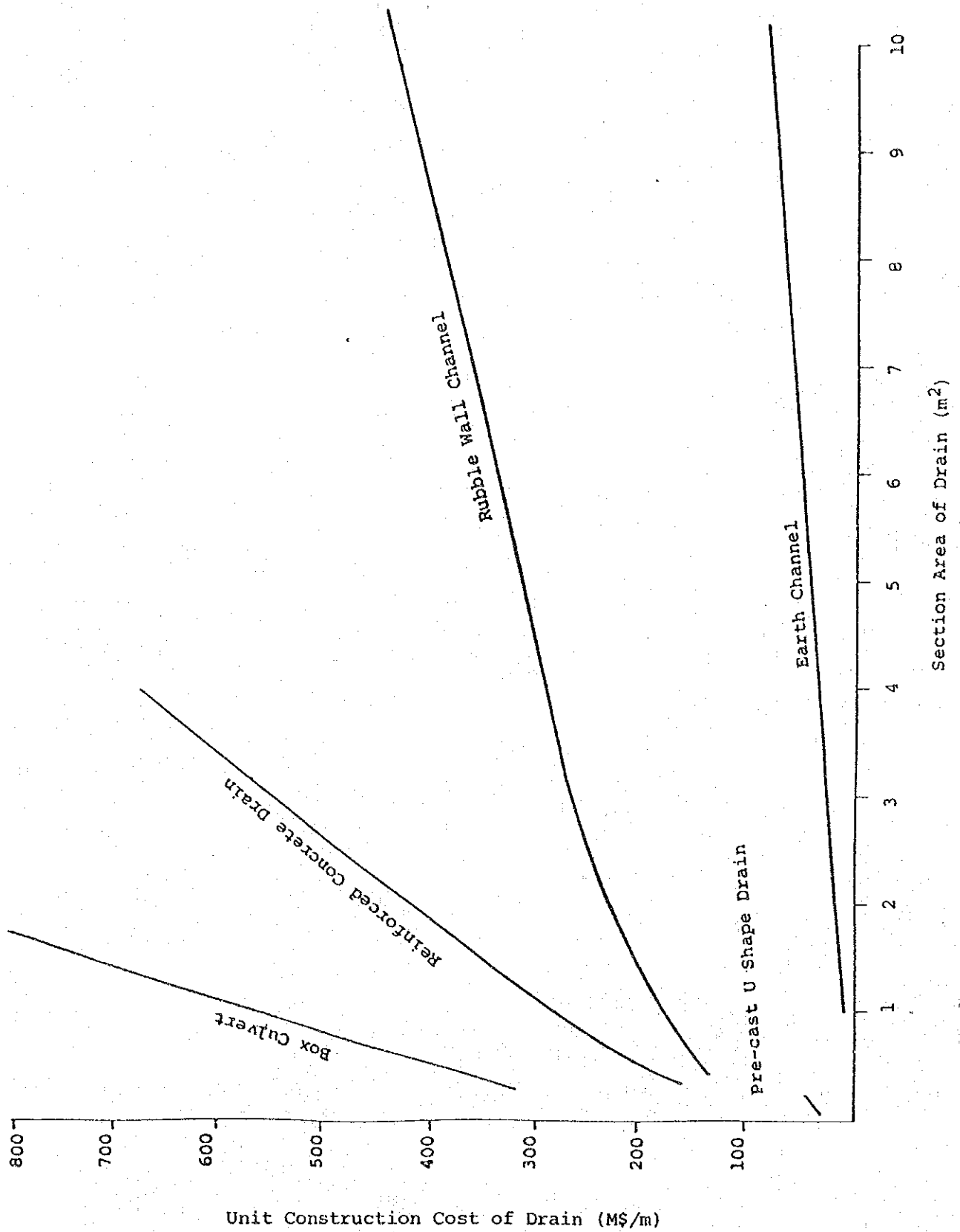
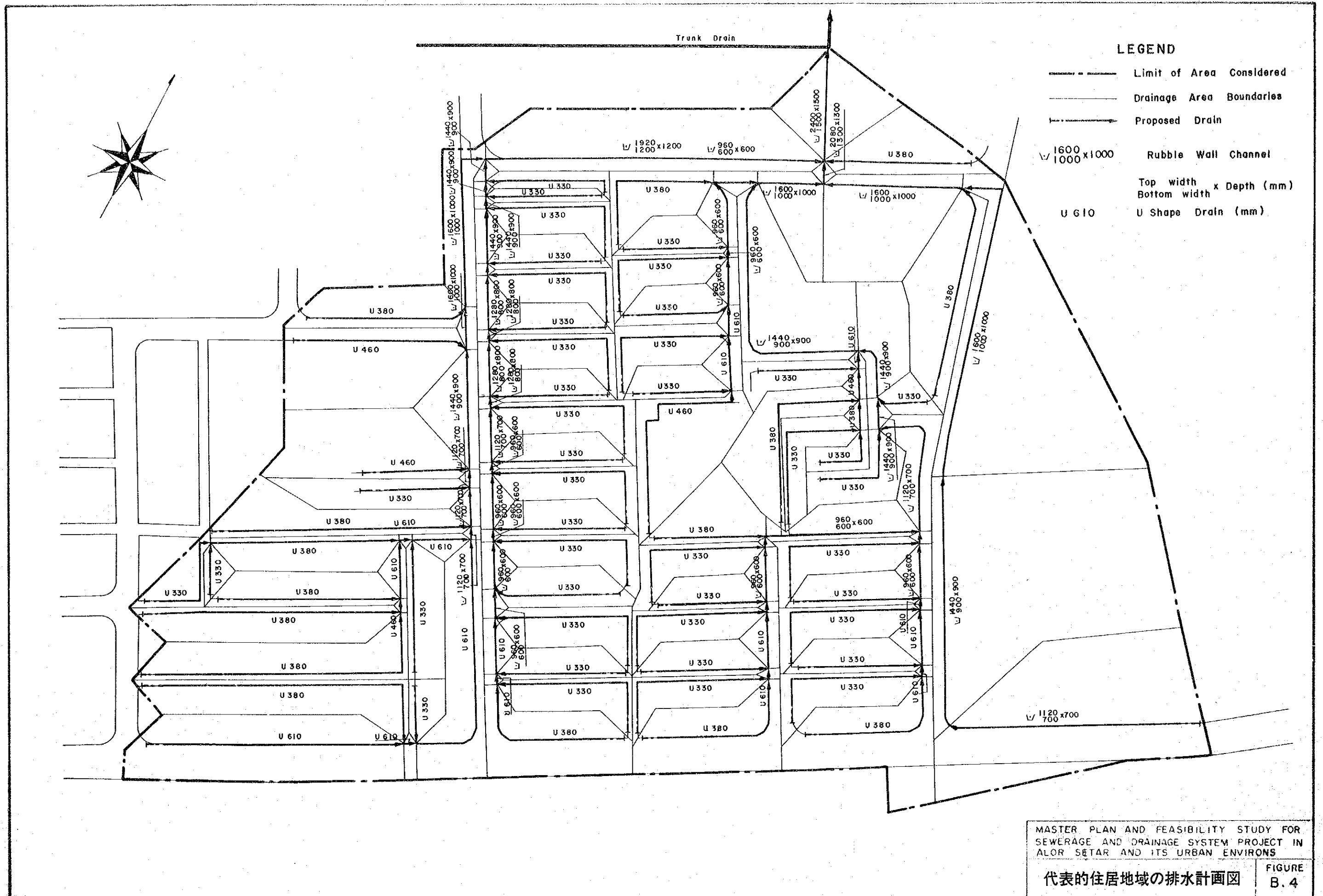
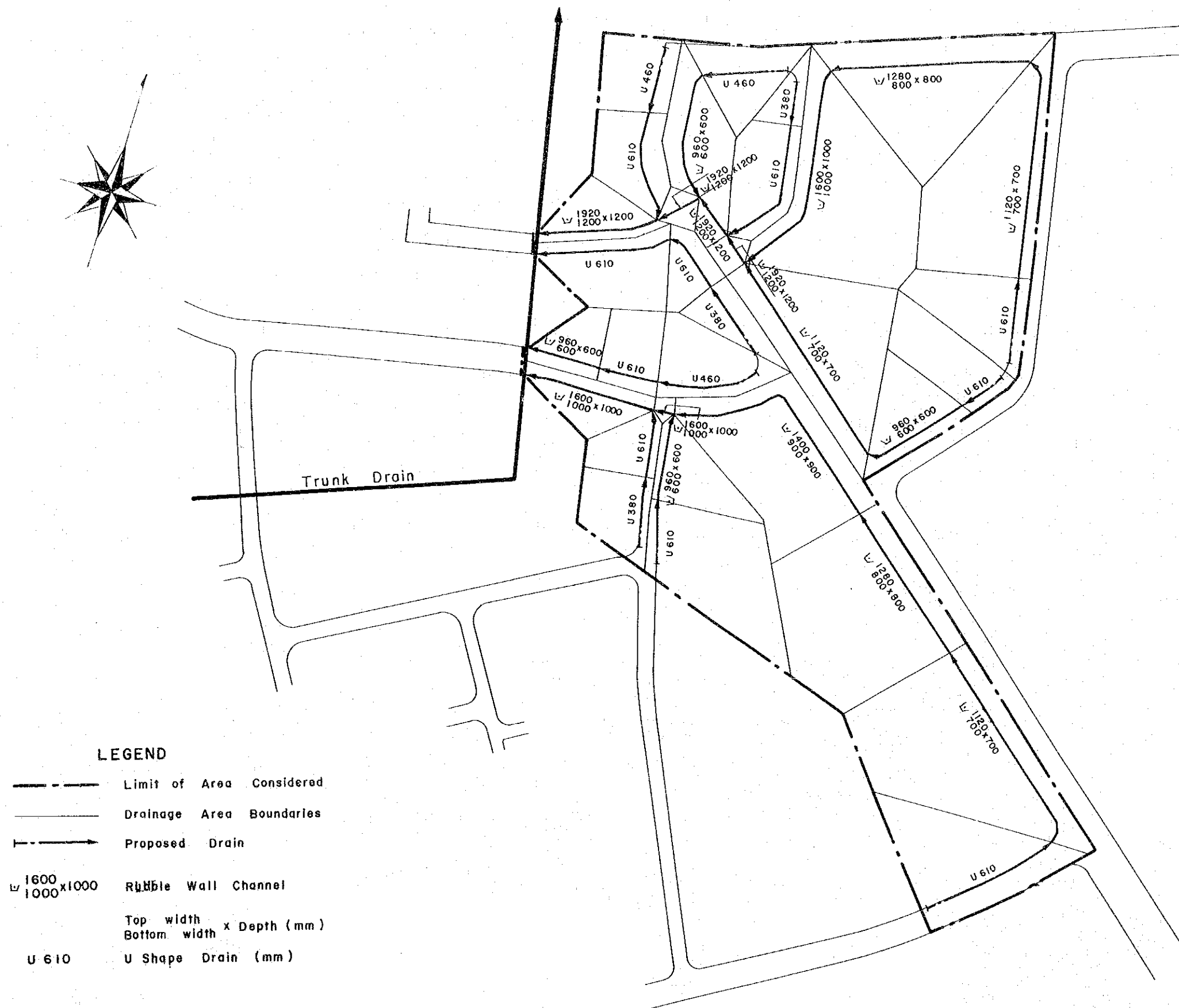


表 B-3 建設費のコスト関数

FIGURE B.4

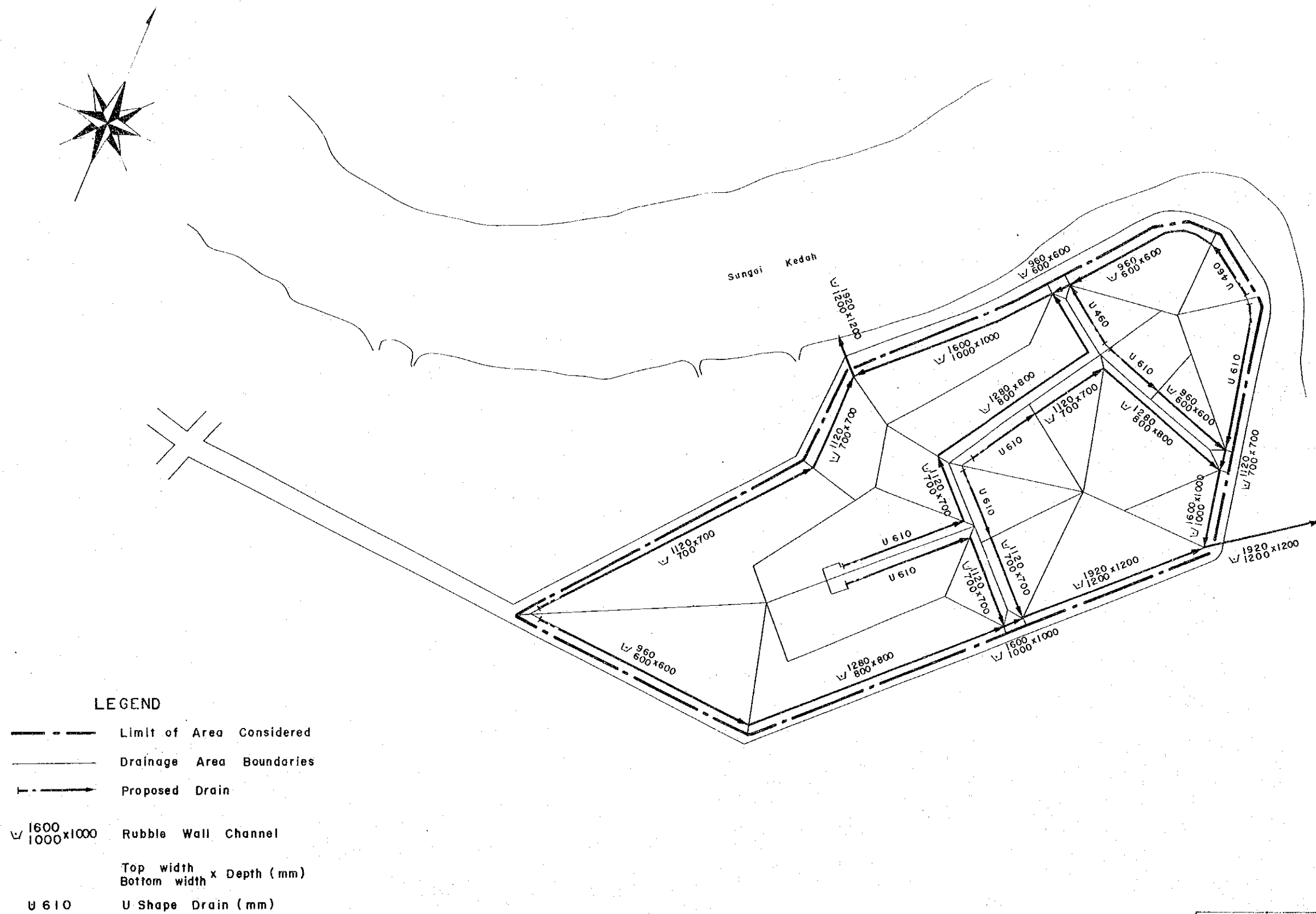




MASTER PLAN AND FEASIBILITY STUDY FOR
SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT IN
ALOR SETAR AND ITS URBAN ENVIRONS

代表的住居および商業地域の排水計画図

FIGURE B. 5



MASTER PLAN AND FEASIBILITY STUDY FOR
SEWERAGE AND DRAINAGE SYSTEM PROJECT IN
ALOR SETAR AND ITS URBAN ENVIRONS

代表的工業地域の計画図

FIGURE
B. 6

付 C. 参 考 文 献

- (1) Planning and Design Procedure No.1, "URBAN DRAINAGE DESIGN STANDARDS AND PROCEDURES FOR PENINSULAR MALAYSIA" (1975) DID
- (2) Hydrological Procedure No.1 "ESTIMATION OF THE DESIGN RAINSTORM" (1973) DID
- (3) Hydrological Procedure No.11 "DESIGN FLOOD HYDROGRAPH ESTIMATION FOR RURAL CATCHMENTS IN PENINSULAR MALAYSIA" (1976) DID
- (4) Hydrological Procedure No.16 "FLOOD ESTIMATION FOR URBAN AREAS IN PENINSULAR MALAYSIA" (1976) DID
- (5) Hydrological Procedure No.18 "HYDROLOGICAL DESIGN OF AGRICULTURAL DRAINAGE SYSTEMS" (1977) DID
- (6) "WPCF MANUAL OF PRACTICE NO.9" (USA) (1970)
- (7) "MANUAL OF SEWERAGE FACILITIES DESIGN" (JAPAN) (1972)
- (8) "THE ROLE OF INFILTRATION IN THE HYDROLOGIC CYCLE TRANS. AGO, Vol. 14" (1933) R.F. HORTON
- (9) "CIVIL ENGINEERING 29, 174" (1959) W.S. KERBY

JICA

1