4－2 敷 地

事業化区域は、

北西は、Kapuk Kamal 通りと

北東は、コレクター排水路を隔てて既存集落と

南西は、既存集落と

南東は、水田と

境界をなす。

敷地面積は、約１１０ha である。

現状は、大部分が水田である。

等高線を第１章のFig１－６に示す。

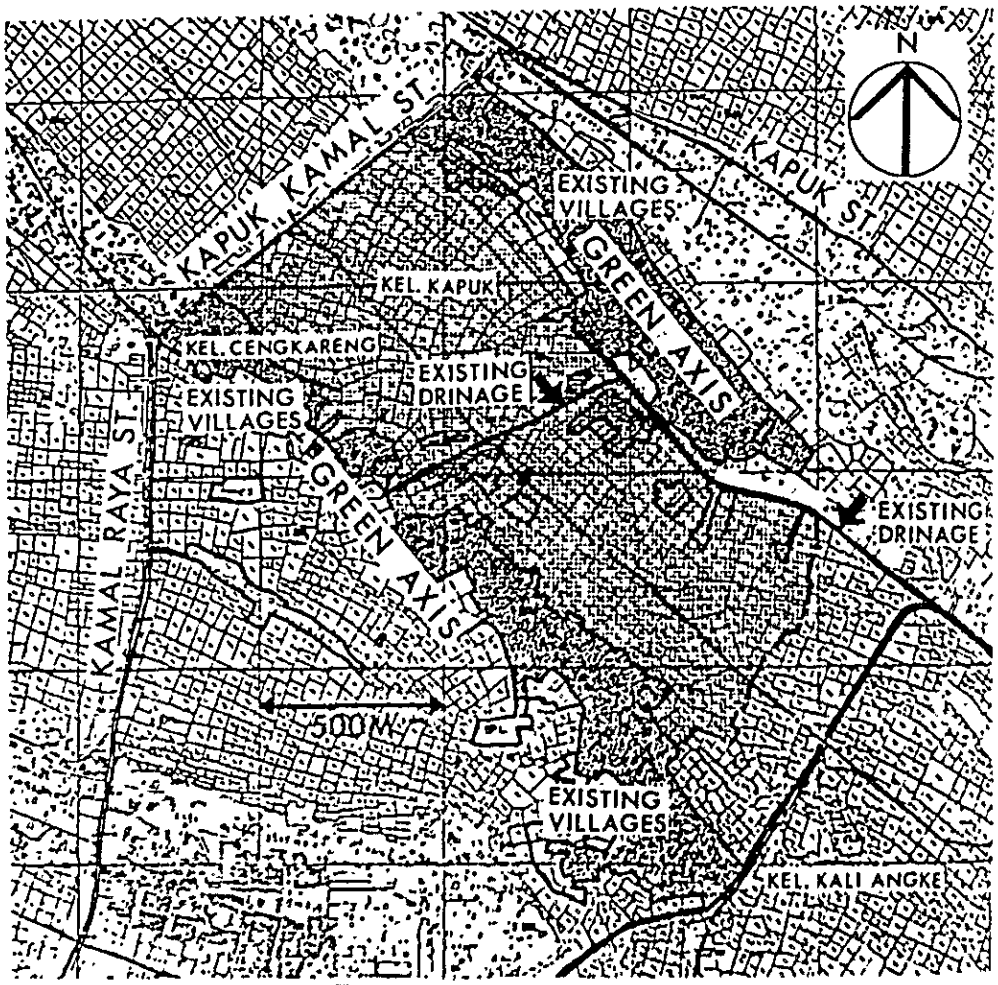
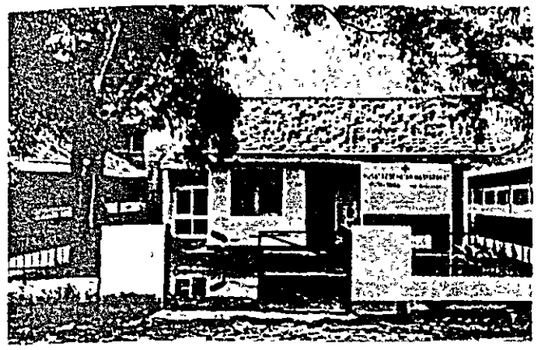
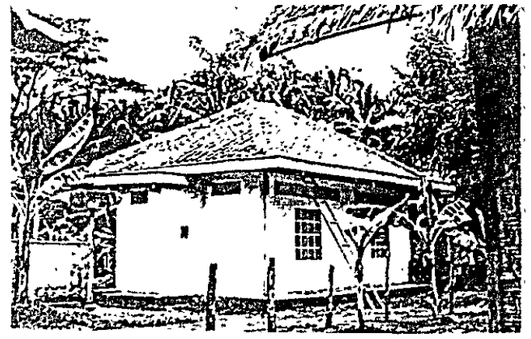


Fig 4－2 敷 地



HEALTH CENTRE ALONG KAPUK ST.

TWO ELEMENTARY SCHOOLS ON ONE SITE ALONG KAPUK ST.



SMALL MOSQUE IN THE SOUTH-WESTERN VILLAGE

KAPUK KAMAL ST.

IRRIGATION
(RAWA GABUS RIVER)

PROJECT AREA SEEN FROM KAPUK KAMAL ST.

KAPUK KAMAL ST.

DRAINAGE ALONG THE BORDER
(KAPUK KAMAL RIVER)

GREEN AREA IN THE PROJECT AREA

DRAINAGE RUNNING ACROSS
THE PROJECT AREA

4－3 人 口

4－3－1 目標戸数密度

非業化区域の目標戸数密度は以下の理由により60－80戸／haとする。

1. 都市型開発として、PERUM PERUMNASの計画指標に示される60戸／ha より高い密度を達成すべきである。
2. Jakarta 特別市 の計画によれば、Cengkareng地区は201～500人／ha の中密度地域に属する。これは世帯当り人口を平均6人とすると、33－83戸／haに相当する。

PERUM PERUMNASの計画指標に示される数値およびPERUM PERUMNASの団地（計画中のものも含む）で達成された数値を図4－3に示す。

既存の団地における密度は、僅かの例外を除いて、いずれも計画指標の数値より低い。100ha程度の団地で達成された最高の密度は、中部ジャワ、Semarang 市（人口900,000以上）のBanyumanik団地の55戸／ha である。

4－3－2 人 口

目標人口は、39,600人～52,800人である。これは、単純に目標戸数密度に平均世帯当り人口6人と110haを乗じて得られる。

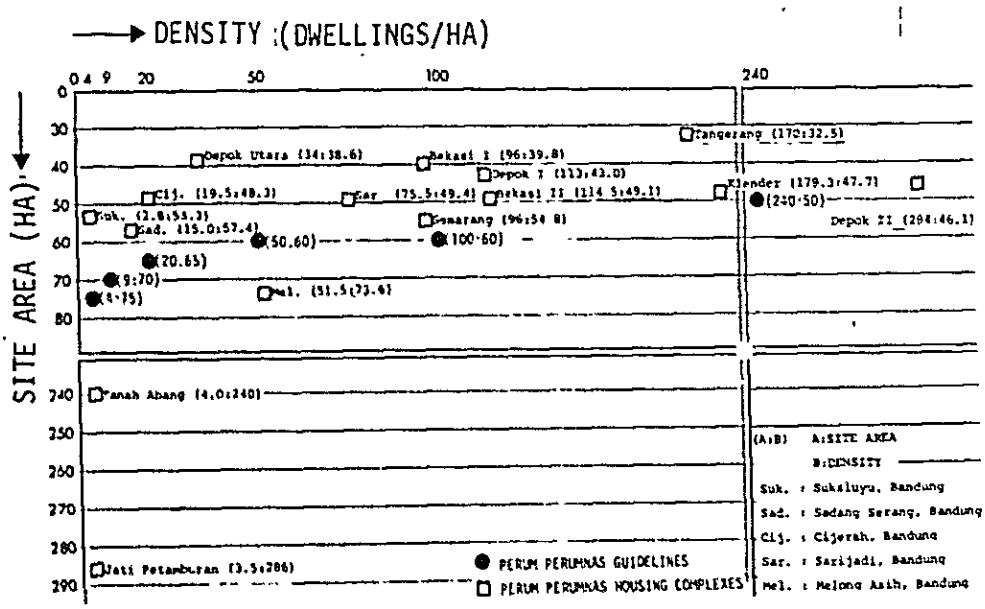


Fig 4－3 密 度

4－4　都市構造

4－4－1　都市構造

事業化区域の都市構造の計画に当っては、主報告書に述べる計画方針、計画区域の全体計画およびインドネシアにおけるコミュニテイ構造に対する考慮によって、骨組が与えられる。

Kapuk Kamal 通り沿いの商業施設用地、タウン・センター、幹線道路および１０の近隣住区の配置を模式的に図４－４に示す。

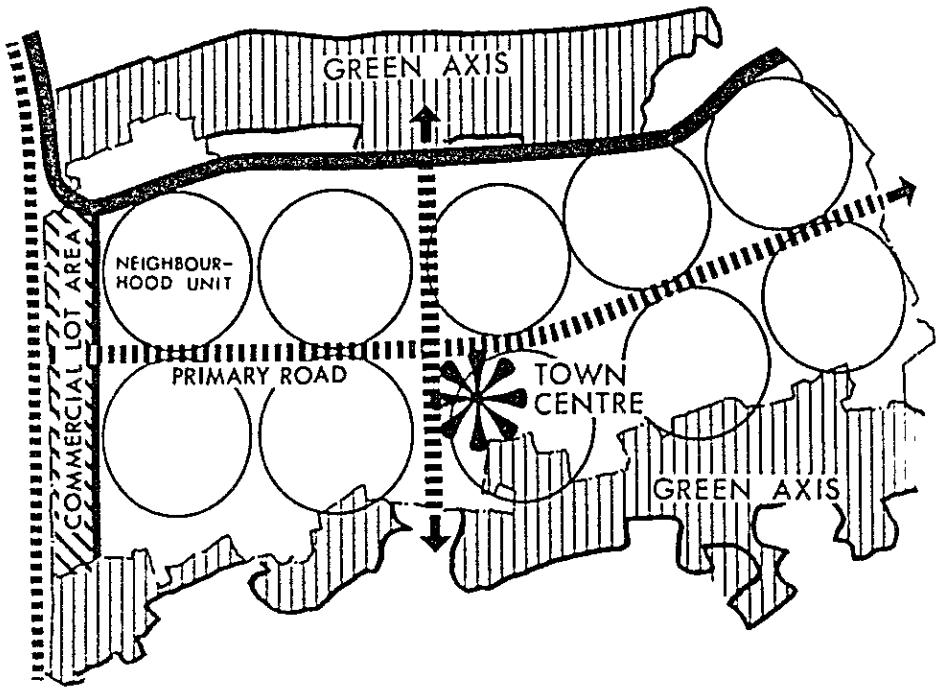


Fig　4－4　都市構造の骨組

4－4－2　コミュニテイ構造

インドネシアにおけるコミュニテイ構造の構成と、本計画におけるその適用をTable 4－1に示す。

本計画では、事業化区域と１近隣住区は、それぞれ１Kelurahan と１RW から成る。

事業化区域は、１０の近隣住区から成る。それぞれの住区の位置と名称をFig 4－5に示す。

Table 4－1 コミュニティー構造

PERUM PERUMNAS Guidelines and DKI Jakarta Standards

PERUM PERUMNAS Guidelines		RK	RW	NEIGHBOURHOOD	SUB-DISTRICT	KELURAHAN	SUB-PROVINCE	
Population		(1,500)	(3,000-3,500)	(6,000-7,500)	(15,000)	(30,000)	(80,000)	
Households		300	600-700	1,200-1,500	3,000	6,000	12,000	
Area		4	9	20	50	100	240	

DKI Jakarta Standards	RT			RW 12RT		KELURAHAN 10RW		KECAMATAN	TOWN
Population	250	750		3,000		30,000		200,000	1 million
Households	(50)	(150)		(600)		(6,000)		(40,000)	(200,000)
Area	0.5-1.25	1.5-3.75		6-15		60-150		400-1,000	2,000-5,000

Cengkareng Project

Cengkareng Project		NEIGHBOURHOOD UNIT		PROJECT AREA	PLANNING AREA
Population		4,200		46,200	
Households		700		7,700	
Area		10		110	370

注：

・RT (Rukun Tetangga)、RK (Rukun Kanpung)およびRW (Rukun Warga)は、行政上の単位ではなく住民組織である。

・KelurahanとKecamatanは、行政上の単位である。

・Jakarta 特別市 基準の数値は、中密度地区（人口 201～500人／ha）のものである。

・平均所帯当り人口を5人と仮定してPERUM PERUMNAS計画指標の場合は住戸数から人口を、 Jakarta 特別市 基準の場合は、人口から住戸を算定している。

・Cengkareng 計画の場合の人口および住戸数は、住戸密度70戸／ha 、平均世帯当り人口6人として算出している。

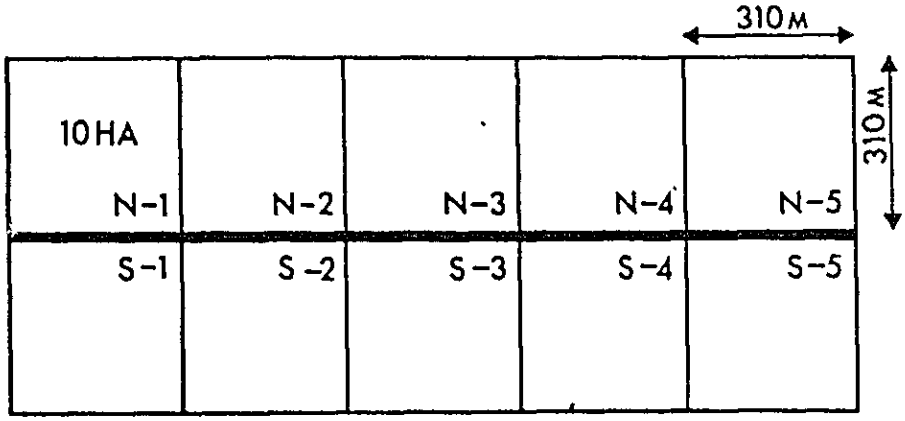


Fig 4－5 近隣住区の模式図

4－4－3　生態系の尊重

現存する生態系すなわち図4－2に示す水と緑の尊重のために以上の点を考慮する。

1. コレクター排水路の1本は、現存する水の流れに従う。
   （PBJRの計画による）。5－1参照
2. ミクロ排水路の1本は、現存する水の流れに従う。
3. 緑地軸を結ぶ緑道のネットワークを形成する。
4. 事業化区域の中の緑地は、現存する樹木自体が保存できない場合でも教育施設やレクリエーション施設として活用する。タウン・センターの中には、現存する緑地部分に公園を計画する。(Cengkareng Plaza)
5. 教育施設やレクリエーション施設は、事業化区域の緑地軸側に配置する。
6. コレクター排水路沿いに設けた、将来　開発時の道路延長用保留地は、当初は公園として利用される。「Waterside Park」将来計画においては、コレクター排水路の両側を総合し、このWaterside Park をCengkareng地区全体のレクリエーション地域とすることが期待される。

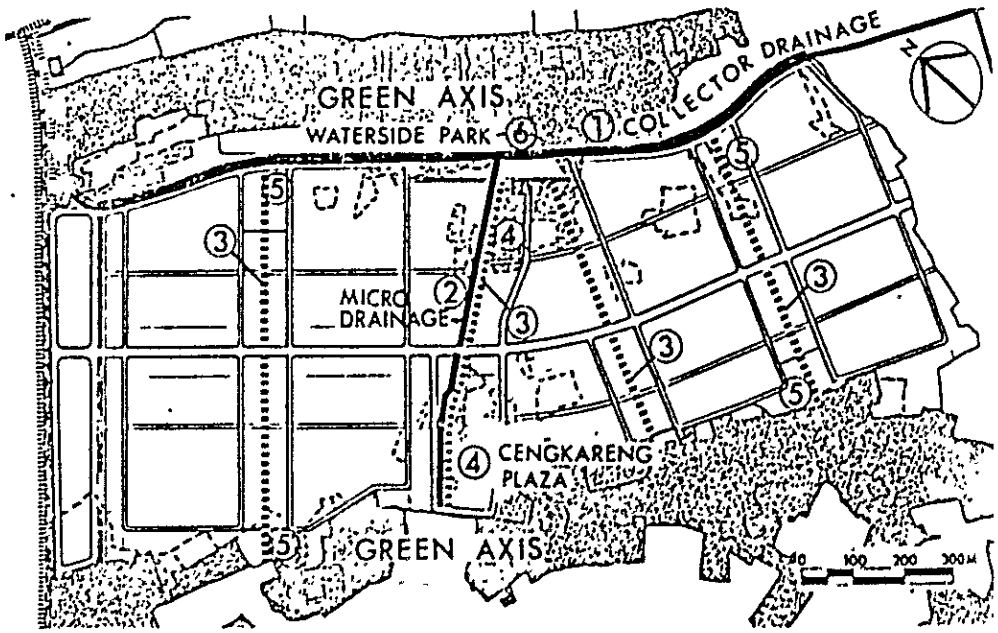


Fig　4－6　生態系の尊重

Fig 4－7 水辺の公園予定地

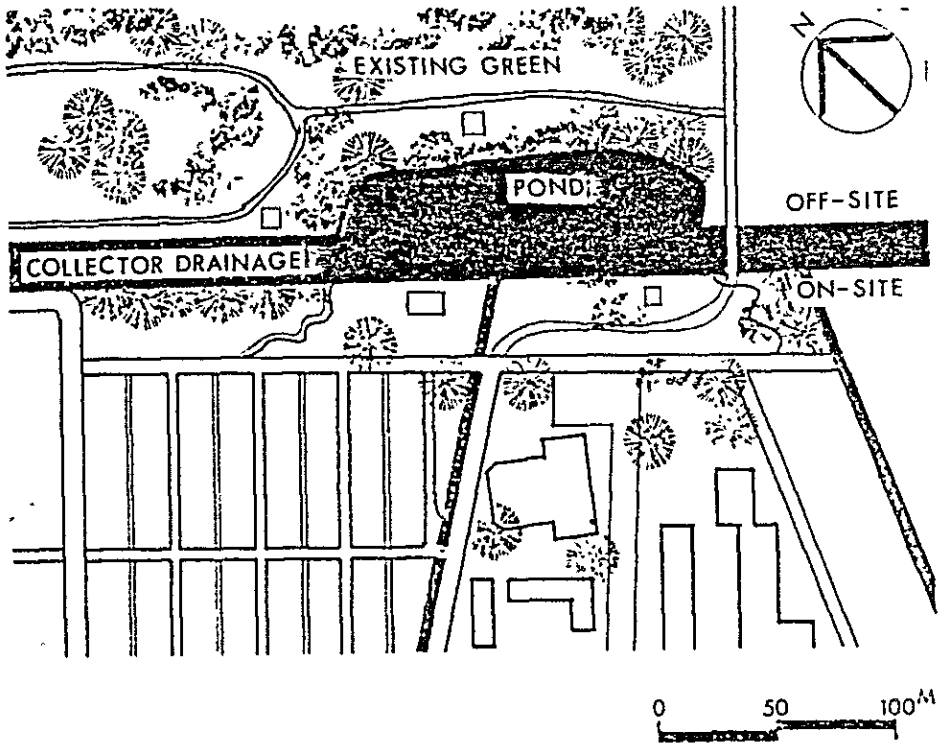


Fig 4－8 水辺の公園

4－4－4　円滑な将来開発計画

円滑な将来開発計画のために以下の点を考慮する。

① タウン・センターは計画区域の中心附近、第２期開発予定地に隣接して配置する。これにより、タウン・センター自体の発展が可能となる。

② 幹線道路Ａ．Ｂ．Ｃは将来開発段階に延長される。Ｂ．Ｃはそれぞれ以下の方法による。

Ｂ．ループ上の道路のいずれかの点から延長する。

Ｃ．道路延長用保留地のいずれかの点から延長する。

③ 緑道の延長によって、第１期開発地域と次期開発地域の双方のコミュニティを総合化することが期待される。

④ 住宅および家内産業に供される幹線道路沿いの分譲用地は、将来開発される現存集落の住民に住居と就労の機会を与える。

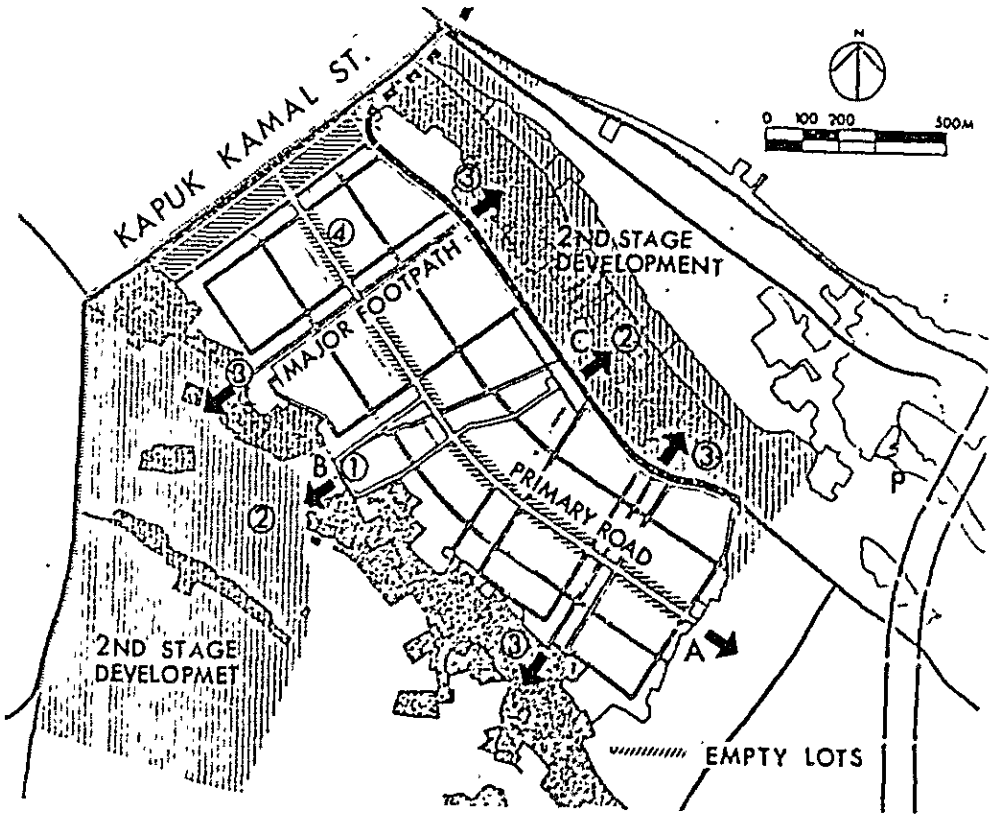


Fig　4－9　開発の将来段階

4－5 土地利用

高密度開発は、PERUM PERUMNAS の計画指標と比較して、より多くのオープン・スペースと道路が必要になる。

Table 4－2 目標土地利用配分

	PERUM PERUMNAS Guidelines		Target land use in Cengkaren Project	
	ha	%	%	ha
Site Area	→	100	100	110
Road	→	*20	23 1.	25
Community Facilities	→	16	26	29
Open Space		4.7	12 2.	13
Social Facilities		7.6	8	9
Commercial Facilities		3.7	6	7
Housing Area	→	64	51	56

＊２０％はPERUM PERUMNASの住宅団地の例から採用した。

1. 交通量の増大に対応する
2. ラグーン（2.9ｈａ）、コレクター排水路（4.4ｈａ）、２カ所の公園（1.0ｈａ）

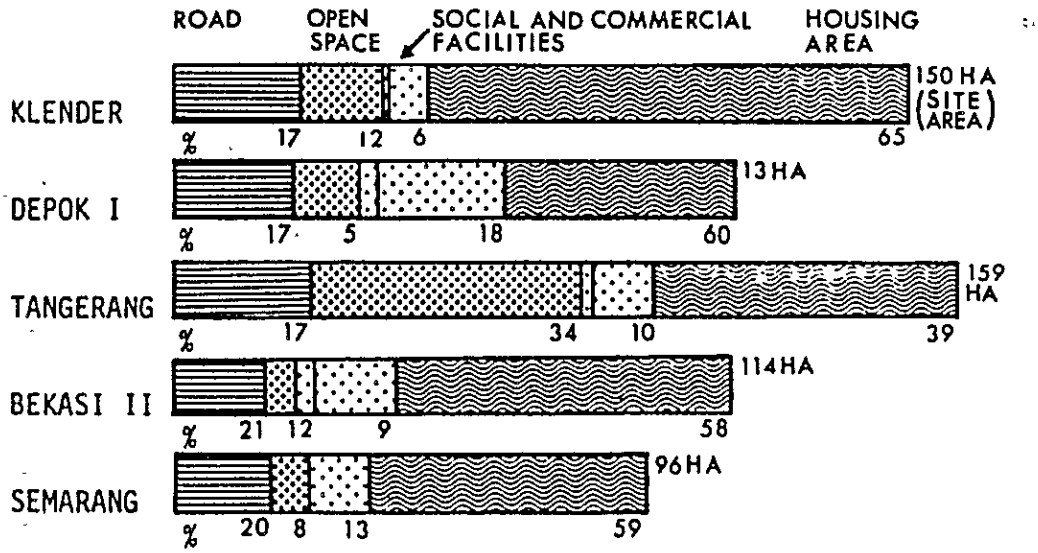


Fig 4－10 PERUM PERUMNAS 住宅団地の土地利用データ

4－6 動 線

4－6－1 動線システム

PERUM PERUMNASの既存の団地における経験に従ってFig 4－11に示すような歩車分離のシステムを採用する。

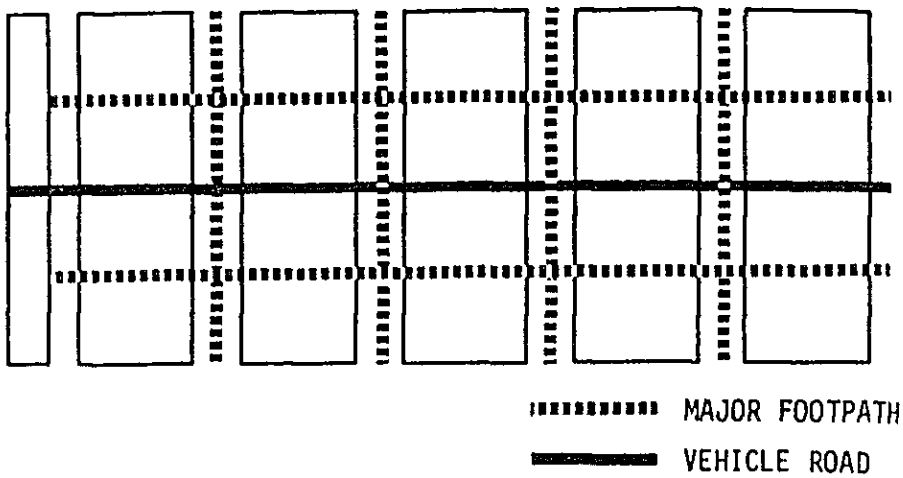


Fig 4－11 動線計画の模式図

模式の具体化をFig 4－12に示す。

コレクター排水路用のメンテナンス道路を導入し道路率を下げるために修正をする。

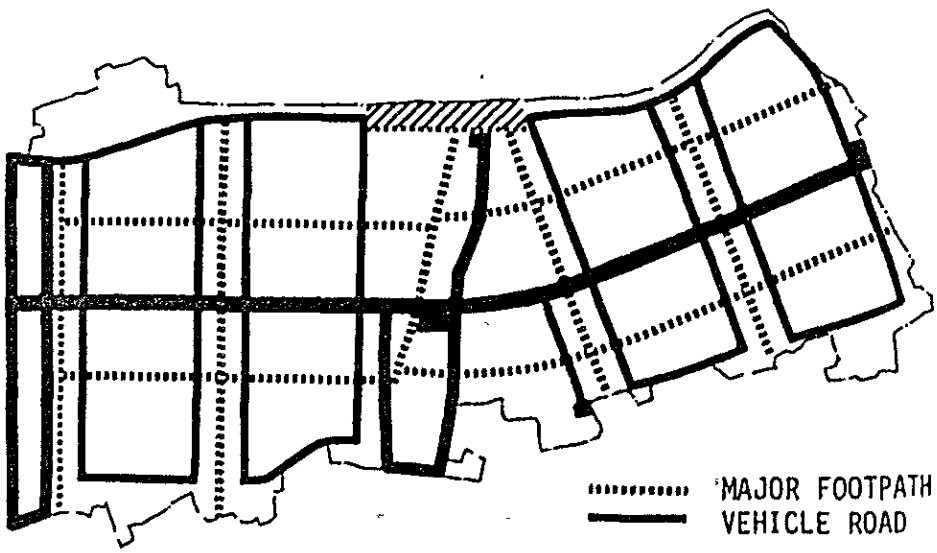


Fig 4－12 模式図の具体化

4－6－2　車道のネットワーク

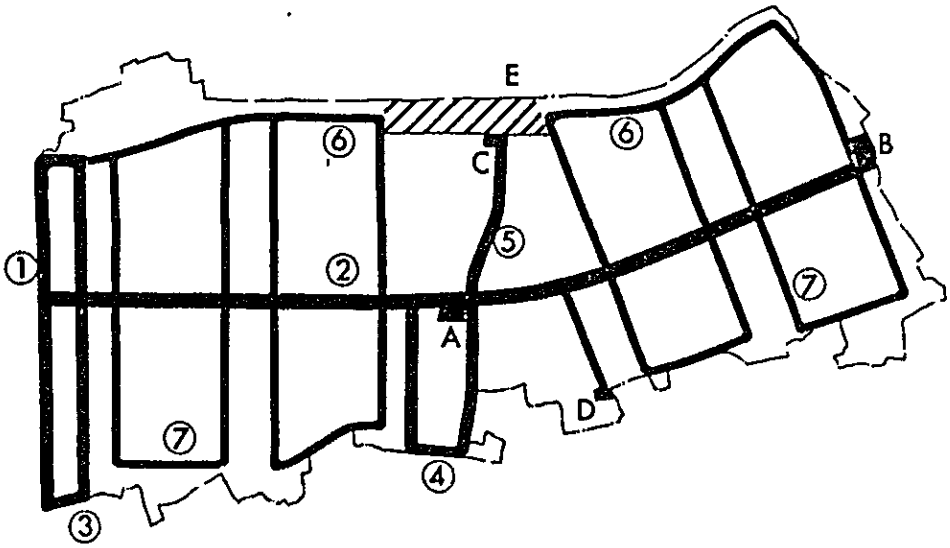


Fig　4－13　車道のネットワーク

	※ROW	分　類	機　能
①	12 m	幹線道路 B	事業化区域へのアクセス道路
②	18 m	幹線道路 A	背骨となる幹線道路
③	12 m	幹線道路 B	将来延長される幹線道路
④	12 m	↑	商業施設用地とタウン・センターのためのサービス道路
⑤	12 m	↑	コレクター排水路のためのメンテナンス道路
⑥	8 m	サービス道路	近隣住区のためのサービス道路
⑦	8 m	↑	背骨となる幹線道路の緊急代替道路

A　バスターミナル

B　車まわし

C　車まわし

D　車まわし

E　幹線道路延長用保留地

※　道路断面については、5－3参照。

4－6－3　バス・サービスルート

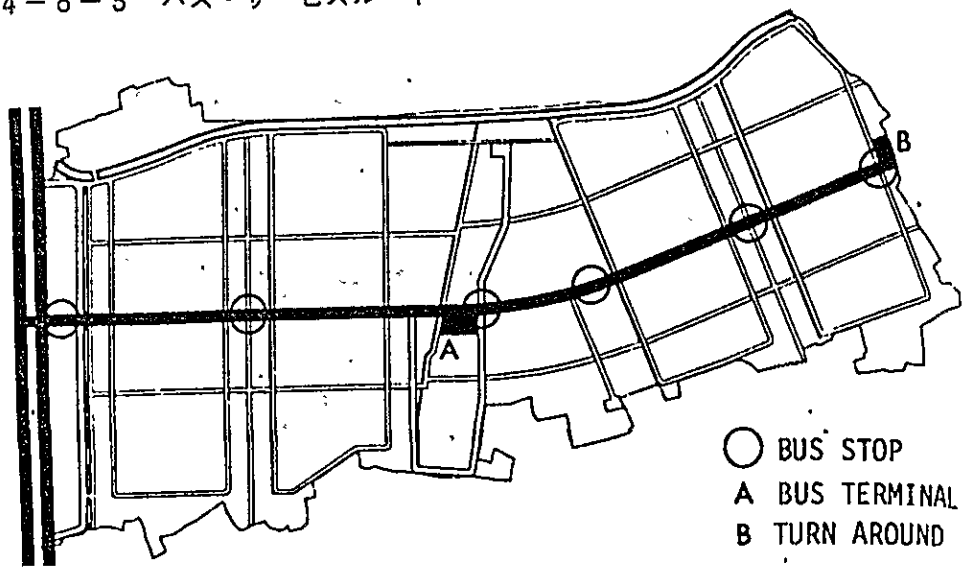


Fig　4－14　バスサービスルート

4－6－4　緑道のネットワーク

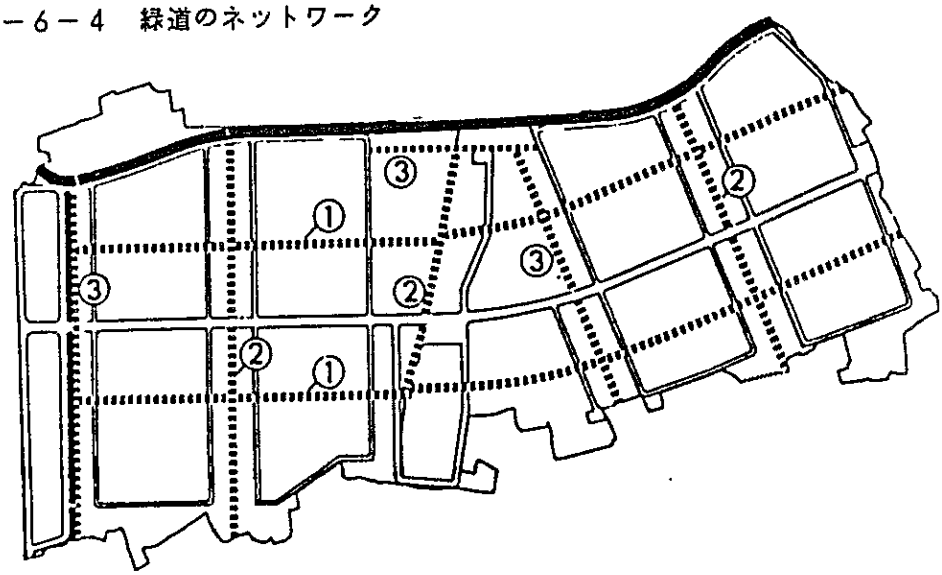


Fig　4－15　緑道のネットワーク

	ROW	機　能
①	8 m	近隣住区を結ぶ背骨となる緑道
②	8 m	緑地を結ぶ緑道
③	6 m	補助的緑道

＊歩道は歩行者、自転車、モータバイク、人力車および緊急車輌の用に供する。

4－6－5　近隣住区内のフットパスのネットワーク

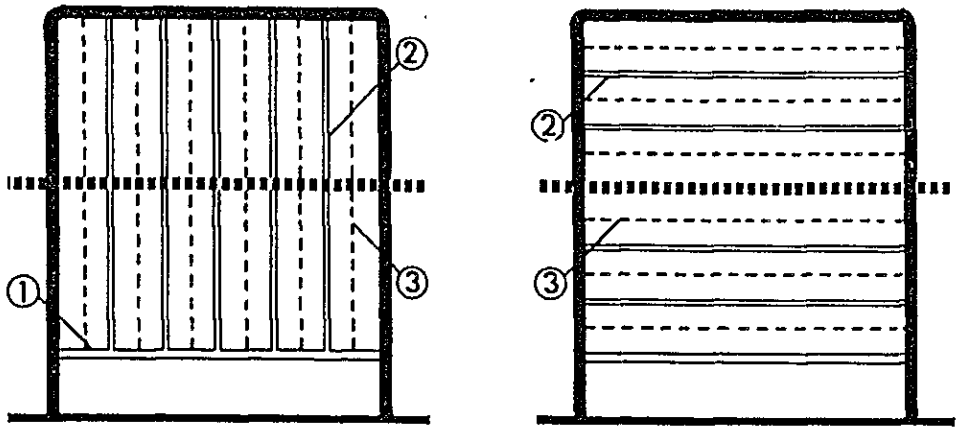


Fig　4－16　近隣住区内のフットパスのネットワーク模式図（A）

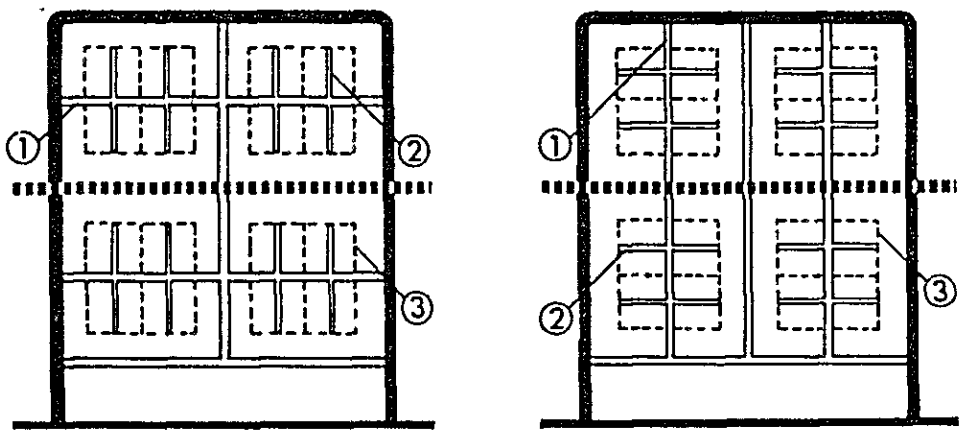


Fig　4－17　近隣住区内のフットパスのネットワーク模式図（B）

	ROW	
①	6 m	フットパス
②	4 m	フットパス
③	2 m	サービス通路

4－7　コミュニティ施設

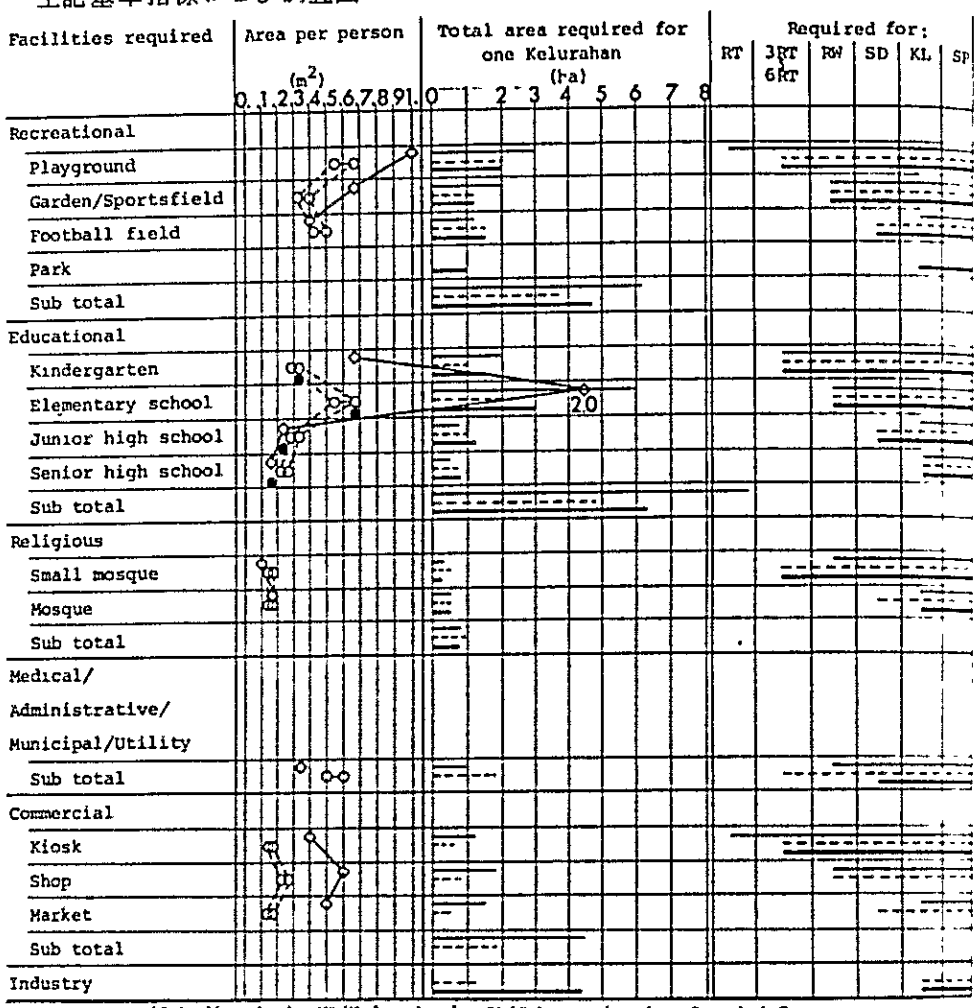
4－7－1　施設と必要面積

施設と必要面積は

1. Jakarta 特別市基準
2. PERUM PERUMNAS 計画指標

の両者によって与えられている。

上記基準指標および調査団によって採用された数値を図4－18に示す。



* RT, RW, SD(Sub-district), KL(Kelurahan), SP(Sub-province) : See 4-4-2.

*◇ —— : DKI Jakarta Standards
*○ ---- : PERUM PERUMNAS Guidelines
*● —— : Cengkareng Project
*○-○ : Household size 6 - Household size 5 (PERUM PERUMNAS Guidelines)
* Total area for DKI Standards is given through multiplying the area per person by 30,000 population.
* Areas per person for junior and senior high schools are the values for multi-storied buildings.
* The values of DKI Jakarta Standards are for the medium density area.

Fig 4－18　コミュニティー施設と必要面積

4－7－2　人口増加とコミュニティ施設計画

事業区域の計画人口は、以下の理由で、PERUM PERUMNAS　計画指標が100haの開発に対して示す値より大きい。

1. より高密度である。
2. 平均世帯当り人口を、5人でなく6人とする。

人口増加に対応するために必要なコミュニティ施設の面積について以下のように考える。

1. レクリエーション施設については、タウン・センター内とコレクター排水路沿いに2ヵ所の公園を追加する。
2. 宗教、医療、商業および行政、住民、設備施設については、事業化区域は孤立しておらず、フレキシブルな利用が予想されるので、計画指標の値は、人口が増加しても不充分とならないであろう。

   上記施設に対する歩行距離がより重要と考えられる。4－7－3参照。
3. 教育施設については、必要面積はPERUM PERUMNASの計画指標の数値より増やす必要があろう。4－7－7参照。

4－7－3　歩行距離

以下の施設への歩行距離は次のようである。

遊び場 幼稚園 小モスク 小店舗	300～400m （5分）
小学校	1,000m （15分）

上記歩行距離はPERUM PERUMNASとの協議により定められた。

4－7－4　配　置

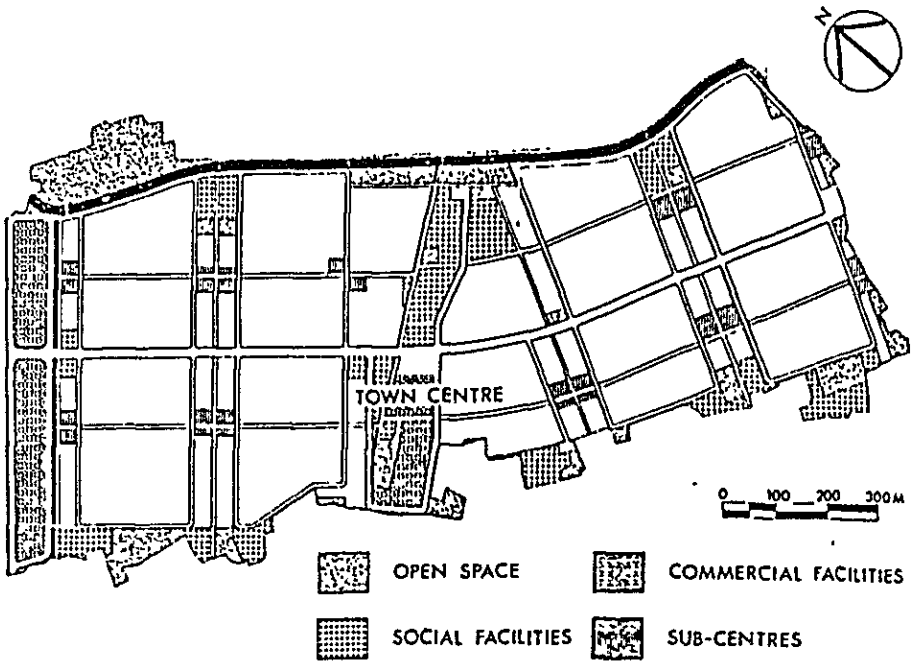


Fig　4－19　コミュニティー施設の配置

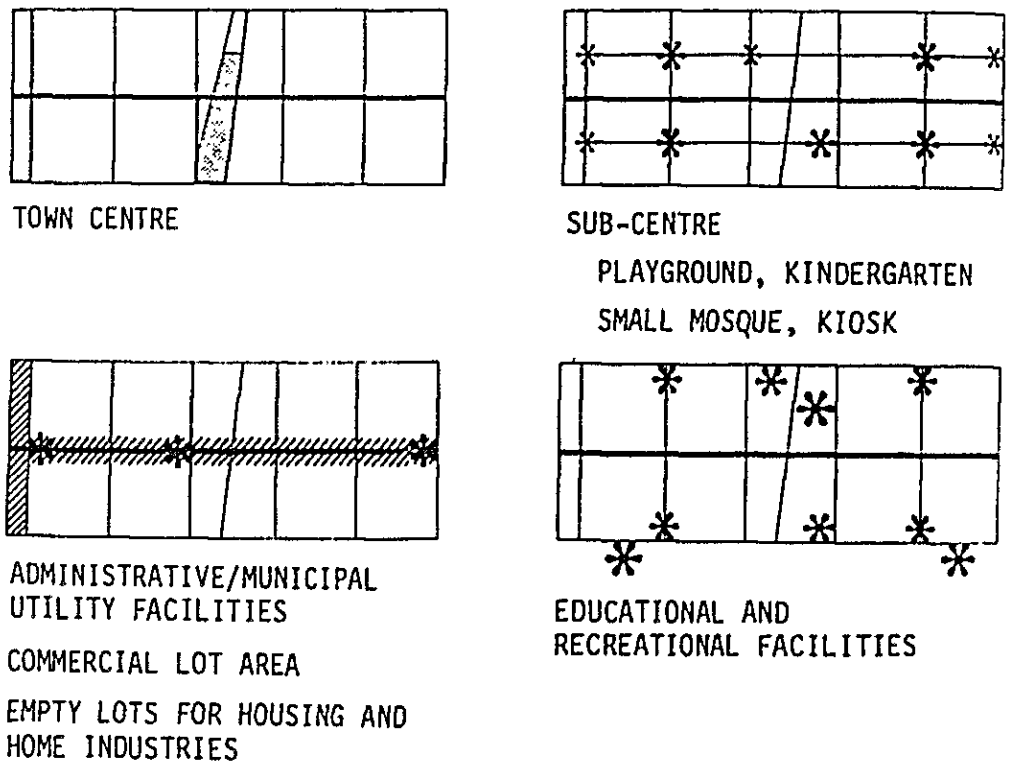


Fig　4－20　コミュニティー施設の配置パターン

4－7－5　タウン・センター

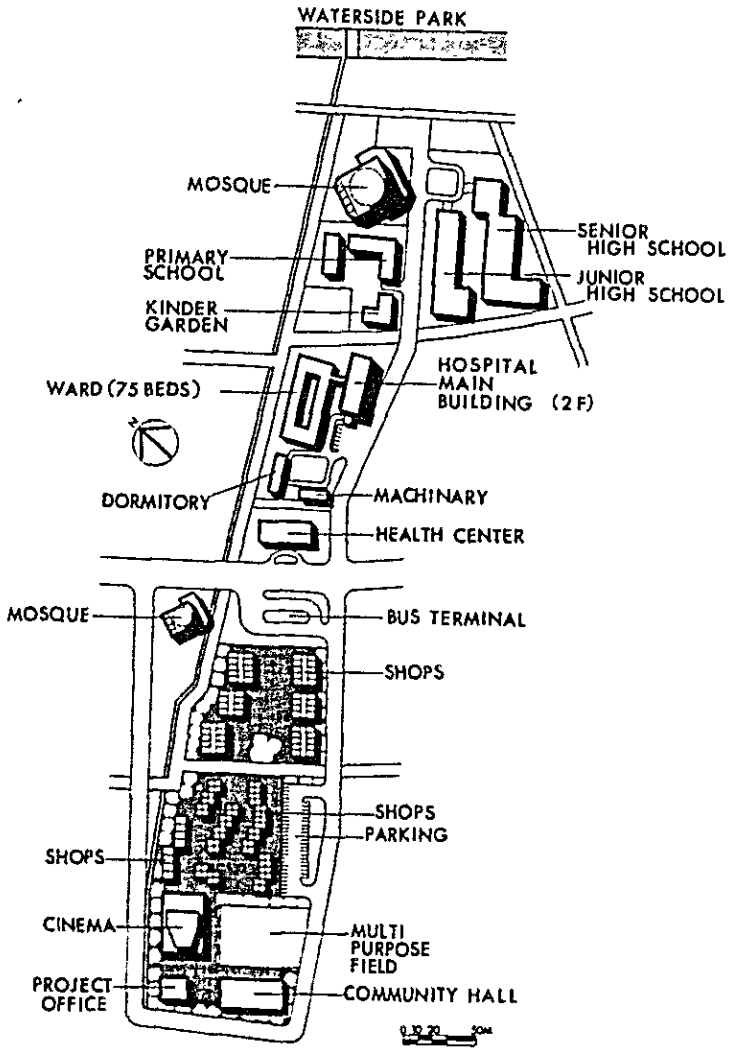


Fig　4－21　タウン･センター

Table　4－3　タウン･センターの構成

		A (ha)	B (ha)	C (ha)
Bus terminal		0.3	0.3	0.3
Park: Central	0.35	1.0	1.0	0.35
Canal	0.65			
Health centre		0.2		0.2
Mosque: Central	0.25	0.5		0.25
Canal	0.25			
Commercial (Incl. parking area)	1.8	2.4	0.4	2.4
Hospital	0.6		0.6	
Community hall	0.1			0.1
Elementary schools		1.8		
Senior high school				
Total		6.2	2.3	3.6

A: All facilities in the central area.
B: In addition to the values given in PERUM PERUMNAS Guidelines.
C: Excluding the northern part of the central area.

4－7－6　サブ・センター

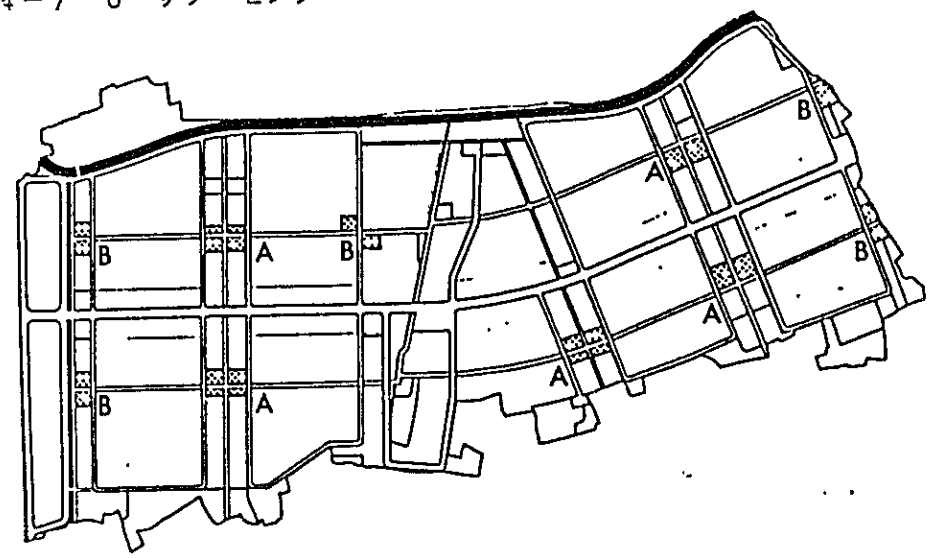


Fig　4－22　サブ・センター

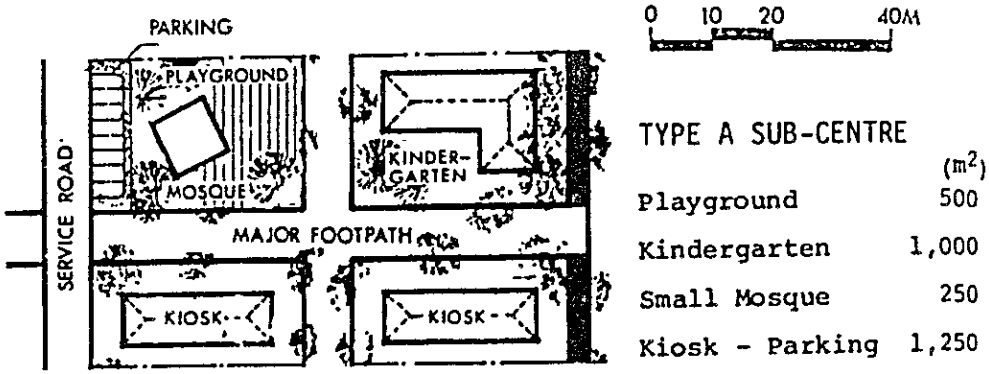


Fig　4－23A　Aタイプサブ・センター

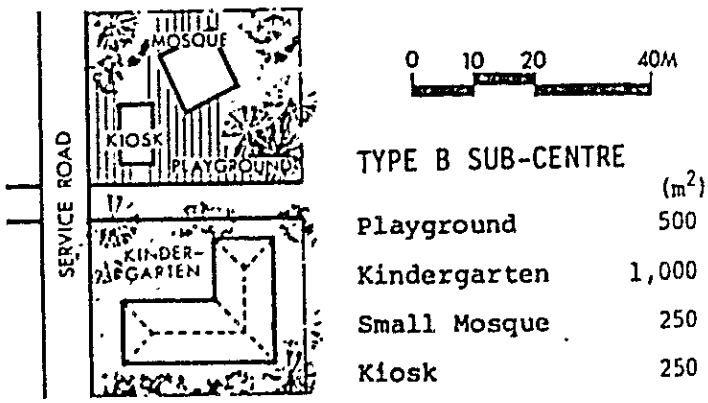


Fig　4－23B　Bタイプサブ・センター

4－7－7　教育施設

教育施設とレクリエーション施設は以下のような理由で事業化区域と集落との境界沿いで比較的緑地の残っている地域に配置する。

1. 住宅地開発の場合には必然的な全面的な整地を避ける。
2. 境界附近の不整形敷地を活用する。
3. 現存する集落からの一時的利用を受入れる。
4. 事業化区域の内外のコミュニティの融和を促進するために、外向きの人の流れをつくる。

よりフレキシブルかつ効率のよい利用を図るため、

1. 小学校と運動場はセットとして配置する。
2. 隣接する近隣住区の小学校は緑道の両側に配置する。
3. 中学校とサッカー場はセットとして配置する。

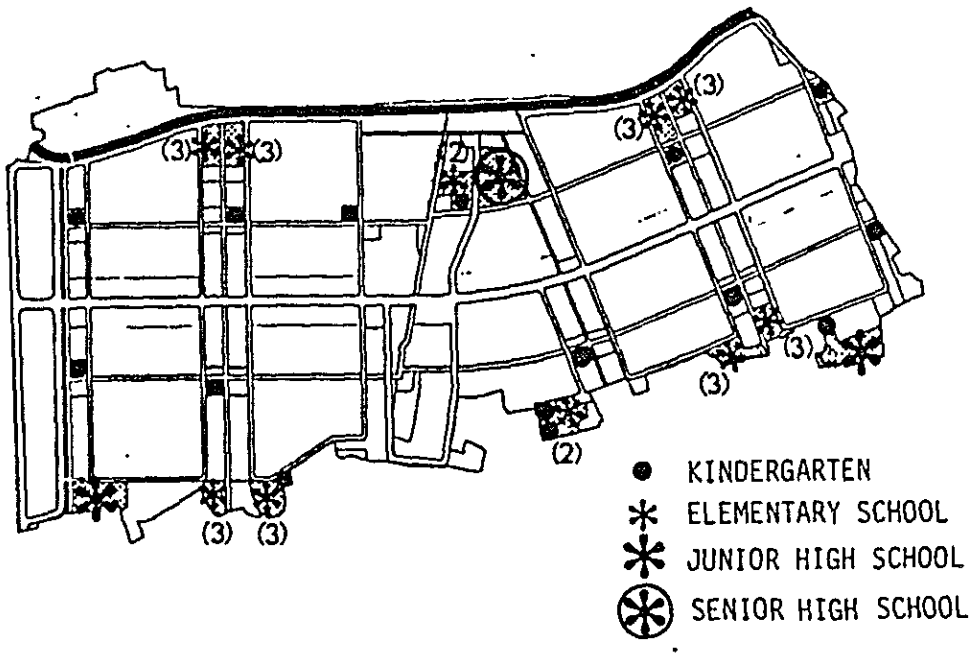


Fig　4－24　教育施設

Table 4－4 教育施設必要面積

	Area per person (m^2)	Total area required (ha)			
		S: 100 D: 60 P:30,000	60 39,600	110 70 46,200	80 52,800
Kindergarten	0.33	(1.0)	1.3	1.5	1.8
Elementary school	0.67	(2.0)	2.6	3.0	3,5
Junior high school	0.24	(1.0)	0.9	1.1	1.3
Senior high school	0.16	(0.8)	0.6	0.7	0.7
Total	1.4	(4.8)	5.4	6.3	7.4

S: Site area
D: Dwellings per hectare
P: Population
( ): Values given by PERUM PERUMNAS Guidelines

必要面積は、１人当りの必要面積に設定人口を乗じて求める。

上記数値を検討するために別の方法で必要な小学校数を求める。

以下のように仮定する。

1. 世帯当りの小学校通学児童数を※1.７５人とする。
2. ２部授業制とする。
3. １学級の生徒数を４０人とする。
4. １学校の学級数を６とする。

※ PERUM PERUMNASによれば、1.5人～2.0人である。

７０戸／ha の住戸密度について、必要小学校数は、

７０戸／ｈａ×１１０ｈａ÷1.７５人／戸÷４０人／学級÷６学級／学校÷２＝２8.1学校

全小学校面積は、Fig４－１８に示すように3.0ｈａであるからこの3ｈａに２８学校を建設するには、施設の共用化や２階建の採用が必要となろう。

4－7－8　レクリエーション施設

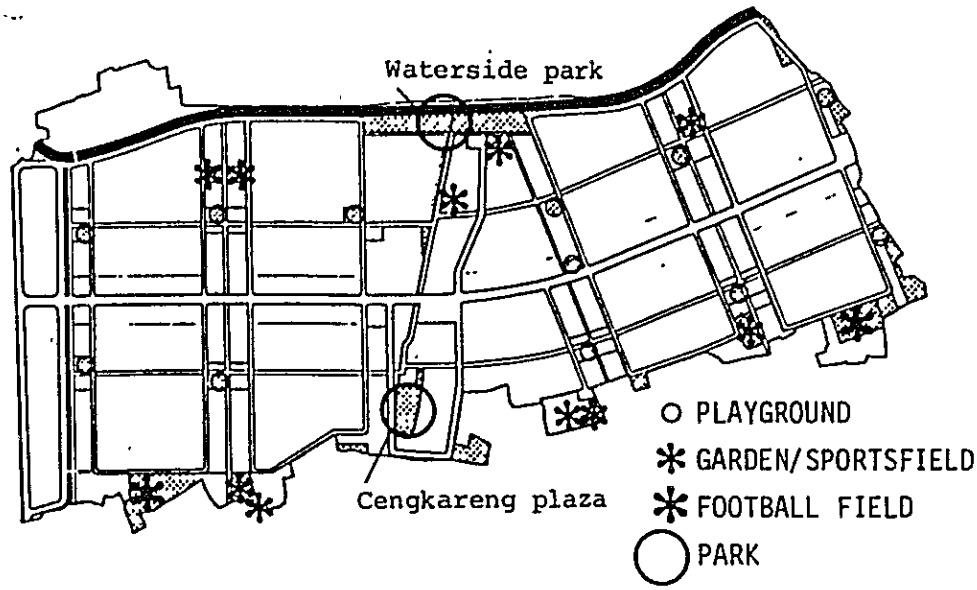


Fig　4－25　レクリエーション施設

4－7－9　宗教施設

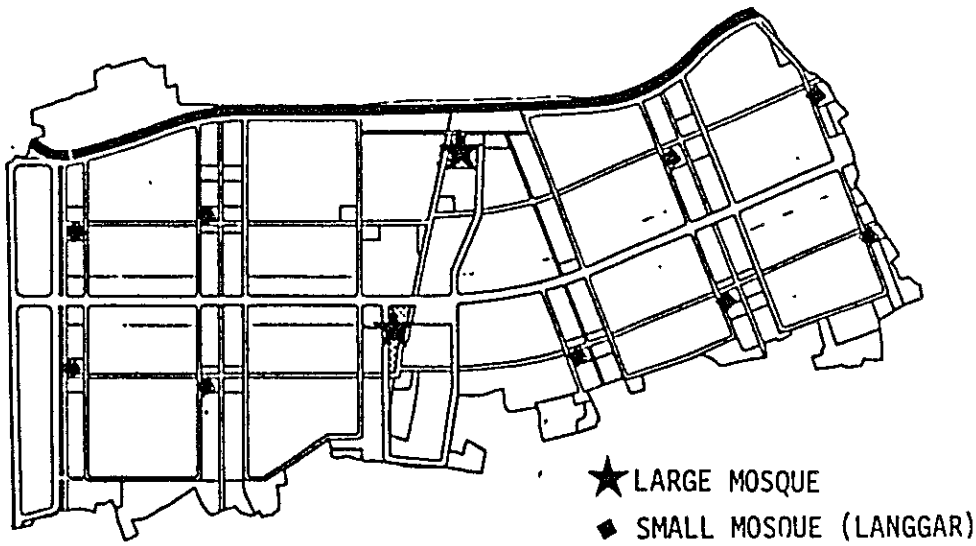


Fig　4－26　宗教施設

4－7－10　医療施設

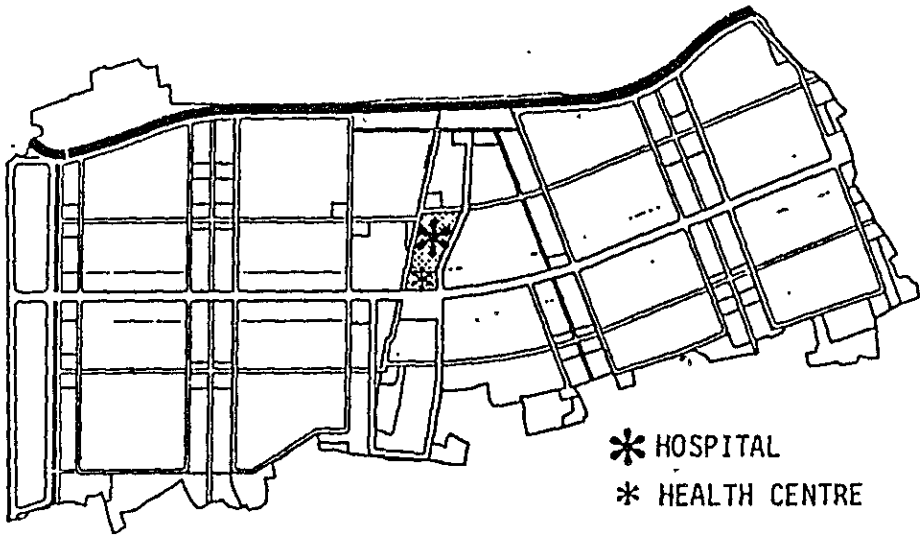


Fig　4－27　医療施設

PERUM PERUMNAS との協議に基づき、近隣住区に対し1カ所のPoliclinic（診療所）は、設置しないこととした。

4－7－11　行政／住民／設備　施設

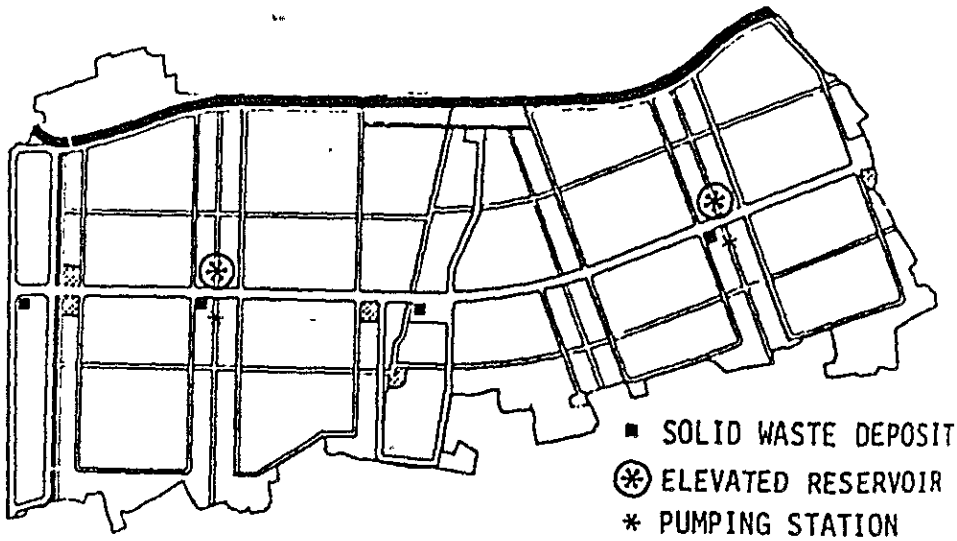


Fig　4－28　行政／住民／設備施設

4－7－12　商業施設

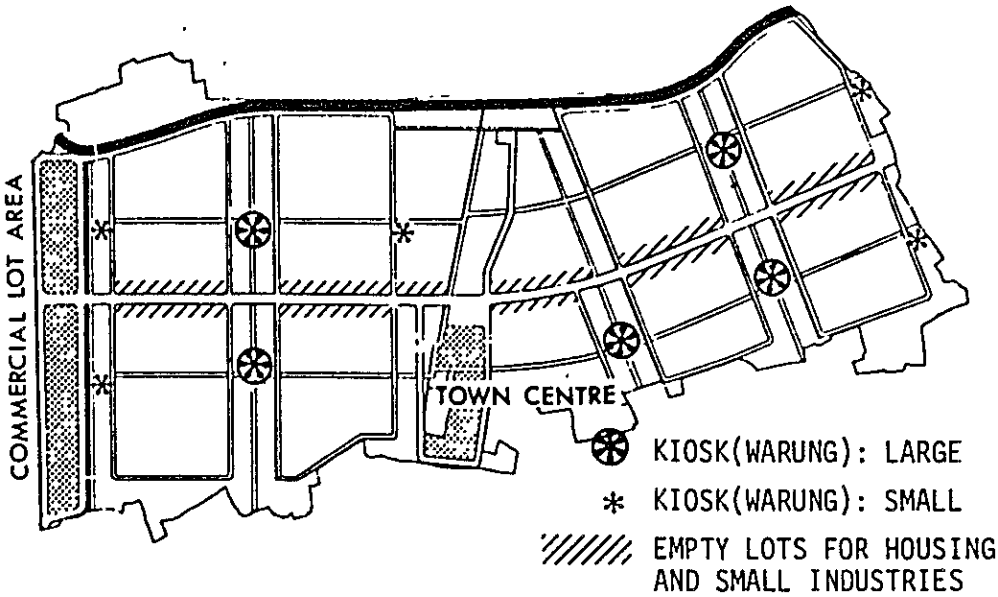


Fig　4－29　商業施設

4－8　住宅地域

4－8－1　一　般

住宅地域の計画に当って以下の点を考慮する。

1. 住宅供給計画に対応したフレキシブルな配置が可能であること。
2. 複合的コミュニティを形成するために各近隣住区に種々の住宅タイプを配分すること。
3. 各住戸は、車道から約１００ｍ以内であること。

4－8－2　中層住宅の配置

中層住宅の数が０～約1500戸のとき、中層住宅は以下のような理由で２ヵ所に分け、それぞれ緑道の両側に配置する。

1. 人口の集中を避ける。
2. ニュータウンにあり勝な単調さに変化を与える。
3. 高架水槽を効率よく配置する。
4. ２期分に分けた建設計画に対応する。
5. 中層住宅の共用土地を緑道に結びつける。

4－8－3　住宅および家内工業向け分譲用地の配置

住宅および家内工業向け分譲用地は主幹線道路と準幹線道路沿いに配置する。より多くの分譲用地が必要な場合は、サービス道路沿いの宅地も分譲用地として売却する。

これらの分譲用地は通常の住宅の外、商業施設や家内工業用地として利用されることを計画している。

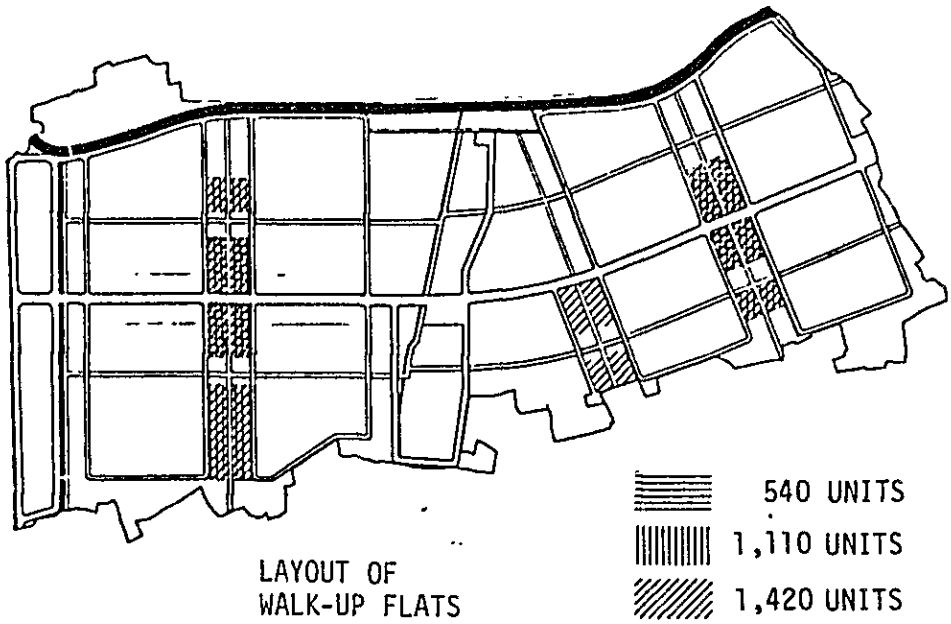


Fig 4－30 中層住宅の配置

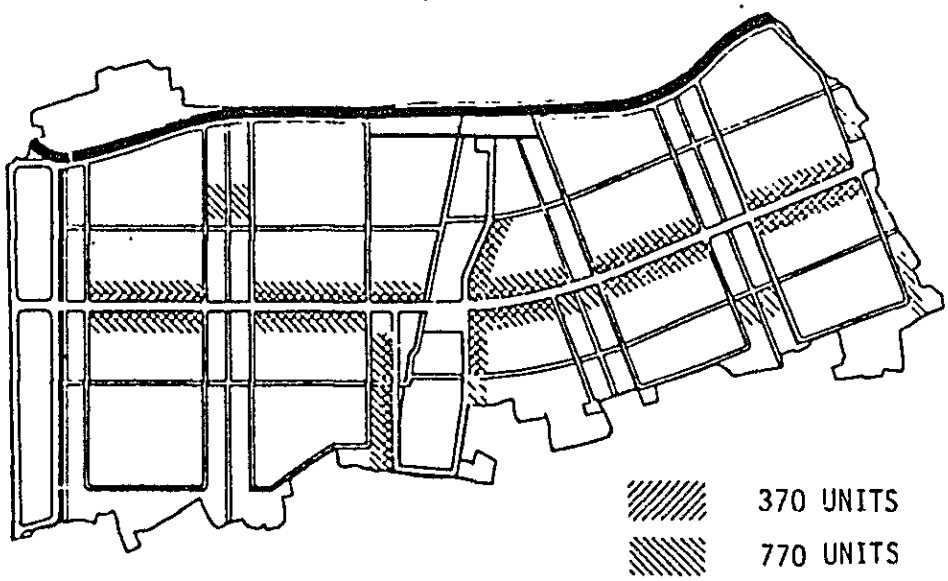


Fig 4－31 分譲用地の配置

4－9 近隣住区

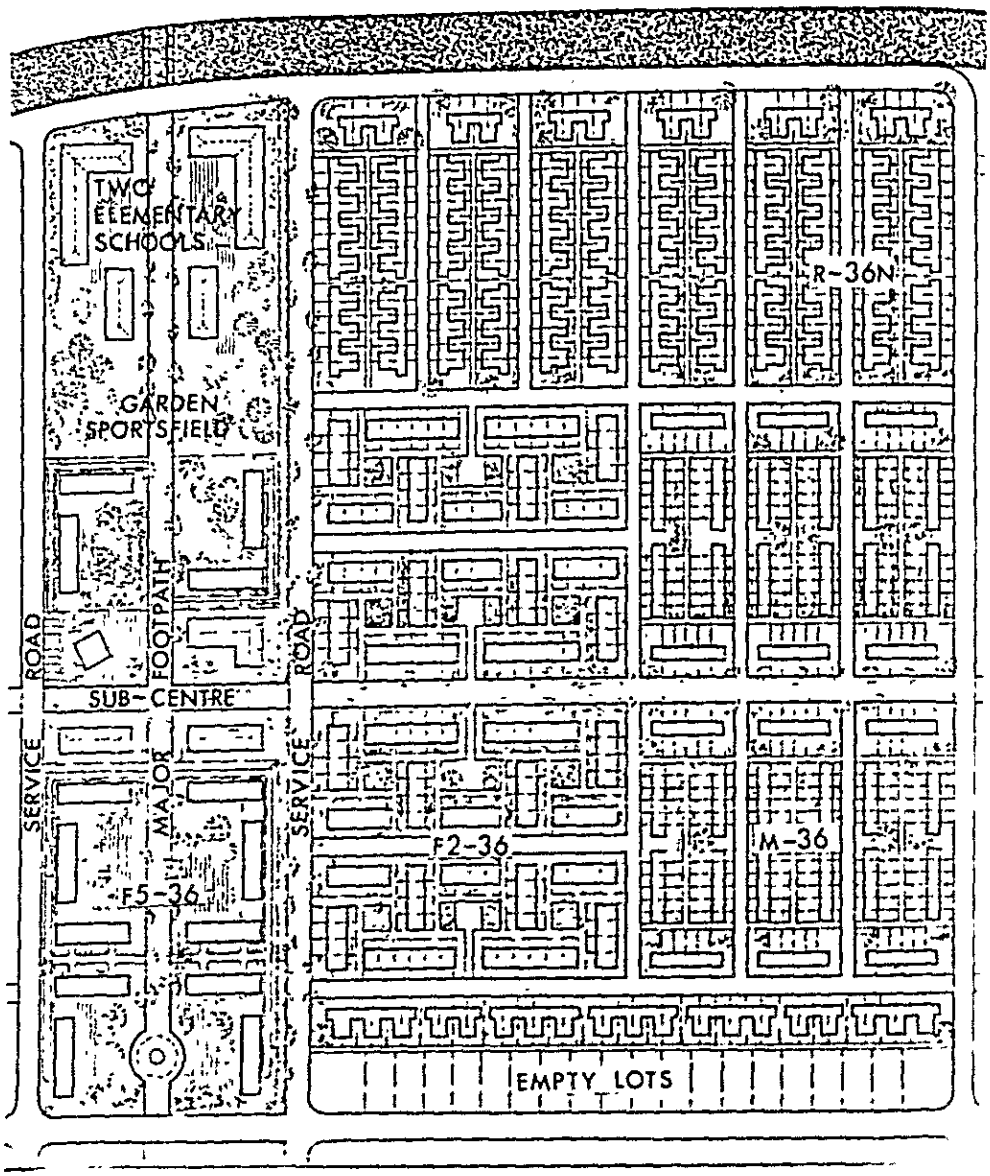


Fig 4－32 近隣住区計画例

4－10 推薦された代替案の地区計画

Table 4－5 土地利用データ

			(ha)	(%)
Roads and footpaths			25	23
Open space			13	12
Lagoon	2.9	7.3		
Collector drainage				
Micro drainage	4.4			
Recreational facilities				
Playground	2.0	5.7		
Garden/Sportsfield	1.2			
Football field	1.5			
Park	1.0			
Social facilities			9	8
Educational facilities				
Kindergarten	1.5	6.3		
Elementary school	3.0			
Junior high school	1.1			
Senior high school	0.7			
Religious facilities				
Small mosque	0.25	0.75		
Mosque	0.5			
Medical facilities				
Health centre	0.2	0.8		
Hospital	0.6			
Administrative/Municipal Utility facilities		0.9		
Commercial facilities			7	6
Empty lots along Kapuk Kamal St.	4.4	7.0		
In the Town Centre	1.8			
In sub-centres	0.8			
Housing area			56	51

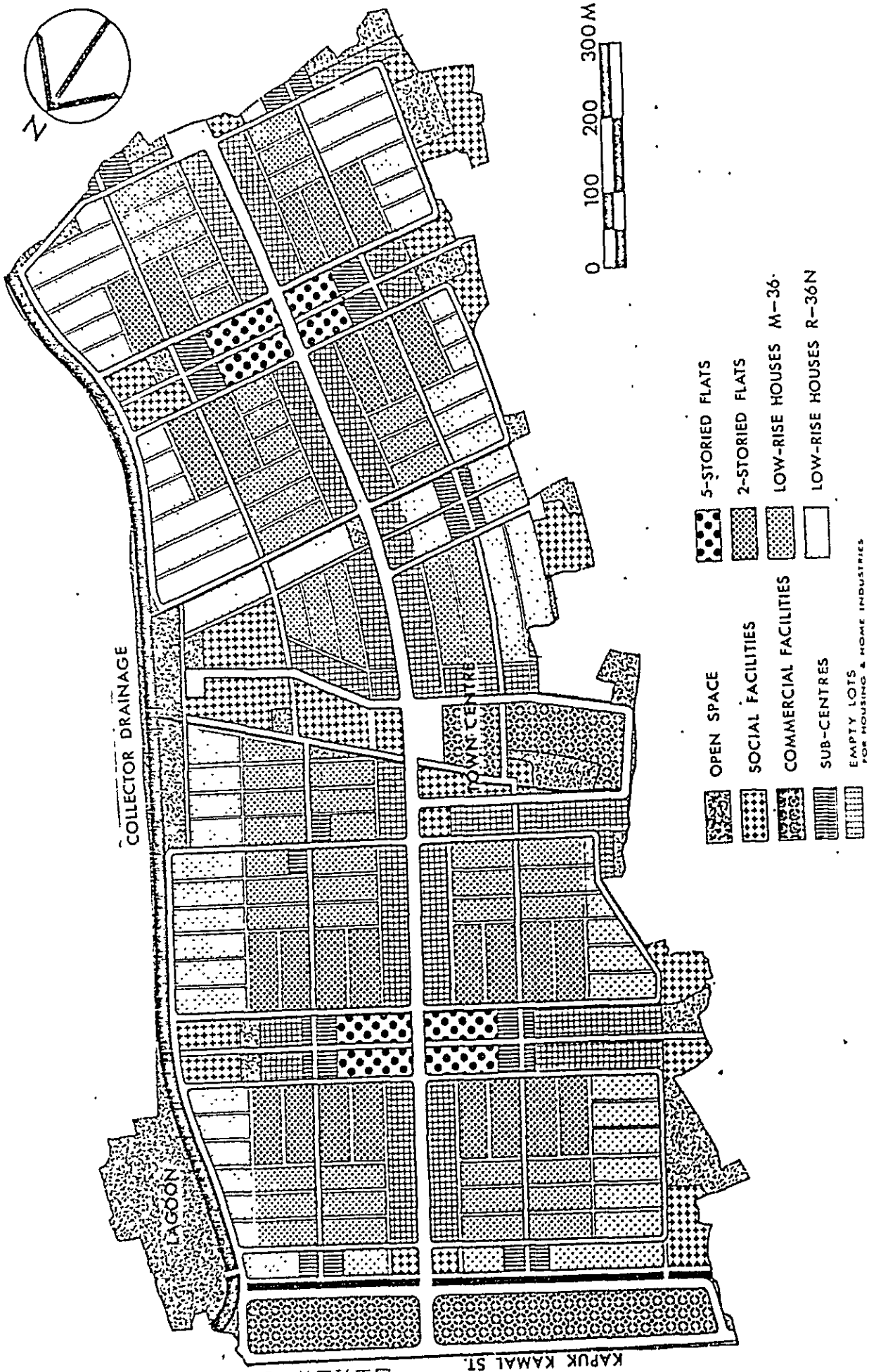


Fig 4－33 地区計画図

参考資料

A PERUMNAS 住宅団地配置図例

APPENDICES

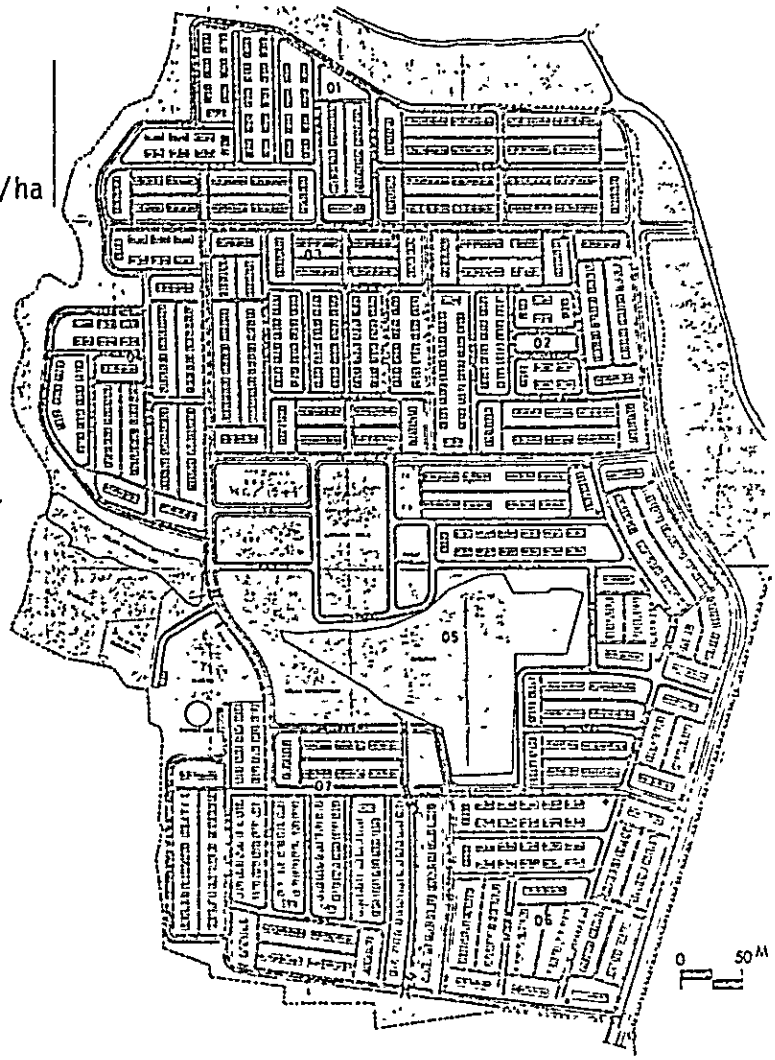
A EXAMPLES OF THE SITE PLANS OF PERUM PERUMNAS HOUSING COMPLEXES

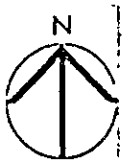
DEPOK UTARA

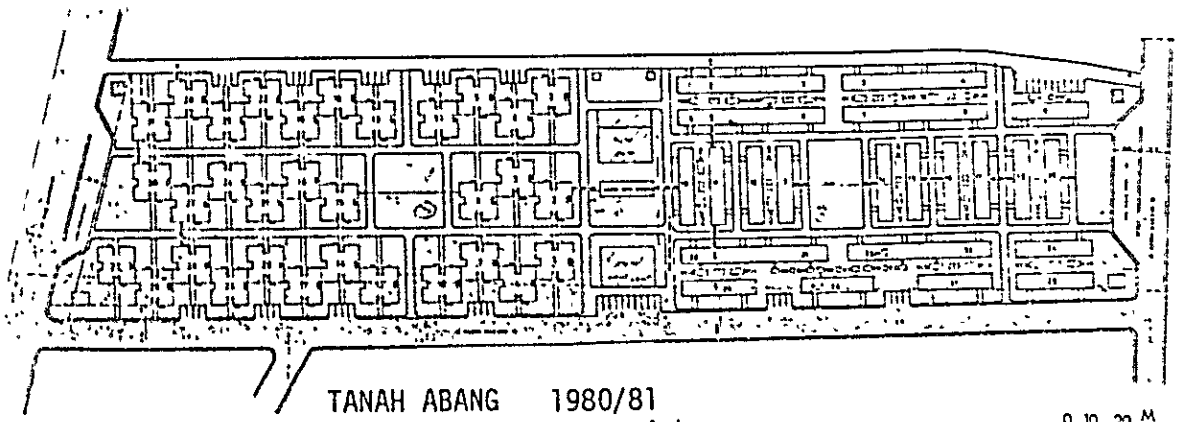
1977/78

34 ha

38.6 units/ha



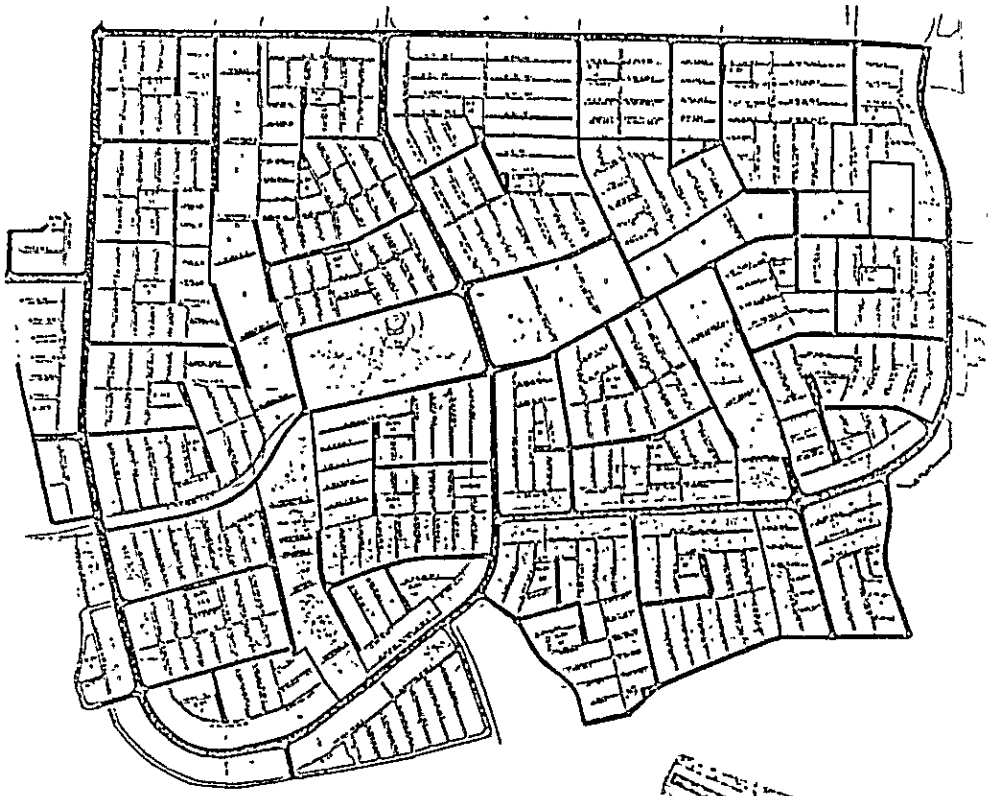




TANAH ABANG 1980/81

4 ha

240 units/ha

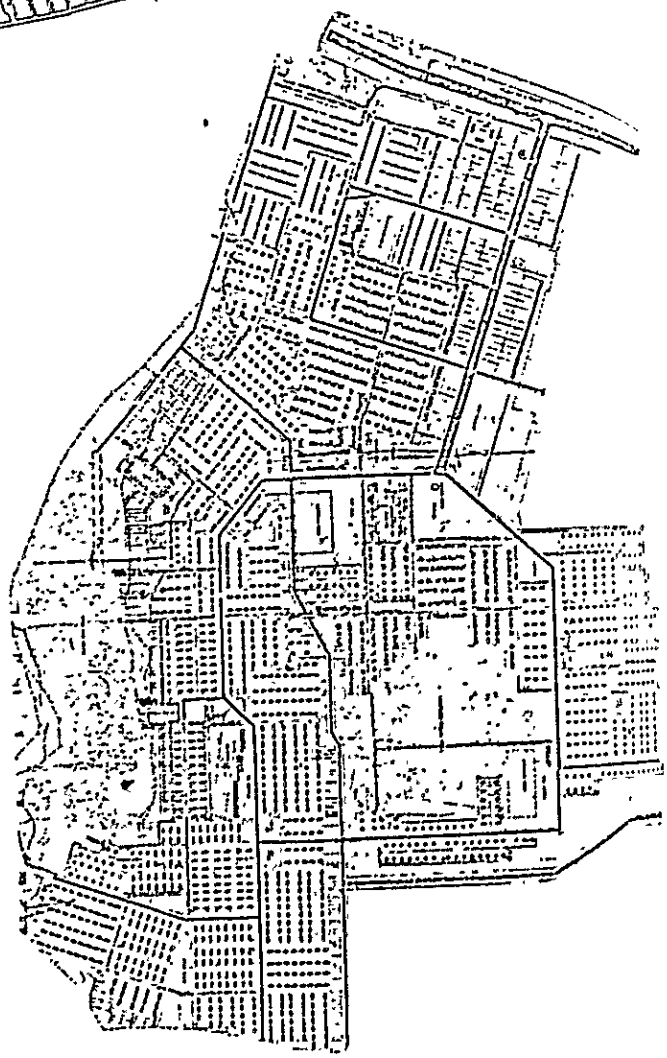


KLENDER

1974/79

179 ha

48 units/ha

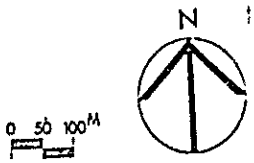


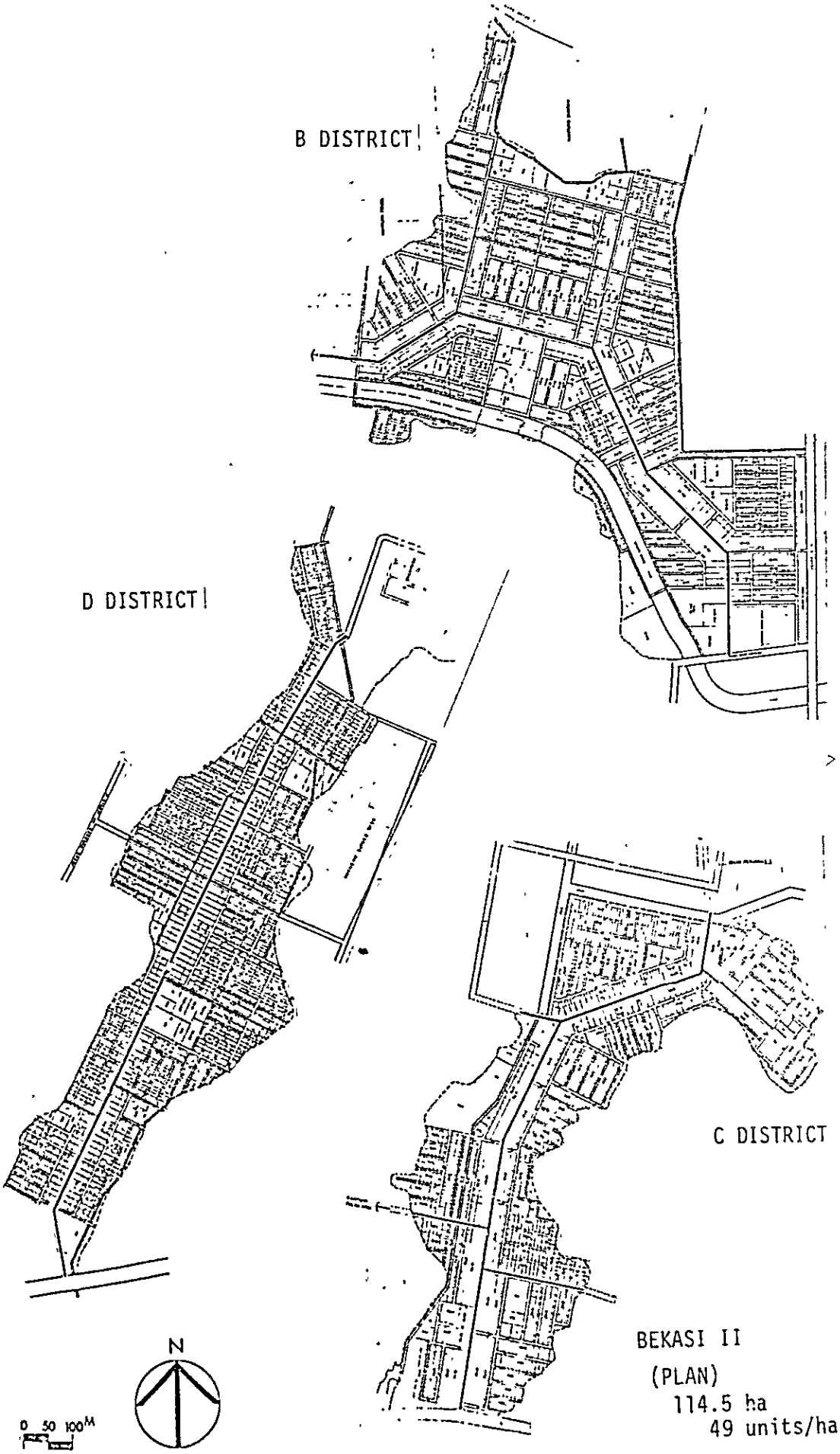
BEKASI I

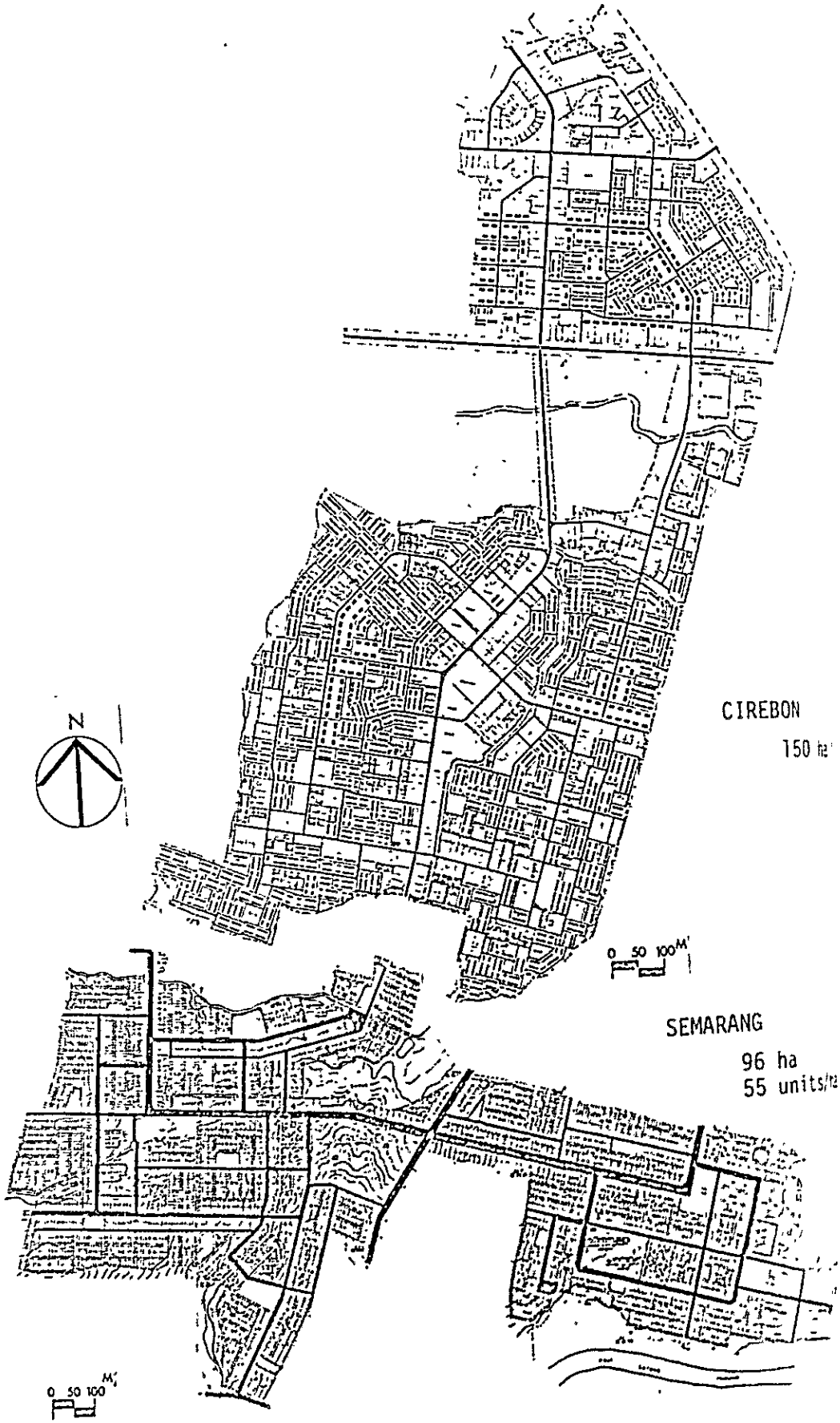
1977/80

96 ha

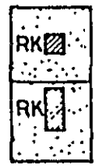
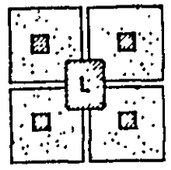
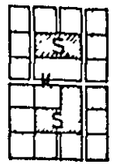
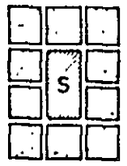
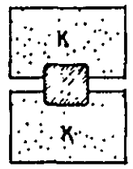
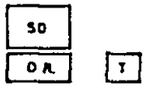
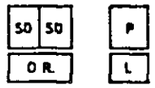
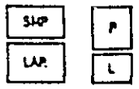
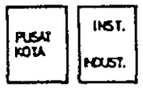
40 units/ha




B DISTRICT
D DISTRICT
C DISTRICT
N
0 50 100M
BEKASI II
(PLAN)
114.5 ha
49 units/ha


N
CIREBON
150 ha
0 50 100M
SEMARANG
96 ha
55 units/ha
0 50 100M

B PERUM PERUMNAS 計画指標

COMMUNITY STRUCTURE AND FACILITIES	RUKUN KAMPUNG (RK)		RUKUN WARGA (RW)		LINKUNGAN (L)		SUB-DISTRICT (SD)		KELURAHAN (K)		SUB-PROVINCE (SP)	
NEIGHBOURHOOD STRUCTURE												
LOT SIZE	60 / 90		60 / 90		90 / 120		90/120/160/200		90/120/200		90/120/200/300	
OPEN SPACE AND FACILITIES												
CENTRE			 Pusat R.W.		 Pusat Lingkungan		 Pusat Subdistrict		 Pusat District		 Pusat Kota	
FACILITIES	NO.	AREA (HA)	NO.	AREA (HA)	NO.	AREA (HA)	NO.	AREA (HA)	NO.	AREA (HA)	NO.	AREA (HA)
1. PLAYGROUND (Tempat bermain)	(1)	0.1	(2)	.2	(4)	.4	(8-10)	1.0	(20)	2.0	(40)	4.0
2. KIOSK/SMALL MOSQUE (Warung/Langgar)	(1)	0.05	(2)	.1	(4)	.2	(8-10)	.5	(20)	1.0	(40)	2.0
3. KINDERGARTEN/POLICLINIC (STK/Poliklinik)	(1)	0.1	(2)	.1	(4)	.2	(8-10)	1.0	(20)	2.0	(40)	4.0
4. ELEMENTARY SCHOOL (Sekolah Dasar)			(1)	.3	(2)	.5	(4-5)	1.0	(8-10)	2.0	(20)	4.0
5. GARDEN/SPORTSFIELD (Taman/Olah raga)			(1)	.2	(1)	.3	(2-3)	.6	(4-5)	1.2	(8-10)	2.4
6. SHOPS/MARKET (Toko-toko/Pasar)			(1)	.1	(1)	.2	(2-3)	.4	(4-5)	.8	(8-10)	1.6
7. MISCELLANEOUS FACILITIES (Fasilitas lainnya)					–	.2	(2-3)	.4	(4-5)	.8	(8-10)	1.6
8. JUNIOR HIGH SCHOOL (SMP)							(1)	.5	(2)	1.0	(4)	2.0
9. SOCCERFIELD (Lap. sepak bola)							(1)	.8	(2)	1.5	(4)	3.0
10. MARKET/LARGE SHOP (Pasar/Pertokoan)							(1)	.5	(2)	1.2	(4)	2.0
11. MOSQUE/MISCELLANEOUS FACILITIES (Mesjid/Fas.lainnya)							(1)	.3	(2)	.5	(5)	2.0
12. SENIOR HIGH SCHOOL (SMA)									(1)	.8	(2)	2.0
13. INDUSTRY/INSTITUTE (Industri/Inst.)									(1)	1.2	(1)	7.4
14. TOWN CENTRE (Pusat kota)											(1)	4.0
TOTAL AREA FOR FACILITIES (HA)	.25		.9		2.0		7.0		16.0		42.0	
SIZE OF THE COMMUNITY AREA (HA) / NO. OF UNITS	4 / 300		9 / 6-700		20 / 12-1500		50 / 3000		100 / 6000		240 / 12000	
PERCENTAGE OF THE AREA FOR FACILITIES	6 %		10 %		10 %		14 %		16 %		16 %	
DENSITY (UNITS/HA)	75		70		65		60		60		50	

第5章　インフラストラクチャー

第５章　インフラストラクチャー

5－1　雨水排水施設

5－1－1　現状と既定計画

a．Jakarta特別市の雨水排水施設

既存の雨水排水及び洪水調節システムはJakarta特別市の発展と共に成長してきたが、首都の発展に匹敵する成長は見られなかった。その上多くの川は土砂の堆積や塵の投棄，あるいは改修の不徹底などの理由で河床が浅くなっている。この実情を考えるにJakarta 特別市の急速な発展のためには排水路と洪水調節施設が相当に整備拡充される必要がある。

現在のJakarta 特別市の雨水排水及洪水調節に対する課題

1）都市地域の雨水排水及洪水調節に対する課題

2）南部丘陵地からの流出による市街地域への洪水防止

3）乾期における市内の開水路中の水の滞溜防止

Proyek Banjir Jakarta Raya（P.B.J.R.）の設立

１９６５年の２月に'Proyek Banjir Jakarta Raya'（P.B.J.R.）とよばれる実行グループが公共事業・電力省のなかに１９８５年から２０００年の大Jakarta を想定した開発計画の骨組中の問題解決の一環としてJakarta特別市当局の助けのもとに大統領令によって設立された。

Jakarta特別市の雨水排水と洪水調節基本計画

１９７２年の１１月にオランダのコンサルタントNEDECO の協力のもとに、雨水排水と洪水調節の夫々の基準に対する多くの代替案を含む予備の基本計画が立てられた。

１９７３年４月２７日に政府の関係機関で個々の協議が行われ、計画の主要綱がJakarta 特別市知事によって決められた。そして、その後の数ケ月の間に雨水排水、洪水調節の計画が市の開発計画の中へ編入され細かく計画された。

この締めくくりとして１９７３年１２月にP.B.J.RとNEDECOによって'Masterplan for Drainage and Flood Control of Jakarta'という最終報告書が提出された。

b.Western Banjir Canal

Western Banjir Canalの現状施設

Jakarta市で重要な洪水調節施設であるWestern Banjir Canalは1.９２０年に建設された。（Fig５－１参照）

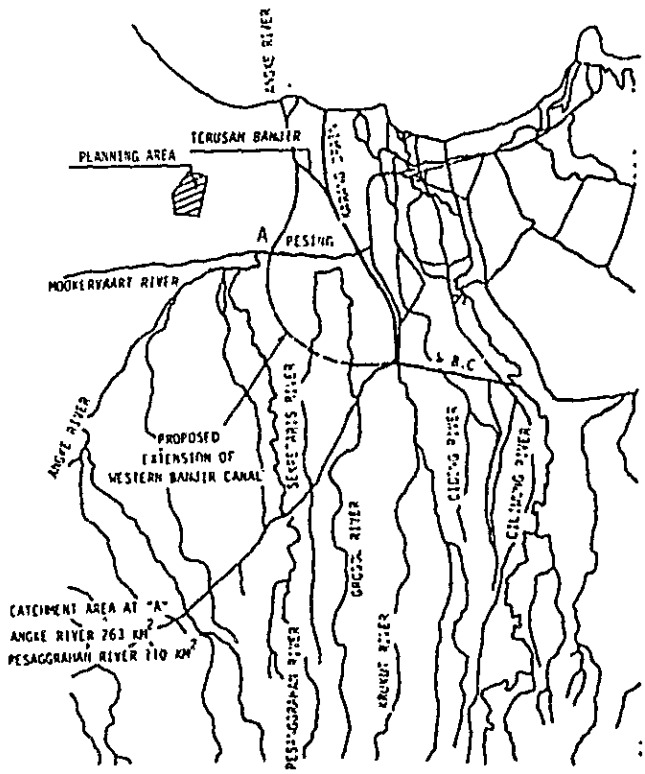


Fig 5－1　JAKARTA西部の既存河川と運河

Western Banjir Canal計画

１９７３年１２月における基本計画では、既存のWestern Banjir Canalが北側に曲がるところからさらに西方にそれを延長し、都市内の低地をとり囲む形で丘陵地からくる川の洪水を集める。

Western Banjir Canalの路線設定は、現況運河の分岐点とJakarta－Tangerang間の鉄道付近のPesingでAngke川と結ぶことが可能であるとし、これらの最短距離設定がJakarta特別市の都市計画局により細かく調べられた。（Fig. 5－2(2)参照）

Western Banjir Canal計画の修正

新設運河の距離は現況のWestern Banjir CanalからPesing 地点まで約８Km、そこからジャワ海までは約６Kmである。

最終的にはAngke川は拡巾され直線化し、両岸を築堤する。

１９７３年からAngke川沿いの人口過密地域の用地獲得について努力がはらわれてきたが、Angke川線上の改修を実行することは土地収用の困難さとその買収コストが高いことから、１９７９年の３月にJakarta特別市知事により

Western Banjir Canal の末端部の位置移設が決定された。そして新運河のルートは現況の Angke 川の西方に計画された。

C. Cengkareng Floodway

Cengkareng Floodway 計画の経緯

１９７９年１０月に調査団が P. B. J. R. を訪問したさい、現況の Western Banjir Canal の拡張に対する末端部の移設について２つの異なった提案が示された。

1) Western Banjir Canal 計画のルートを少し Angke 川よりはずした位置に計画する案（Fig. 5－2(3)参照）

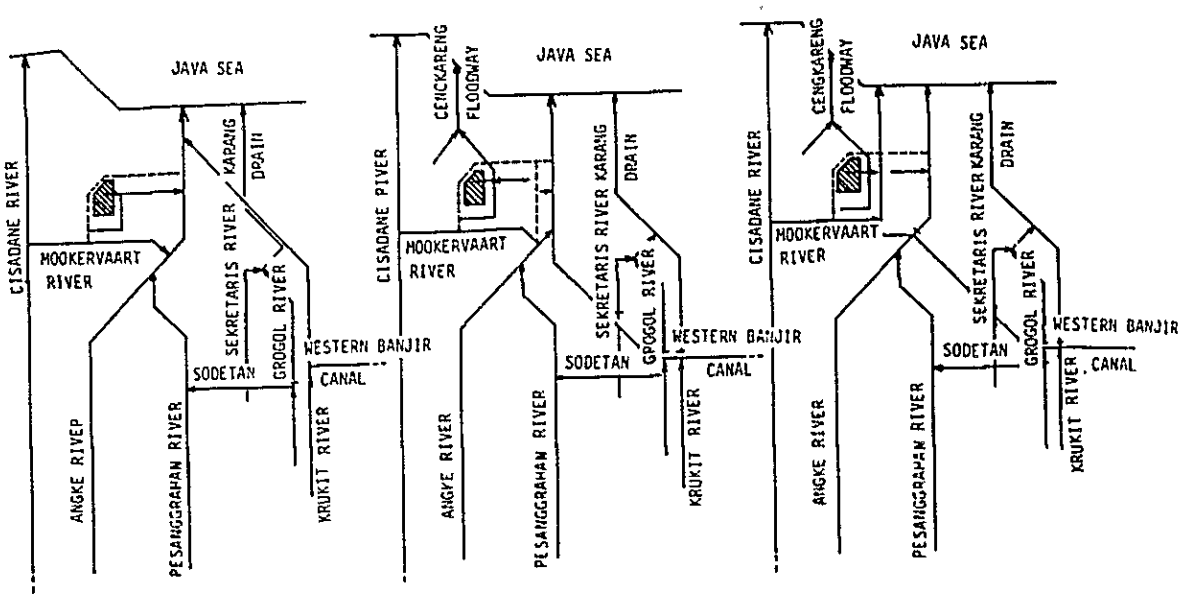
2) Western Banjir Canal を２つに分ける。すなわち一方は Ciliwung 川、Cideng 川、Krukut 川、Grogol 川、Sekretaris 川からの排水を現況の Angke 川を通して排水し（総集水面積の５６％）、他方は Pesanggrahan 川と Angke 川からの排水を新しい運河すなわち ' Cengkareng Drain ' を通してジャワ海に排水する（総集水面積の４４％）案である。（Fig. 5－2(4)(5)参照） この ' Cengkarang Drain ' は１９８０年８月に調査団が P. B. J. R. を訪ずれたさいには ' Cengkareng Floodway ' と名称を変更されていた。

後者の計画 ' Cengkarang Drain ' は１９７９年の公共事業者による刊行物 ' Penjelasan Singkat Penanggulangan Masalah Banjlr '* で大意が述べられている。

* ' Brief Explanation on Measures of the Flood Control and Drainage in D.K.I Jakarta '

マスタープランに含まれる水理データー

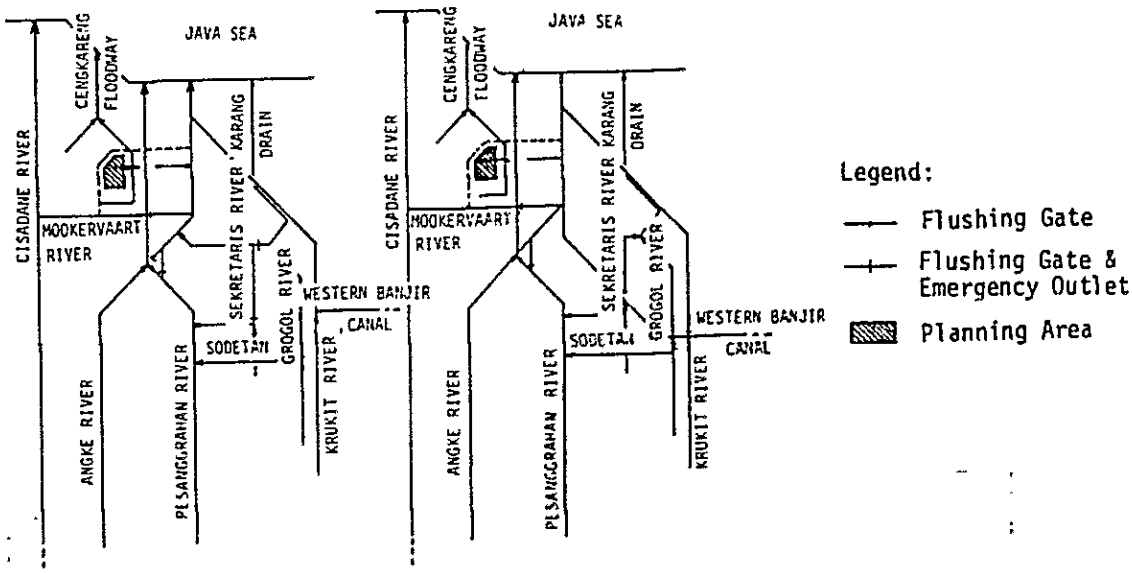
River	Catchment Area (sq. km)	(%)	－ do － (sq. km)	Accumulated (%)	Design flood Q2 Q25 Q100 (cu. m/s)
Ciliwung	347	41	347	41	
Cideng	8	1	355	42	
Krukut	98	11	453	53	
Grogol	13	2	466	55	
Secretaris	8	1	474	56	150 270 370
Pesanggrahan	110	13	584	69	
Angke	263	31	847	100	190 400 525
Total	847	100			



1 Existing

2 Proposed: Nedeco Master Plan, 1973
Nedeco Cengkareng, 1976

3 Proposed: PPBJ, 1979 (1)



4 Proposed: PPBJ, 1979 (2) Alternative I

5 Proposed: PPBJ, 1979 (2) Alternative II

Flood Control and Drainage System in the Western Jakarta

Fig 5－2 JAKARTA西部の洪水調節及び排水システム

Cengkareng Floodway 計画

１９８０年１０月現在、Fig. ５－２(4)に示された案により計画が進められている。これは広域的な都市雨水排水施設であり上流域市街地域の洪水調節を同時にその目的としている。全体の施工々程は１９８０年末から１９８３年３月までと予定されている。

この工事は土工事と橋梁工事が別件入札のもとに行なわれることになっている。土工事は三工期に分けて行なわれ、第一期工事はジャワ海からKapuk通りまでの3.6Km、第二期工事はKapuk通りからMookervaart川までの2.35Km第三期工事はMookervaart川からその上流の約4.0Kmとなっている。
（Fig. ５－３参照）

第一期工事は１９８０年末に始まり、土工事は9～１２ケ月間かかる。その際発生した残土はKapuk通り北側に予定されている墓地用地の盛土材として使用される。この間の工事はインドネシア政府の予算によって行われる。

第二期工事は北側の1/3区間が湿った状態なので浚渫工法で土工事を行い、南側の1/5区間については乾いた状態で工事を行なう。残りの7/15 区間についてはどちらの工法を用るか未定である。工事工期は１９８１年８月から１,９８２年の１０月までである。この間の工事はオランダの経済援助によって行われる。

第二期工事区間の掘削土量は５５0,０００m³～６００,０００m³であり、この内築堤に使用する土量があるので残土としては３７5,０００m³～４００,０００m³が考えられる。

第二工事区間は築堤式となるため現況の排水路（Kapuk Muara 川）が切断される。これに対応するために内水排除用のアウト・レットゲート（* Outlet gate）が堤体に設けられる計画である。

第三期工事はオランダの経済援助により施工される。

Cengkareng Floodwayの断面計画は１００年確率降雨で計画されている。堤体の護岸は施されない。

流速についてはV＝1.5～1.7 m/sec（２５年確率降雨に対し）である。
計画についての略図はFig. ５－４に示す。

Cengkareng Floodwayが計画区域及びその周辺に与える影響

Cengkareng Floodway計画は広域雨水排水、洪水調節を目的としているが、この計画流域の中には計画区域を含む５９０ha の集水区域は含まれてい

ない。現在５９０ha の集水区域の排水はAngke川の支流であるKapuk Muara川によって排水されている。しかしCengkareng Floodwayが築堤式により築造されるとKapuk Muara川は切断されることになり、５９０haの集水区域の排水はその出口を失う。（アット・レット・ゲートが設置されることになるが、このゲートは内水の水位が外水の水位より高いとき、その水位差により内水を排水する装置であるため、特に雨期においてCengkareng Floodway の水位が上昇すればその排水機能を失なう。しかも開発後の流出量に対応できる能力は期待できない。従って将来内水の排除をこのゲートだけに頼ることはできない）従ってこの流域内の降雨が流域内に滞水し、多くの用地が湿地化あるいは池化することが考えられ、この対策が必要となる。そこで現在P. B. J. R. ではこの用地の排水施設としてマクロ排水路及びコレクター排水路による排水システム案が検討されている。（５－３、４参照）

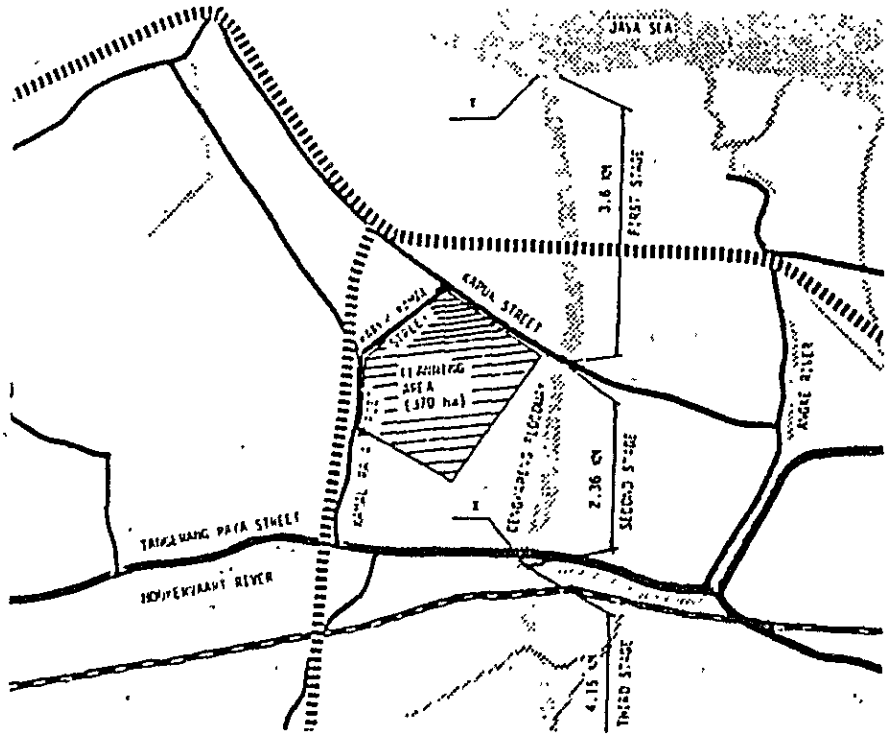


Fig 5－3 CENGKARENG FLOODWAY

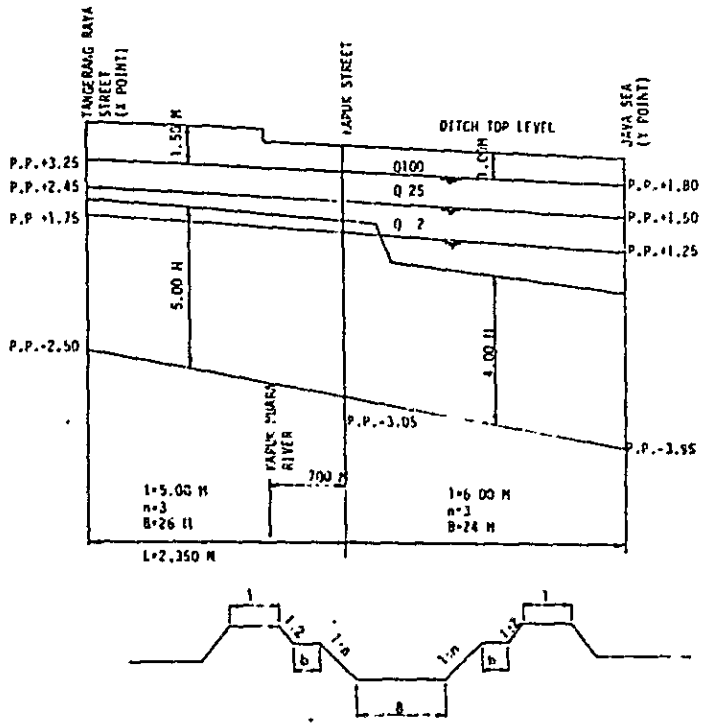
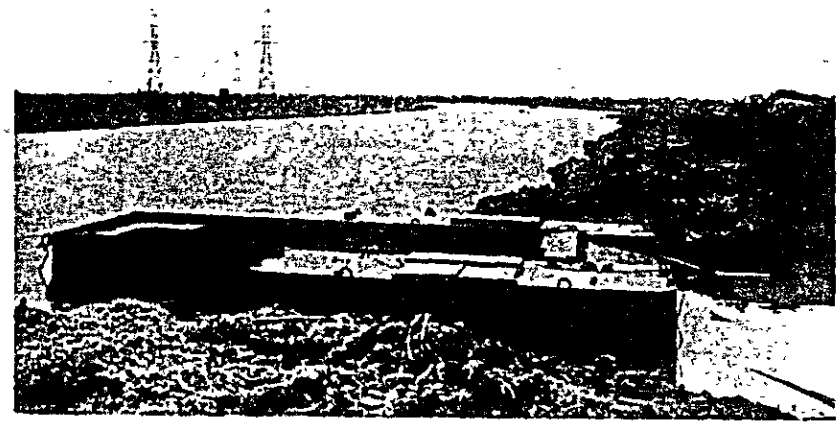


Fig 5－4 CENGKARENG FLOODWAYの断面



CENGKARENG FLOODWAY UNDER CONSTRUCTION
(MARCH, 1981)

d．計画区域周辺の現状

◦現状概要

計画区域一帯はAngke川の支流Kapuk Kamal川の流域５９０haに含まれている。このKapuk Kamal川及その下流Kapuk Muara川は当該地区内の水田に対する余剰排水路の性格が強く、流域における雨水流出量を排除するには能力が小さい。現況においては水田の一時的な調節作用により排水路への負担を軽くしているが、開発後においては当該流域に対する排水路としての能力は大きく不足する。Kapuk Kamal川の水路巾３.０m水路深1.３m水路勾配はほとんどない。Kapuk Muara川は水路巾５m～６m、水路深1.５m～２.０m、水路勾配は1/2450である。水路は当地区の低地部を通っており、その標高が水路天端で２５m～３.０m程度である。従ってAngke川の水位が上流域の集中　雨又は潮位の影響で上昇すればKapuk Kamal川もKapuk Muara川もその影響を受けて流速は零に近くなったり、一時的には逆流の現象が見られる。なお当地区の水田の用水はCisadane川よりRawa Gabus川（農業用水路）により送水されている（水路巾７.０m）、水路の護岸状況はKapuk Muara川の下流５００m程度がコンクリートでライニングされている他は全て土水路であり整備状態は悪い。Rawa Gabus川は現在石積による護岸工事が進行中である。（Fig. ５－５参照）

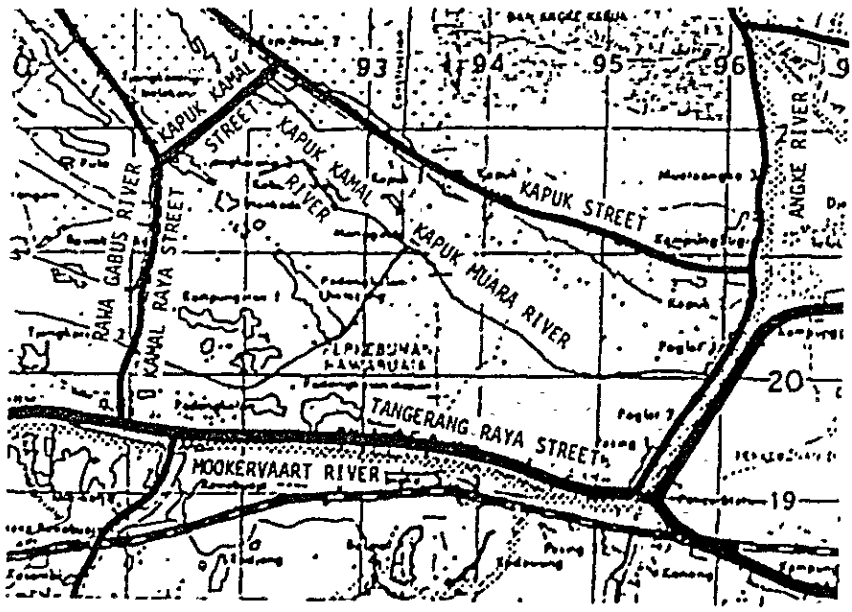


Fig　５－５　計画地域周辺の既存排水路及び道路

○洪水跡の記録

１９８０年８月に調査団は計画区域周辺の洪水跡の調査を行った。その結果Kapuk Muara 川とAngke 川の合流点の近くに近年における最大級の洪水跡を見つけた。（Fig. ５－６参照）

これはAngke 川沿いの道路脇の民家にある石柱に残っていたもので、Kapuk Muara 川の最下流のコンクリート橋上より簡易測量を行った結果、洪水位はP. P＋3.087m であった。地元での聞き込みではこの洪水が何年に起ったものかはっきりせず、Cengkareng 測候所の降雨データとの照合を試みた。（Table ５－１参照）。

１９７８年迄の過去１３年間における降雨データからみると日最大降雨量の大きなものは近年に集中し、１９７３年以降に日雨量１２０mmを越すものが４度あった。当地区における洪水は海の満潮との関係が深いため最大降雨と最大洪水とは一致しないが、洪水跡が近年のものであることと１９７３年、１９７４年、１９７６年、１９７７年に大雨が降っていることを考え合せると、この洪水は上記の４年の内のいずれかに該当するものと云える。

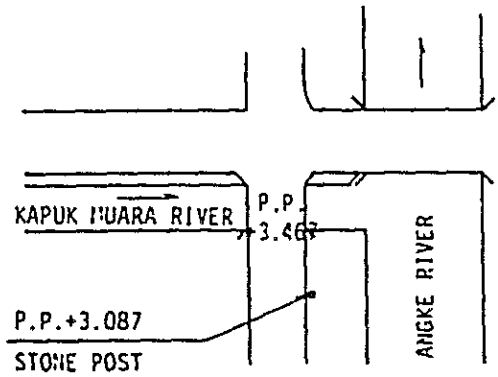


Fig ５－６ CENGKARENG 排水路の洪水跡

Table ５－１ CENGKARENG 地区日降雨量データ

Year	Month	Day	Rain-fall/day (mm)
1973	January	27	152
1974	January	9	130
1976	March	5	151
1977	January	19	123

5－1－2　計画区域及びその周辺の雨水排水施設

a．これまでの計画の経緯

１９７９年の調査結果によると１９７６年２月PBJR及びNEDECOによるレポート、"Explanatiory Note on the Design of the Cengkareng Drainage System－Annex Ⅷ to Final Report Phase Ⅱ、Jakarta Drainage and Flood Control Project" の中で本計画区域を含む排水計画案の策定を行っている。この排水システムは計画区域及その周辺の流域からの雨水排水を直接ジャワ海に排出する考えである。（Fig. 5－7(1)参照）その後１９８０年8月及び１０月における調査時には前回の計画案の排水ルートがさらに検討されていた。

計画区域を含む流域の流末排水システムは当事業区域の造成及び雨水排水計画にとって最も重要なことであり、直接ジャワ海に排出するシステムが実現しない場合には当然これに代る流末排水システムが必要となる。そこで我々は１９８０年１０～１１月の調査時に代替案を考え、(1)上記の直接ジャワ海に排出する案（ＰＢＪＲ案）(2)Cengkareng Floodway にポンプ排水する案（調査団案）、(3)現状水路（Kapuk Muara 川）を流末水路と考え Cengkareng Floodway をサイフォンで横断する案（調査団案）の三つをJakartaで開催された作業監理委員会にはかった。その結果(3)のサイフォンによる案は損失水頭に対する水位差を保つため、上流側の敷地に多量の盛土が必要となることと、維持管理が困難であることから実現性が小さく、(2)のポンプ排水案もポンプ場建設費が高価なこと、永続的な維持管理が必要なことに問題があり、(1)のジャワ海に排出する案（ＰＢＪＲ案）が採用された。従って計画区域及び事業区域の計画は流末排水システムとして、ＰＢＪＲ案である直接ジャワ海に排水する案に基ずき行うこととする。なおこれらの代替案に関する建設費の全てはPERUM PERUMNASの負担外である。

事業区域内にある排水路の位置はＰＢＪＲの計画案を一部次のように修正する。すなわち西側のコレクター排水路は土地利用上の理由により東側へ移動させ、北側のコレクター排水路は自然地形に合せて修正する。（Fig. 5－7参照）

b．マクロ排水路及びコレクター排水路の計画、基準

流出量の算定

確率降雨年……２５年（２年）

流出係数（α）……0.7（中密度住宅地）

流出量公式……合理式（ノモグラム使用Fig. 5－10参照）

水路勾配（S）……0.3～0.5％

保留係数（S）……2（Cengkareng の低地部）

Manning の粗度係数（KM）……37（土水路）

水路断面計算

Manning の水理式

$Q = A \cdot V$　　A：流水断面

V：流　速

$V = K \times I^{1/2} \times R^{2/3}$　　K：Manning の粗度係数

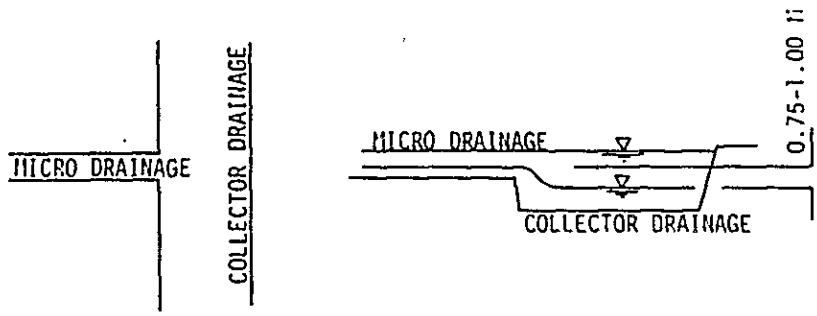
I：水路勾配

R：動水半径

P：潤辺

○コレクター排水路とミクロ排水路の水位

"Master Plan for Drainage and Flood Control of Jakarta" によるとコレクター排水路とミクロ排水路の水位は下図に示す関係を保つように示されている。



○洗浄装置

開水路に対する洗浄は特に乾期又は水路使用シーズンの間で水路が乾いている間に行われるが、これは水路中の排土やゴミの除去として効果的な方法である。一方排水路中の溜み水は環境的にも健康衛生上からも好ましくなく、排水施設の一つとして洗浄装置を設けることは重要なことである。

計画区域を含む590 ha の地区に対してコレクター排水路による排水計画案がPBJRにより立てられているが、このコレクター排水路の付属構造物と

して洗浄ゲートが配置されている。

c．各代替案の説明

c－1　直接排水システム

○概　要

マクロ排水路及コレクター排水路システムとして１９８０年の調査時にＰＢＪＲにより提案されたもので、当地区域の雨水排水をCengkareng Floodway　計画から分離して考え独自の排水ルートにより直接ジャワ海に排水する考えを前提としたシステムである。従ってこの案は単に計画区域を含む集水面積５９０ha だけのシステムではなく、周辺の低地部一体のものであるが、ここでは計画区域に関係のある集水面積５９０ha 内及びその流末についてのみ計画案を示すこととする。なおここで云うマクロ排水路とは流末幹線排水路（Kapuk通りからジャワ海まで）を指し、コレクター排水路とは準幹線排水路を指す。（Fig. 5－7参照）

この案は他の代替案に比べ建設費用が廉価であること、又物理的に一応自然排水が可能であり維持管理が容易である。

一方事業区域の雨水排水計画はこのコレクター排水路を流末排水路として計画するためコレクター排水路及びその下流のマクロ排水路の建設が急がれる。

c－2　ポンプ排水システム

概　要

代替案の一つとして調査団が提案したシステムである。この案はCengkareng Floodway　に排水するため調整池とポンプ施設が必要になる。Floodwayに対する放流についてはMookervaart 川の下流域がその計画流域に含まれていないことからして、極力Floodwayに影響をおよぼさない範囲にとどめるべきである。そこでFloodwayの計画流量（Q_{25}　２００～２５０m³/s）の５％程度を許容放流量と設定しこの計画案を検討する。一方調整池の規模は、マクロ排水路及びコレクター排水路の計画降雨確率年が２５年であることからして、同じ確率年により規模設定がされることが望ましいが、当確率年に対する流出量に対し、放流量が小さいため、調整池に対する負担が大きくなり過ぎる。そこで、調整池の計画においては計画降雨確率年を２年とし、それを超える降雨については、一時的な没水があるものとして当計画を検討する。

このポンプ排水システムは、計画区域を含む５９０ha の地域Kapuk通りと湾岸道路（都市計画道　現在計画中）及びFloodwayに囲まれた三角地帯150

ha について夫々計画検討の必要がある。

以上の前提条件を基に計画を行う。

本システムは、２ケ所の調整池と２ケ所のポンプ場建設が必要なため直接ジャワ海に排水するシステムに比べはるかに建設費用が高くなる。しかも現計画では２年確率降雨にしか対応出来ず、また自然排水方式でないため維持管理の費用も高くなる。それ故このシステムは経済的に直接排水システムより劣るといわざるをえない。現在の事業区域の標高はP.P＋2.7～3.5 m 程度であり物理的に一応自然排水が可能であるが、事業区域からジャワ海までのマクロ排水路の建設が、用地確得の面その他の障害により不可能になった場合、このポンプ排水システムが必要となる。（Fig. 5－9、１０参照）

(1) 調整池規模の算定

２年確率降雨強度公式

$$i = \frac{16{,}286}{t_2 + 51.43}\ (\ell/\mathrm{sec}/\mathrm{ha}) \rightarrow i = \frac{5{,}863}{t_2 + 51.43}\ (\mathrm{mm}/\mathrm{hr})$$

流出係数（c）……0.7

調整池の容量

A調整池（集水面積　A＝５９０ha）

許容放流量　Qc＝１０m³/s　（ポンプ排出）

許容放流量に相当する降雨強　i_c

$$i_c = \frac{360 \times Q_c}{C \times A} = \frac{360 \times 10.0}{0.7 \times 590} = 8.72\,\mathrm{mm}/\mathrm{hr}$$

調整池の最大容量Vは

$$V = \left(\frac{5{,}863}{t + 51.43} - i_c\right) \times 60 \times t \times C \times A \times \frac{1}{360}$$

上式を微分してVの最大値を求める。　$\frac{dv}{dt} = 0$

このときのtの値は　t＝１３４分　となり

従って調整池の最大容量Vは　V＝２１１,２００m³となる。

B調整池（集水面積　A＝１５０ha）

許容放流量　Qc＝２０m³/s　（ポンプ排出）

許容放流量に相当する降雨強度 i_c

$$i_c = \frac{360 \times Q_c}{C \times A} = \frac{360 \times 20}{0.7 \times 150} = 6.86\,\mathrm{mm}/\mathrm{hr}$$

調整池の最大容量Vは同様の計算により

t＝58分のときに　　V＝58,400m³となる。

(2)　ポンプ場

Aポンプ場

i　ポンプ

排水量　Q＝10.0m³/s　→　600m³/min

ポンプの吸込み口径

$$D=146\sqrt{\frac{Q}{V}}$$

D：ポンプの吸込み口径（mm）

Q：ポンプの吐出し量（m³/min）

V：吸込み流速（m/s）

ポンプ台数を5台とすると、1台当り吐出し量qは

q＝120m³/min

流速をV＝2.0mとすっ。　（標準値　V＝1.5～3.0m/s）

上式より　$D=146\sqrt{\frac{120}{2.0}}=1,131\text{mm}\fallingdotseq 1,150\text{mm}$

よって　φ＝1,150mmの横軸式ポンプ5台とする。

ii　電動機

$$Ps=\frac{0.163\gamma QH}{\eta}$$

Ps：ポンプの軸動力（KW）

Q：ポンプの吐出し量（m³/min）

H：ポンプの全揚程（m）

γ：揚水の単位体積重量（Kg/ℓ）

η：ポンプの効率

$$Ps=\frac{0.163\times1\times120\times7}{0.82}=167\fallingdotseq160\text{KW}$$　（1台当り）

Q＝120m³/min

H＝7.0m

γ＝1　（水の単位重量）

η＝0.82

よって電動機は　Ps＝160KW　（JEM−1186）を5台使用

iii　予備発電用原動機

停電のための予備発電用としてディーゼル内燃機関を備える。

予備発電機出力（ディーゼル内燃機関）

$$P_E \geqq \frac{1.36 P_r}{\eta G}$$

P_E ：機関の出力（PS）

P_r ：所要電力（KW）

ηG ：発電機の効率（0.85～0.90）

$$P_E = \frac{1.36 \times 1000}{0.85} = 1,600 PS$$

ディーゼル内然機関の補助設備として次のものがある。

(1) 然料タンク

(2) 始動装置

(3) 冷却水設備

(4) 天井クレーン

Ⅳ 電気設備

受電設備及び配線

Ⅴ ポンプ室及び水槽

ポンプ室　40m×30m

水　　槽　20m×20m×3m

Bポンプ場

i ポンプ

排水量　Q＝20m³/s　→　120m³/min

ポンプ吸込み口径

ポンプ台数を3台とすると、1台当り吐出し量qは

q＝40m³/min

流速を　V＝2.0m/s とする。

$$D = 146\sqrt{\frac{40}{2.0}} = 653mm \fallingdotseq 650mm$$

よって　φ650mmの横軸式ポンプ3台とする。

ii 電動機

$$Ps = \frac{0.163 \times 1 \times 40 \times 7}{0.82} = 55.7 \fallingdotseq 55KW$$

よって電動機は　Ps＝55KW（JEM－1186）3台使用

iii 予備発電用原動機

予備発電機出力（ディーゼル内然機関）

$$P_E = \frac{1.36 \times 300}{0.85} = 480 \fallingdotseq 500\,PS$$

ディーゼル内燃機関補助設備

(1) 燃料タンク　(2) 始動装置　(3) 冷却水設備

(4) 天井クレーン

Ⅳ 電気設備

受電設備及び配線

Ⅴ ポンプ室及び水槽

ポンプ室　30m×25m

水　槽　10m×10m×3m

c－3 サイフォンシステム

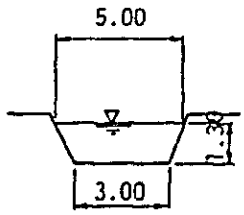
概　要

現状における計画区域を含む590 ha の集水面積の雨水排水はKapuk Muara 川を通ってAngke 川に注いでいる。従ってこの案は現状の排水ルートを重んじCengkareng Floodway の下にサイフォンを布設し計画区域の排水を現状水路（Kapuk Muara 川）に流す計画案である。

この案は物理的には一応可能であるがサイフォンの上下流側の水位差が80cm必要である。下流側の現況水路の計画水位は約P.P＋26mであり、従ってサイフォンにより自然排水をするには上流側の用地は少なくとも標高P.P＋3.60m以上にする必要がある。このための概算盛土量は約1.08×10^{6}m^{3}となり、その費用は盛土工事だけでも30億ルピアを越え、経済面から他の案と比較にならない程高い。維持管理の面からもとくに補修が困難であり、実現の可能性は極めて低い。（Fig. 5－11参照）

現況水路の流下能力

EXISTING DRAINAGE CROSS SECTION



流水断面A＝1/2（5.00＋3.00）×1.3＝5.2㎡

潤　　辺P＝6.28m

動水半径R＝A/P＝0.828m

水路勾配I＝0.46‰

粗度係数K＝37

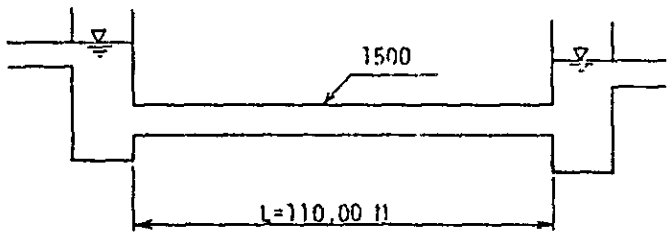
マニングの水理式より　流速Vは

$V = K \times I^{1/2} \times R^{2/3} = 37 \times 0.00046^{1/2} \times 0.828^{2/3} = 0.700\,m/s$

流量Qは

$Q = A \cdot V = 5.2 \times 0.700 = 3.64\,m^3/s$

サイフォンの損失水頭の計算



$$H = i \cdot \ell + 1.5 \cdot \frac{v^2}{2g} + \alpha$$

H：サイフォンの損失水頭（m）

i：サイフォン管内の流速に対する動水勾配

ℓ：サイフォン延長（m）

v：サイフォン管内流速（m/s）

g：重力の加速度（9.8m/s）

α：堆積土砂に対する余裕5cm

設計流量　　Q＝3.64㎥/s

サイフォン管　φ1,500mm　とする。

管内流速　Vは

$$V = Q/A = \frac{3.64}{1.5^2 \times 3.14 \times 1/4} = 2.061\,m/s$$

マニングの水理式より動水勾配iは

$$i = \left(\frac{V}{K \times R^{2/3}}\right)^2 \qquad K = 67\ （鉄筋コンクリート管）$$

$$=\left(\frac{2.061}{67\times0.375^{2/3}}\right)^2 \qquad R=\pi r^2/2\pi r=0.375m$$

$$=0.0035$$

よって上下流の損失水頭は

$$H=0.0035\times110.0+1.5\times\frac{2.061^2}{2\times9.8}+0.05=\underline{0.76m}$$

調整池の容量

集水面積　A＝590ha

許容放流量　Q_c＝3.64㎥/s

流出係数　C＝0.7

2年確率降雨強度公式（ i ）

$$i=\frac{5,863}{t_2+51.43}\quad(mm/hr)$$

許容放流量に相当する降雨強度 ic

$$i_c=\frac{360\times Qc}{C\times A}=\frac{360\times3.64}{0.7\times590}=3.17mm/hr$$

調整池の最大容量Vは

$$V=\left(\frac{5,863}{t+51.43}-\frac{i_c}{2}\right)\times60\times t\times C\times A\times\frac{1}{360}$$

上式を微分してVの最大値を求める　$\frac{dV}{dt}=0$

このときtの値は　t＝385分となり、従って調整池の最大容量Vは

V＝313,970㎥となる。

水深H＝2.0mとすると調整池面積S＝157,000㎡となる。

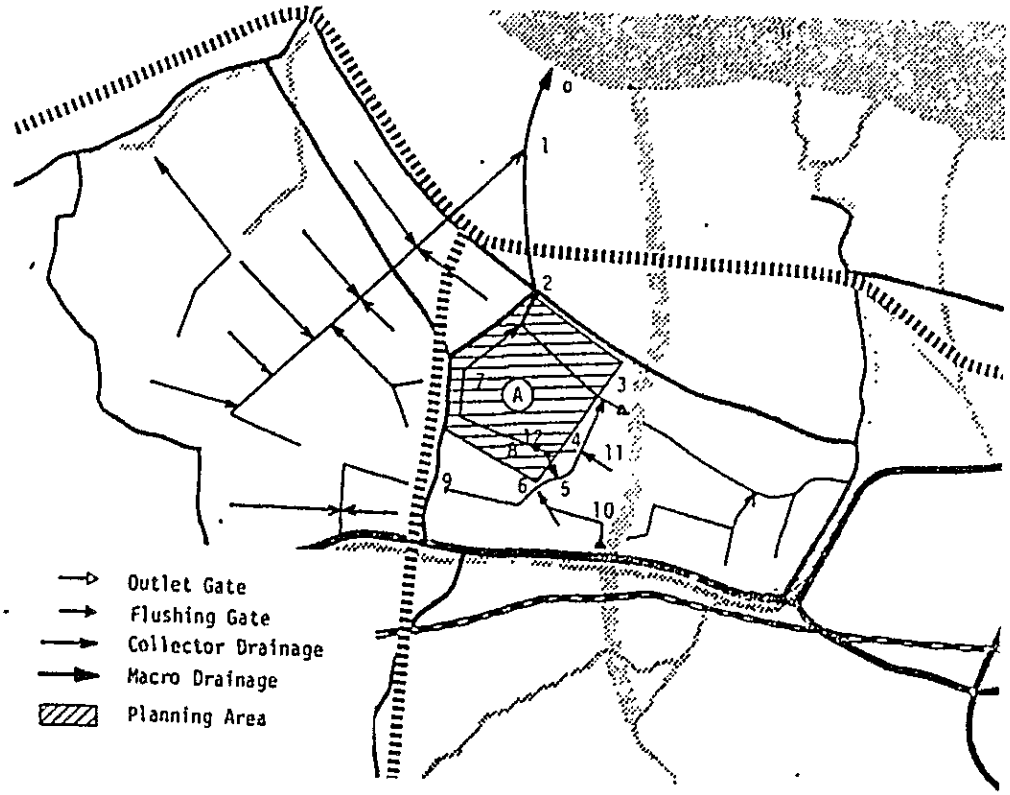


Fig 5－7 PBJRによる提案マクロ排水路、コレクター排水路システム 1980年

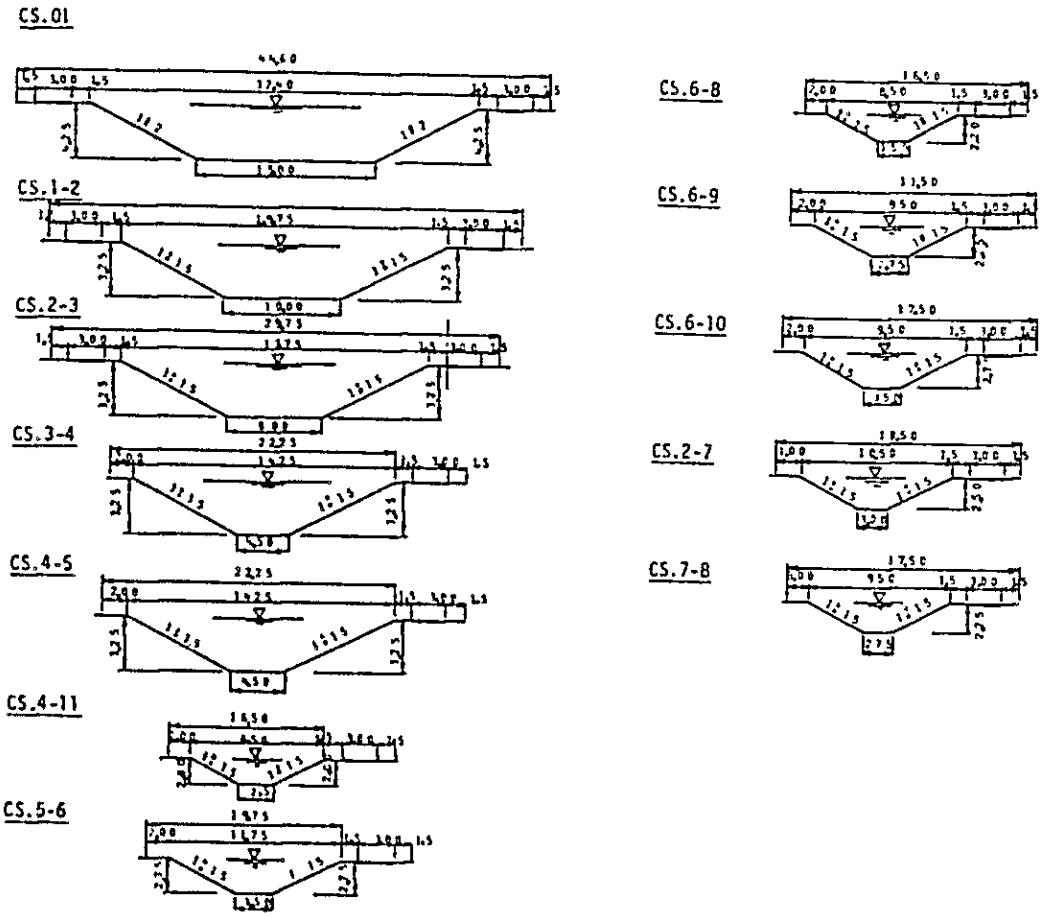


Fig 5－8 PBJRによる提案マクロ排水路、コレクター排水路の典型断面 1980年

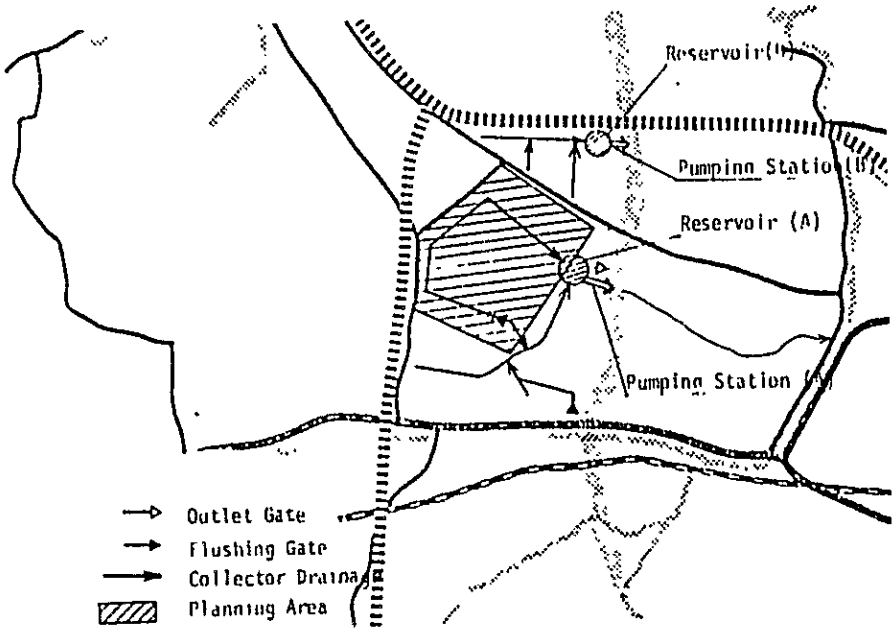


Fig 5－9 ポンプ排水方式

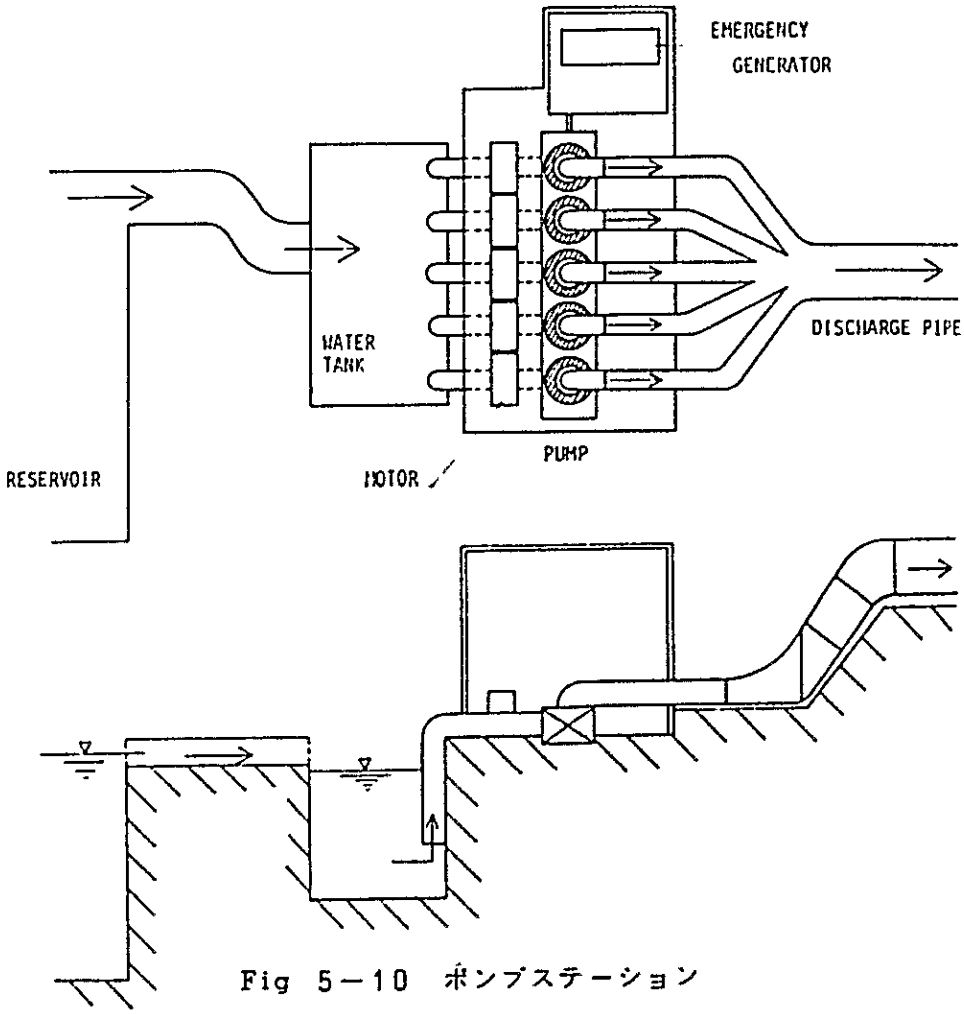


Fig 5－10 ポンプステーション

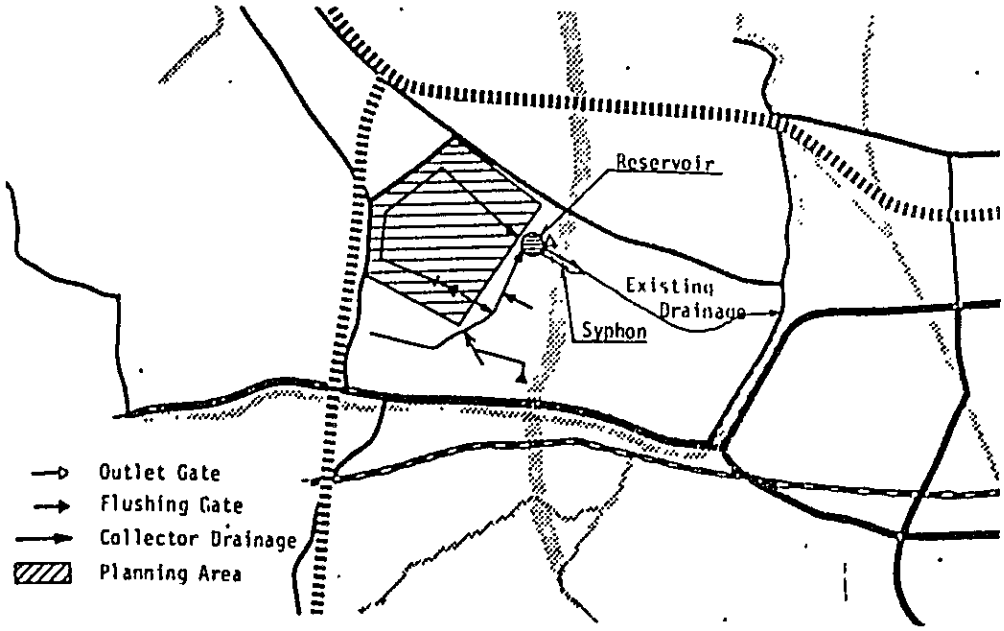


Fig 5－11 サイフオン排水方式

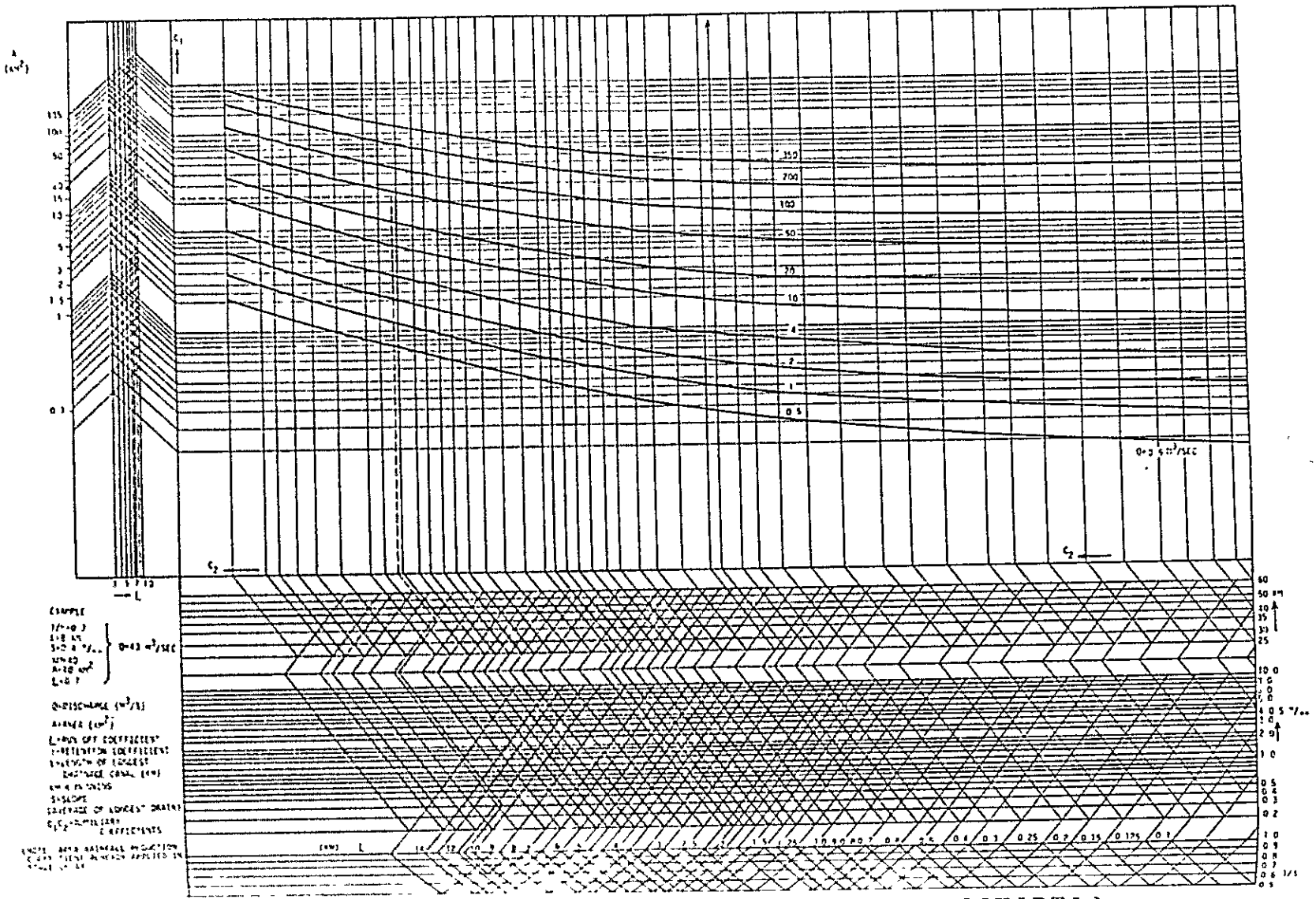
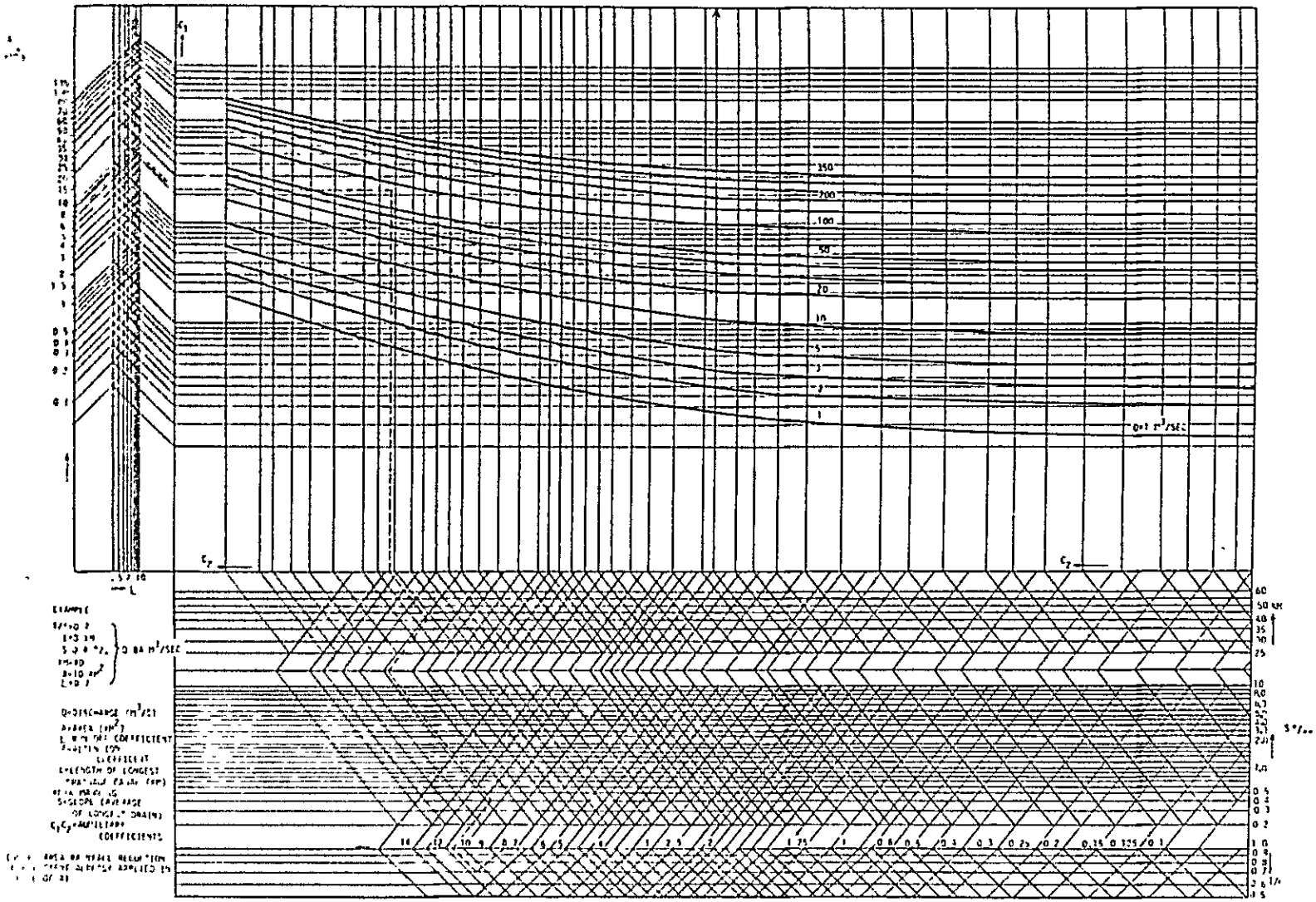


Fig 5—12 最大流出量算出用ノモグラム（2年確立降雨—JAKARTA）



最大流出量算出用ノモグラム（２５年確立降雨－ＪＡＫＡＲＴＡ）

d．マクロ排水路及びコレクター排水路のコスト

d－1　直接排水システム

項目		数量	建設コスト Unit price	建設コスト Costs mill. Rp	土地買収コスト Unit price Rp/m²	土地買収コスト Costs mill. Rp	オペレーション/メインテナンスコスト mill. Rp
敷地外	マクロ排水路*	ℓ=3,200m, V=212,300m³ S₁=106,000m², S₂=10,000m²	Rp/m³ 630	133.75	1,000 5,000	106.0 50.0	–
敷地外	コレクター排水路*	ℓ=7,800m, V=146,100m³ S=139,300m²	Rp/m³ 630	92.04	3,000	417.9	–
敷地外	橋	W=20m, ℓ=32m W=10m, ℓ=32m	Rp/m² 700,000	672.00	–	–	–
敷地外	アウトレット・ゲート	1unit	Rp/unit 15×10⁶	15.00	–	–	–
敷地外	洗浄ゲート	2units	Rp/unit 5×10⁶	10.00	–	–	–
敷地外	仮設道路	44,000m²	Rp/m² 4,990	219.56	–	–	–
敷地外	小計			1,142.35		573.9	–
敷地内	コレクター排水路*	ℓ=2,150m, V=72,500m³	Rp/m³ 630	45.68	–	–	–
計（net）				1,188.03		573.9	
諸経費				118.77		–	
税金（PPN）				32.70		–	
Total				1,339.50		573.9	

* Fig. 5-7にマクロ排水路のうちPoint番0～11間のマクロ、及びコレクター排水路のコストを示してある。

d－2　ポンプ排水システム

項目		数量	建設コスト Unit price	建設コスト Costs mill. Rp	土地買収コスト Unit price Rp/m²	土地買収コスト Costs mill. Rp	オペレーション/メインテナンスコスト mill. Rp
敷地外	コレクター排水路	ℓ=11,800m V=309,100m³ S₁=800,000m², S₂=139,300m²	Rp/m³ 630	194.73	1,000 3,000	80.0 417.9	－－
	調整池（A）	V=211,200m³ S=84,500m²	Rp/m³ 630	133.06	3,000	253.5	浚渫 35,400m³/Yr× 400Rp/m³=14.16
	調整池（B）	V=58,400m³ S=23,400m²	Rp/m³ 630	36.79	1,000	23.4	浚渫 9,000m³/Yr× 400Rp/m³=3.60
	ポンプステーション（A）			1,072.68	3,000	3.6	53.63
	ポンプステーション（B）			268.40	1,000	0.6	13.42
	アウトレット・ゲート	1unit	Rp/unit 15×10⁶	15.00	－	－	－
	洗浄ゲート	2units	Rp/unit 5×10⁶	10.00	－	－	-
	仮設道路	S=48,700m²	Rp/m² 4,990	243.02	－	－	－
	小計			1,973.68		779.0	
敷地内	コレクター排水路	ℓ=2,150m, V=72,500m³	Rp/m³ 630	45.68	－	－	－
計（net）				2,019.36		779.0	84.81
諸経費				201.94		－	－
税金（PPN）				55.50		－	－
Total				2,276.80		779.0	84.81

注）Fig. 5－9に示す全てのポンプ排水システムのコストを示してある。

d－3　サイフォンシステム

項目		数量	建設コスト Unit price	建設コスト Costs mill. Rp	土地買収コスト Unit price Rp/m²	土地買収コスト Costs mill. Rp	オペレーション/メインテナンスコスト mill. Rp
敷地外	サイフォン			105.66	－	－	1.0
	コレクター排水路	ℓ=7,800m, V=146,100m³ S=139,300m²	Rp/m³ 630	92.04	3.000	417.9	－
	調整池	V=313,970m³, S=157,000m²	Rp/m³ 630	197.80	3.000	471.0	浚渫 35,400m³/Yr× 400Rp/m³=14.16
	盛土	V=1,080,000m³	Rp/m³ 3.000	3,240.00	－	－	－
	アウトレット・ゲート	1unit	Rp/unit 15×10⁶	15.00	－	－	－
	洗ト	2unit	Rp/unit 5×10⁶	10.00	－	－	－
	仮設道路	25,300m²	Rp/m² 4.990	126.25	－	－	－
	小計			3,786.75		888.9	15.16
敷地内	コレクター排水路	ℓ=2,150m, V=72,500m³	Rp/m³ 630	45.68	－	－	－
計 (net)				3,832.43		888.9	15.16
諸経費				383.27		－	－
税金 (PPN)				105.40		－	－
Total				4,321.10		888.9	15.16

注) Fig. 5-11に示す全てのサイフォン排水システムのコストを示してある。

5－1－3　事業区域内の雨水排水施設計画（ミクロ排水路計画）

a．計画の概要

"Masterplan for Drainage and Flood control 1973年"によればミクロ排水施設は1年確率降雨又は2年確率降雨に対して充分な容量で設計することが述べられている。従って当計画においては2年確率降雨に対し設計するものとする。

集水区域の設定においては盛土による造成計画であるため、区域外流域面積は僅かである。そこで対象集水面積として事業区域の110ha を考え、排水系統に分けて夫々コレクター排水路に結ぶ計画とする。

雨水排水形式としては開渠形式と暗渠形式があるが、事業区域の敷地が平坦であり、暗渠による計画は流末部において暗渠が深くなり、コレクター排水路への取付が容易でない。又工事の難度、建設費、維持管理の面からも暗渠形式は不利になる。

従って当計画においては開渠形式により事業区域の雨水排水計画を行うこととする。

一方計画区域（370ha ）に対する雨水排水計画についても、事業区域の雨水排水計画と同じ考え方で計画するものとする。

ミクロ排水路

1年確率又は2年確率降雨に対し充分な容量を持つように設計される雨水排水路で住宅地内の排水路、道路側溝　等をいいマクロ排水路又はコレクター排水路に流入する雨水排水路をいう。なお当事業区域におけるミクロ排水路については全てPERUM PERUMNASの負担にて建設を行う。

b．計画基準

流出量の算定

確率降雨年……2年確率降雨年とする。

降雨強度公式……ジャカルタの降雨強度公式を使用する。

$$i = \frac{16{,}286}{t + 51.43}\ (\ell/\mathrm{sec}/\mathrm{ha}) \rightarrow i = \frac{5{,}863}{t + 51.43}\ (\mathrm{mm}/\mathrm{hr})$$

流出係数（α）…中密度住宅地　$\alpha = 0.7$ を採用する。

到達時間（t）

流入時間（t_1）……5～10分

流下時間（t_2）……平均流速法使用

$$t_2 = \frac{L}{60V}$$

L：水路延長（ m ）

V：仮定平均流速（ V＝0.8 m/sec ）

$t = t_1 + t_2$ （分）

流出量公式……合理式

$$Q = \frac{1}{360} \times \alpha \times i \times A$$

A：集水面積（ ha ）

水路断面計算

使用公式……マニングの水理式

$Q = A \times V$ （ m^3/sec ）　　A：流水断面

$V = K \times I^{1/2} \times R^{2/3}$　　K：粗度係数

Batukali ……40

I：水路勾配（ I＝0.001 ）

R：動水半径（ m ）

※これらの基準はJakarta Drainage and Flood Project Phase Ⅱ及同Final Report Annex Ⅶを参照して設定した。

c．概略設計

開渠部は一般的にBatukaliによる練積によるものとBatacoブロック練積のもの、又はBatukaliとBatacoブロックを併用したものが使用されている。強度的にいえばBatacoブロックよりBatukali練積の方が強く、従って比較的大きな排水路はBatukali練積により築造され、小さい排水路はBatacoブロックにより築造されている例が多い。当計画においては開渠部の構造はBekasi－Ⅱの事例を基に断面の調整を行いBatukali練積による排水路とする。（Table 5－3参照）

なお水路の余裕高は7割5分水深とし、水路法面勾配は1：0.2とする。背面水圧による躯体破壊防護のための水抜孔を3 m^2に1ケ所考える。

道路横断部については、車重量10tを考えてボックスカルバート（有筋コンクリート）とする。（Fig. 5－13参照）

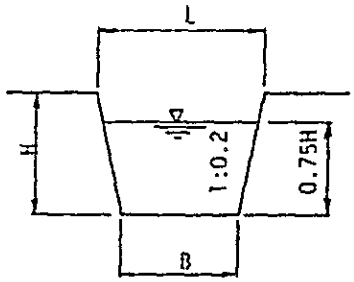
Table 5－2 排水量（M³／秒／HA）

Concentration time (min)	Length of drainage (m)	Run-off coefficient	Rainfall intensity (mm/hr)	Discharge flow* Q (m^3/sec/ha)
7	0 - 48	0.7	100.3	0.195
8	49 - 96	"	98.7	0.192
9	97 - 144	"	97.0	0.189
10	145 - 192	"	95.4	0.185
11	193 - 240	"	93.9	0.183
12	241 - 288	"	92.4	0.180
13	289 - 336	"	91.0	0.177
14	337 - 384	"	89.6	0.174
15	385 - 432	"	88.3	0.172
16	433 - 480	"	86.9	0.169
17	481 - 528	"	85.7	0.167
18	529 - 576	"	84.4	0.164
19	577 - 624	"	83.2	0.162
20	625 - 672	"	82.1	0.160
21	673 - 720	"	80.9	0.157
22	721 - 768	"	79.8	0.155
23	769 - 816	"	78.8	0.153
24	817 - 864	"	77.7	0.151
25	865 - 912	"	76.7	0.149
26	913 - 960	"	75.7	0.147

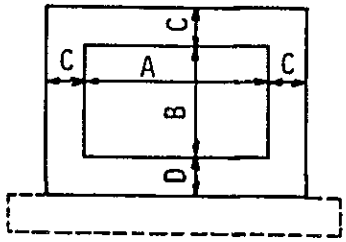
* $Q = \frac{1}{360} \times 0.7 \times i$

Table 5－3 ミクロ排水路の断面表

Lm	Bm	Hm	I	Vm/s	Qm^3/s
0.42	0.30	0.30	0.001	0.277	0.0215
0.56	0.40	0.40	0.001	0.335	0.046
0.84	0.60	0.60	0.001	0.439	0.136
0.98	0.70	0.70	0.001	0.487	0.206
1.12	0.80	0.80	0.001	0.532	0.294
1.40	1.00	1.00	0.001	0.617	0.532
1.68	1.20	1.20	0.001	0.697	0.866
2.80	2.00	2.00	0.001	0.980	3.381



MANNING'S ROUGHNESS COEFFICIENT (K)
K=40 (BATU KALI)
(DATA BY OPEN CHANNEL HYDRAULICS)



Type	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
1000x1000	1,000	1,000	250	300
1250x1000	1,250	1,000	250	300
1500x1250	1,500	1,250	250	300
2500x1750	2,500	1,750	300	350

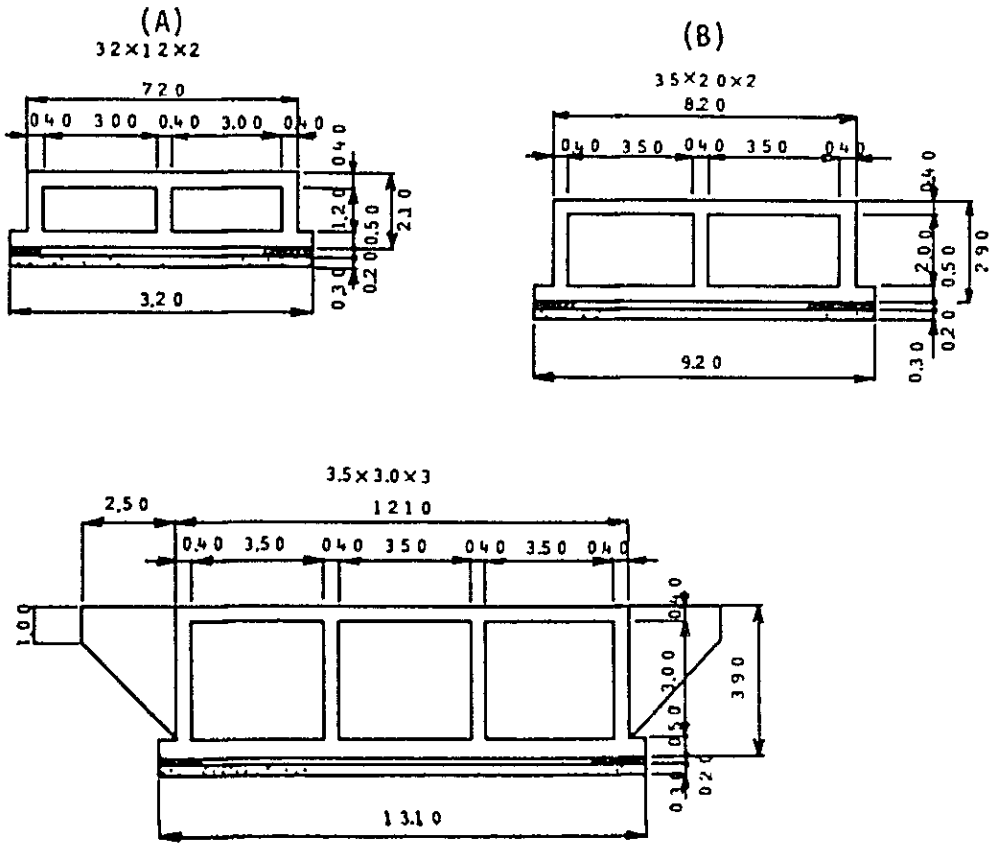


Fig 5－13 ボックスカルバートの断面

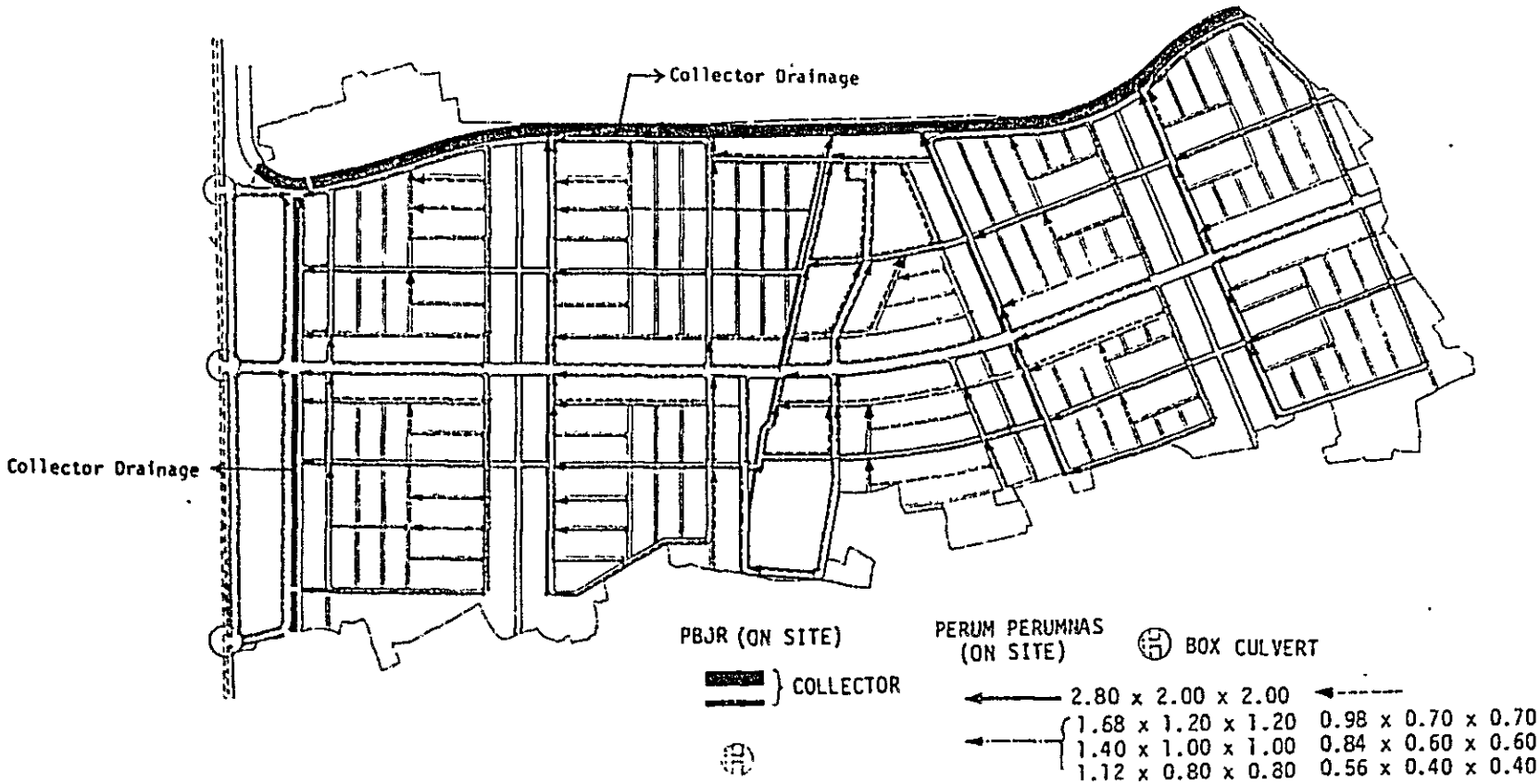
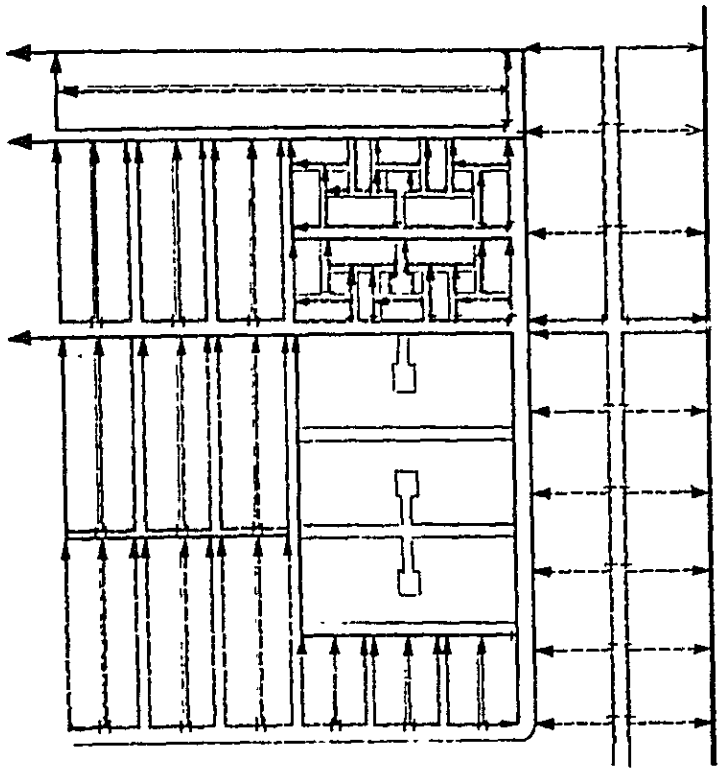


Fig 5－14 ミクロ排水路システム



PERUM PERUMNAS (On Site)

0.42 x 0.30 x 0.30 (Gutter)

Fig 5－15 側溝の典型プラン

d．ミクロ排水路のコスト

（１９８０年6月現在のコスト）

Ⅰ 敷 地 内 — million Rp

1. 排水路 — 462.5

寸法（m） 上部副員		底部副員		深さ		延長（m）
0.42	×	0.3	×	0.3	×	35,000
0.56	×	0.4	×	0.4	×	9,030
0.84	×	0.6	×	0.6	×	4,060
0.98	×	0.7	×	0.7	×	1,470
1.12	×	0.8	×	0.8	×	5,860
1.40	×	1.0	×	1.0	×	4,370
1.68	×	1.2	×	1.2	×	4,540
2.80	×	2.0	×	2.0	×	2,390

2. ボックス・カルバート — 219.5

巾		高さ				長さ
1.0	×	1.0			×	50
1.25	×	1.0			×	168
1.5	×	1.0			×	506
2.5	×	1.75			×	192
3.5	×	2.0	×	2	×	38
3.5	×	3.0	×	3	×	6

3. 計（net） — 682.0

4. 諸経費 (3)×0.1 — 68.2

5. 税 金（PPN） ((3)+(4))×0.025 — 18.8

6. 敷地内コスト計 — million Rp 769.0

Ⅱ 敷 地 外

1. ボックス・カルバート — 34.2

巾		高さ				長さ
3.0	×	1.2	×	2	×	48

2. 諸経費 (1)×0.1 — 3.4

3. 税 金（PPN） ((1)+(2))×0.025 — 0.9

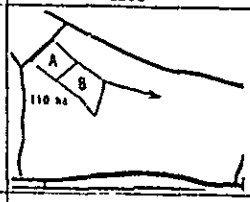
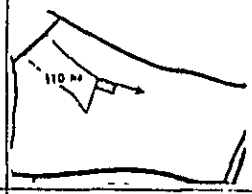
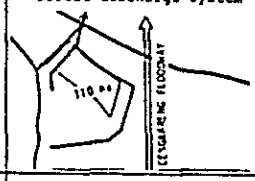
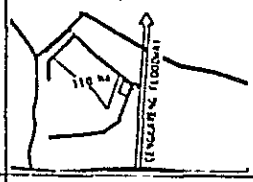
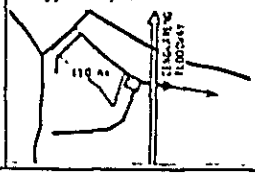
敷地外コスト計 — million Rp 38.5

5－2 宅地造成

a．計画の概要

事業区域の現状は、水田及び湿地が多く、平坦な地域である（標高P.P＋2.60m～PP＋3.40m）。当地区での造成計画は流末の雨水排水の状態により異ってくる。現状の水路を流末排水路とする場合と、流末排水システムが完備した場合について次表にて述べる。

Table 5－4 宅造方式代替案

Drainage sytem		Case	Method of development	Problems	Considerations
Present system Capacity of waterway Q=3.64m³/s	(1)		"A" area is developed by banking with the soil excavated in "B" area, and "B" area will be a regulating reservior.	The housing area is decreased and it is unfavorable for utilization.	Not recommended because it is unfavorable for utilization
	(2)		The whole work area will be filled with the soil obtained in other areas, and developed to a height above p.p + 3.8m. The regulating pond will be constructed out of the "B" area.	It is best for housing area, but it is necessary to bring soil, and to provide for a regulating pond out of this area.	Not recommended because the construction cost will be high.
Completion with an end drainage system	(3)	Direct discharge system 	After the dry-up the development will be done by banking with the soil obtained in and out of the area.	The construction cost may be reasonable but it is necessary to complete macro and collector drainage lines	This drainage system is highest in reality, and the construction cost is lowest, therefore, we recommend this plan.
	(4)	Pump-up system 		The construction cost is same as (3), but we are afraid that the area might be flooded in case of unexpectedly hard rain fall because the regulating pond is designed for two year's probable rain fall.	Not recommended because there is a possibility of flooding due to the rain fall rate over the two years.
	(5)	Syphon system 	The area will be developed to a height of p.p + 3.6m by the filling with the soil obtained in other areas.	Approx. 90×10,000m³ of soil brought as necessary, so the construction cost will be high.	Not recommended due to the high construction cost.

Macro drainage　　Present waterway

Congkareng Floodway　　Regulated pond

我々は(3)のケースを推奨するがこれはマクロ・コレクター排水路の完備を前提としており、基本的には客土による造成を考えないものである。しかし、前述した排水条件としてコレクター排水路の水位とミクロ排水路の水位の差を2

年確率降雨に対し0.７５ｍ～1.００ｍにすることと、ミクロ排水路に対する造成勾配を考えることにより検討した結果３２０,０００m³程度の盛土が必要となる。一方事業区域内の構造物及びコレクターの排土量が約１７０,０００m³であり、不足分１５０,０００m³を生ずる。そこで我々はCengkareng Flood way 工事の掘削残土の内１５０,０００m³を事業区域に使用する計画にしたい旨を１９８０年10月における作業監理委員会に提案した。その結果１９８０年１１月における同委員会において、ＰＢＪＲによって、１５０,０００m³の土量を事業区域に搬入することを検討することとなった。こういった背景のもとに(3)のケースに基ずき事業区域の造成計画を行うこととする。従って外部関連の前提に変更が生じた場合は基本設計又は実施設計において計画を変更する必要がある。ここでは事業区域についての造成計画概要を述べたが計画区域についても基本的には同じ考え方である。

ｂ．計画基準

盛土法面の勾配は、安定斜面にする必要があり、土の内部摩擦角以下の斜面とする。

但し、１ｍ以下の盛土法面に対しては多少の緩和は許される。

ｃ．概略設計

ｃ－１　地盤改良

地盤改良の方法として次のようなものが考えられる。

Table 5－5 地盤改良代替案

Classification	Purpose	Method	Consideration	Appraisal
Replacement method	Making a foundation by replacement with good soil	Replacement with good soil	Expensive	×
Compaction method	Raising up the density and increasing the bearing strength of ground	Compaction by roller, rammer or soil impactor	Compaction by sheepsfoot roller is effective in the weak ground	○
Dehydrate compression method	To take out the moisture in soil particles, to raise up the density and to increase the bearing strength of ground	Wellpoint method	Expensive	×
		Sand drain method	"	Δ
		Electrical permeation method	"	×
Drying method	To increase the bearing strength of surface soil and the first upper layer	Dry-up by mostly natural drying	It is effective for the drying of surface soil, is not costly and is used on whole areas	○
Congeal method	To increase the bearing strength of ground due to the hardening of weak ground with a mixture of cement, lime, chemicals, etc.	Cement or liquid injection method	Expensive	×
		Lime treatment	Relatively reasonable cost, and useful for wet land areas	○
Piling method	Counter plan for inequal subsidence or heaving with a large number of piles	Wooden or bamboo piling	General method in Indonesia, but relatively expensive	Δ

当事業区域の地盤の第一層は土質試験の結果より含水比を１０％下げて転圧を行えばq＝5.0 t/m²の支持力が得られることがわかっている。

又表土についても現状は乱された状態であるが、第一層と同一土質と判断される。従って含水比を１０～２０％下げて充分な転圧を行えば5.0 t/m²程度の支持力が得られる。そこで我々は当地区の地盤改良の方法として表土及び盛土材のドライアップ、転圧締め固め及び湿地部に対する石灰処理を推奨し、この組合せにより地盤改良計画を行うものとする。

ドライアップ

ドライアップは年間で最も降雨の少ない時期に行なうのが有効である。そこでCengkareng測候所の１９７２年～１９７８年の観測データー（欠測年を除くと１３年間）に基ずき分析を行った結果７月、８月、９月の３ケ月間が極端に降雨量が少ないことがわかった。そのデーターを次に示す。

Table　5－6　CENGKARENG地区の月別降雨量

Cengkareng測候所　１９７２年～１９７８年

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
月平均降雨量　(mm)	378	304	224	69	86	73	52	37	41	77	82	134
月平均降雨日数（日）	17.4	16.9	11.1	5.0	5.5	5.2	2.5	1.9	2.7	5.5	5.7	8.4
日雨量が３０mmを超す月平均日数（日）	4.5	3.8	2.2	0.5	0.8	0.6	0.5	0.4	0.5	0.5	0.6	1.5

上のデーターから考えると７　８　９月の間は日雨量３０mmを超すような日は２ケ月に１度程度である。又その他の降雨日は月に２度以下であり、その降雨量は１０mm程度以下であるといえる。

そこで我々は事業区域の集水面積に３０mmの降雨を想定し、この場合に現状水路の能力のみでドライアップが可能であるか否かについて検討する必要がある。

３０mmの降雨に対する当集水面積１１０haの流出量はV＝２３,１００m³である。そこでφ２００のポンプ５台を使用して現状水路に排出すると、ポンプ１台の排水能力は3.75 m³/min であるから全体で18.75 m³/min となり、全排水に所要する時間は２１時間となる。なお１０mm程度の降雨に対しては７時間となる。一方現水路の流下能力はQ＝3.64 m³/s であり、その集水面積５９０haからの流出量１２３,９００m³の排水に所要する時間は9.5時であり事業区域からの排水に対し支障はない。

次に２３,１００㎥の流出量を敷地滞溜させないことを考える必要があるが、区域内の北側に予定されているコレクターの延長が1,４５０mあり、この水路敷に仮幹線排水路として１0.00m×5.00m×2.５０mの水路を設けるとその容量は２７,２０0㎥となり、調整地としての利用することが出来る。以上のことにより現状水路利用により事業区域のドライアップを行う計画とする。以下方法及システムを示す。

かん漑用水をカットした後素掘溝による仮排水路を下図のように設け、コレクター排水路敷に設けた幹線仮排水路に表面水を集水し、仮設ポンプにより現状水路をに排水する。支線の間隔はより密にした方が効果的であるが施工の問題もあり基本設計、実施設計によりさらに検討する必要がある。

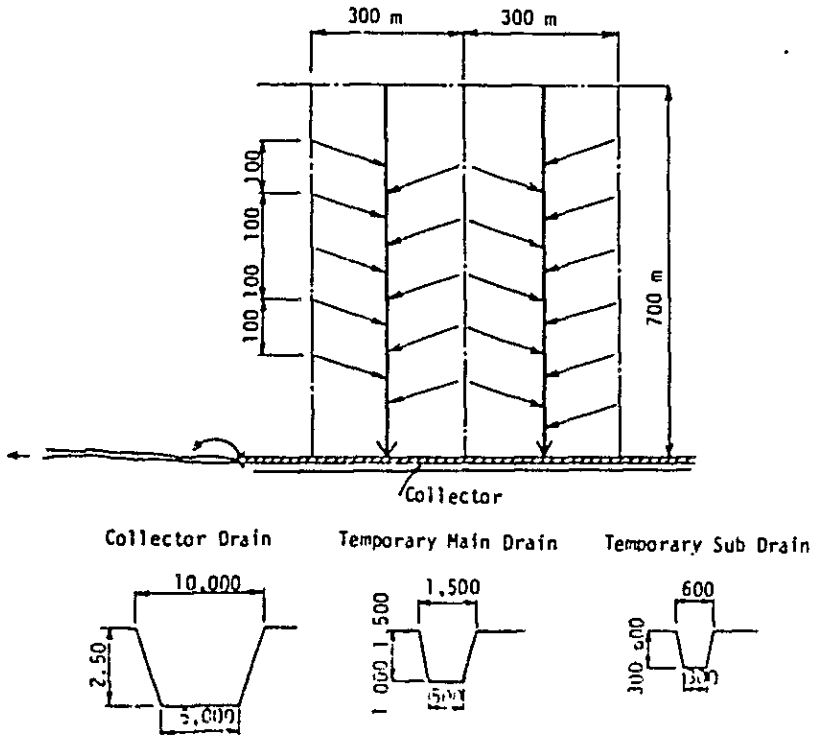


Fig ５－１６ 仮設排水路

以上に述べたドライアップの方法は現状の条件下のもとで最善と思われるものであるが、現場における揚水試験、現場の土の透水試験等は行っていない。従ってドライアップに所する期間は明確でない。充分な地耐力を得るためにはこれらの試験等の結果に基ずく設定を基本設計又は実施設計で充分検討する必要がある。

締固め転圧

現状地盤のドライアップが終了した部分からシープスフートローラーにより充分な転圧を行う。盛土については一層最大厚３０cmとして一層ごとに充分な転圧を行う。これらの転圧により期待地盤支持力が得られるようにする。

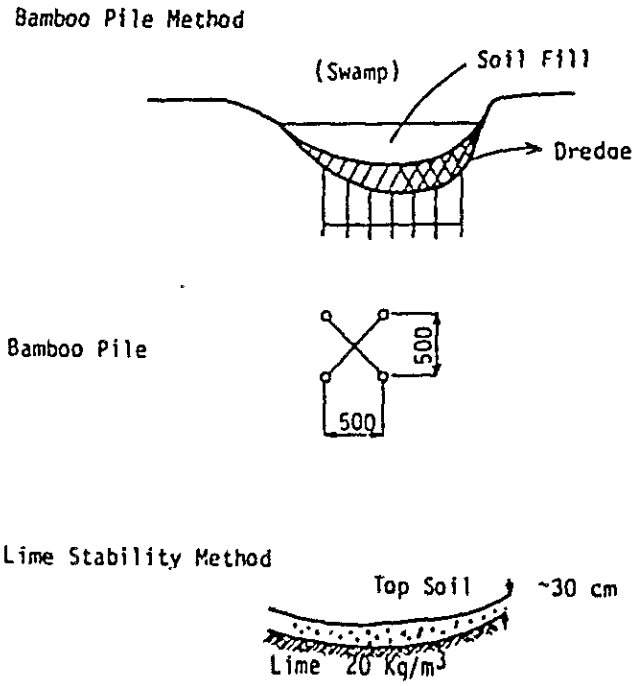
客土の搬入及び乾燥

盛土材に使用する搬入土は仮置場にて適度に乾燥させた後使用する。又搬入土が乾いた状態でなければ乾燥に所する期間が工事工程に影響を及ぼすことになる。詳細な検討を基本設計、実施設計において行う必要がある。

石灰処理

池部や極度な湿地部においては地盤改良の必要がある。インドネシアでよく使用される工法として下図のような竹による群杭工法がある。これに対し我々は表土３０cmの石灰処理を提案する。これは表土に石灰を1.0㎥当り２０Kg程度混入し、かくはんし地盤を凝固安定させる工法である。

両者の費用比較の結果、格安である石灰処理による計画とする。

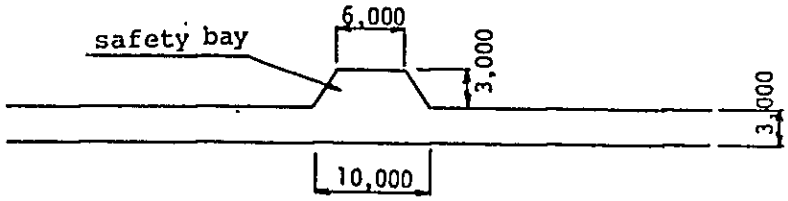


c－2　造成工事

抜草抜株

事業区域全体について雑草や稲株の除去を行う。

仮設道路



仮設道路は本設道路を兼用する考えとするが部分的に仮設道路専用の必要が生じる。第一期工事区ではその延長は ℓ＝４００m　第二期工事区では ℓ＝２５０mとなる。

なお、仮設道路の舗装巾員は全てW＝3.0m とし、１００mおきに上図の如く待避所を設けることとする。仮設道路の工事費は本設道路兼用部は省く、従って仮設道路専用部のみ積算となるが、幹線道路の進入部より約３００m は地盤が悪く、地盤改良のためラテライトによる盛土を行う（平均厚３０cm）。

不陸整正

表面を均し、凹凸をなくし、盛土材の敷均し転圧を容易にする。

盛土計画

事業区域の敷地形体は東西巾が約1,７００m　南北巾６５０m　である。排水の関係から西北方向を低く東南方向を高くするのがよい。そこで南北方向の勾配を北側下りに1/1000～1/1500東西方向の勾配を西側下りに1/3000～1/5000とする。なお計画地盤高の最低部をP.P＋２.７０m以上とすることとする。

この地盤高の設定はマクロ排水路とミクロ排水路の水位をQ_2において0.7m～1.００m高く保つ必要があることから決められるものである。（Fig. 5－１７参照）

事業区域の施工は２期に分けて施工されるが（７－３参照）第１期工事範囲は約５５ha 、第２期工事範囲は約５５ha であり、その造成土工量は夫々２30,０００m^3、９0,０００m^3となる。（Fig. 5－１７参照。）

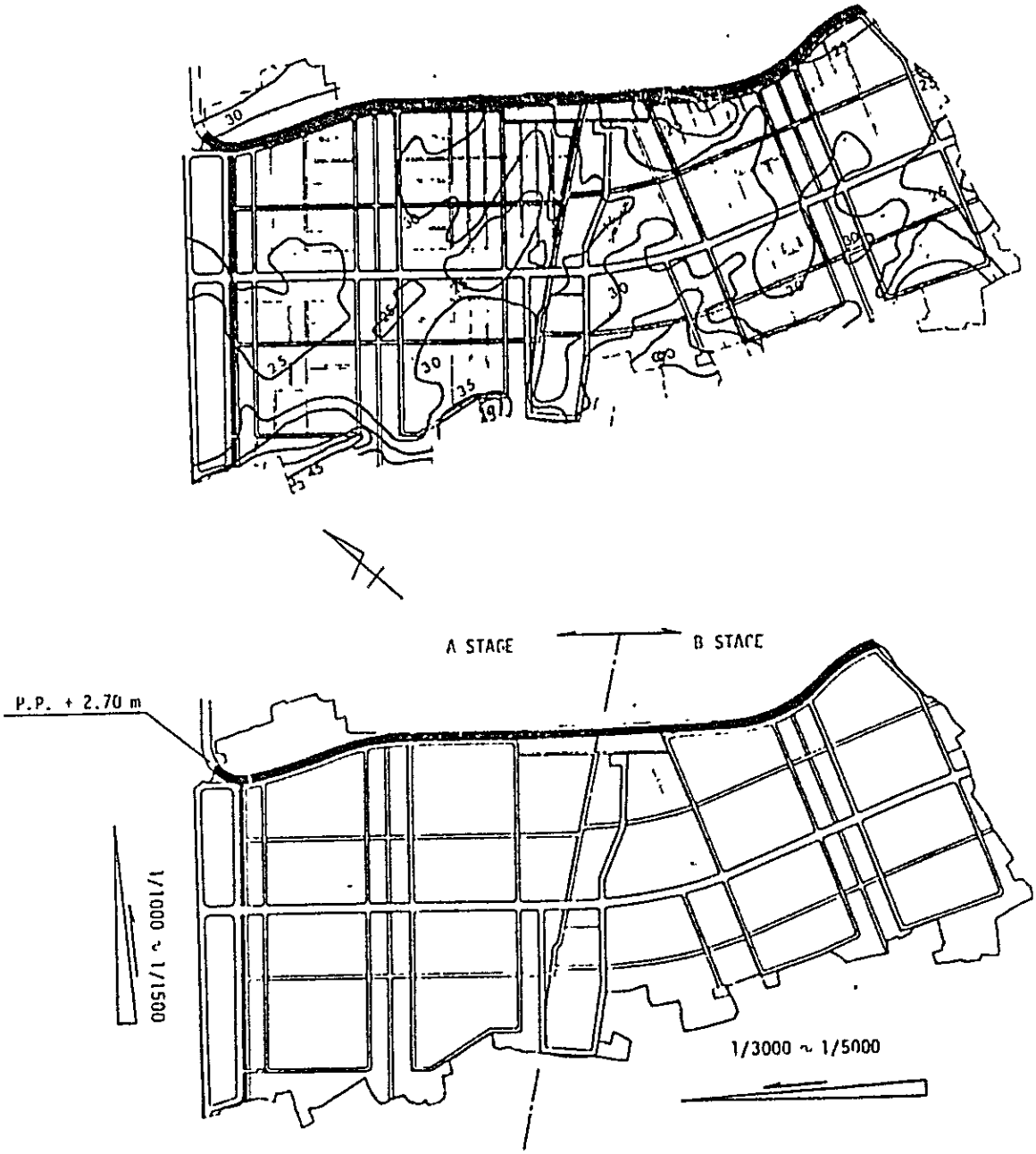


Fig 5－17 整地計画

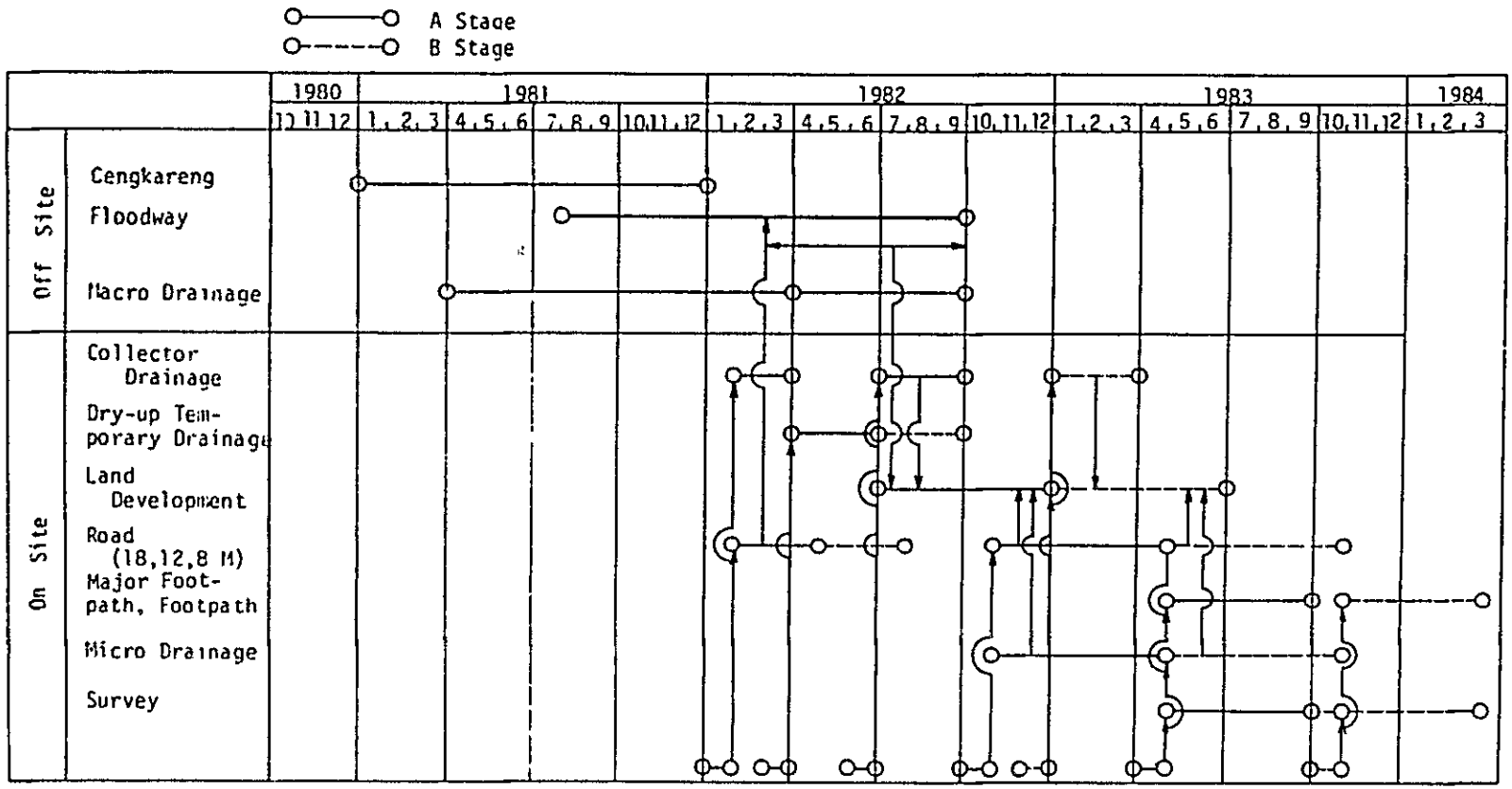


Fig 5－18 排水路・道路・宅造の工事スケジュール

c－3　造成工事コスト

（１９８０年６月現在のコスト）

1.	造　成		242.4million Rp
		数　量	
	清掃、抜草、抜株、不陸整正	110,000m²	
	仮設道路		
	盛土運搬	110,000m³	
	盛　土	320,000m³	
	締固め	320,000m³	
2.	地盤改良		
	地盤改良	30,000m³	57.5
	仮設排水路	40,200m³	
	ポンプ（φ200）	5台	
3.	計　（net）		299.9
4.	諸経費　(3)×0.1		30.0
5.	税　金　（PPN）　((3)+(4))×0.025		8.2
6.	計		338.1million Rp

5－3 道　　路

道路計画については3及び4にて述べてあるため、ここでは概略設計建設費のみについて述べる。

a．概略設計

巾員構成及び舗装構成については以下にす。

１８ｍ道路（幹線）は車道巾6.0ｍ（２車線）で計画するが、将来の交通増を見込み車道巾１２０ｍ（４車線）までの拡巾に対応出来る道路巾員構成とする。なお車道部には盲排水溝を設け路盤を保護する。車道の舗装はアスファルト混合物により仕上げることとするが、これはJakarta 周辺におけるアスファルト乳剤仕上げによる多くの宅地造成地の道路の１年ないし２年後の傷み具合がひどいため、改修等に対する維持管理を考慮した結果による。

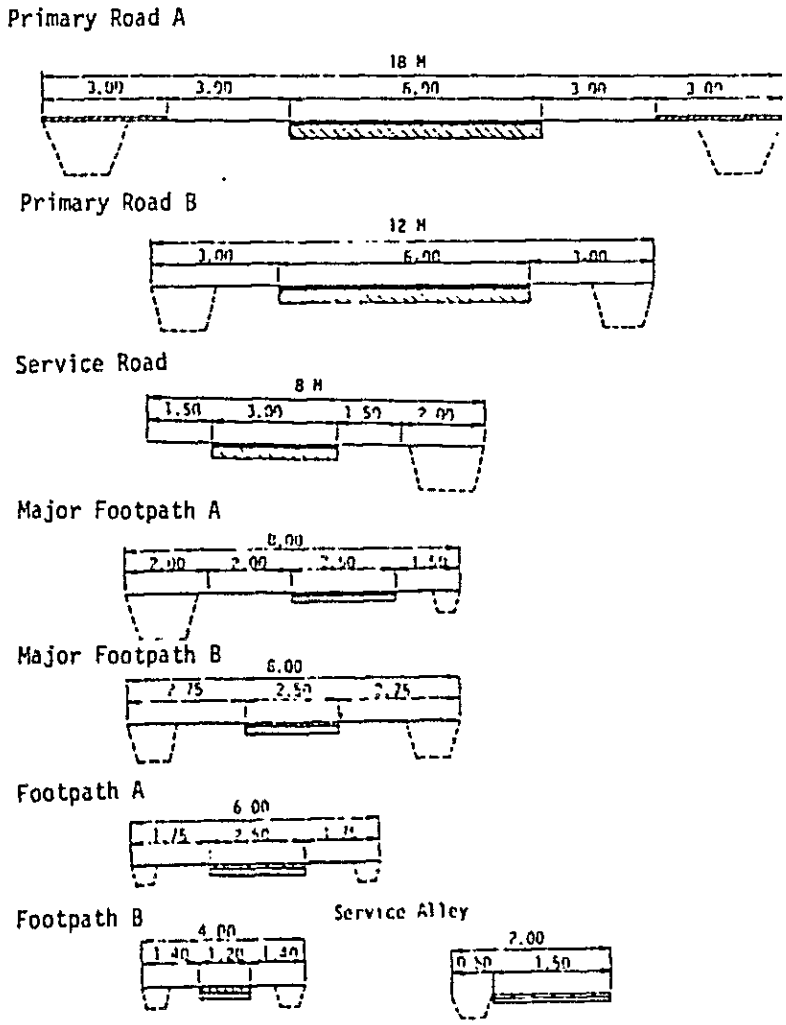


Fig　5－19　道路巾員

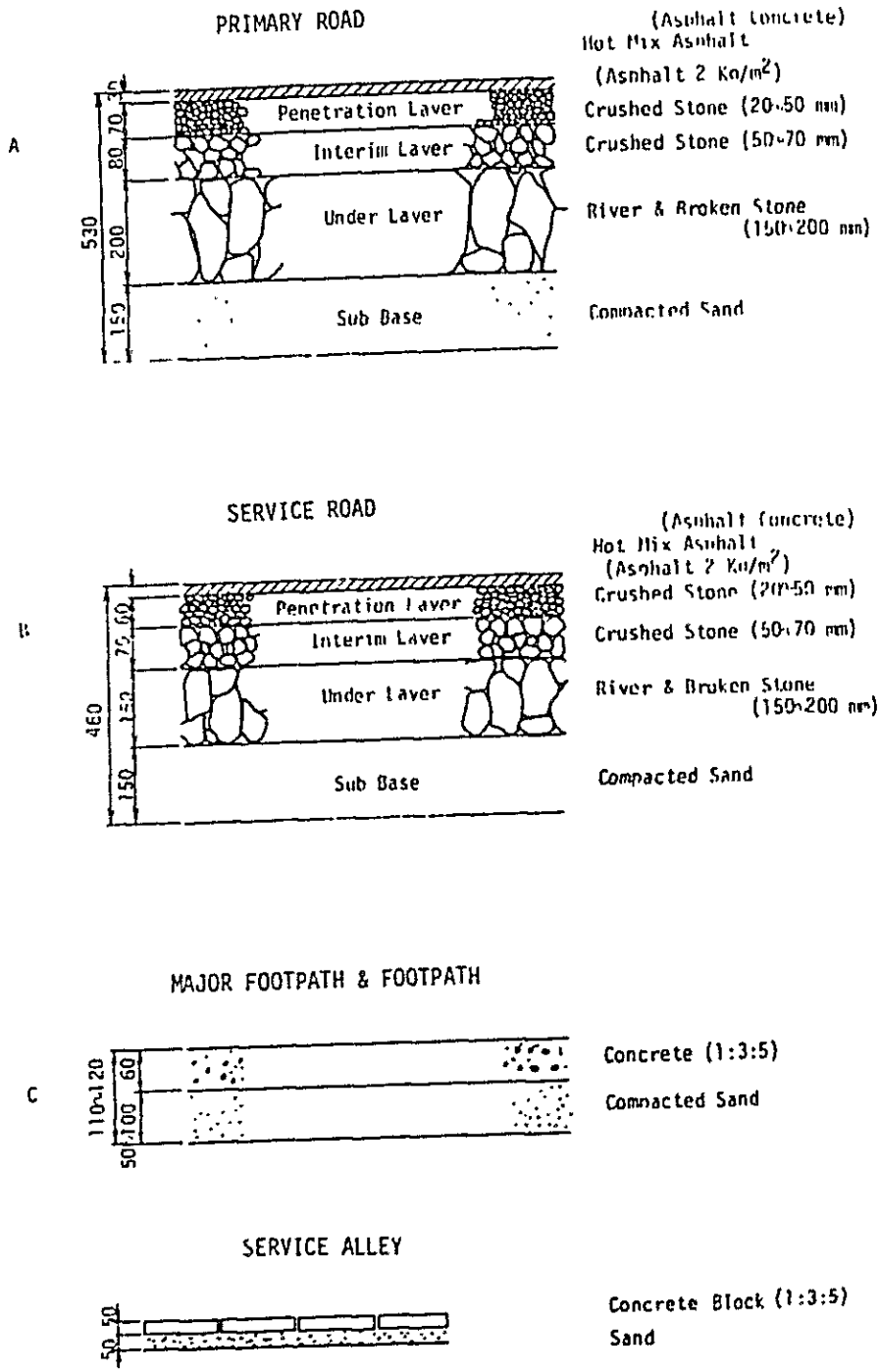
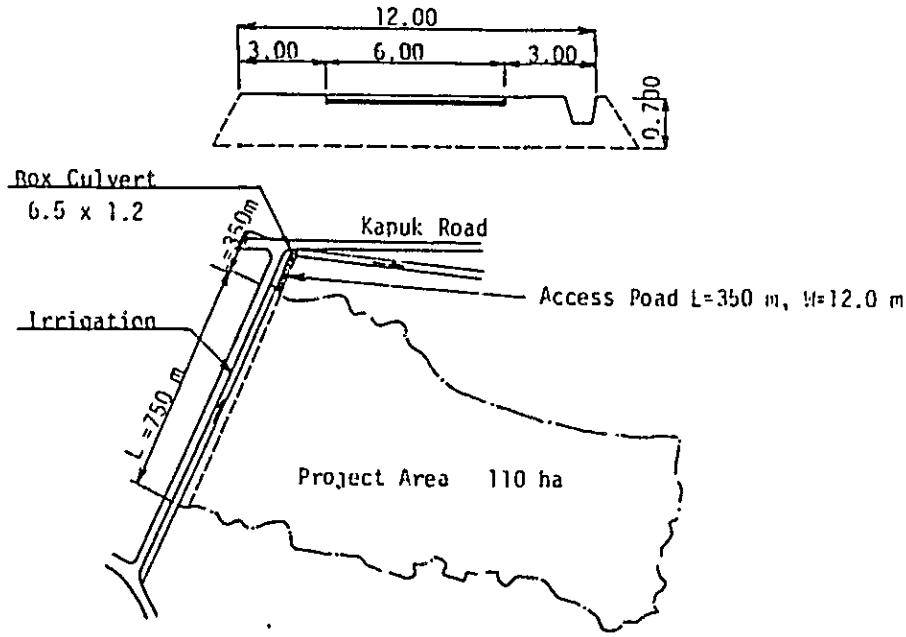

PRIMARY ROAD
A
530
30
80
70
200
150
Penetration Layer
Interim Layer
Under Layer
Sub Base
(Asphalt Concrete)
Hot Mix Asphalt
(Asphalt 2 Kg/m2)
Crushed Stone (20~50 mm)
Crushed Stone (50~70 mm)
River & Broken Stone
(150~200 mm)
Compacted Sand
SERVICE ROAD
B
460
75
60
150
150
Penetration Layer
Interim Layer
Under Layer
Sub Base
(Asphalt Concrete)
Hot Mix Asphalt
(Asphalt 2 Kg/m2)
Crushed Stone (20~50 mm)
Crushed Stone (50~70 mm)
River & Broken Stone
(150~200 mm)
Compacted Sand
MAJOR FOOTPATH & FOOTPATH
C
110~120
60
100
50
Concrete (1:3:5)
Compacted Sand
SERVICE ALLEY
50
50
Concrete Block (1:3:5)
Sand

Fig 5－20 舗装詳細

(ACCESS ROAD)



a．取付道路（Access road）の建設コスト（１９８０年６月現在のコスト）

1）盛土と締固め	
2）舗　装（W＝6.0ｍ　L＝３５０ｍ）	
3）側　溝（0.８４×0.6×0.6　L＝３５０ｍ）	
4）ボックスカルバート（6.5×1.2×１0.0）	
5）　計	３4.4 million Rp.
6）諸経費　(5)× 0.1	4.4
7）税　金　（PPN）　((5)+(6))×0.0２５	0.9
	３8.7 million
用地買収費	２4.5 million

b．道路の建設コスト

（１９８０年６月現在のコスト）

Ⅰ－１　敷地内（PERUM PERUMNAS）

1. 道　路		巾員 (m)	舗装面積 (m²)
幹線道路　A	(Primary road A)	18	10,140
幹線道路　B	(Primary road B)	12	14,220
サービス道路	(Service road)	8	18,930
フットパス	(Major foots path)	8	12,625
〃	(Foots path)	6	11,235
〃	(　〃　)	4	11,25,6
サービス通路	(Survice alley)	2	28,035
バスターミナル	(Bus terminal)		5,000

2. 計　(net)	548.1
3. 諸経費　(2)×0.1	54.8
4. 税　金　(PPN)　((2)+(3))×0.025	15.1
5. 敷地内の総計（PERUM PERUMNAS）	618.0 million Rp

Ⅰ－２　敷地内（DKI Jakarta）

1. 道　路	巾員 (m)	舗装面積 (m²)
幹線道路B（Primary road B）	12	4,200

2. 計　(net)	31.5
3. 諸経費　(2)×0.1	3.2
4. 税　金　(PPN)　((2)+(3))×0.025	0.8
5. 敷地内の総計（DKI Jakarta）	35.5 million Rp

Ⅱ　敷地外（DKI Jakarta）

1. 道　路	巾員 (m)	舗装面積 (m²)
幹線道路 B（Primary road B）	12	2,100

2. 計　(net)	24.5
3. 諸経費　(2)×0.1	2.5
4. 税　金　(PPN)　((2)+(3))×0.025	0.7
5. 敷地外の総計（DKI Jakarta）	27.7 million Rp

5－4 給水施設

5－4－1 給水施設の現状

a．Jakarta 特別市の現状

PAM-JAYA が Jakarta 特別市における給水供給事業主体である。その給水能力は Jakarta 特別市全人口の約半分であり、その他は水売人から買うか、自家水源（浅井戸他）を利用している。

PAM-JAYA の現在の水源は Bogor（水源：泉）、Pejompongan（水源：Ciliwung 川）の２ヶ所であり、給水能力は合計で5,300ℓ／secである。配管が古くまたサイズ不足のため水圧は低い。

b．計画区域および周辺の現状

Angke川以西にはPAMの配管網はない。Grogol から Angke 川までは、わずか 250φ の配管が埋設されている。

したがって計画区域及び周辺の水源は、一部で深井戸が使用されている他は浅井戸である。飲料用以外の水は川も利用している。

一方、計画区域周辺で最近建設された民間住宅地（Cengkareng Indah，Taman Kota 他）用に、Angke川上流部を水源とする小規模浄水場が建設中である。

c．PERUM PERUMNAS の既存団地の現状

水源は都市部では PAM が整備されているため、PAM から給水されることが多く、PAM の施設のない地区では深井戸、河川が主水源となっている。水源容量が十分でない場合は浅井戸を併設するケースもある。代表的な既存団地の水源は以下のような状況である。

Klender	：	深井戸	一部浅井戸あり
Depok	：	PAM	
Bandung	：	PAM	
Cirebon	：	PAM	一部浅井戸あり
Tangerang	：	PAM	
Tanah Abang	：	PAM	

給水量 は各団地とも水量不足気味のため、本当の需要量の把握は難しい。最近PAM-JAYA が Klender で行った調査では約90ℓ／人，日（Total）とのことである。設計時には一般に80～100ℓ／人，日（NET）を採用している。

配水システム は、ほとんどがセントラル又はゾーン式高架水槽方式である。特殊な例としてポンプ直結方式もある。

d．PAM−JAYAの将来計画

Pejompongan の容量アップ及び Pulo Gadun の新浄水場が完成する1983年12月には、PAM−JAYA の給水能力は現在の 5,300ℓ／secから 9,900ℓ／sec に増加する予定である。

一方、配管網の更新、新設も計画されており、Grogol では現在 600φ の配管が 1983年12月までに 800φ に更新される予定である。

Grogol から西方へはマスタープランによれば、1st. Stage of Future Project として Jakarta−Tangerang 道路沿いに 800φ の配管が 1990年までに埋設される予定であるが、事業区域建設スケジュールには時間的にまにあわない。

5－4－2　給水施設計画

a．計画の前提条件

計画区域と事業区域

計画区域全域と今回扱っている事業区域との関連は次のように考える。

まづ、一番問題となるのは水源施設であるが、現在計画区域及びその周辺は公共給水施設からの給水エリアでなく、将来についてもはっきりした給水開始時期が決っていない。水源施設のための建設費は膨大な金額となるため、当初から計画区域全域（370㏊）を対象とした水源施設を建設すると当初の負担が大きくなりすぎる。

したがって当初は事業区域（110㏊）のみを対象とした水源施設を建設するものと設定する。

将来、事業の実施区域が拡大された段階で、その段階計画に応じた水源施設を建設し、最終的には計画区域（370㏊）全域をカバーするものとする。

区域内の配水システムは各段階計画毎にその地区内で完結したシステムとし隣接した地区間は相互のバック・アップのためにバルブを介して接続する。

水　源

上に述べた通り事業区域を対象とした水源施設を建設する。この施設はEmergency Projectとして位置づけ、将来 Jakarta 特別市全体のマスタープランの中で事業区域を含めた計画が実施される時に、事業区域への給水も新しい配管ネットワーク系統へ切り替えられることも前提とする。

建設費の負担

事業区域外の水源施設および事業区域外の送水管は中央政府側で建設費を負担し、事業区域内のすべての工事は RERUM PERUMNAS で負担する。

b．計画の概要

1人当り給水量

1980年11月4日にJakarta で開催された作業監理委員会にて以下のように確認された。

給水量の算定に当っては、インドネシア国の REPELITA Ⅲ における給水事業計画目標である住宅用1人当り日平均給水量＝60ℓ／人，日を採用する。又、住宅用以外の用途やリークのための水量も計画目標に示された数等を採用する。（5－4－2－C　参照）

水　源

上記の作業監理委員会にて以下のように確認された。

水源はPAM-JAYAから供給するものとし、Grogolにブースタ・ポンプ、ステーションを設置して事業区域まで加圧送水をする。（5－4－2－d．参照）

配水システム

事業区域を2ゾーンに分けて計2基の高架水槽を設置し、重力給水を行なう。

（5－4－2－e．参照）

低湿地対策

配管材は、送水管：ダクタイル鋳鉄管、給水管：PVC-VP（10kg/cm²）を使用する。

配管基礎は施工に十分注意を払うことを条件に砂基礎工法を採用する配管の車道横断部保護のため、鋳鉄管によるカバーをする。

配管の住宅引込部分での地盤沈下によるせん断破壊を防止するための考慮を払う。

高架水槽は地耐力に応じたコンクリート基礎を設ける。又配管との接続は地盤沈下によるせん断破壊を防止するための考慮を払う。（5－4－2－f．参照）

建設費

5－4－2－h．を参照のこと。

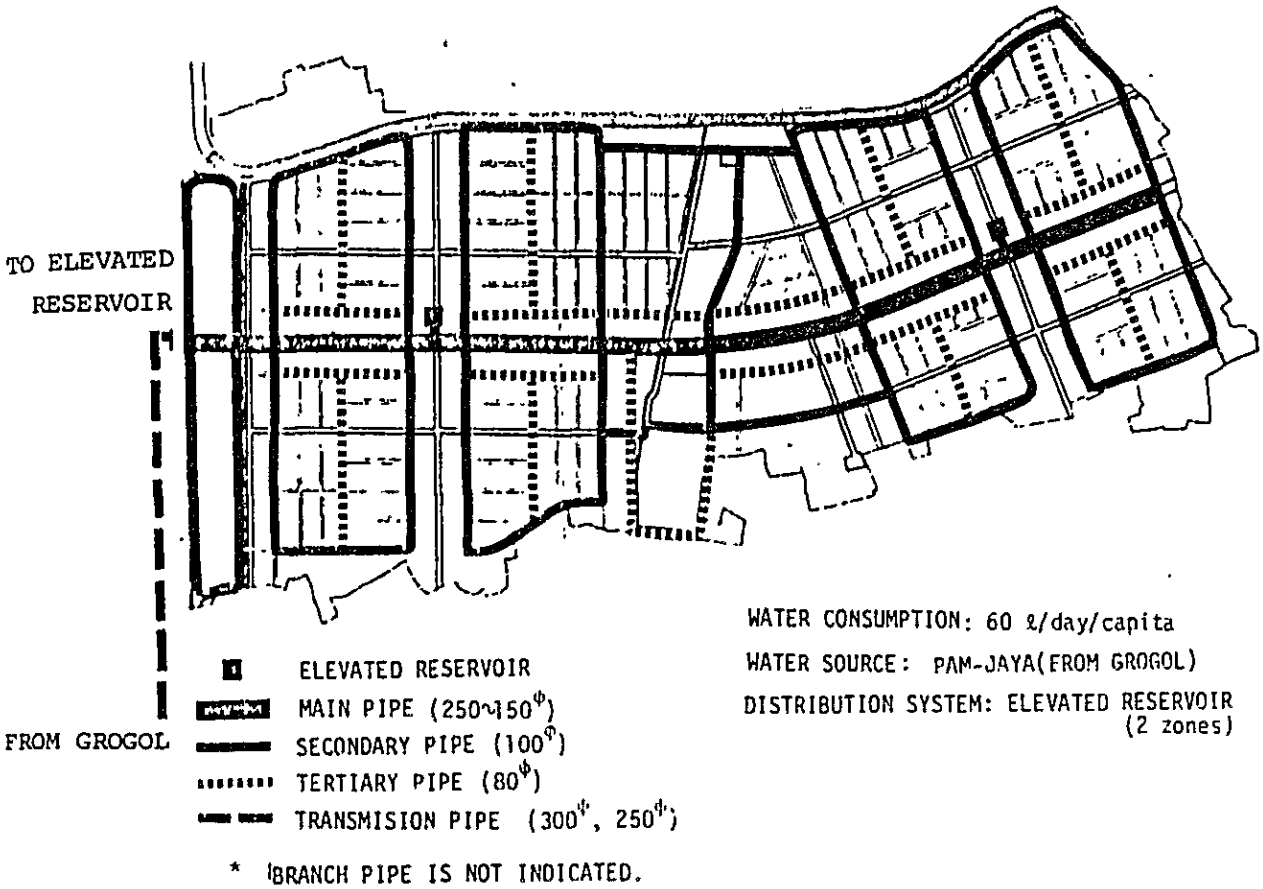


Fig 5－21 給水施設ネットワーク

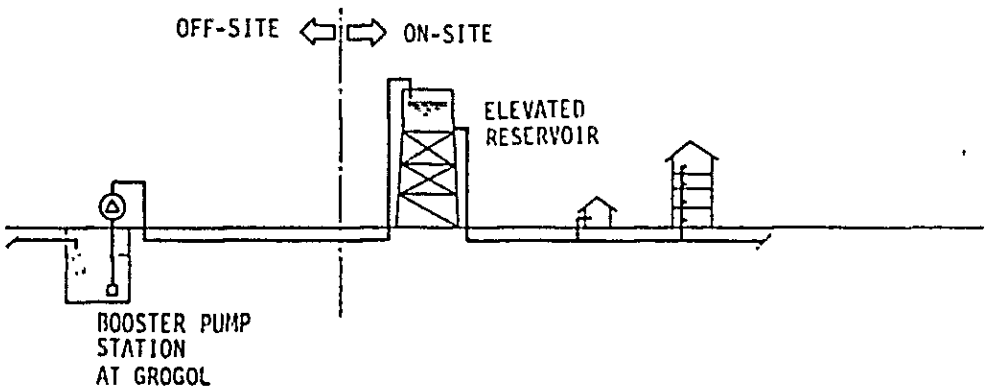


Fig 5－22 給水施設ダイアグラム

c．給水量の算定

調査団は前記の作業監理委員会に、次の２案を提示した。

Table　5－7　1人当り給水量

	a. 日平均給水量 住宅用	b. 〃 その他用	c. 〃 リーク	d. 〃 合　計	e. 日最大給水量 合　計
Case A	60ℓ/人,日	15	11	86ℓ/人,日	100 ℓ/人,日
Case B	80ℓ/人,日	20	15	115ℓ/人,日	132.25 ℓ/人,日
		a.×0.25	(a+b)×0.15		d×1.15

Case A.は、インドネシア国政府のREPELITA Ⅲにおける給水事業計画の中で採用された水量である。最近のPERUM　PERUMNASによる計画値に比較すると容量は少な目である。

Case B.はPERUM　PERUMNASの既存住宅団地での実情及び一般状況から推定された水量である。

これに対し作業監理委員会はCase Aを選択した。今回のプロジェクトが政府プロジェクトであり、又、水源他の事業区域外の施設はPERUM PERUMNAS負担ではなく中央政府側負担であるためこの決定に従うものとした。

但し、Case Aの水量はCase Bより約３０％少なく、将来の水消費量の増加も考えられるため水不足の問題がおこる可能性もある。従って水源の容量は将来増加できるよう、事業区域までの送水管は２０～３０％程度の余裕のあるサイズを選定するものとする。

建設費の試算はCase A，Bの両方について行なう。

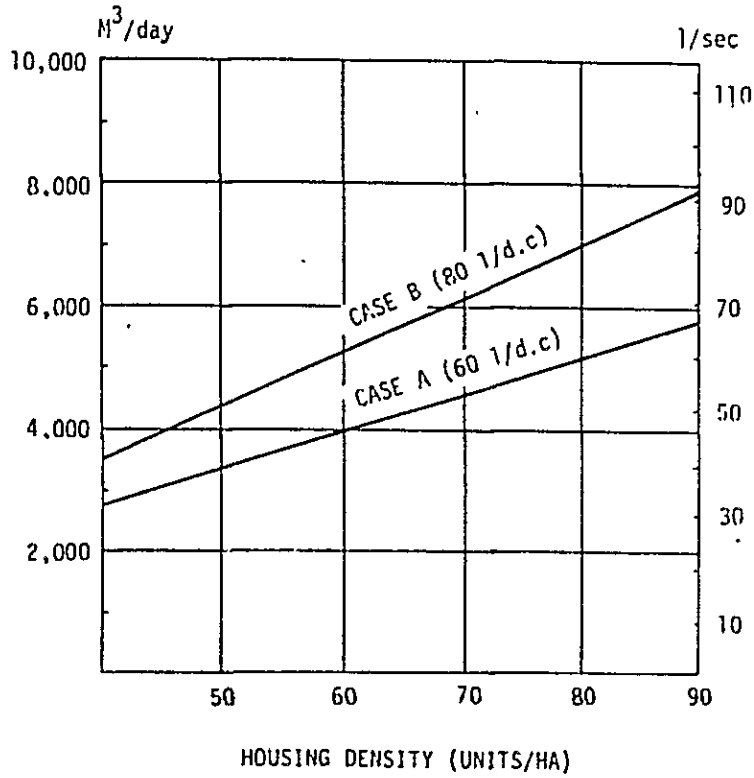


Fig 5－23 日最大給水量

d. 水　源

始めに一般的に考えることのできる以下の3案について、その可能性を検討する。

(1) PAM-JAYAより供給

（Grogolの既存配管からブースタ・ポンプ・ステーションを経て加圧送水）

o 現在のPAM-JAYAの配管はAngke川、東岸まで250φが埋設されているが、Grogolでの水圧が約15mしかないため、事業区域への直結給水は不可能である。又、250φではその周辺部での使用量をカバーする程度の容量であるためブースター・ポンプ・ステーションを新設し加圧送水する必要がある。

o PAMからの給水方式としてPAM-JAYAとPAM-TANGERANGが考えられるが、後者はJakarta 特別市外の組織であり、又距離的にも遠いため、PAM-JAYA の方が有利である。

o その他の公共給水施設として、当計画区域北西約5Kmに計画されている新国際空港への水源利用が考えられるが、新空港建設工事が当初の予定よりも遅れそうな見通しのため確実な水源とは考えられない。

o PAM−JAYA の給水能力は1983年12月には9,900ℓ/sec となる。
この容量は Jakarta 特別市の需要量に対して依然十分といえるものではない。
しかし、事業区域への供給量は全容量に対しわづか 0.5 〜 0.7 %程度であり、これは全体からみれば、許容範囲内とみなされ、そのために他地域へ悪影響を及ぼすとは考えられない。
o以上のことから PAM−JAYA から給水の可能性はあると判断できる。

(2) Pesanggrahan 川より取水し小規模浄水場を建設

o本計画の水需要量は比較的大きいため（約50〜70ℓ/sec）、河川を水源とした小規模浄水場の建設も考えることができる。
o当計画地区周辺の河川として当初考えたものは以下の通りである。

i Angke 川（東方約3Km）
ii Mookervaart 川（Jakarta−Tangerang 道路沿い）
iii かんがい用水路（計画区域西及び北側に隣接）
iv Cisadane 川（西方約10Km）

既存の水質データ等によれば、Cisadane 川のみ水源として水量、水質とも可能性がある。他は乾期の水量不足及び他用途のための水量不足、水質不良（工場からの廃棄物の流入等）のため可能性はない。
但し Cisadane 川は事業区域からかなり遠いためその経済性はきわめてよくないものと判断される。
o1980年10〜11月の現地調査時にインドネシア側から Pesanggrahan 川（計画地区南方約5Km）の利用が提案された。
調査団は現地踏査及び水質テストを実施したが、その結果 Jakarta−Tangerang 道路南約3Kmの地点であれば水量は十分であり、かんがい用水・周辺住民生活用水への影響も少なく、又水質も後出のように良好であり、一方海からの海水の逆流もこの地点ではおこることがないため、利用の可能性があることが判明した。
o PAM−JAYA の給水能力は増加されるとしても依然全体からみれば需要をまかなうには十分でない。したがって JAKARTA 特別市の給水能力を少しでもバック・アップするため、又 Jakarta 西区への給水計画を促進させるため小規模浄水場の建設には大きな意義があるものと思われる。
o河川と利用するには水資源総局の許可が必要である。

(3) 事業区域内に深井戸を建設

o Jakarta 特別市の北部でのボウリング・データを入手したが、ポイント数が限られており、又調査時期、深さともバラバラのためそれからは水量、水質についてはっきりとした結論を出すのは困難であった。

したがって地下水資源関係者からの聞き込みからその可能性を採ったが、その概要は次の通りである。

i DKI Jakarta はすでに地下水資源の利用が過剰気味で地下水位の低下が観測される。

ii 北部では海からの逆流のため地下水の塩水化がかなり進行している。

iii 計画区域近辺では、近接する工場地帯での地下水利用がかなり多く1ヶ所当りの給水能力は約5ℓ/sec、一方水質は深さ100m程度までは塩分を含むが200m以上では良好と推定される。

o 以上のたとから深井戸の利用は水量、水質の点から可能性はないものと判断する。但し、1時的な解決方法として利用することは考えられよう。

どうしても深井戸を利用する必要のある場合は、事前にボウリング調査を行なう必要がある。

o 深井戸の利用には"Geological Survey of Indonesia"による規制があり次の通りである。

深井戸1基当り最大取水量	:	200ℓ/min
深井戸の最低深さ	:	100m
深井戸相互の最小距離	:	200m

以上の検討の結果、調査団は水源の代替地として前述の作業監理委員会に次の2案を提示した。

Case I　PAM-JAYA (Grogol) より供給

Case II　Pesanggrahan川 より取水し小規模浄水場を建設

これに対し、作業監理委員会は Case I を選択した。但しこの方法はあくまでも Emergency Project として位置づけられ、将来マスタープランが実施されれば勿論 Grogol からの加圧送水は不要となり、新設の配管系統へ切り換えられることになろう。

建設費の試算は Case I, II の両方について行なう。

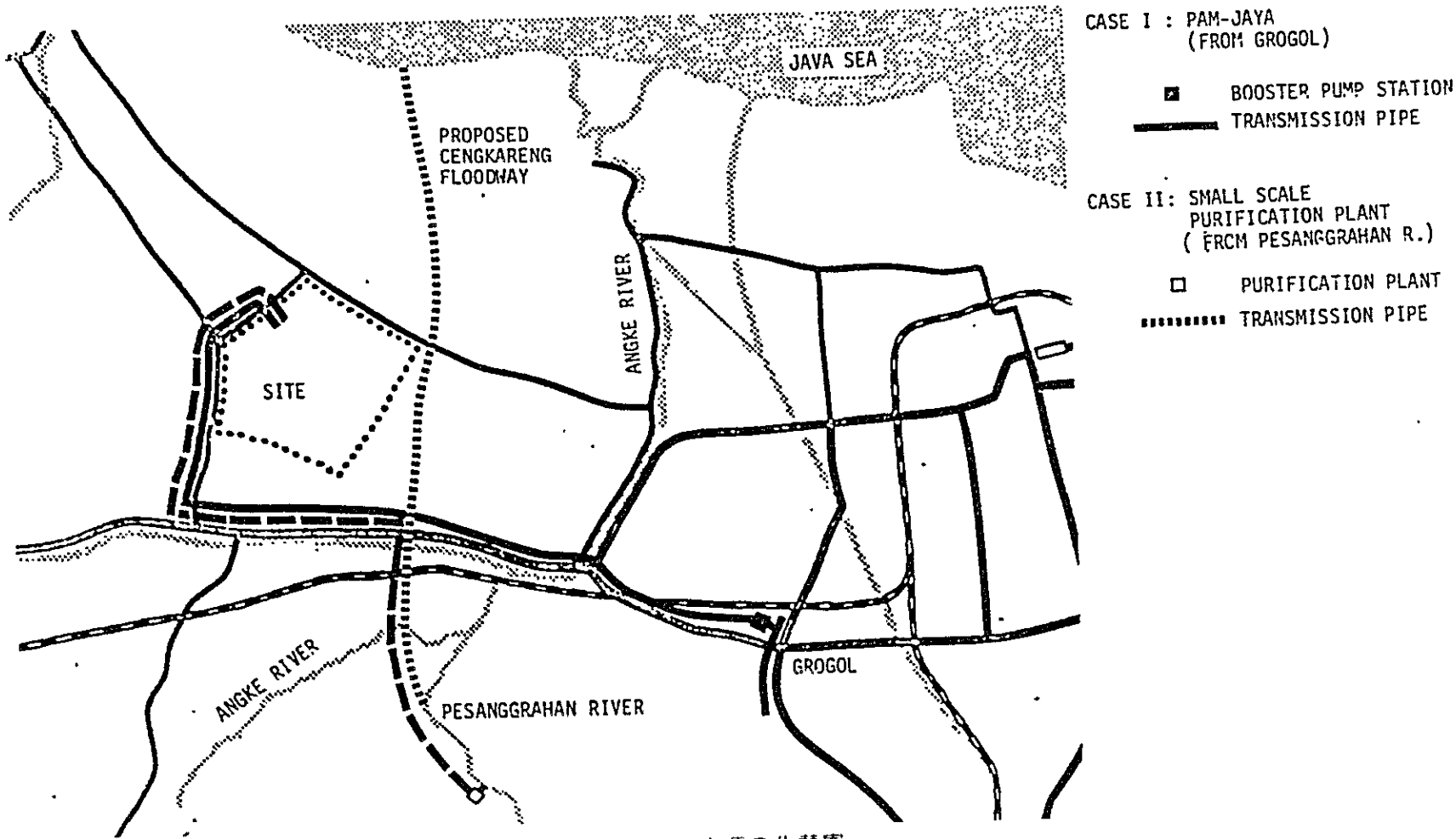


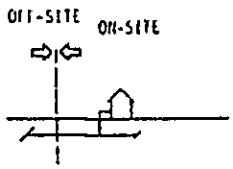
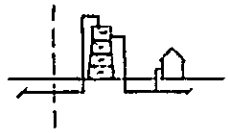
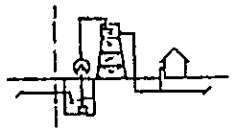
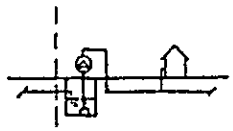
Fig 5－24 水源の代替案

e．配水システム

加圧方式の選択

一般的な加圧方式として、以下の方式が考えられる。

Table 5－8 加圧方式

方式	フローシート	建設費			運転費		採用
		区域内	区域外	合計	区域内	区域外	方式
(1) 直結		3	1	4	3	1 (なし)	
(2) 間接 (高架水槽)		2	4	3	2	1 (なし)	○
(3) 間接 (受水槽+ポンプ +高架水槽)		1	3	2	1	2	
(4) 間接 (受水槽+ ポンプ)		1	2	1	1	3	

注） 建設費、運転費の指数は小さい程金額が小さい。

以下に述べる理由により(2)方式を採用することとした。

(1)方式の場合、区域内までの送水管は時間変動に対応するようピーク流量で選定する必要があり、他方式よりも配管サイズが大きくなるが、配管長が長いため今計画では建設費は一番高くなる。又、運転費もポンプ直結のため高く有利な方式ではない。

(2)方式は大容量の高架水槽が必要となり建設費は(1)方式に次いで高いが、運転費は一番安く有利である。現在、既存の大部分のPEPUM PERUMNAS団地ではこの方式が採用されている。

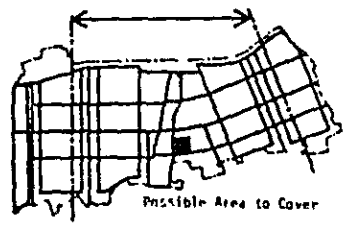
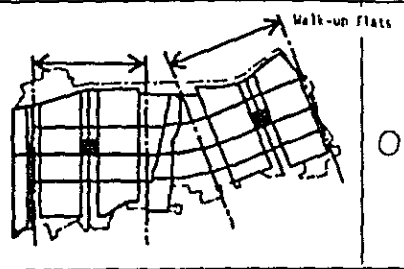
(3)方式は全般的にみて有利な方式であるが、区域内施設のメンテをかなり必要とし、又運転費は(2)方式よりわづか高くなる。

(4)方式は運転費は安い。特に地盤の良くない場所では有利と思われる。但しポンプ自動運転のためメンテが特に問題になり、又、ポンプは２４時間運転が原則であるため運転費が高くなる。

高架水槽のゾーニング計画

事業区域の平面的なつながり、工程計画、各戸への必要給水圧力、中層住戸の配置等から以下のような２代替案が考えられる。

Table　５－９　高架水槽のゾーニング

方式	配管1m当り抵抗 注1）	建設費　百万Rp 注2）			配置計画	採用方式
		高架水槽	配管他	合計		
1ゾーン	4 mm/m	(800m³×1) 199	616	815		
2ゾーン	6 mm/m	(400m³×2) 198	626	824		○

注１）　高架水槽の高さを２５mとし、住宅への最低引込引圧を次のように設定した場合の抵抗

低層住宅 ……１５m

中層住宅の最上階 ……　３m

注２）　１人当り給水量を60ℓ/人.日（Case A）とし70戸/haとした場合の建設費
１９８０年６月現在のコスト

２ゾーン方式を採用するが、その理由は以下の通りである。

・１１０ha の事業区域を大きく２段階に分けて工事、販売を行なう工程計画となっているが７－５参照）、それに対応した方法を考える必要がある。高架水槽を１基にするとその工期が約１年必要となるが、それを第１段階の工程に合わせることは宅地造成からのスケジュールから判断して無理と思われる。高架水槽を２基にすれば１基当りの工期は約半年であり工程上有利である。

・建設費は上記の表の通りほとんど差がない。したがって高架水槽を１基にすればそれだけ先行投資が大きくなる。

・高架水槽が２基あれば１方が事故で使用不可能でももう１方で補なうことが

できる。水は生活上の必須物資であり、事故発生時にも対応できる方式が望ましい。

高架水槽（４００㎥）の概略仕様を以下に示す。

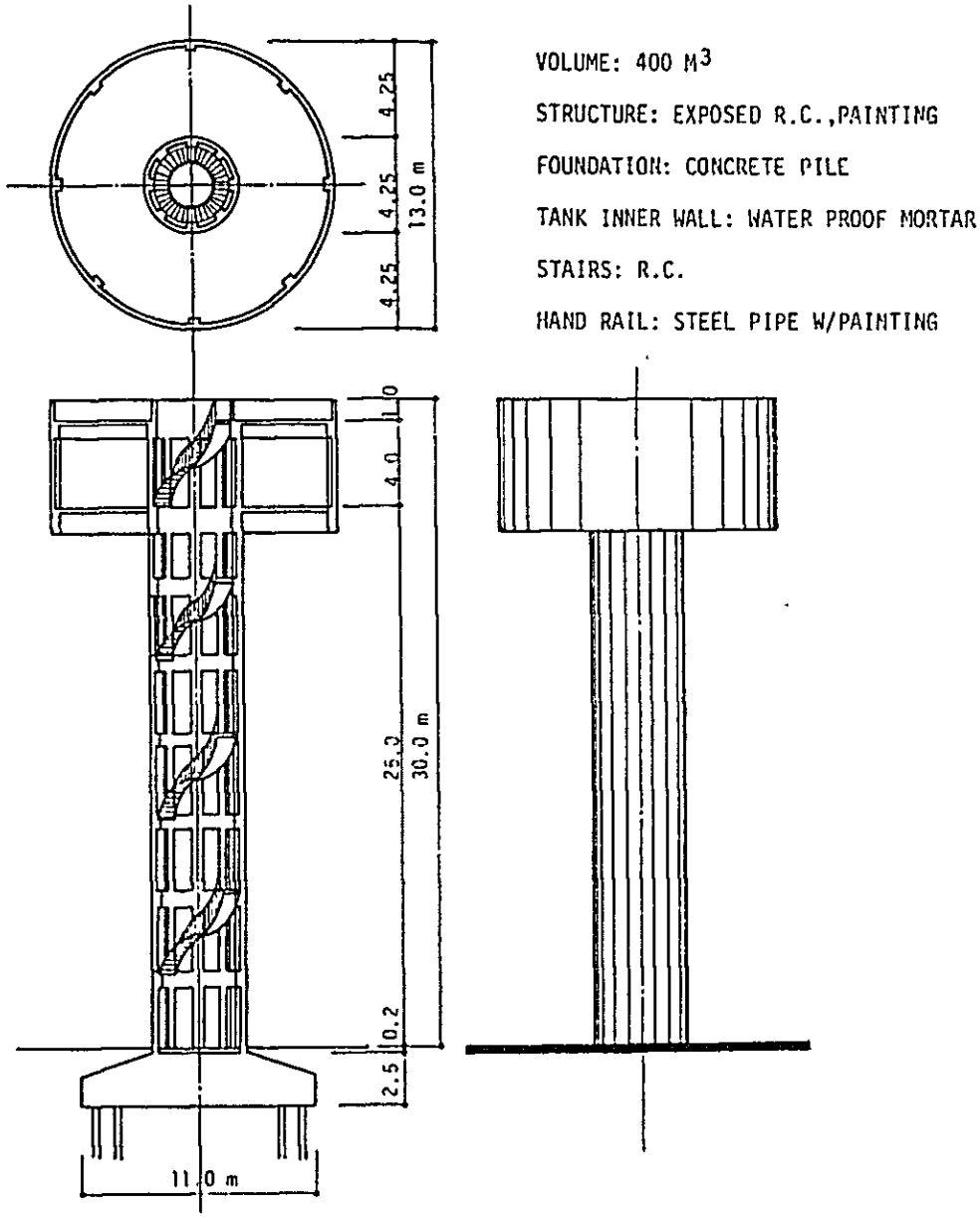


Fig ５－２５　高架水槽

f．低湿地に対する考慮

o計画区域内の大部分は水田であり、地盤条件がよくないため、土質、宅造方法、車輛の重量、路面の状況等について検討を行ない、配管の種類、土被り、配管基礎工法等について適切かつ安価な方法を選定する必要がある。

o本報告書で提案されている宅地造成方法（５－２参照）によれば、宅造後の地耐力は十分あるとのことであるが、施工精度等の点を考え、ある程度、圧密沈下や不同沈下に耐えうる必要があるだろう。

配管の種類及び土被り

o配管には埋戻し土圧、車輛土圧、水および管自重による外力が作用するが、特に土被り及び車輛重量との関連で配管の種類を選定する必要がある。

o調査団は次のような提案を行なう。

用　途	配管の種類	土　被　り　m
送水管	ダクタイル鋳鉄管	１m以上
給水管	ＰＶＣ－ＶＰ （１０kg／cm）	＜4″：0.3m以上（但し車道を除く） ≧4″：1.0m　〃

o.送水管は耐用年数、強度とも大きいものを使用すべきである。ダクタイル鋳鉄管はＰＡＭ－ＪＡＹＡで一般に使用されており、圧縮強度、曲げ強度とも大きい。

o給水管はたわみ及び曲げ応力に対し柔軟性があり、又大量に使用するためコストの安いものが望ましいのでＰＶＣ－ＶＰとする。その許容たわみ率は５％以下、許容曲げ応力は２２５kg/cm以下（安全率＝４）であれば安全であると考えられるが、本計画の使用状況ではそれを超えることはないものと思われる。

配管基礎工法

oインドネシア国では、地盤条件のよくない場合でも前述のような配管の種類を使用する場合は、砂基礎工法が一般的である。

o軟弱地盤用の基礎工法を採用するものが望ましいが、以下のような条件つきで本計画も砂基礎工法を採用する。

i　基礎用の砂は良質のものを使用する。

ii　埋め戻し土のしめ固めを特に入念に行なう。

iii　特に沈下が著しいと思われるところには短管を入れ、可とう性継手で接

続する。

ⅳ　車道を配管が横断する場合は保護を行なう。

o 砂基礎工法を採用する理由を以下に述べる。

ⅰ　上記のような対策を施せば PVC-VP は安全性が高い。

ⅱ　軟弱地盤用とされている、はしご胴木基礎には　松丸太を使用するが、インドネシア国ではそれにかわる適当な材料が見当らない。

ⅲ　コストが安い。

配管の道路横断部保護

これは特に低湿地の場合に限った問題ではなく上から大きな荷重が加わる場合の対策である。インドネシア国では PVC 等の耐圧のない配管材の場合、一般に鋳鉄管や亜鉛鍍鋼管による保護管で配管をカバーをしている。この他の方法としてはコンクリートによる３６０度まき（鉄筋入）が利用されるが、インドネシア国では一般的でないので本計画では従来から利用されている方法である、鋳鉄管によるカバーをすることにする。

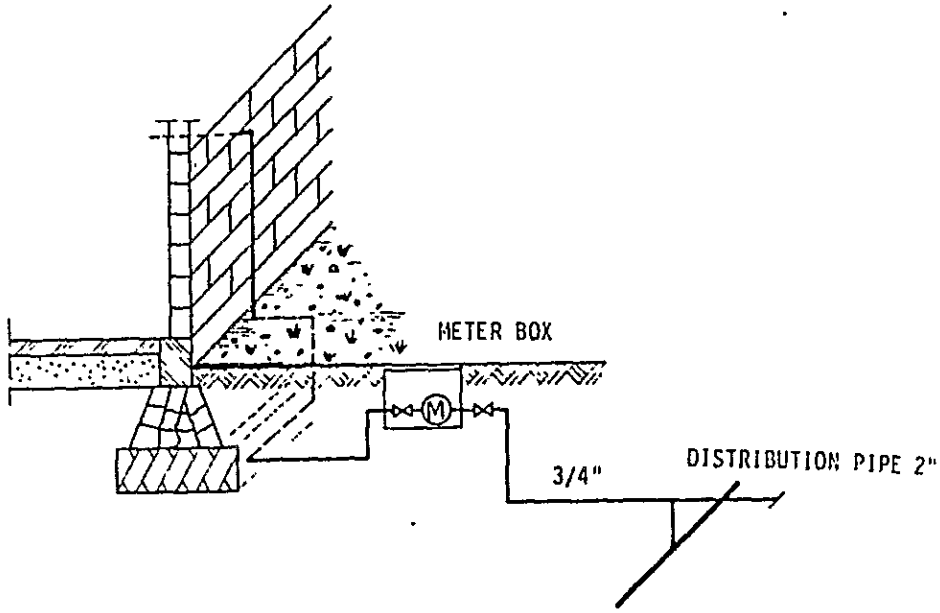
住宅への配管接続方法

配管の住宅への引込部分では、住宅と周囲の地盤との不同沈下による配管のせん断破壊を起す恐れがあり、この対策として以下のような方法が考えられる。

(1)　住宅への引込部分にフレキシブル・ジョイントを使用する。

(2)　住宅への配管引込は地上部分とし地下からの立上り個所にエルボを使用することにより不同沈下による外力を緩衝させる。

本計画は(2)方式を採用する。



CONNECTION TO DWELLINGS

高架水槽

e．で説明した通り地耐力に応じたコンクリート杭基礎を必要とする。又、配管の地上への立上り個所での不同沈下による破壊を防止するような配管接続を行なう。

g．概略設計

PERUM PERUMNAS の設計基準をベースにして以下のように設定する。

i 水源容量 ： （日最大給水量m^3／d）÷86.4（ℓ／sec）

ii ブースター・ポンプ・ステーション

・送水管 ： iと同じ

・ポンプ ： （送水量÷3）×4台（但し 1台は予備）

地上型多数タービン・ポンプ

自動交互運転及び圧力によるポンプの発停制御

・貯水槽 ： （送水量）×30㎥、コンクリート地下式

・その他 ： 地上部にポンプ室、自家発電設備なし

iii 送水管

・配管材 ： ダクタイル鋳鉄管（DCIP）

・配管サイズ ： 将来の容量増に対処するため20～30％の余裕をとる。

・土被り ： 1m以上

iv 高架水槽

・容量 ： （日平均給水量）×0.2

・必要高さ ： 25m

・その他 ： コンクリート製

v 給水管

・配管材 ： 硬質塩ビ管（PVC－VP）10kg/㎠タイプ

・配管サイズ ： ピーク流量（＝時間平均給水量×1.75）により選定する。但し、メイン管 4″以上

引込用ブランチ管 2″以上

引込管 3/4″

・土被り ： ～2″ 40㎝以上

3 ～4″ 60 〃

5 ～6″ 80 〃

8″～ 100 〃

・道路横断部分の配管保護

： 鋳鉄管によりカバー

vi 住宅への引込圧力：低層、2層住戸 15m

中層住宅の最上階 3m

vii 住宅内の給水先： 台所及びWC／マンディ の２ケ所

viii 消火設備

・消 火 栓 ： 4″の自立型消火栓を主要道路の側道部分に設置

最大カバー半径：住宅地 ２００ m

商業地 １００ m

h．建 設 費

o 建設費の試算を行なう。タイプは以下の通りである。

記号	水 源	給 水 量
Ⅰ・A	Case Ⅰ PAM-JAYA	Case A 60 ℓ／人・日
Ⅰ・B		Case B 80 ℓ／人・日
Ⅱ・A	Case Ⅱ 小規模浄水場 (Pesanggrahan 川)	Case A 60 ℓ／人・日
Ⅱ・B		Case B 80 ℓ／人・日

o 計算結果をグラフに示すが、試算の条件は以下の通りである。

i 建設費は１９８０年６月 時点で計算する。

ii 高架水槽は２基建設する。

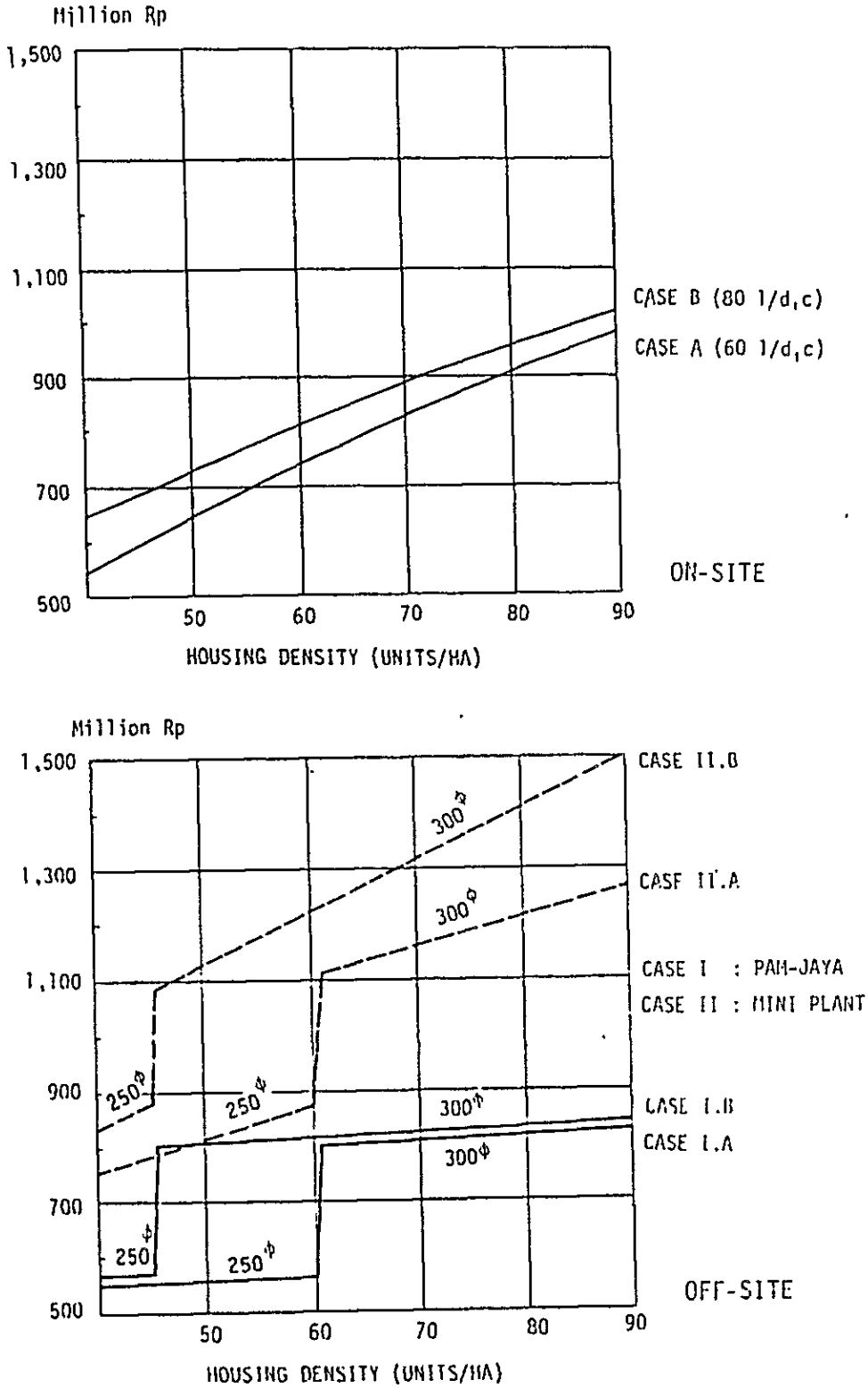


Fig 5－26 給水施設の建設コスト

Case Ⅰ・A の場合の70戸/ha の計算例を次に示す。（1980年6月価格）

Ⅰ 敷 地 外

		Million Rp
1. ブースタ・ポンプ・ステーション		
ポンプ	1,600ℓ/min × 67m × 30KW × 125φ × 3台	18.7
貯水槽	100m³	
2. 送水管 （DCIP）		668.7
300φ	10,000m × 66,865 Rp/m （道路補修費を含む）	
3. パイプ・ブリッジ		18.0
300φ	150m × 120,000 Rp/m	
4. 鉄道横断個所		8.0
5. その他 （準備工事、仕上工事）		71
6. 合 計 （NET）		720.5
7. 諸経費	（6.）× 0.1	72.1
8. 諸 税（PPN）	（6. + 7.）× 0.025	19.8
9. 合 計 （敷地外）		Million Rp 812.4

＊ ブースタ・ポンプ・ステーション（GROGOL）の土地収用費 Million Rp
100 m² × 40,000 Rp/m² = 4

Ⅱ 敷 地 内

		Million Rp
1. 送水管 （DCIP）		64.7
300φ	400m × 61,865 Rp/m	
250φ	1,000m × 39,920	
2. 高架水槽		176.0
	400m³ × 2基	
3. 給水管 （PVC-VP）		78.4
250φ	105m × 27,475 Rp/m	
200φ	870 × 18,785	
150φ	890 × 12,305	
100φ	9,800 × 6,750	
80φ	3,250 × 4,225	
65φ	2,000 × 2,990	
50φ	24,300 × 2,415	

4.	住宅引込	260.0
	（7,700戸＋250戸）×32,700 Rp／戸 業務用他	
5.	主要部止水栓	9.2
6.	配管の道路横断部保護　（CIP）	18.4
7.	消火栓	
	100φ　　24ケ×400,000Rp／ケ	9.6
8.	道路補修費	6.3
	1,250 m × 5,000 Rp／m （フットパスを除く）	
9.	その他	11.7
10.	合　計　（NET）	730.6
11.	諸経費	73.1
12.	諸　税（PPN）　（10.＋11.）×0.025	20.1
		Million Rp
13.	合　計　（敷地円）	823.8

5－4－3　関連データ

a．水質テストデータ

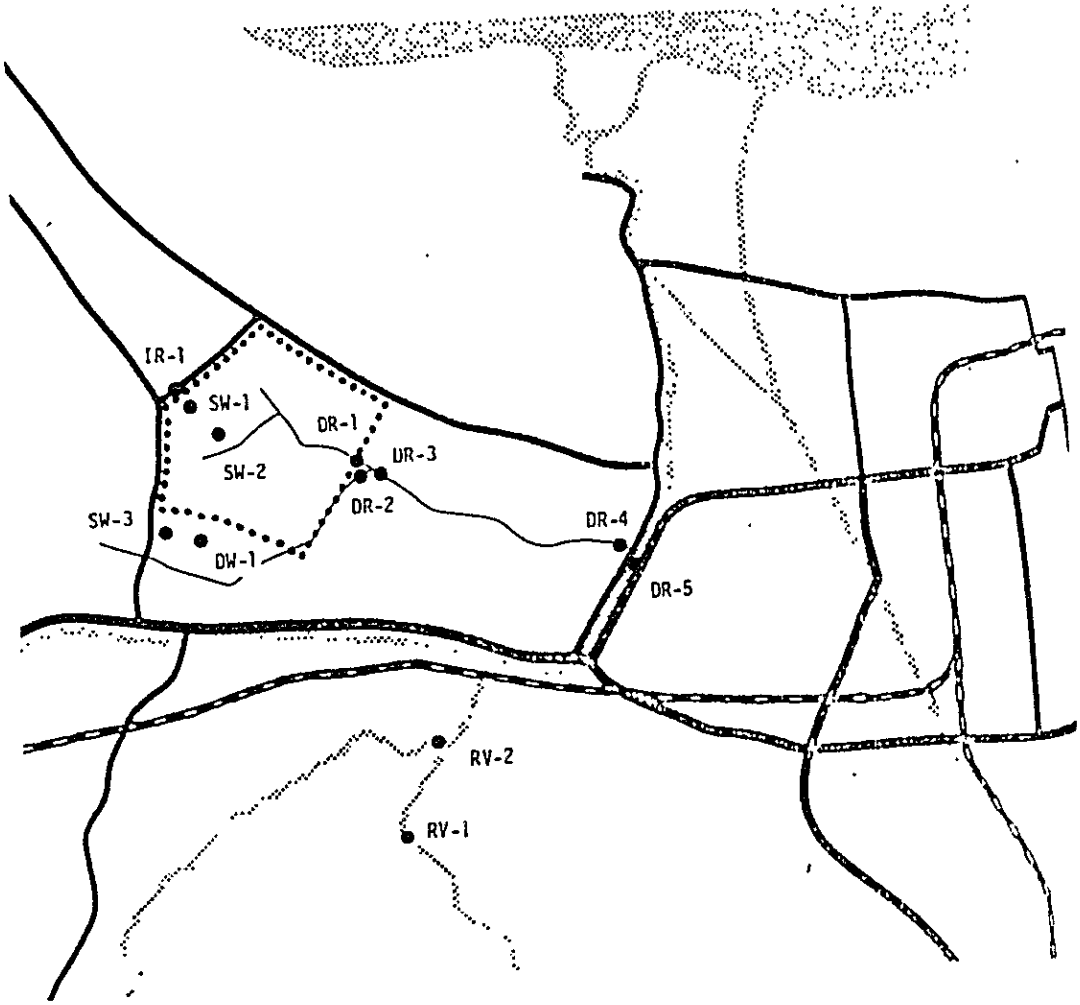


Fig　5－27　サンプル採水位置図

Table 5－10 水質テストデータ(1)

Items	Unit	Max. of recommendation	Max. of permission	DW-1	SW-1	SW-2	SW-3	IR-1
Place				Deep well near the site	Shallow well on-site	Shallow well on-site	Shallow well near the site	Irrigation canal near the site
Date		(Standard by Ministry of Health)		31,July,'80	31,July,'80	31,July,'80	31,July,'80	31,July,'80
1. Color		5	50	65	15	15	5	>100
2. Odor		-	-	-	-	-	-	-
3. Taste		-	-	-	-	-	-	-
4. PH		6.5	9.2	7.6	7.0	7.5	6.7	6.3
5. Organic matter	ppm ($KMnO_4$)	-	10	25.28	4.74	4.11	9.48	12.64
6. Carbon dioxide	ppm (CO_2)	-	0.0	17.60	52.8	30.8	35.2	13.20
7. P-Alkalinity	ppm ($CaCO_3$)	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8. M-Alkalinity	"	-	-	490.0	310.0	445.0	120.0	45.0
9. Carbonate	"	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10. Hydroxide	"	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11. Bicarbonate	"	-	-	490.0	310.0	445.0	120.0	45.0
12. Total hardness	°D	5	10	1.0	20.8	7.2	48.0	1.0
13. Calsium	ppm (Ca^{++})	75	200	5.71	48.55	27.13	168.5	5.71
14. Magnesium	ppm (Mg^{++})	30	150	0.86	60.20	14.62	104.92	0.86
15. Iron	ppm (Fe^{++})	0.1	1.0	negative	negative	negative	negative	trace
16. Mangan	ppm (Mn^{++})	0.05	0.5	negative	negative	negative	negative	negative
17. Sulfate	ppm (SO_4)	200	400	negative	440	712	640	negative
18. Phosphate	ppm (PO_4)	-	-	negative	negative	negative	negative	negative
19. Ammonium	ppm (NH_4)	-	0.0	negative	negative	negative	0.25	negative
20. Nitrit	ppm (NO_2)	-	0.0	negative	negative	negative	negative	negative
21. Chloride	ppm (Cl)	200	600	24.14	71.0	102.24	1004.65	12.07
22. BOD	ppm							
23. COD	ppm							
24. SS	ppm							

Water samples were tested by the Laboratory of PAM-JAYA (Item No. 1~21) and P.T. Superintending Company of Indonesia (Item No. 22~24)

水質テストデータ（2）

Items	Unit	Max. of recommendation	Max. of permission	DR-1	DR-2	DR-3	DR-4	DR-5
Place				Drainage near the site	Drainage near the site	Drainage near the site	Drainage near the site	Angke river
Date		(Standard by Ministry of Health)		31,July,'80	31,July,'80	31,July,'80	31,July,'80	31,July,'80
1. Color		5	50	75	65	65	150	>100
2. Odor		-	-	-	-	-	yes	-
3. Taste		-	-	-	-	-	-	-
4. PH		6.5	9.2	6.9	7.1	6.5	6.9	6.7
5. Organic matter	ppm ($KMnO_4$)	-	10	35.70	39.50	21.48	237.63	10.74
6. Carbon dioxide	ppm (CO_2)	-	0.0	22.0	17.60	17.60	127.60	13.20
7. P-Alkalinity	ppm ($CaCO_3$)	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0 0
8. M-Alkalinity	"	-	-	120.0	120.0	80.0	185.0	40 0
9. Carbonate	"	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0 0
10. Hydroxide	"	-	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0 0
11. Bicarbonate	"	-	-	120.0	120.0	80.0	185.0	40 0
12. Total hardness	°D	5	10	6.8	6.6	6.4	12.4	1 6
13. Calsium	ppm (Ca^{++})	75	200	17.13	24.27	24.27	72.82	2 58
14. Magnesium	ppm (Mg^{++})	30	150	18.92	13.76	12.90	9.46	1 30
15. Iron	ppm (Fe^{++})	0.1	1.0	1.0	1.2	1.4	negative	1 3
16. Mangan	ppm (Mn^{++})	0.05	0.5	negative	trace	positive	negative	positive
17. Sulfate	ppm (SO_4)	200	400	trace	45	25	325	30
18. Phosphate	ppm (PO_4)	-	-	negative	negative	negative	negative	negative
19. Ammonium	ppm (NH_4)	-	0.0	0.6	0.6	negative	0.6	negative
20. Nitrit	ppm (NO_4)	-	0.0	negative	negative	negative	negative	trace
21. Chloride	ppm (Cl)	200	600	84.49	80.23	54.67	41.89	13 63
22. BOD	ppm			380.0	252.0	354.0	290.0	
23. CCD	ppm			129.96	249.09	267.14	779.76	
24. SS	ppm			12.0	14.0	16.0	18.0	

Water samples were tested by the Laboratory of PAM-JAYA (Item No. 1~21) and P.T. Superintending Company of Indonesia (Item No. 22~24).

水質テストデータ(3)

Items	Unit	Max. of recommendation	Max. of permission	RV-1	RV-2
Place				Pesanggrahan river	Pesanggrahan river
Date		(Standard by Ministry of Health)		30,Oct.'80	30,Oct.'80
1. Color		5	50	150	150
2. Odor		-	-	-	-
3. Taste		-	-	-	-
4. PH		6.5	9.2	6.7	6.7
5. Organic matter	ppm ($KMnO_4$)	-	10	6.92	7.26
6. Carbon dioxide	ppm (CO_2)	-	0.0	13.2	13.2
7. P-Alkalinity	ppm ($CaCO_3$)	-	-	0.0	0.0
8. M-Alkalinity	"	-	-	40.0	37.5
9. Carbonate	"	-	-	0.0	0.0
10. Hydroxide	"	-	-	0.0	0.0
11. Bicarbonate	"	-	-	40.0	37.5
12. Total hardness	°D	5	10	1.0	1.0
13. Calsium	ppm (Ca^{++})	75	200	4.284	4.284
14. Magnesium	ppm (Mg^{++})	30	150	1.72	1.72
15. Iron	ppm (Fe^{++})	0.1	1.0	1.2	1.1
16. Mangan	ppm (Mn^{++})	0.05	0.5	negative	negative
17. Sulfate	ppm (SO_4)	200	400	negative	negative
18. Phosphate	ppm (PO_4)	-	-	negative	negative
19. Ammonium	ppm (NH_4)	-	0.0	negative	negative
20. Nitrit	ppm (NO_2)	-	0.0	trace	trace
21. Chloride	ppm (Cℓ)	200	600	8.52	8.52
22. BOD	ppm				
23. COD	ppm				
24. SS	ppm				

Water samples were tested by the Laboratory of PAM-JAYA (Item No. 1~21) and P.T. Superintending Company of Indonesia (Item No. 22~24).

5－5　生活排水施設

5－5－1　生活排水施設の現状

a．Jakarta 特別市の現状

Jakarta 特別市には下水道処理施設はなく、川や放水路を経て最終的にジャワ海に放流されている。

住宅のトイレからの排水は Septic Tank や Pit Privy を経た後、大地に浸透させるか、直接川等に放流されている。又、集落では、トイレ施設を持たない住宅が多く、屋外又は川にたれ流している。

このため現在は非衛生的状態にあり、生活排水は都市公害の大きな要素となっている。

放流水質規準は現在試案の段階である。

b．計画区域および周辺の現状

a．に述べた内容と同じである。計画区域内の集落では、ほとんどの住宅はトイレ施設を持っていない。現在は土地利用としては、農業地（水田）が大部分のため、人口密度は小さく、生活排水による汚染は問題となっていないようである。

c．PERUM PERUMNAS の既存団地の現状

処理方式は Pit Privy 方式がほとんどであり、その他 Septic Tank や最近では酸化池方式が採用されている。代表的な既存団地の処理方式は以下のような状況である。

Klender	：	Pit Privy
Depok	：	Pit Privy
Bandung	：	Pit Privy
Cirebon	：	酸化池　一部Pit Privy あり
Tangerang	：	酸化池
Tanah Abang	：	Septic Tank＋Sand Filter Bed

Pit Privy や Septic Tank 方式の場合はトイレからの排水のみを処理し酸化池の場合はすべての生活排水を処理している。

5－5－2　生活排水施設計画

a．計画の前提条件

計画区域と事業区域

計画区域全体の実施スケジュールが用地買収他の理由ではっきり計画できない現状では事業区域の単位で完結した施設とした方がよい。

計画区域周辺にはコレクター排水路が建設されるため、処理された後の放流先もそれぞれの区域毎に求めることが可能である。

以上の点から施設は事業区域のみを対象とし、その区域内ですべての施設を建設するものと設定する。

将来事業の実施区域が拡大された段階で、その段階毎に完結した施設を建設するものとする。

処理システムの基本方針

本計画区域内に１１０㏊を対象とした排水処理施設を設置し、処理水をコレクター排水路に放流するものとする。その理由は次の通りである。

i　計画区域は今回の地質調査の結果、きわめて透水性が悪く、又地下水位も高いことがわかった。このため PEPUM PERUMNAS の既存住宅団地でよく使用されている Septic Tank 又は Pit Privy と地下浸透式の組み合わせ方式は本計画には不適当である。

ii　本計画は高密型住宅団地を目ざしているため、生活排水を未処理のままで放流するには、環境に対する影響が比較的少ない海に接するか又は大河川が近くに必要であるが、計画区域周辺にはそれらはない。

iii　現在 Jakarta 特別市にて計画区域を含めた排水計画がない。

排水管は雨水排水と分離した分流方式とする。

処理施設はセントラル式とし、分散配置によるゾーン式とはしない。

ゾーン式はメンテがたいへんな上、放流水水質を向上させるのは難しいためである。

事業区域は敷地が広大で平坦であり、自然流下で放流することは不可能なため数カ所のポンプ・ステーションを設置する必要がある。又、ポンプ・ステーションには自家発電設備を備える。

建設費の負担

生活排水設備の建設はすべて PERUM PERUMNAS の負担で行なう。

b．計画の概要

処理の対象

1980年11月4日にJakartaで開催された作業監理委員会にてWC／マンディ、台所からの全生活排水を処理する合併処理方式を採用することが確認された。（5－5－2－C　参照）

処理方式

ラグーン方式を採用する。住戸からの排水は2ケ所に設置されたポンプ・ステーションにて、事業区域北西端にあるラグーンに送水された後、ラグーンで機械ばっ気、沈でん、消毒のプロセスを経てコレクター排水路へ放流される。（5－5－2－e，f　参照）

低湿地対策

配管材は一般排水管：PVC－VU（5kg/cm²）、ポンプ排水管：アスベスト管（ACP）を使用する。

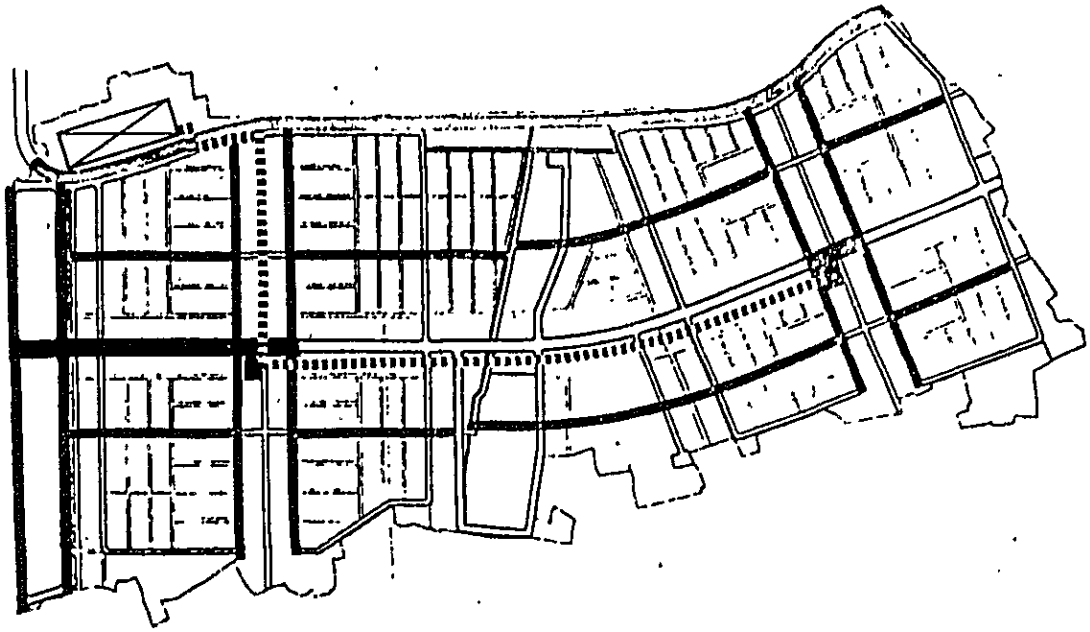
配管基礎は施工に十分注意を払うことを条件に砂基礎工法を採用する。

配管の車道横断部保護のため、鋳鉄管によるカバーをする。

配管の住宅引込部分での地盤沈下によるせん断破壊を防止するための考慮を払う。（5－5－2－g　参照）

建設費

5－5－2－j を参照のこと。



LAGOON

PUMPING STATION

MAIN SEWERS

SECONDARY SEWERS

PUMPING MAINS

* BRANCH SEWERS ARE NOT INDICATED.

COMBINED SYSTEM

SEWAGE TREATMENT: LAGOON

WATER CONSUMPTION: 60 ℓ/day/capita

Fig 5－28 生活排水ネットワーク

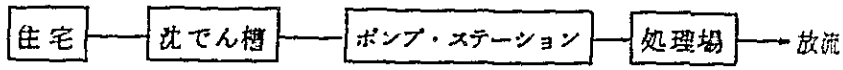
c．処理の対象

調査団は１９８０年11月４日にJakarta で開催された作業監理委員会に以下の３案を提示した。

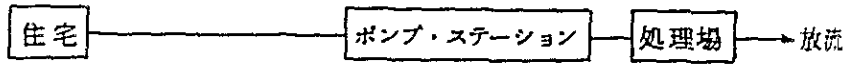
Table ．5－11　処理対象案

Case Ⅰ 単独処理方式	○トイレからの排水のみを処理する。 ○マンディ、台所からの排水は雨水排水用側溝へ放流 ○処理水量が少ないため２～４戸に１基程度の沈でん槽を放置し、固形物を除去する。
Case Ⅱ 準合併処理方式	○ポンプ・ステーション、処理場の容量を軽減する。 ○トイレ、マンディからの排水を処理する。 ○台所からの排水は雨水排水用側溝へ放流。 ○Case Ⅲに比べポンプ・ステーション、処理場の容量を軽減できる。
Case Ⅲ 合併処理方式	○トイレ、マンディ、台所からの排水を処理する。 ○処理水量は他方式に比べ大きくなるが、生活排水をすべて処理するため環境上好ましい。

Case Ⅰ



Case Ⅱ，Ⅲ



これに対し作業監理委員会は Case Ⅲ　を選択した。この方式はすでにPERUM　PERUMNAS　の既存住宅団地で採用されている。

この方式は環境上、好ましい方式であり、特に乾期には雨量が少ないため、雨水排水用側溝はほとんど水が流れない状態となり、Case Ⅰ，Ⅱ　の場合は生活排水からの固形物が沈でんする恐れがある。

排水量の算定及びコスト・スタディは参考のため３ケースについて検討を行なう。

d．排水量の算定

日最大排水量及びピーク流量比を以下のように設定する。

Table 5－12 排水量

方式	日最大排水量（m³/day）QM	ピーク流量比（m³/hr）		
		プランチ管	メイン管	ポンプ排水管
Case Ⅰ 単独処理方式	40 ℓ/人・日	$\frac{QM}{24}\times 9$	$\frac{QM}{24}\times 6$	$\frac{QM}{24}\times 4.5$
Case Ⅱ 準合併処理方式	日最大給水量×流入比×地下水漏入 (0.7) (1.15)	×6	×4	×3
Case Ⅲ 合併処理方式	日最大給水量×流入比×地下水漏入 (0.8) (1.15)	×6	×4	×3

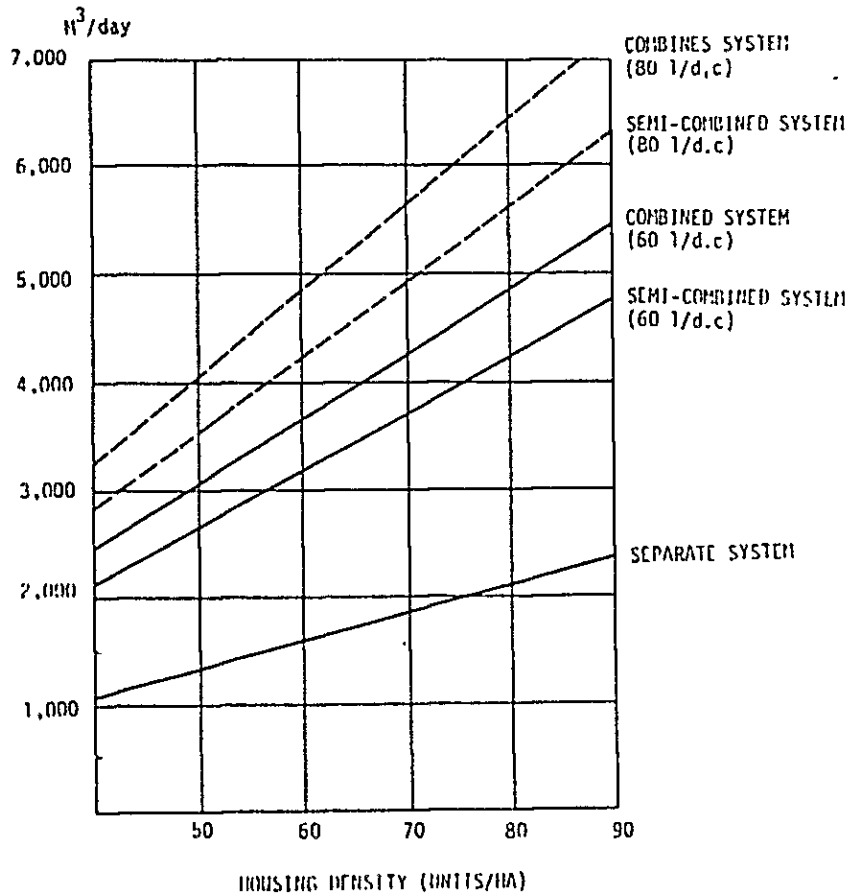


Fig 5－29 生活排水量

e．処理方式

原水の水質

原水の水質は各種生活条件により異なるが、以下のように設定する。

Table 5－13 原水のBOD濃度

	1人当りBOD量 g／日・人	1人当り日最大 注) 排水量 ℓ／日・人	BOD濃度
Case Ⅰ 単独処理方式	13	40	325mg／ℓ
Case Ⅱ 準合併処理方式	35	55.5 (60ℓ／人・日×1.15×0.7×1.15)	630mg／ℓ
Case Ⅲ 合併処理方式	40	62.5 (60ℓ／人・日×1.15×0.8×1.15)	630mg／ℓ

注）住宅用途のみである。

放流水の水質

放流水水質をBOD濃度100mg／ℓ 以下と設定する。

今のところ計画区域周辺部（特に海岸側）では水田又は Fish Pond として利用されており、住宅が少なく、一方、現在の河川はすでに相当汚染されているため、事業区域からの生活排水放流による周辺地域への影響はあまりないものと思われる。したがって今回提案する放流水水質は現状にあわせたものとし、将来必要が生じた時には更にきびしい規準にするものとする。

処理方式の代替案

Case Ⅲ 合併処理方式の場合の処理場での BOD除去効率は (630÷100)÷630＝0.85 となり85％が要求される。

調査団は考えられる処理方式について検討した結果、ラグーン方式を最適案と判断した。その理由は以下の通りである。

i 建設費が比較的安い。

ii 処理場に必要なスペースは比較的小さい。

iii BOD除去効率を高めるのは難しいが、安定した性能が期待できる。又自然浄化処理との組み合わせによる方式のため、インドネシア国の気候条件に適していると考えられる。

iv メンテが単純である程よいが、その点この方式はシステムが単純であり、

メンテは容易である。

V　CIPTA KARYA が Tangerang にてラグーンの実験施設を計画しており、実験データに基づく設計が将来可能であろう。

考えられる方式の一覧表を後に掲げる。

各方式についての一般的評価は以下の通りである。

(1) 腐敗槽方式 はBOD 除去率３０％しか期待できず、浸透処理等との組合わせでなければ利用できない。又悪臭が発生する。

(2) 腐敗槽＋散水沪床方式 は、コンクリート製水槽と特殊な配管類を必要とするため建設費が高い。又腐敗槽から悪臭が発生する。システムは単純であり、動力は不要でメンテは比較的容易である。

(3) 酸化池方式 は、約１５haの敷地を必要とするため都市部では採用は難しい。システムは単純で建設コストは安いが、自然浄化のみによる処理のため、気温、日射量等気気条件により性能が大きく変化する。設計基準はその風土により異なるため、信頼できるデンタはなく経験的に計画されている。

(4) ラグーン方式は、すでに述べた通りである。機械式ばっ気は自然浄化処理の補助的役割を果すため、設計基準は場所により異なる。現在、信頼できる実験データはなく経験的に計画されているため、Tangerang の実験施設からのデータにより計画を見直すのがよい。

(5) オキシデーション・ディッチ方式は、建設コスト、性能とも活性汚泥法につぎ高い。余剰汚泥の返送等メンテは比較的難しい。

(6) 活性汚泥法 は、高度な処理が可能であるが、メンテは難しく建設コストが高い。

将来の処理性能の向上

将来、放流水の水質を更に高度にする必要が生じた場合にはラグーン方式のままでは性能を高めることが困難なため、次のような方法により性能を高める必要がある。

i　活性汚泥法又は同種の方式を採用する。

ii　Sand Filter 方式による二次処理る行なう。この方法によれば約５０％の除去効率があるが、入口BOD濃度が３０mg/ℓ 以下でないと目づまりとおこすため、更に前処理を行なう必要がある。

どのような方式を採用するかは、所要BOD除去効率、建設費、メンテの難易度、運転費、スペース等により総合的な検討を必要とする。

Table 5－14 処理方式一覧表

方式	フローシート	仕様	敷地スペース	建設費	採用方式
(1) 腐敗槽	腐敗槽 → 消毒 → 放流 ↓ 汚泥	腐敗槽：4,250 m³（1日分） 消毒槽：45 m³	1 ha	3	
(2) 腐敗槽＋散水ろ床	腐敗槽 → 配水槽 → 散水ろ床 → 沈でん槽 → 消毒 → 放流 Ⓟ Ⓟ ↓ 汚泥 汚泥	腐敗槽：8,500 m³（2日分） 配水槽：530 m³（1/8日分） 配水ポンプ：15 KW 散水ろ床槽：1,420 m³（1/3日分） 汚泥返送ポンプ：2.2 KW 沈でん槽：530 m³（1/8日分） 消毒槽：45 m³	1.5 ha	4	
(3) 酸化池	嫌気・好気槽 → 好気槽 → 消毒 → 放流 ↓ 汚泥	酸化池：127,500 m³（30日分） ＝85,000 m³ × 1.5 h 消毒槽：45 m³	14.5 ha	1	
(4) ラグーン	ばっ気槽 → 沈でん槽 → 消毒 → 放流 ↓ 汚泥	ばっ気槽：8,500 m³（2日分） 沈でん槽：4,250 m³（1日分） 消毒槽：45 m³ エアレータ：5.5 KW × 8 台	2.9 ha	2	○
(5) オキシデーションディッチ	オキシデーション・ディッチ → 沈でん槽 → 消毒 → 放流 Ⓟ 汚泥貯留槽 → 汚泥	オキシデーション・ディッチ：8,800 m³（2日分） ローター：3.7 KW × 6 台 沈でん槽：530 m³（1/8日分） 消毒槽：45 m³ 汚泥返送ポンプ：2.2 KW 汚泥貯留槽：425 m³（1/10日分）	3.8 ha	5	
(6) 活性汚泥法	調整槽 → ばっ気槽 → 沈でん槽 → 消毒 → 放流 Ⓟ 汚泥貯留槽 → 汚泥	調整槽：530 m³（1/3日分） ばっ気槽：6,400 m³（1.5日分） 沈でん槽：530 m³（1/8日分） 消毒槽：45 m³ 汚泥返送ポンプ：2.2 KW エアレータ：11 KW × 5 台 汚泥貯留槽：425 m³	0.9 ha	6	

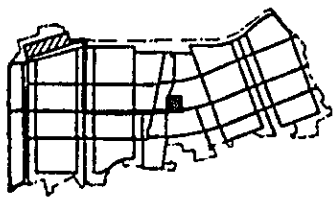
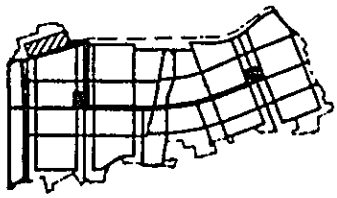
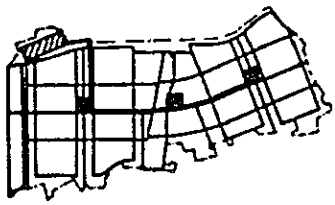
注）建設費は数字の小さいほど、安い。

f．ポンプ・ステーション

o ポンプ・ステーションには自家発電設備が必要であり、又メンテも十分されなければならないため、できるだけ集中した方がよいが、敷地が広大な場合には建設コストをチェックしてポンプ・ステーションの数を決定すべきである。

o ポンプ・ステーションの代替案として以下の３案を掲げる。

Table　5－15　ポンプステーションのゾーニング

方　式	配　置　計　画	建設費 注) Million Rp	採用方式
1 ケ所		986	
2 ケ所		975	○
3 ケ所		994	

注)　1人当り給水量 60ℓ/人.日、70戸/ha とした場合の全建設費であり、1980年6月価格である。

o ポンプ・ステーションを２ケ所と設定するが、その理由は以下の通りである。

i　110haを２段階に分ける工程計画となっており、それに対応しやすい。

ii　建設費が安い。

iii　配管の埋設深さは最大で６m程度であり、工事は可能である。

g．低湿地に対する考慮

配　管　材

ある程度の不同沈下には耐えられるような材料とすべきであり、PVC－VU（５kg／cm）を一般排水管に使用する。

アスベスト管（ACP）は大口径（250φ以上）であれば強度上、使用可能と思われるためポンプ排水管用に使用する。但し、配管基礎は後述の通りに施工する必要がある。

配管基礎工法

給水設備と同様、砂基礎を採用する。

配管の道路横断部保護

給水設備と同様、鋳鉄管によるカバーをする。

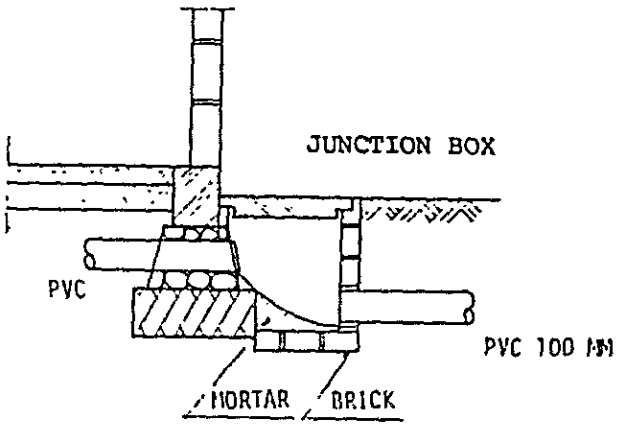
住宅への配管接続方法

配管の住宅への引込部分でのせん断破壊を防止するため次のような方法をとる。

・室内からの排水管は基礎梁を貫通した部分と屋外との接点で最大の力を受けるため、建物外部に接した所に桝を設け、屋外配管とは直結させない。

・その桝から公道にある桝までの配管勾配は建物側の沈下が起っても逆勾配とならないよう余裕のある勾配とする。

・建物外部の配管もPVC-VUを使用し、若干の曲げ応力にも耐えられる。



CONNECTION TO DWELLINGS

h．概略設計

PERUM PERUMNAS の設計基準ベースにして、以下のように設定する。（容量は70戸/haの場合）

i　ラグーン

・敷　　地　：　110ha事業区域の北西部約3ha

・ばっ気槽容量　：　日最大排水量×2日分＝ 8,500㎥

・水深　1.5 m

堀削、土盛により築堤

・沈でん槽容量　：　日最大排水量×1日分＝　4,250 m³

水深　1.5 m

堀削、土盛により築堤

・エアレータ　：　フロート型

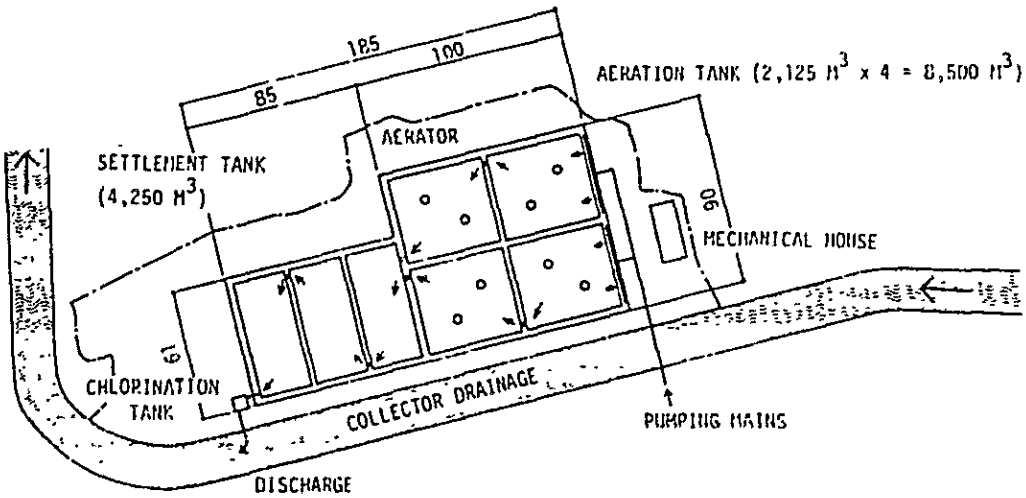
5.5 KW×8台

溶存酸素供給量　9 kg O_2／h ×8

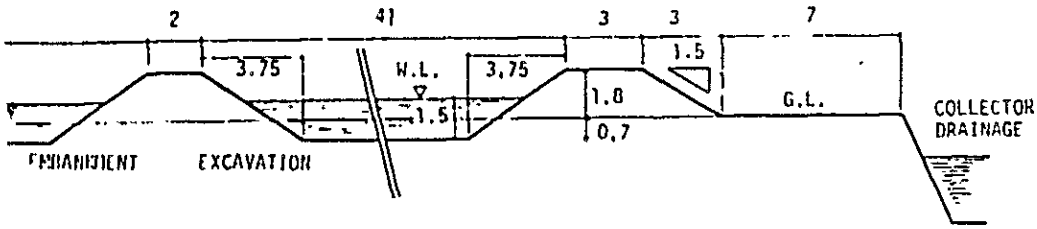
詳細はd．関連資料参照

・消　毒　槽　：　15分の容量＝　50 m³

コンクリート製水槽



PLAN



SECTION

ii　ポンプ・ステーション

・設　置　数　：　2ヶ所

・排水能力　：　d. を参照

・ポンプ仕様　：　台数　3台　但し1台は予備

1台当り流量　排水能力÷2

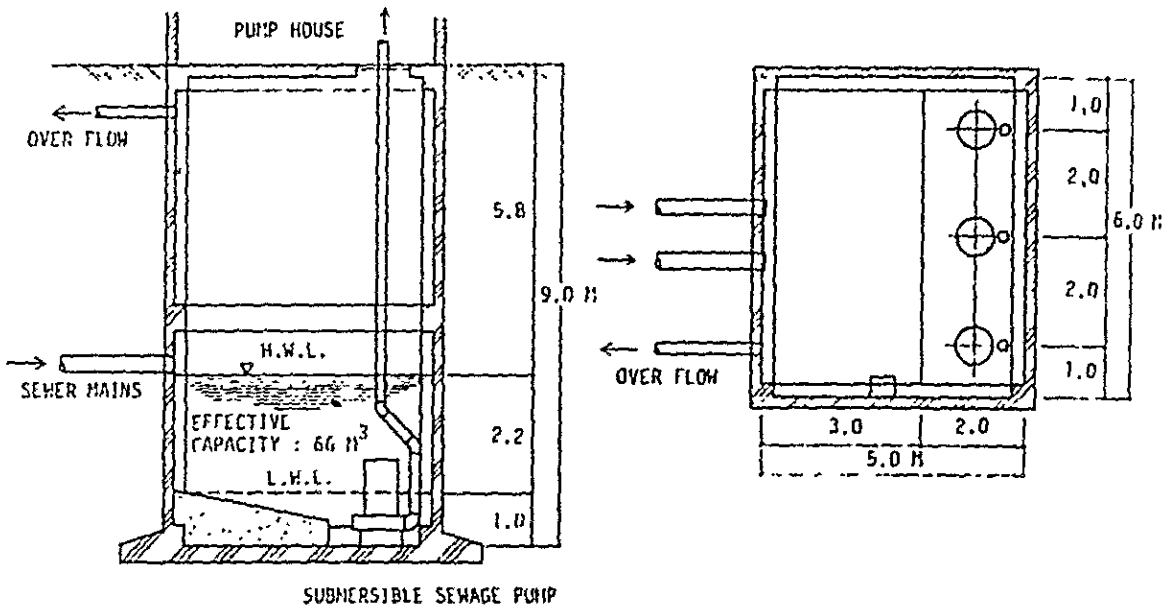
型　式　汚物用水中型

コントロール　フロート又は水銀スイッチによる ON-OFF

・ポンプ・ピット容量

：　ポンプの15min分の容量

・そ　の　他　：　自家発電設備



PUMPING STATION

iii　一般排水量

・配　管　材　：　PVC-VU（5kg/cm²）

・配管サイズ、流速、勾配の選定

最小配管サイズ：　150φ

流　速　：　ピーク流量に対し0.6～2.5 m/Sの範囲とする。

流量の算定　：　クッターの公式による

$$V = 23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I} \cdot \sqrt{R \cdot I} = \frac{N \cdot R}{\sqrt{R} + D}$$

$$Q = A \cdot V$$

但し　V ：流　速　（m／sec）

n ：粗度係数＝0.012

I ：勾　配

N ：$(23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}) \cdot \sqrt{I}$

Q ：流　量　（m³／sec）

D ：$(23 + \frac{0.00155}{I}) \cdot n$

R ：流水部分の断面積（m²）／流水部分の辺長（m）

<計算結果>　Q m³／sec（V＝0.6～2.5 m／sec）

配管サイズ	1／50	1／100	1／150	1／200	1／250	1／300	1／400
100φ	1.5～ 5.3	2.4～ 4.8	－	－	－	－	－
150φ	1.8～16.6	2.2～15.0	3.3～12.0	－	－	－	－
200φ	－	－	4.1～27.3	5.2～23.5	7.1～21.0	－	－
250φ	－	－	－	－	7.3～38.7	8.5～35.3	－
300φ	－	－	－	－	－	－	12.7～50.8

・配管土被り　：　ブランチ管　0.3 m以上

メイン管　1.0 m以上

・道路横断部分の配管保護　：　鋳鉄管によりカバー

・住宅引込サイズ：　100φ

Ⅳ　ポンプ排水管

・配　管　材　：　アスベスト管（ACP）

・配管サイズ　：　ポンプ容量、動力との関連で選定

・配管勾配　：　1／500以上

・道路横断部分の配管保護　：　Ⅲ．と同様

V　マンホール

配管サイズ	最大間隔	最小深さ	最小寸法
～150㎜	25m	80cm	50×50cm
200	35m	100cm	70×70cm
250～	40～50m	100cm	80×80cm

材質　　深さ3m未満　Batukali製

3m以上　コンクリート製

i　汚泥処理について

○ラグーン方式の場合の1人当り汚泥発生量は90～165ℓ/人.年と考えられる。平均値 130ℓ/人.年、総人口 45,000人 と仮定すれば年間の汚泥総発生量は約6,000㎥/年となる。

○汚泥処理は都市の状況、汚泥の最終処分方法等を考慮して、必要最小限の方式とし、建設費、メンテ費の節減、メンテの容易化を図るべきである。

○代表的な方式を次に掲げるが、本計画では、(1)方式を採用し、将来必要に応じ処理施設を設けるものとする。尚処分先については、陸上投棄又は海洋投棄とし、今後関係当局とで協議する必要がある。

その他処分の方法として乾燥床方式があるが、広いスペースを必要とする。

汚泥量6,000㎥/年の場合、乾燥日数20日間とすると

$6{,}000\,m^3 \div \frac{365日}{20日} \div 0.15\,m \fallingdotseq 2{,}200\,m^2$ となる。

又、雨期には十分乾燥することは難しく、陸上投棄又は海洋投棄となる。

Table 5－16 汚泥処理方式

フローシート	最終汚泥の生汚泥に対する重量比	最終汚泥の含水率	備考
(1) 生汚泥→処分	100%	98.8%	
(2) 生汚泥→濃縮→消化→処分	15%	95 %	汚泥差の減少を図ることが主目的である。消化槽及び付帯設備に大きなスペースが必要
(3) 生汚泥→濃縮→消化→脱水→処分	3.5%	75 %	脱水のために化学薬品が必要である。
(4) 生汚泥→濃縮→脱水→焼却→処分	1.2%	－	燃料を必要とする
(5) 生汚泥→濃縮→熱処理→熱処理汚泥濃縮→脱水→焼却→処分	0.6%	－	薬品添加がなく、かつ低含水率のためコンポスト等の有効利用が可能

j 建設費

o 計算結果を以下のグラフに示すが、試算の条件は以下の通りである。

i 建設費は1980年6月時点で計算する。

ii 準合併処理方式および合併処理方式の場合の処理はラグーン方式とする。

iii ポンプ・ステーションは2ケ所とする。

iv 住宅用1人当り給水量は60ℓ/人.日とする。

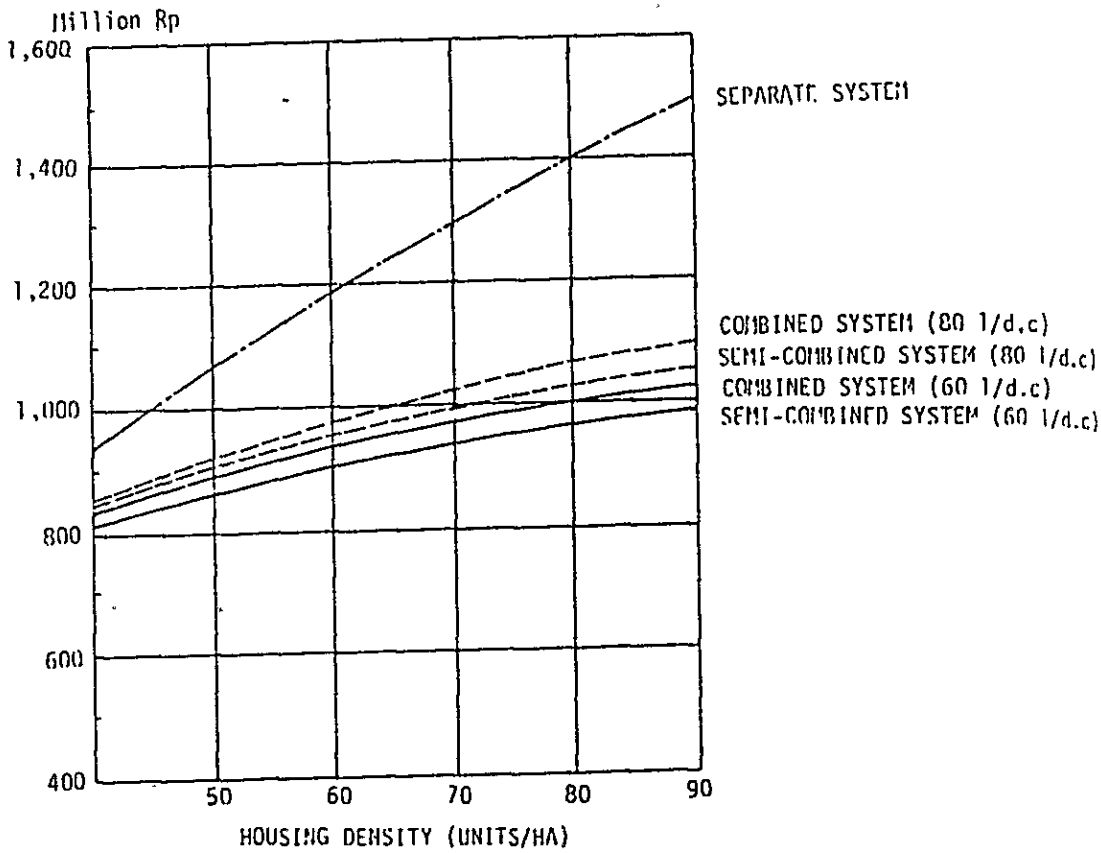


Fig 5－30 生活排水施設の建設コスト
（1980年6月現在のコスト）

○合併処理方式　70戸/haの計算例を次に示す。（1980年6月価格）

Million Rp

1. ラグーン　：　容量　12,750m³　86.5

2. ポンプ排水管（アスベスト管）　38.5

300φ　600m×　25,440 Rp/m

250φ　1,100　×　18,435

パイプ・ブリッチ　25m×120,000

3. ポンプ・ステーション（2ケ所）　47.1

・ポンプ　2,200ℓ/min×30mAq×30KW×3台

・ポンプ・ピット　66m²

・自　家　発　60KW

4. メイン排水管（PVC-VC）　129.7

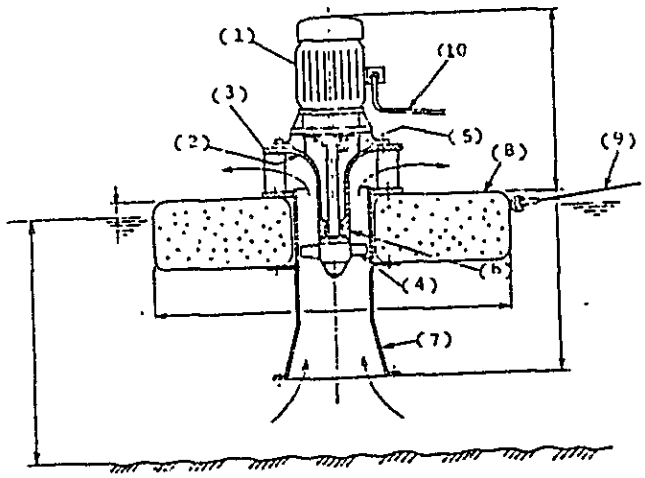
350φ　：　200m×34,815 Rp/m

300φ　：　630　×26,345

		Million Rp
	250φ : 2,000m×19,565	
	200φ : 4,000 ×13,710	
	150φ : 1,500 × 8,140	
5.	ブランチ排水管 (PVC-VC)	250.5
	150φ : 31,000m×8,080Rp/m	
6.	住宅引込 7,700戸×21,700Rp/戸	167.1
7.	業務地用引込 250戸×72,300Rp/戸	18.1
8.	マンホール	53.4
	700口×3.0m : 11ケ×87,400 Rp/ケ (BATU KALI)	
	800口×3.5m : 9ケ×365,000 (コンクリート)	
	800口× 4m : 30ケ×365,000 (〃)	
9.	道路横断部保護 (CIP)	34.8
10.	道路補修費 1,100m×5,000Rp/m	5.5
11.	土木工事	25.0
12.	その他	8.5
13.	合計 (NET)	864.7
14.	諸経費 (13.)×0.1	86.5
15.	諸税 (PPN) (13.+14)×0.025	23.8
16.	合計	Million Rp 975.0

5－5－3　関連データ

a．エアレータ



Applied parts and their materials

Item No.	Parts name	Material
1	Motor	Totally enclosed, fan-cooled, sepcial waterproof construction
2	Motor base	Cast iron
3	Pump base	Steel plate
4	Impeller	Brass
5	Main shaft	Steel bar
6	Bearing	Plastics
7	Draft tube	Steel plate
8	Float	Reinforced plastics filled with polyurethane foam
9	Rope	Nylon
10	Cab-tyre cord	Synthetic rubber

Size

Type	Motor shaft output	DF (mm)	A (mm)	I (mm)	B (mm)	F (mm)	Total weight (kg)
ARS-2. 2A	2.2 kW	1260	744	516	about 60	1200	210 ± 10
ARS-5. 5A	5.5 kW	1660	814	623	about 80	1400	350 ± 10
APS-11 A	11 kW	1880	829	738	about 100	1600	450 ± 10

Performance

Type	Quantity of dissolved O_2 supplied	Circulating flow rate	Sprinkling range
ARS-2. 2A	3.7 kgO_2/h	6.0 m^3/min.	Approx. 4 m diameter
ARS-5. 5A	9.2 kgO_2/h	14.5 m^3/min.	Approx. 6 m diameter
ARS-11 A	19.1 kgO_2/h	29.0 m^3/min.	Approx. 8 m diameter