

タイ国地方都市水道施設拡張計画

VOLUME I

CHIANG MAI市実施設計報告書

昭和48年3月

海外技術協力事業団

タイ国地方都市水道施設拡張計画

VOLUME I

CHIANG MAI市実施設計報告書

昭和48年3月

海外技術協力事業団

JICA LIBRARY



1017991E9J

国際協力事業団	
受入 月日 '84. 4. 30	122
登録No. 04064	61.8 KE

目 次

第 1 章	序 論	2 頁
1-1	チエンマイ水道拡張工事の実施設計をおこなうに至った経緯	2
1-2	チエンマイ水道の現況と計画	2
1-3	水道施設拡充に伴う要望点	6
1-4	実施設計の工程	10
第 2 章	実施設計のための現地調査	20
2-1	調査の範囲	20
2-2	調査の担当者名と滞在日数	25
2-3	調査日報	26
2-4	踏 査	32
2-5	測 量	33
2-6	地質調査	35
2-6-1	要 旨	36
2-6-2	調査概要	37
2-6-3	地形、地質概要	39
2-6-4	土質概要	41
2-6-5	調査結果について	45
2-6-6	調査結果からの考察	48
2-7	水圧調査	68
2-7-1	調査概要	68
2-7-2	水圧調査の結果からの考察	68
2-7-3	既設の2配水系統の整備	72
2-8	埋設管調査	102
第 3 章	建 設 計 画	120
第 4 章	設 計	124
4-1	設 計 条 件	124
4-1-1	各施設の設計条件	124
4-1-2	水質調査	130
4-1-3	水位観測	132

4-1-4	設計単位重量, 許容応力, 基礎の許容支持力	135	頁
4-1-5	維持管理方式	140	
4-2	詳細設計	142	
4-2-1	容量計算	142	
4-2-2	水理計算	164	
4-2-3	薬品注入及び塩素注入・中和設備	187	
4-2-4	排水施設	198	
4-2-5	配水管流量計算	208	
4-2-6	配水管の管厚計算	240	
第 5 章 施 工 計 画		243	
5-1	施工の基本条件	243	
5-1-1	現地に於ける自然条件	243	
5-1-2	現地で調達可能な材料及び施工機械	243	
5-2	請負人の準備すべき事項	244	
5-2-1	現場周辺の踏査	244	
5-2-2	関係官庁に対する手続き	244	
5-2-3	現場事務所及び倉庫	244	
5-2-4	建設用資材, 機械の手配	244	
5-2-5	労務者の手配	244	
5-3	各工事の施工計画	244	
5-3-1	取水用仮締切工事	244	
5-3-2	沈砂池土留工事	244	
5-3-3	取水施設埋戻工事	245	
5-3-4	導水管の布設工事	245	
5-3-5	計画浄水場の地盛工事	245	
5-3-6	沈でん池のサンドマット工事	245	
5-3-7	配水池の基礎工事	245	
5-3-8	着水井, 沈でん池, 急速ろ過池, 高架水槽の基礎工事	245	

5-3-9	配水管布設工事	245頁
-------	---------	------

第6章	工事請負契約に関する書類	247
-----	--------------	-----

6-1	入札関係書類	247
-----	--------	-----

6-2	Instruction to Tenderers について	247
-----	-------------------------------	-----

6-3	Conditions of Contract について	247
-----	-----------------------------	-----

6-4	仕様書について	248
-----	---------	-----

6-5	数量明細書について	248
-----	-----------	-----

6-6	入札スケジュール	248
-----	----------	-----

6-7	広 告	248
-----	-----	-----

6-8	入札希望者の資格審査と選考	249
-----	---------------	-----

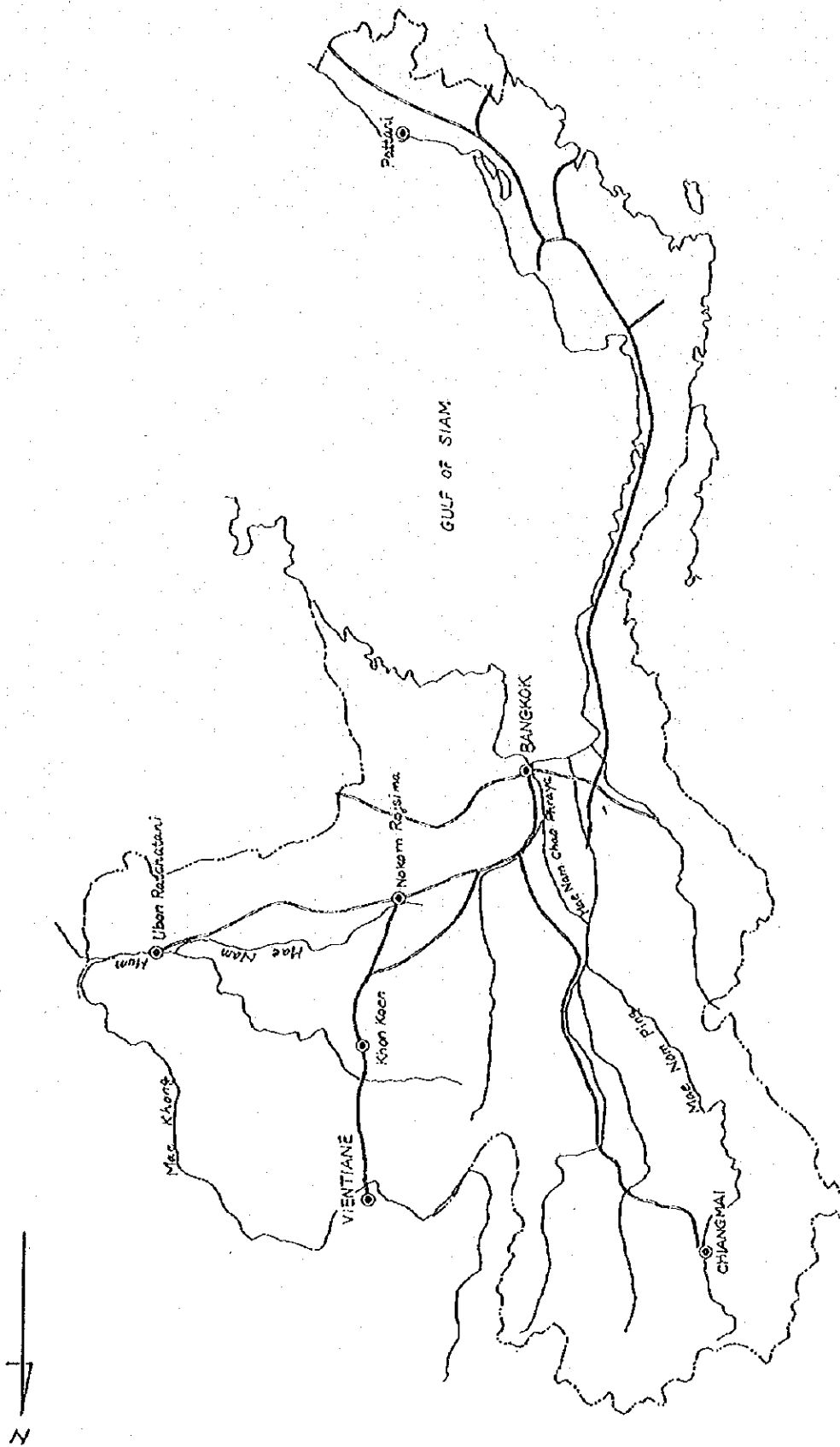
6-9	応札業者の決定	249
-----	---------	-----

6-10	入 札	249
------	-----	-----

6-11	入札書類の審査	249
------	---------	-----

6-12	落札業者の決定	249
------	---------	-----

6-13	請負契約の締結	249
------	---------	-----



第 1 章 序 論

1-1 チェンマイ水道拡張工事の実施設計をおこなうに至った経緯

チェンマイ市はプロビンスアルチェンマイの首都タイ国北西部に位置しバンコックより約 750 Kmの距離にあり、かつてはチェンマイ王国として栄え新旧の文化を併せもつた古都である。

当初コロンボ計画に基づき1968年度～69年度の2年間に亘る一戸計画調査団の渡タイに続いて1970年度～1971年度の2年間に亘る内藤計画調査団の渡タイ等派遣団の努力の結果1971年3月タイ国政府よりコラート、チェンマイ両市の計画調査団派遣の要請があつた。海外技術協力事業団は東大教授石橋多聞氏を団長とするフイージビリティ サーベイチームを派遣した。この期間は1971年度の3月の30日間と8月の2週間で報告書の提出は9月末であつた。

この結果1972年度6月再びタイ国政府の要請があり、この為東京設計事務所を主体とし、コロンボ計画調査官であつた内藤氏を顧問とするチェンマイ市水道実施設計調査団が派遣された。

この期間は1972年度6月26日から9月28日迄の約95日間であつた。調査の内容は現地地質調査、現地路線測量、現地資材単価調査、既設管理設調査、既設管水圧調査等拡張計画に必要な一連の業務であり、7月最盛期には日本側14名、タイ側6名からなるコンビネーションチームが編成された。

引続き8月末にはチェンマイに於ける作業を切り上げバンコックに於て団員4名によつて概略設計計画がおこなわれ設計図に基づくタイ側PMWD、日本側調査団双方の意見調整がなされ合意に達する迄数回の修正がなされ9月28日帰国することとなつた。

この報告書はそれらを基にして日本に於て進められた最終計画である。実施設計調査に至る迄の道程は実に長い時間と多くの人々の忍耐と努力が埋もれている。

1-2 チェンマイ水道の現況と計画

1-2-1 取水場の現況

既設旧浄水場のピン川からの取水設備は流心が左岸寄りとなり茶畑りの水路によつて右岸へ導びかれていて附近の汚染等を考慮すれば望ましいものではない。

従つてこれを廃止して上流側に取水地点を選定した。

この位置は高速道路、橋の上流約 3.2 Kmの地点であり、この場所は乾期に於ても十分な水深が得られるが屈曲部である為洪水時にはかなりの沈期があると見られるので護岸設備が必要である。但し汚染の心配はない。

1-2-2 浄水場の現況

現在 Chiang-mai 市には2つの浄水場がある。一つは Ping River に面する Wang Sing Kum に今一つは Irrigation Canal に面する Umong にある。公称能力は前者は $7,000 \text{ m}^3/\text{日}$ 、後者は $6,000 \text{ m}^3/\text{日}$ で各々市の東部、西部へ配水をおこなつている。

1-2-3 既設浄水場の能力

OLD Treatment Plant : WANG SING KUM, PING RIVER SOURCE

NEW Treatment Plant : UMONG, IRRIGATION CANAL SOURCE

1. Old Plant (No. 1)

	SIZE	Capacity (m^3/hr)	Capacity (m^3/day)	Effective Capacity (m^3/day)
Filter No. 1	$2.50 \times 3.0 \times 2$ (fan shape)	40	960	0
Filter No. 2	$4.00 \times 3.0 \times 2$	80	1,920	960
Filter No. 3	$4.00 \times 3.0 \times 5$	250	6,000	6,000
Total		370	8,880	6,960
				Say 7,000

注：No. 1のフィルターを廃止、No. 2の1池を予備池と考える。

2. New plant (No. 2)

	SIZE	Capacity (m^3/hr)	Capacity (m^3/day)
Filter No. 1	$4.0 \times 3.0 \times 5$	250	6,000
Total		250	6,000
Grand Total		620	14,880 = 13,000

3. Clear Wells and Elevated tanks

Old Plant (No. 1)	SIZE	Capacity (m ³)
H.T No. 1	In the tower	200
O.W No. 1	In the tower	300
O.W No. 2	Cylindrical	500
O.W No. 3	m m m 270×210×265	1800
Total		2800

New plant (No. 2)	SIZE	Capacity (m ³)
O.W No. 1	m m m 270×210×265	1800
Total		1800
Grand Total		4600

1-2-4 配管網

既設第一浄水場系統は高架水槽から自然流下方式でもって供給され既設第二浄水場系統は配水ポンプ直送方式によつて供給されている。

チェンマイ大学は現在溜池を水源とする独自の水道をもっている。特筆すべき点はピン川左岸鉄道駅附近の水圧が非常に低いことである。

これは後述の水圧調査の結果でも明らかであるが、この原因は第一浄水場幹線の管径300mmが小さ過ぎることの爲である。この管網の計画には現在の受持ち配水区を縮少し、新計画と組み合わせて考え改良しなければならぬ。

尚、チェンマイ大学への配水は本計画で市の水道から供給される。

各期別給水人口、給水量、浄水場能力

項 目		第 1 期 (1980年)	第 2 期 (1990年)	第 3 期 (2000年)
給 水 人 口		155,000 人	196,000 人	243,000 人
日 給 最 水 大 量	一 般	27,000 m ³ /d	42,000 m ³ /d	55,000 m ³ /d
	大 学	2,000 "	4,000 "	6,000 "
	計	29,000 "	46,000 "	61,000 "
時 給 間 水 最 大 大 量	一 般	40,500 "	63,000 "	82,500 "
	大 学	2,000 "	4,000 "	6,000 "
	計	42,500 "	67,000 "	88,500 "
各 浄 水 場 能 力	既設第1浄水場	7,000 "	7,000 "	7,000 "
	既設第2浄水場	6,000 "	6,000 "	6,000 "
	新 設 浄 水 場	16,000 "	32,000 "	48,000 "
	計	29,000 "	45,000 "	61,000 "
各 取 水 場 能 力	既設第1取水場	廃 止	廃 止	廃 止
	既設第2取水場	6,600 m ³ /d	6,600 m ³ /d	6,600 m ³ /d
	新 設	7,700	7,700	7,700
	取 水 場	17,600	35,200	52,800
	計	31,900	49,500	67,100

1-3 水道施設拡充に伴う要領点

この実施設計業務の目的はチェンマイ市水道拡張工事のために欠く事のできない仕様書、設計書（工事費）、設計図、その他付属する計算書の作成にある。

実施設計作業を進めるに当り特に留意すべき点は次の諸点である。

- (1) PMWDとの間で打ち合せ合意に達した事項を実施設計に十分とり入れること。
- (2) 工事の入札は国際入札によること。
- (3) 仕様書における規格はISOを優先する。
- (4) この工事は安全低廉であり、第1期（1980年）、第2期（1990年）、第3期（2000年）のうち出来る限り第1期を対象とした計画をとり上げ先行投資を極力さけること、但し将来の拡張計画を考慮に入れたものとする。
- (5) 出来る限り現地産の材料を設計に取入れる。
- (6) 維持運営管理の面を重要視し故障を起した場合に部品がない為、長期の運転停止等がおこらない様、設計の段階で配慮する。

A 取水施設

ポンプ井は第3期を含めた容量とする。

ポンプ室は第3期迄のポンプが据え付けられるスペースとする。

ポンプは第1期のみ設置する。

発電機室のスペースは第3期迄の発電機が据えられるスペースとするが発電機は第1期の負荷量を対象とする。

B 導水管

第1期のみを対象とした配管とし将来は並列して配管を更に2条増設する。

C 浄水場

a 洗でん池、ろ過池、配水池

第1期を対象として計画し、これを1グループとする。2期、3期は同形のグループを隣接して配置する。但し連絡歩廊を設ける。

b 配水ポンプ室

ポンプ室のスペースは第3期迄を考慮した広さとし、ポンプは第1期分を配置する。

c 薬品注入室，塩素滅菌室

室内のスペースは第3期迄を考慮した広さとし，内部薬品注入設備は第1期分丈とする。

塩素消毒設備は中和装置を考慮に入れる。

d 管理本館

第3期分迄を考慮したスペースとする。

e 用務員宿舎

11家族を考慮した2階建て木造の長屋とし，特にその内の1家族（スーパーインテンド）分は広くすること。

f 場内盛土

第1期分グループの周辺丈を盛土し，その発生土は排水用ラグーンを開削してバランスさせる。

g 高架水槽

急速ろ過池の逆流洗浄水用の高架水槽を設置する。

h 配水管

チェンマイ大学への送水は日最大給水量を対象とし第2浄水場（飛行場側）より送水する。

道巾が広く条件が許すならば1期分，2期分，3期分に分けて配管する。若し道巾が狭い場合は将来を見込んだ管径を選択して配管する。

消火栓は現在使用しているものと同形のものを採用する。

口径300mm以下はタイ国産の石綿セメント管を使用する。

D 電気関係

- 取水場，浄水場各々に11KVを受電する。
- 浄水場電源は変電所出口第1柱から設計に取り込むこととし，取水場は構内引込以降を設計分とする。
- 取水場と浄水場との連絡は通信線を設けられないため電話を使用することとする。
- 受電申請書はチェンマイ市P・E・Aに提出する。
- しや断容量は約1000MVAである。

・ 電源の電圧変動はブースター発電機使用により±5%程度となるので定電圧装置は設けない。

・ 受電電圧は 11 KV 50 HZ

低圧モーター 3φ4W 380V/220V

電灯電圧 3φ3W 200V

E 建築関係

管理本館，管理公舎，ポンプ室，薬注室，倉庫，操作廊

1. 原則として3期分までを考慮する。
間仕切等の移動で増減を可能にする。
2. 構造は鉄筋コンクリート，木造とし，鉄骨は材料の関係で好ましくない。
3. 建築材は一応なんでも入手できるが原則として現地材料で設計する。
床は人造石研き出し
外装は貧鉄鉄の一種 SILARAENG
屋根 石綿スレート大波型板
4. 気候風土を良く理解し通風，日除等を十分考えてもらいたい（機械的な設備は考えていない）
風向，南西
5. 天井高を3.00m以上確保してもらいたい。
6. 雨水，排水は溜り浸透式とする。
7. 便所は水洗式のタイルスタイルで考え放流は溜り浸透式とする。
8. 構造材は硬木，化粧材はラワン材とする。
9. 縮尺は $1/50$ $1/100$ $1/250$ $1/500$
10. タイ国の建築規準法に適合する様注意して設計する。

1-4 実施設計の工程

1. 運用計画書，双方の署名
2. 現地調査
3. 現地打合せ同意事項のとりまとめ
4. 国内作業
5. 成果品（ドラフト）の提出及び内容検討
6. 最終印刷物の提出

1. 運用計画書の双方の署名

昭和47年7月4日

日本側林享厚生省技官，タイ側ダムロン局長との間で署名がかわされた。

2. 現地調査

現地調査に参加した日本側団員名

タイ側関係者名は次の通りである。

P・O 調印 47・7・4 (火) 14・00

場 所 DTBO 会議室

出席者 大使館 徳岡書記官

OTOA 宮本所長

DTBO ※チユーチャ・ワンチャイ・ソムサク

PMWD ※ダムロン・カンアーン・サワツト

調査団 ※林，内藤，險路

※印3名署名者

PLAN OF OPERATION
FOR
THE DETAILED DESIGN OF
THE WATER SUPPLY EXPANSION PROJECT
IN CHIANG MAI

GUIDE TO CONTENTS

Introduction

- I. Scope of survey
- II. Execution of survey
- III. Arrangements to be made by the
Government of Thailand.
- IV. Privileges and exemptions to be
granted to the survey team.
- V. Signature

Introduction

1. The Government of Thailand requested the Government of Japan to investigate and to design the Expansion Project for Provincial Water Supply System.
2. The Government of Japan sent the Colombo Plan experts, at the request of the Government of Thailand, to cooperate with the Government of Thailand in completing the master plan from 1968.
3. The feasibility study of the water supply system both in Chiang Mai and in Nakhon-Rachasima was completed by the Japanese survey team dispatched in March, 1971. The feasibility reports were submitted to the Government of Thailand in October 1971.
4. The Government of Thailand decided to take up the water supply system in Chiang Mai as the first priority project and has further requested the Government of Japan to draw up the detailed design for its construction.
5. The Government of Japan, in response to this request, has decided to take necessary measures to carry out the detailed design work and entrusted the Overseas Technical Cooperation Agency (OTCA) of Japan with its implementation.
6. This document sets forth a plan of operation in regard to the detailed design for the project.

I. Scope of survey

7. The Government of Japan will carry out the detailed design work with particular reference to :
 - 1) raw water intake facilities
 - 2) purification facilities
 - 3) distribution system
8. The detailed design work of this project is confined to the 1st stage of the master plan described in the afore-mentioned feasibility reports. The master plan shows the picture that the estimated served population in the year 2,000 will be 243,000 and the water supplying capacity in 2,000 will be increased by 48,000 m³/day.

The master plan also presents the idea that when the 1st stage is completed, served population will be 155,000 and the capacity of water supply will be increased by 16,000 m³ per daily maximum.

9. The raw water is drawn from Ping River. The survey of the distribution system covers only the main pipeline system, which is connected with the existing pipe line system.

II. Execution of survey

10. The team will conduct field survey and data collection as follows for about three (3) months in Thailand.

- (1) Soil Investigations

Penetration Test	10 holes
Core Boring (Thin Wall Piston Sampling)	1 hole
- (2) Surveying

Leveling
Plane Table
Other necessary surveying
- (3) Collection of data and information concerning labour conditions, labour cost, construction materials, construction machines, laws and regulations, design standards, existing facilities and so on.
- (4) Investigation of existing pipelines.
- (5) Water pressure test at the connection point of the proposed distribution main and existing pipelines.

11. The team will conduct the following detailed design work for about three (3) months in Japan.

- (1) Intake facilities

Intake Tower
Raw Water Main
Receiving Well
- (2) Purification Facilities

Mixing Basin
Flocculation Basin

- Sedimentation Basin
- Rapid Sand Filter
- Elevated Tank for Washing
- (3) Distribution system
- Clean Water Reservoir
- Distribution Main
- Distribution Pump or Elevated Tank

12. The following documents written in English will be presented in draft form to the Government of Thailand by the end of December, 1972.

The complete documents will be presented by the end of January, 1973.

- | | |
|---------------------------|-----------|
| (1) Design Report | 30 copies |
| (2) Specifications | 30 copies |
| (3) Cost Estimate | 1 copy |
| (4) Drawings | 30 copies |
| (5) Bill of Quantities | 30 copies |
| (6) Tender Document Forms | 30 copies |

III. Arrangements to be made by the Government of Thailand

13. The following will be arranged for the survey team by the Government of Thailand.

- (1) Appointment of a project manager who is responsible for the Water Supply Expansion Project in Chiang Mai and who accompanies the team when necessary.
- (2) Appointment of two counterparts and two technicians.
- (3) Provision of a furnished office and two jeeps with chauffeurs in Chiang Mai.
- (4) Provision of a furnished office in Bangkok.
- (5) Procurement of data and materials related to the Project.

IV. Privileges and exemptions to be granted to the survey team

14. The members of the team engaged in the survey will be entitled to such privileges and exemptions as the Government of Thailand normally

extends to Colombo Plan experts in respect of tax and duty exemptions, and immigration facilities.

V. Signature

15. The undersigned agreed on the foregoing on behalf of parties concerned on this date of July 4, 1972.

Mr. Xujati Pramoolpol
Deputy Director-General
DTEC.
Ministry of National
Development.

Mr. Toru Hayashi
Head of Japanese
Survey Team
Overseas Technical
Cooperation Agency
JAPAN.

Mr. Damrong Cholvijarn
Director-General
Department of Public and
Municipal Works
Ministry of Interior.

日 本 側

徳岡書記官

宮本 所長

林 技 官

魚田，小林，内藤

陸路，山田，松橋

金子，高杉，百瀬

加藤，工島，赤塚

佐藤，渡辺

高田，鈴木

タイ 側

ダムロン局長

カンアム部長

サワット（主任技師）

アローン（カウンターパート）

トスボン（技 師）

ステイチャイ（技 師）

ウイラー（技 手）

スワン（ボーリング技師）

パイブーン（ボーリング技師）

ウイルン（チェンマイ水道
スーパーインテンド）

現地調査は次の項目に分けておこなわれ、昭和47年7月30日から8月30日迄の2ヶ月はチェンマイに於て作業をおこない8月31日から9月28日迄の約1ヶ月間は4名からなる残留組によつて図面の作製がおこなわれ、現地打ち合せの後帰国した。

- a 現 地 踏 査 取水地点，浄水場位置の決定，管ルート of の状況視察
- b 現 地 測 量 取水場，浄水場 } 平面縦断測量
配 管 路 線 }
- c 現地地質調査 取水場，浄水場，水管橋予定地の標準貫入試験，地層図の作成
- d 現地水圧調査 既設水道管の予め選んだ地点に水圧計を設置した。
- e 現地理設管調査 既設管と新計画管とを比較すると予定される部分の管径管種，深度の把握
- f 現地労務資材単価，輸送費 労務資材単価のタイ側役所で準備されてないものについては現地市内業者に問い合せをおこなつた。
二次製品の規格及び単価税金，路面復旧等の規則

3. 現地打合せ同意事項のとりまとめ

9月20日～22日間の打合せ事項及びとりまとめは帰国後も教回に互り書類の郵送により交換し確認を得た。

4. 国内作業

12月末日タイ側にドラフトによる成果品の提出をおこなう為スケジュールを組み直した。

月 内容	10	11	12	1
函 面				
構造計算				
水理計算				
数量調査				
積 算				
仕 様 書				
そ の 他				

5 成果品の提出 (中間打合せ)

昭和47年12月27日

成果品をドラフトで提出, この為団員1名を派遣し現地に手渡す。

昭和48年1月3日

団員を更に2名派遣し現地に於て打ち合せ会を開いた。

日 時 : 昭和48年1月9日

場 所 : PWD会議室

出席者 : タイ側 ダムロン局長

カンアーン部長

サワット課長

Mr. フルン

日本側 内 藤

山 田

高 杉

(1) 成果品のList

Design Report

Specifications

Cost Estimate

Drawings

Bill of Quantities

Tender Document Forms

6. 中間報告

昭和48年1月20日厚生省に於て作業監理委員会に中間報告をおこない, タイ側の要望する諸点についてドラフトの修正をおこなうよう決定した。

7. 最終提出

成果品を昭和48年3月末日迄に提出する為, 団員4名を派遣する。

第 2 章 実施設計の為の現地調査

2-1 調査の範囲

1971年の春と夏に実施された Feasibility Survey の報告書を参考にして、更に詳細設計には入る為の設計資料を集める為、1972年6月26日から9月28日迄の95日間に亘り次に示す調査測量がおこなわれた。

- (1) バンコックに於ける打ち合せ
- (2) チェンマイに於ける現地調査
 - (i) 踏 査
 - (ii) 測 量
 - (iii) 地 質 調 査
 - (iv) 水 圧 調 査
 - (v) 埋設管調査
 - (vi) 資材労務単価、税金、その他の法規調査
- (3) バンコックに於ける図面の作成
 - (i) 図面の作成
 - (ii) 上記に基く打ち合せ

(1) 現地に於けるタイ側との打ち合せ

a. と き 昭和47年6月27日 午後1時30分

と ころ バンコック PMWD 図書室

出席者 日本側

林, 亀田, 小林

内藤, 陸路, 山田

松橋, 金子, 高杉, 佐藤

タイ側

カシアム, サワツト

アローン, ステイチャイ

トスボン

b. と き 昭和47年6月28日 午後1時30分

と ころ バンコック PMWD 図書室

出席者 日本側

林, 亀田, 小林

内藤, 陸路, 山田

松橋, 金子, 高杉

タイ側

カシアム, サワツト

アローン, ステイチャイ

トスボン

Technical Memorandum

27th June 1972

1. Water Demand for University:

It is understood as daily maximum demand.

2. Existing Capacity:

It is confirmed as 7,000 m³/day at old plant and 6,000 m³/day at new plant.

3. High Water Level of River:

It will be provided by PMWD.

4. Turbidity:

Maximum turbidity may be around 1,000 ppm or less, but it will be provided by PMWD.

5. Drainage System:

It is adopted as comparatively less cost as lagooning.

6. Clarifier:

It shall be depended upon the turbidity aforementioned, but it is adopted as comparatively less cost and high efficiency.

7. Filter:

It is mostly adequate to adopt conventional type, but automatic washing system shall be subject to further discussion.

8. Depth of Distribution Pipes:

Any pipes shall be laid under the side walk in general, but it may be depended upon circumstances at site.

9. Load of Trucks:

Standard criteria is based on 20 tons maximum.

10. Railway Crossing:

It is provided by PMWD judging from previous data approved by Railway Department.

11. Connection between New Pipe and Existing Pipe:

The location and depth of existing pipe shall be notified by PMWD at site.

と き	昭和47年6月29日	午後2時	
と ころ	バンコック	PMWD	会議室
出席者	日本側		タイ側
	徳岡(書記官)、宮本(OTOA所長)		ダムロン(局長)
	林、亀田、小林、内藤		カンアム、サワット
	陸路、山田、松橋		アローン、ステイチャイ
	金子、高杉		トスボン

(注) 47年10月1日付をもってPMWDはDPW Department of Public Works に名称が変更された。

AMENDMENT

Revised on 29th June 1972

1. Location of Treatment Plant & Intake:

- a. Due to the difficulty in the acquisition of land, the water treatment plant shall be moved to upstream of Ping River.
- b. Mutual relationship of treatment plant and intake is so important in view of location of facilities, that it shall be discussed on next investigation at site.
- c. To save the time of design, it shall be tentatively determined at site as quickly as possible. Then, the boring and survey shall be started after tentative determination.

2. Improvement of the Treatment Plant:

- a. Any facilities shall be designed on comparatively less cost and high efficiency, although it is newly developed in sophisticated technology.
- b. A simple scraper is designed to remove sludge in the sedimentation tank as quickly as possible after being studied in comparison between several methods.
- c. It is mostly adequate to adopt conventional type, but an automatic washing system shall be subject to further discussion.

3. Distribution System:

- a. Any pipes shall be laid under the existing road (side walk) in general, but it may be depended upon circumstances at site.
- b. After testing water pressure of existing pipe lines, a part of the pipes may be changed in the detailed design if necessary.
- c. Elevated tank system shall be checked in view of adaptability in addition to direct pumping system.
- d. Standard criteria of load of trucks is based on 20 tons in maximum.
- e. Regarding railway crossing, it is provided by PMWD judging from previous data approved by Railway Department.
- f. Concerning to connection between new pipe and existing pipe, the location and depth of existing pipe shall be notified by PMWD at site.

4. Drawing & Specification:

- a. Any responsibilities of drawing and specification shall be made by Japanese Team respecting with mutual discussion and agreement.
- b. All specification shall be made in International Standard.

5. Material & Price:

- a. Any prices and costs of material shall be checked by PMWD if necessary.
- b. Regarding to procurement of materials, it shall be subject to further discussion.

2-2 現地調査の担当者名と滞在日数

担当者名	現地到着日	現地出発日	滞在日数	業務内容
1 林 享	⁴⁷ 6・26	⁴⁷ 7・5	10	本調査団 日本側代表
2 亀田 素	6・26	7・10	15	現地踏査
3 小林 重一	6・26	7・10	15	・
4 内藤 幸穂	6・26	8・9	45	現地踏査 一般調査
5 陸路 栄一	6・26	8・9	45	・
6 山田 肇	6・26	9・28	95	現地作業 統括
7 松橋 富雄	6・26	9・28	95	測量, 埋設管 水圧, 調査
8 金子 磨吉刀	6・26	9・28	95	・
9 高杉 正治	6・26	9・28	95	・
10 加藤 耕一	7・6	8・5	31	測 量
11 百瀬 和文	7・6	8・5	31	・
12 高田 義宜	7・6	7・20	15	建築担当
13 鈴木 孝	7・6	7・20	15	電気担当
14 佐藤 允	6・26	7・10	15	地質調査
15 渡辺 金杉	7・6	8・9	35	・
16 王 島 稔	7・6	8・5	31	測 量
17 赤坂 唯志	7・6	8・6	31	・

2-3 調査日報

月 日 曜	亀田, 小林	内藤, 陸路	山田, 高杉 (1班)	松橋, 金子 (2班)	工島, 百瀬 (3班)	赤壁, 加藤 (4班)	佐藤, 渡辺 (ボーリング班)	高田 (電)
6 26 (月)	TYO-BKK	TYO-BKK	TYO-BKK	TYO-BKK			TYO-BKK (佐藤)	
27 (火)	PM 1:30	AT PMWD 会 議	日本側 林, 亀田, 小林, 内藤, 陸路, 山田, 松橋, 金子, 高杉 タイ側 カンナム, サワット, アルーン, ステイチャイ, トスボン				PMWD 佐藤	
28 (水)	PM 1:30	AT PMWD 会 議	日本側 林, 亀田, 小林, 内藤, 陸路, 山田, 松橋, 金子, 高杉 タイ側 カンナム, サワット, アルーン, ステイチャイ, トスボン				ボーリング機械点検整備 AT BANKEN	
29 (木)	PM 2:00	AT PMWD 会 議	日本側 徳岡, 宮本, 以下上記のメンバー タイ側 タムサング, カンナム, サワット, アルーン, ステイチャイ, トスボン				電探器具のテスト タイ側 パイブーン, スワン	
30 (金)	PM 3:30	BKK	CHIANG-MAI	総勢 9名			BKK-CHIANGMAI	
7 1 (土)		水源調査	ピン川の左岸 上流側3ヶ所踏査 取水場の位置の選定				ボーリング機械出発	
2 (日)		水源調査	ピン川の右岸 上流側3ヶ所踏査 取水場の位置の選定				ボーリング機械到着 No.1 ハイウェイブリッジ据付け	
3 (月)		浄水場の候補地踏査及びルート巡回	ピン川の左岸及びハイウェイ				No.1 掘進深度2m パイブーン, スワン	
4 (火)	取水場配置図	浄水場配置図	路線選定50m毎 トスボン ステイチャイ リンカムホテル-チエンマイ大学(8)-(9)	取水場配置図 ランープラン作製			No.1 掘進深度4m パイブーン, スワン	
5 (水)	"	CHIANG-MAI-BKK	路線選定50m毎 トスボン ハイウェイ(7)-(8) ステイチャイ	"			No.1 掘進深度8m パイブーン, スワン	
6 (木)	CHIANG-MAI-BKK	バンコックにて調査	路線選定 ステイチャイ (8)-(9)	路線選定 トスボン (3)-(4)-(5)-(6)-(8)-(9)-(10)	TYO-BKK	TYO-BKK	No.1 掘進深度10.8m TYO-BKK (渡辺)	TYO-BKK
7 (金)	バンコックにて調査	"	路線選定 ステイチャイ (10)-(11)	路線選定 トスボン (2)-(10) (20)	第2陣到着 BKK-CHIANG-MAI	第2陣到着 BKK-CHIANG-MAI	第2陣渡辺到着 BKK-CHIANG-MAI	専門調査 バンコック
8 (土)	"	"	ルートの説明巡回	ルートの説明巡回	ルートの巡回	ルートの巡回	No.2 機械据えつけ スワン, 掘進 4.5m	"
9 (日)	"	"	休日	休日	休日	休日	佐藤 CHIANGMAI-BKK	"
10 (月)	BKK-TYO	"	路線選定 ウィラー (11)-(12)	路線選定 (20)-End	平板 ステイチャイ 7-0, 7-2, 8-0, 9-0	平板 トスボン (12)-(13) チエンマイ大学	No.2 掘進深度10.50m完了 佐藤 BKK-TYO	"
11 (火)	"	"	山田-ボーリング及測量現場 高杉-水圧調査 ウィラー	AM オフセットの整理 ウィラー PM 水圧調査 (15:00-19:00)	平板 ステイチャイ 13-17, 13-34, 14-0, 14-3	平板 トスボン R-12 チエンマイ大学校内 (17)-(18)	No.3 機械卸し据付け 掘進深度 4.5m	"

月 日 曜	特 記	内藤, 陸路	山田, 高杉 (1班)	松橋, 金子 (2班)	工島, 百瀬 (3班)	赤壁, 加藤 (4班)	佐藤, 渡辺 (ボーリング班)	高田 (結) 鈴木 (電)
7 12 (水)		バンコックにて 調 査	山田 - ボーリング及測量現場 高杉 - 水圧調査 ウイラー	AM オフセットの整理 ウイラー PM 水圧調査グーシ取外し	平 板 ステイチャイ 14-18, 14-3-32	平 板 トスポン R-17 チエンマイ大学校内 ⑩-⑪	㊦ 3 掘進深度 7.5 m	"
13 (木)		BKK-CHI ANG-MAI	山田 - ボーリング及測量現場 高杉 - 水圧調査 ウイラー	AM 水圧調査 ⑤③①④ PM 資料の整理 ウイラー	平 板 ステイチャイ 14-3-8, 14-3-13, 14-3-16	平 板 トスポン チエンマイ大学校内 ⑩-	㊦ 3 掘進深度 11.5 m	BKK-CHI ANG-MAI
14 (金)		チエンマイにて 調 査	山田 - ボーリング及測量現場 高杉 - 水圧調査 ウイラー	AM 水圧調査 ⑤③①④ PM 水圧計の調整 ウイラー	平 板 14-3-27, 16-10 14-3-19, 14-3-23, 14-3-24	平 板 導水管ルート トスポン	㊦ 3 掘進深度 15.5 m	チエンマイにて 調 査
15 (土)		"	山田 - ボーリング及測量現場 高杉 - オフセット ウイラー	AM スーパーハイウェイ ②-⑩ オフセット	平 板 ステイチャイ 16-20, 16-24, 16-32	オフセット 導水管ルート トスポン	AM 機械積込み	"
16 (日)		休 日	休 日	休 日	休 日	休 日	休 日	休 日
17 (月)		チエンマイにて 調 査	山田 - 団内打ち合せ 高杉 - 2班編入	AM 水圧調査 ①⑦⑩⑪ PM 記録整理 ウイラー	平 板 16-36 ステイチャイ	平 板 H-10, H-17 トスポン	㊦ 4 機械据付け (スロン) 深度 7.5 m	団内打ち合せ
18 (火)		"	山田 - ボーリング及測量現場 高杉 - 水圧調査	AM 水圧計回収 ウイラー PM 水圧計取付け ⑬⑭⑮	平 板 16-41, 16-55 16-59, 16-62 ステイチャイ	平 板 H-17 H-29 トスポン	㊦ 4 深度 12.5 m 完了 機械移動	"
19 (水)		内藤 CHIANG MAI - BKK	山田 - 総括現場 高杉 - 2班編入	AM オフセット ②-⑩ PM 水圧計回収 ウイラー	平 板 16-69, 20-25 20-16, 21-2 ステイチャイ	平 板 H-29, H-54 取水場附近 トスポン	㊦ 5 機械据付け (スロン) 深度 2.9 m	CHIANG -MAI - BKK
20 (木)		内藤バンコック 陸路チエンマイ	" "	AM 水圧計セット ⑭⑮⑯⑰ PM オフセット ウイラー	平 板 20-0, 1-16 浄水場 ステイチャイ	平 板 Hルート基線 ハイウェイ入り口付近	㊦ 5 深度 12.5 m	BKK-TYO
21 (金)		調 査	" "	AM 水圧計回収 ウイラー PM オフセット ⑤-⑪, ⑯-⑳	平 板 浄水場 ステイチャイ	平 板 R-1 ルート R-3~㊦ トスポン	㊦ 6 機械移動 (スロン)	
22 (土)		"	" "	AM オフセット (ゾルン場近く) PM	平 板 浄水場, ハイウェイ ステイチャイ	平 板 白象の門, チエンマイ ボーリング, チエンマイ図書館	㊦ 6 深度 4.5 m	
23 (日)		"	休 日	休 日	休 日	休 日	(パイプーン BKKに帰る) 休 日	
24 (月)		"	山田 - 総括現場 高杉 - 2班編入	AM 水圧計整備, 調整, セット PM 記録整理 BM調査	平 板 オールドチエンマイ附近 ステイチャイ	平 板 ラフトブランチ附近 トスポン	㊦ 6 深度 12.5 m 完了	
25 (火)	(カオパンサー)	"	" "	AM 水圧計回収 ⑱⑲⑳ PM オフセット (駅附近) ウイラー	仮 BM の水準測量 ステイチャイ	平 板 バットハイヤー門附近 水準仮 BM 設定 13ヶ所	㊦ 7 機械移動 (スロン)	
26 (水)	(カオパンサー)	"	祭 日	祭 日	祭 日	祭 日	祭日 (カオパンサー)	
27 (木)		"	資材単価調査	AM オフセット (駅附近) PM " (")	水準測量 BM0~BM3 ステイチャイ	水準 器械調整 オフセット 整理図面化	㊦ 7 深度 7.5 m	
28 (金)		"	" "	AM オフセット 整理図面化 PM " 及び水圧計回収	" BM3~BM9 "	水準 " オフセット トスポン	㊦ 7 深度 12.5 m 完了	
29 (土)		陸路 CHIANG -MAI - BKK	" "	AM " ⑳-㉑ ルート PM 水圧計回収 イラー	" BM9~BM0 "	水準 " オフセット トスポン	㊦ 8 機械移動 (スロン)	

月 日 曜	特 記	内藤, 陸路 山田, 高杉 (1班)	松橋, 金子 (2班)	工島, 百瀬 (3班)	赤壁, 加藤 (4班)	渡辺 (ボーリング班)	高田 (建) 鈴木 (電)
7 30 (日)		バンコクにて 調 査 休 日	休 日	休 日	休 日	休 日	
3 1 (日)		〃 山田-総括現場 高杉-2班編入	AM オフセット 整理図面化 PM	水準測量 ステイチャイ BM9 ~ チエンマイ大学	水準 チエンマイ大学内 オフセット図面化 トスボン	㈬1 深度 4.5 m	
8 1 (火)		内藤バンコク 〃 陸路チエンマイ 〃	オフセット ③④ ㈬22 ウィラー	水準 BM10-取水場 R-7 R-8	水準 BM10-取水場 オフセット図面化	㈬8 深度 12.5 m (スワム)	
2 (水)		調 査 〃 〃	オフセット 整理図面化 PM 団内打合せ会	水準 R-14-3 14-3-32 団内打ち合せ会	水準 浄水場 団内打合せ会	団内打ち合せ会	
3 (木)		〃 AM 空港送り PM オフセット 2班編入	AM 空港送 PM オフセット ④-⑤-⑥	CHIANG-MAI - BKK	CHIANG-MAI - BKK	㈬9 機械運搬 ハイウェイ迄	
4 (金)		内藤 チエンマイ 会議用資料整理 門クレミツンヨ ン同行	AM オフセット 鉄道駅 東西道路	BKK	BKK	㈬9 機械据付け 深度 9 m	
5 (土)		門クレミツンヨ 山田-ボーリング現場 ン同行 高杉-2班編入 CH-BKK	AM 取水管理用員宿舎 PM 敷地の測量 トスボン ステイチャイ	BKK-TYO	BKK-TYO	㈬9 深度 15.5 m 完了 (スワム)	
6 (日)		休 日 CHIANGMAI-BKK 山田, 高杉	休 日			報告書, 資料整理	
7 (月)		PMWD PMWD 会 議 打合せ会議	AM オフセットの図面化 PM 〃			CHIANG-MAI - BKK	
8 (火)		PMWD PMWD 会 議 打合せ会議	AM オフセットの図面化 PM 〃			BKK	
9 (水)		BKK-TYO BKK-CHIANGMAI	AM オフセットの図面化 PM 〃			BKK-TYO	
10 (木)		オフセット トスボン ハイウェイ-病院通り	オフセット ハイウェイ ステイチャイ				
11 (金)		オフセット トスボン ハイウェイ-病院通り	オフセット ハイウェイ ステイチャイ				
12 (土)	祭 日 クイーン パズグエイ	オフセット トスボン ハイウェイ	オフセット ハイウェイ ステイチャイ				
13 (日)	祭 日	休 日	休 日				
14 (月)	祭 日						

日 報

月 日 曜	山 田		松 橋・金 子・高 杉	
	A・M ハイウェイ	P・M ハイウェイ	A・M ハイウェイ	P・M ハイウェイ
8 14 月	測 量 ハイウェイ	測 量 午後3時降雨	測 量 ハイウェイ	測 量 午後3時降雨
15 火	測 量 ハイウェイ	測 量	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
16 水	測 量 ハイウェイ	測 量	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
17 木	埋 設 管 調 査	4 ケ 所	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
18 金	埋 設 管 調 査	3 ケ 所 午後降雨中断	測 量 ハイウェイ	午後降雨中断
19 土	埋 設 管 調 査	3 ケ 所 午後降雨中断	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
20 日	休	日	休	日
21 月	埋 設 管 調 査	3 ケ 所 午後降雨中止	オフセットの整理	
22 火	測 量 ハイウェイ	3 ケ 所 1時降雨中断	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
23 水	測 量 ハイウェイ	3 ケ 所 1時降雨中断	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
24 木	朝より降雨	オフセット整理	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
25 金	測 量 ハイウェイ	オフセット整理	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
26 土	埋 設 管 調 査	3 ケ 所	測 量 ハイウェイ	測 量 ハイウェイ
27 日	休	日	休	日
28 月	既 設 管 調 査 約 1.4 Km ハイウェイクロスポイント～田沼水場間		ハイウェイの1部延長チェック	
29 火	既 設 管 調 査 白家の門附近		舗 装 種 別 調 査	
30 水	チエンマイ発一パンコック着		チエンマイ発一パンコック着	
31 木	事 務 所 の 準 備		事 務 所 の 準 備	

9 月 1 日 以 降 作 業 表

	山 田	松 橋	金 子	高 杉	内 藤
9/1	AM・OTOA挨拶 PM・設計打合せ	同 左	同 左	同 左	--
2	取水場水理計 算(ポンプ設計)	浄水場水理計算	同 左	導水管路設計	--
③	--	--	--	--	--
4	"	"	"	"	--
5	取水施設設計 (全体計画)	取水施設設計 (洗砂池設計)	同 左 (取水ポンプ井設計)	同 左 (ポンプ設備設計)	--
6	"	"	"	"	--
7	浄水施設設計 (全体計画)	同 左 (着水井設計)	同 左 (洗でん池設計)	同 左 (1案ろ過池設計)	--
8	"	"	"	"	--
9	"	"	"	"	--
⑩	--	--	--	--	--
11	薬注設備設計	浄水池設計	"	"	--
12	"	"	送水ポンプ設備設計	2案ろ過池設計	--
13	"	"	"	"	--
14	"	場内連絡管設計	"	"	--
15	"	"	麻薬消毒設備	泥汚設備設計	--
16	"	"	"	"	--
⑪	--	--	--	--	--

	山 田	松 橋	金 子	高 杉	内 藤
9/18		場内連絡管設計	塩素消毒設備	泥汚設備設計	パンコック着
19	AM・資料整理 PM・日本側打合せ	打合せ資料整理 同 左	同 左 同 左	同 左 同 左	日 本 側 打 合 せ
20	PM WD 打合せ	同 左	同 左	同 左	同 左
21	"	"	"	"	"
22	"	"	"	"	"
23	打合せ結果の修正	同 左	同 左	同 左	
24	--	--	--	--	
25	"	"	"	"	
26	"	"	"	"	
27	"	"	"	"	
28	(帰		国)	

2-4 踏 査

取水場候補地：3～4ヶ所の候補地が考えられた。

- ・ 将来共取水条件に支障をきたさないこと。
- ・ 用地取得が容易で価格の低廉なること。
- ・ 汚染の影響を受けない場所であること。

これ等を検討した結果、ピン川左岸、ハイウェイ、橋上流約 2.9 kmの地点に決定

浄水場候補地：2ヶ所の候補地が考えられた。

- ・ 用地取得が容易で価格の低廉なること。
- ・ 排水施設に費用がかからない条件を有すること。
- ・ 配水管網との関連で好位置にあること。
- ・ 取水場との関連性を考慮する。

これ等を検討した結果、ハイウェイ側製水工場隣接地に決定した。

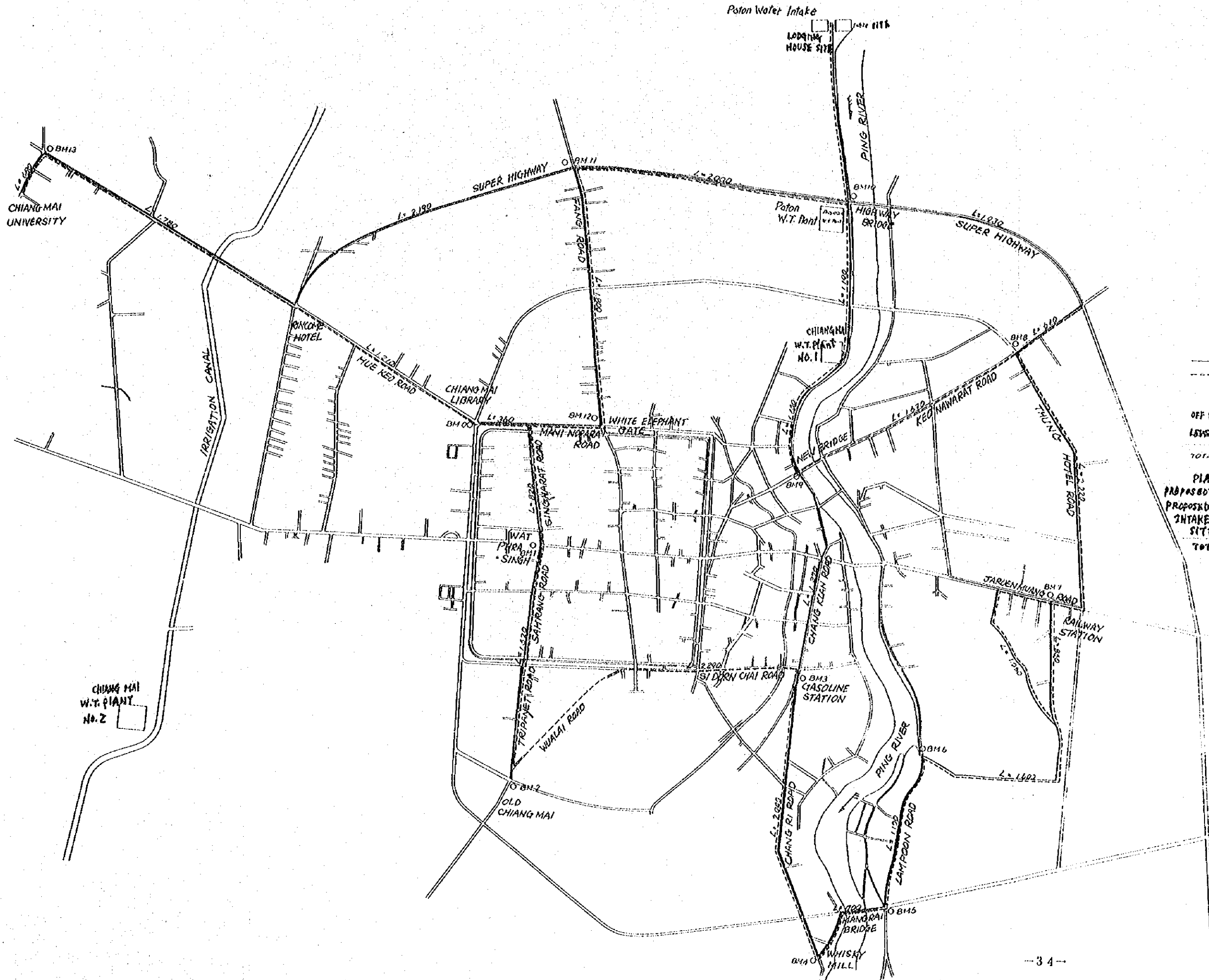
2.5 測 量

測量の範囲は次に示す通り取水場、浄水場、導水管路、配水管路の平面測量、水準測量、オフセット測量をおこなった。

平面測量	3 0.9 6
水準 "	3 0.2 1
<hr/>	
Total	6 1.1 7 kn

平板測量

新計画浄水場	3 8 R A I (6 0, 0 0 0 m^2)
" 取水場	0.7 2 5 R A I (1, 1 6 0 m^2)
取水場操作員宿舍用地	2.6 2 5 R A I (4, 2 0 0 m^2)
<hr/>	
Total	4 1.3 5 R A I = 6 5, 3 6 0 m^2



LEGEND

---	OFF SET
- - -	LEVELING

	DISTANCE
OFF SET	30,900"
LEVELING	30,210"
TOTAL	61,170"

PLANE TABLE	AREA
PROPOSED TREATMENT PLANT	60,000"
PROPOSED INTAKE SITE	1,100"
INTAKE LODGING HOUSE SITE	1,200"
TOTAL	62,300"

2-6 地質調査

地質調査は次に示す各地点の地層図及び標準貫入試験をおこなった。

番 号	掘さく深度	地 点
№ 1	1 0.8 m	ハイウェイ 橋右岸
№ 2	1 0.5	既設浄水場内
№ 3	1 5.5	新取水場内
№ 4	1 2.5	新浄水場
№ 6	1 2.5	・
№ 6	1 2.5	・
№ 7	1 2.5	・
№ 8	1 2.6	・
№ 9	1 5.5	新取水場内
Total	1 14.8 m	

2-6-1 要 旨

Tailand Chiangmai で上水道拡張工事のための地質調査を実施した。

調査は、ボーリング調査を主にしたものである。

調査地域は Ping River の河川平地で、下部 10.00 m 付近に扇状地状レキ質層が認められた。

建造物基礎としては上部より上部砂層、粘性土層、中部砂層、砂レキ層とかさなる内で、中部砂層又は砂レキ層が好ましいと推定された。

沈下に関しては砂質土であり、余り問題がない。支持層は深くなるので、くい基礎形式などが考えられ、長期許容支持力としては上部砂層と砂レキ層を比較すると砂レキ層の方が 2 倍弱の強度がある。

いずれを用いるかは工期、費用、作業条件などから定められよう。

粘土層、上部砂層は軟弱でネガティブフリクションが考えられるところと N 値の比較的大きい $N \approx 10$ のところがある。分布状態が明確に区分別出来れば基礎工法を変えて区分別にさらに合理的設計が得られようが、現状では同一くい基礎工法がよいと思われる。

2-0-2 調査概要

1. 調査目的 ; 本調査はタイ国チェンマイ市下水道拡張工事の一環として、浄水場、取水口、などの主に建造物基礎地盤の性状を明らかにし、設計資料を得ることを目的として実施したものである。
2. 調査地域 ; Chaingmai City of Thailand の Chaingmai Super High Way - Side 及び Ping River - Side etc , である。(調査位置図、ボーリング位置図参照)
3. 調査期間 ; 自昭和47年7月2日～至昭和47年8月6日
4. 調査内容 ; ボーリング調査による地質、土質の堆積分布状態を明らかにすると共に、標準貫入試験を併用して地耐力の推定資料としてのN値を求めた。
不攪乱資料を採取して室内力学試験を実施する予定であつたが現地で特に必要なしという判断で中止した。調査数量については別表に記した。
5. 主要使用機械器具 ;

種 目	型 式	能 力	負 数
試 錐 機	TFP-2H	50.00m	1
原 動 機	ヤマハダイゼ ル P-8	8HP	1
掘進ツール			1式
鉄製ヤグラ			1
標準貫入試験	JIS規格のもの		1組
付属工具他			1式

※ 試錐ポンプは TFP-2H に付属のものでピストン式、30 t/min の能力がある。

6. 調査概要 ; 現地作業は Thailand の PROVINCIAL WATER SUPPLY DIVISION, PUBLIC & MUNICIPAL WORKS DEPARTMENT の Mr. SUWAN KLINBUA の Boring Team と、渡辺金杉、佐藤 介でチームが編成された。

取水口、現在の浄水場は搬入が比較的容易であつたが、今回設計の浄水場建設用地は水田地帯であり、雨期のため足場仮設、搬出、搬入に多くの労力を要した。

ボーリングマシンは利根式の TFP-2H 型であり、公称能力 50 m である。砂層が厚くスライムを完全に除去出来ず循環泥水に含まれる残留スライムが試錐機付属ポンプの能力を減じ、しばしば掘進能率を低下させたが泥水管理、ケーシングパイプの利用、循環水路の改良などを行ない、予定工期内に完了することが出来た。

地下水探査ボーリングでは一般に標準貫入試験は併用されない。未経験のタイ国のボーリングチーム技術者は短期間にこれを習得され、協力して正確なデータを得ることが出来た。

2-6-8 地形、地質概要

Chiangmai は Bangkok から北へ約 550 km、Moung River の上流、Ping River の河川平野に開けた町である。BURMA 国境に近くインドシナ山脈の末端にあり、三方を山に囲まれた南に広がる河川平地にある。現在の河川勾配は大きく砂利採取がなされている。地形及びボーリング調査深度内ではこの地域は河川堆積物より形成されているといえる。各ボーリング調査で確認された下部レキ混り粗砂及び砂レキ層は河川勾配の大きな時代のもので一部扇状地状堆積物と思われる点が多い。これらレキ質層上部にあるボーリング No. 1、No. 2 で認められる砂質土層は、自然堤防堆積物であり、浄水場ボーリングや取水予定地点の No. 3、No. 9 の調査結果が示している粘土層は後背混地帯堆積物であると思われる。

当地域の地層形成状態から地質的な考察を加えてみると、

1. 河川勾配の大きな時代に扇状地状堆積物が堆積した。
2. 堆積が進行し河川勾配が幾分小さくなり、砂層が扇状地状堆積物の上を覆い河川平野が形成された。
3. 河川平地を流れる河の両側に自然堤防が作られた。
4. 自然堤防のうしろに後背混地が出来、増水時等に細粒分が堤防を越流して粘性土層を堆積させた。
5. 粘性土層の堆積が進み自然堤防とのギャップを埋めてより平坦な地形が出来た。
6. 地殻変動により地盤の上昇或は海進により河川勾配が再び大きくなり砂層がこれらを被覆して現地形が形成された。

基盤に関してはチェンマイ大学背後にある山地を形作っている岩石が分布していると推定されるが明らかではない。

又地質年代に関しても化石などの判定がなく明らかではないが、日本の地層やN値との比較などから推定すれば、上部数mのゆるい砂層、表土が堆積物の沖積層に相当し、それ以下は洪積層に相当するものといえよう。

2-0-4 土質概要

ボーリング結果が示すように $\text{No.}3 \sim \text{No.}9$ はほぼ類似の土質堆積状態をなしているが、ボーリング $\text{No.}1$ 、 $\text{No.}2$ は粘性土の層がごくわずかであり大部分が砂質土あること、下部層がレキ混り粗砂である。

ボーリング $\text{No.}1$ 、 $\text{No.}2$ が比較的現河川に近いものであることから考えて自然堤防堆積物である砂質土が優越しているものであろう。

これらを別けると当調査地域の模式的な土質構成としては一応下図のようなものが考えられる。

地質年代	土質名図表	標高 (M)	層厚 (M)	N 値	備考
沖積層	Us 砂	340	Us: 1.0~ 3.0	1~7	表土含む
	粘土 O	300	O: 2.0~6.0	0~20	
洪積層	Ms 砂	295	Ms: 2.5~ 3.5	5~28	$\text{No.}3$ 、 $\text{No.}9$ で 欠如。 $\text{No.}5$ で下部粘 土含む。
	砂レキ Q	290	Q: 6.0+ α	19~40	

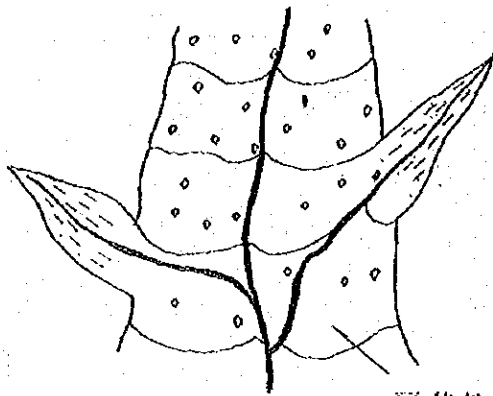
※ 上部砂層 : Us 中部砂層 : Ms
粘土層 : O 砂レキ層 : Q

各土層の概略を次に記してみよう。

1 上部砂層 (Us)

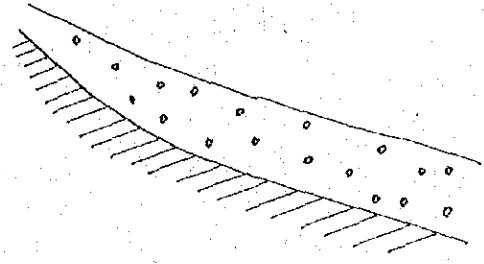
上部砂層には 0.3~1.0 m の表土を含めるものとする。

(地層の形成推定)

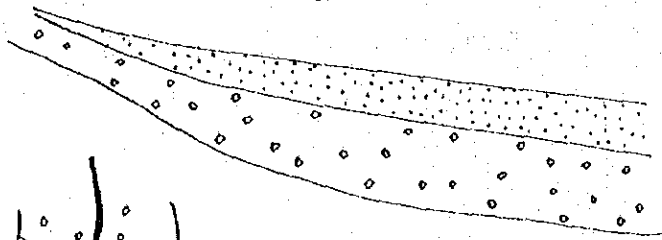


扇状地

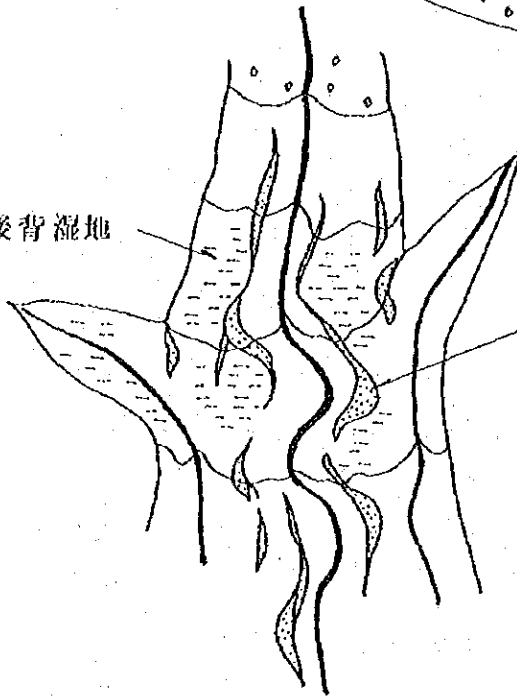
①



②

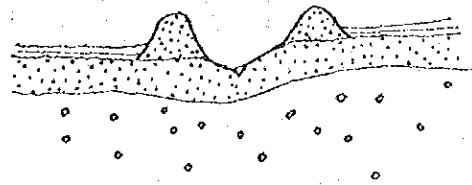


後背湿地

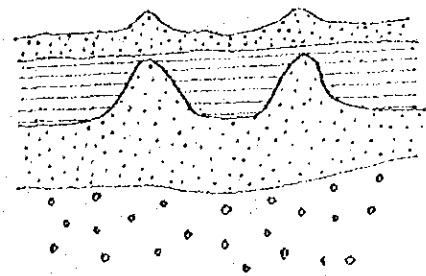
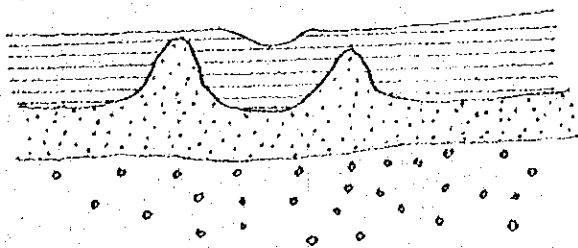


自然堤防

③ ~ ④



⑤



この砂層は浄水場建設用地ボーリング層4～層8では中砂であり、含水多くルーズである。褐色を呈し酸化しており処々に酸化物及び酸化鉄の薄層状のものなどがあることから、水位の変動があり、水位低下時には空気中の酸素と鉄分が化合する条件が作られているものであろうと推定される。比較的水位変動が大きいものであろう。

2. 粘土層 (O)

非常に軟かい～軟かい粘土層で青灰～淡灰を呈し、腐蝕物を含んで黒褐色を示すところもある。層5ではこの粘土層と砂レキ層上に粘土層があり、間に(Ms)中部砂層をはさんでいる。

排水条件が良好であること、砂分の混入が多いという影響によるものではないかと思われるが砂質土、砂レキ層との境界付近でこのボーリングのN値は高い。N値は一般にボーリング層6～層8付近のものが低く、4以下で1～2のものが多い。

層4、層5付近では一部低いものもあるがN=5～10近いものが大部分である。前に記した理由などが考えられるが粒度分析などの試験を実施しておらず粒度組成の相異などは明確ではない。

砂分或はシルト分の影響によるものであれば設計値として採用するN値としては充分安全率をみなければならない。

ボーリング層3、層9でもこの粘土層はN=10を示している。

3. 中部砂層 (Mc)

中部砂層はボーリング層3、層9では欠如している。

地質推定断面図から明らかなようにボーリング層8ではN=5～8と小さいが他はN=10～20の中位の縮りをもつ地層である。細砂のものが多く、ところによつてはシルト混り細砂又は中砂とかわつてい

るものもある。全般に分級階次の良好なものではなく地域差のあるのは河川堆積物の一つの特徴でもある。

版8では処々粘土をレンズ状にはさんでいるので、その影響によるN値低下も考えられよう。

4. 砂レキ層(0)

上部は粗砂の混入が多く全般にレキ径5~20mmのものが多く、最大径ほぼ50mm内外であるがまれに100mmのものも点在が確認されている。垂直方向の傾向としては下部にいくとレキ径が大きくなると推定される。

円レキが多くレキ間充填物の砂は全般に石英粒子に富んでいる。

粒土分の混入は少ないがボーリング版9の深度11.00~11.50mの間に粘土層の挟在が確認された。N<50のものがなく、略々N≒20前後のものが多し。これは大きなレキの影響によつてN値が増大したものが少く、ほぼ地層のN値を示しているものといえよう。

10cm毎の貫入量からみてもレキによる補正を必要とするものは特に見あたらなかつた。但し40~50を示すN値については設計値として考える上では一応除外して考えた方が安全である。

2-6-5 調査結果について

地盤は他の人工材料と異なり、ボーリングその他の調査によつてもとめられた諸数値にかなりバラツキのあるのがむしろ普通である。このようにバラツキのある測定値の処理に関しては原則的には次のような考えをもとに行なつている。

1. 一地点で同一土質について得られた測定値はその平均をとり、特にバラツキがはなはだしい場合などは標準偏差の考えを入れてさらに安全側をとる。
2. 地質的な考えを入れて調査区域の同一土層の分布をもとめ、上の考えをとり入れる。
3. バラツキのはなはだしいものに関してはその原因を粒度組成、土質係数その他から明らかにして処理する。

こゝではN値が得られているのでそれについての値を求めるには次のような方法をとつている。

平均値

$$N_t = \frac{\sum_{i=1}^n n_i}{n}$$

標準偏差

$$N_s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (n_i - n_t)^2}{n - 1}}$$

設計用採用値 = 平均値 + 標準偏差

又は

設計用採用値 = 平均値 + $\frac{1}{2}$ (標準偏差)

一応、層1、層2の部分は別個に考えるものとし、層3～層9のボーリングについての値を求めてみると次のようになる。

地層は前項で区別した如く上部砂層、粘性土層、中部砂層、砂レキ層とした。

又標準偏差はバラツキの割合をみて安全側としては

設計用採用値 = 平均値 - $\frac{1}{2}$ (標準偏差)

を用いた。

それぞれの値は下表の通りである。

N 値

土 層	平均 N 値	標準偏差	$\frac{1}{2}$ (標準偏差)	設計用採用値
上部砂層 (us)	3.56	1.88	0.99	2.56
粘性土層 (c)	7.92	3.27	1.64	6.28
中部砂層 (Ns)	16.75	5.55	2.78	13.97
砂レキ層 (O)	29.75	5.43	2.72	27.03

実用値としては

$$N_{us} \approx 2.5$$

$$N_c \approx 6.3$$

$$N_{Ns} \approx 14.0$$

$$O \approx 27.0$$

が得られる。

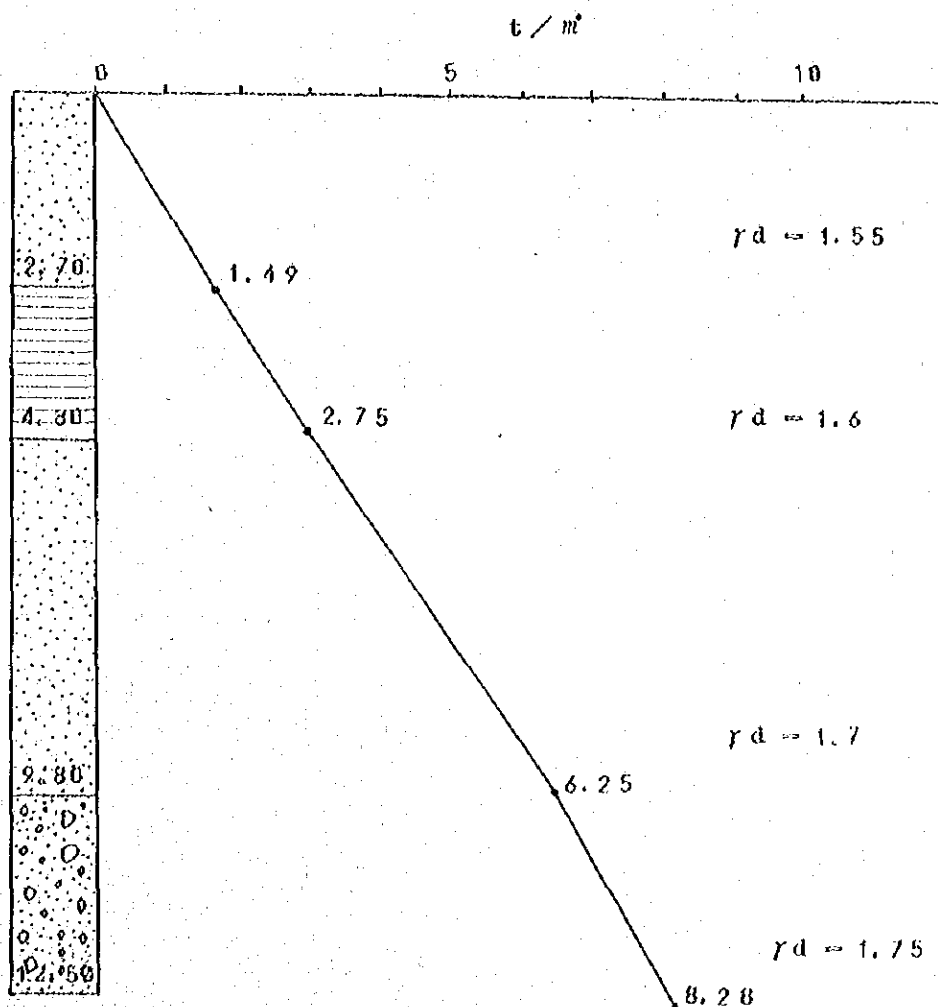
統計的、平均値的をものゝ考え方はこれを過信することなく、バラツキの
はげしいものに関しては先にも記した様にそれぞれの原因を明らかにし、
相互関係、既存データなどをも加味しながら深い経験を基礎に設計採用
値を決定して用いなければならない。

2-0-0 調査結果からの考察

基礎地盤を考える場合の基本方針は地盤の強度と変形の双方を検討することで許容支持力と許容沈下量をあわせ考慮したものが基礎地盤の許容地耐力である。

しかし地盤強度は単に地盤状況だけでなく、基礎荷重条件にもよって変化するものであるが、こゝでは主に地盤の状態からの考察を加え基礎荷重条件を仮定してある。本結果を参考資料として実設計の面で利用した。当調査地域の標式土層分布としては、ボーリング版6地点を考えるものとする。各土層の湿潤単位体積重量はN値より推定した。

有効被土圧 ～ 深度関係図



このうち上部砂層は $N < 5$ であり、基礎地盤としては好ましくなく、支持力比下量共に不適である。しかし砂層は最上部であり、沈下も施工時に急速に完了してしまう性質があるので締め固め、或いは置換工法のおそれによつても処理出来よう。

中部粘性土に関しては力学試験を実施していないので明確ではないが、設計用採用値として $N = 6.3$ が得られている。ところがこれより低いボーリング h_6 、 h_7 などでは危険すぎて利用出来ない。

$N = 6.3$ の値では基礎荷重条件によつては直接基礎工法も考えられようが、同一構造物では同一基礎形式が望ましいものであるとすればさらにくわしい調査で N 値の高い部分と低い部分を区分し、同一区域内に同一の構造物を設計するか、若しくは他の工法によらなければならぬ。

ここでこの粘土層を基礎地盤対称層から除外し、くい基礎工法等による中部砂層又は砂レキ層を支持層とすることが望ましいと考える。ここで、くい基礎について2,3の考察を加えてみよう。くい基礎支持地盤としては中部砂層、その下部の砂レキ層が対称として考えられよう。中部砂層は厚さぐいとしての働きも考えられようが、上部砂層、粘土層の沈下によるネガティブフリクションの働きが考えられるので一端先端支持ぐいとしてのくい基礎とする。

くいの支持力算定式としては Meyerhof の砂質地盤中に打ち込まれたくいの支持力を算定する公式を用いるものとする。

$$R_a = \frac{1}{3} \left(40 N A_p + \left(\frac{N_s l_s}{5} + \frac{N_e l_e}{2} \right) \psi_p \right)$$

R_a : 許容支持力 (t)

A_p : くい先端の閉鎖面積 (m^2)

ψ_p : くいの閉鎖周長 (m)

\bar{N} : くい先端地盤の設計用 N 値

N_s, L_s, N_o, L_o はそれぞれ砂質地盤粘性土地盤中の N 値及び
くい長。

ただし、くい周長の摩擦力は負の力、正の力が仮 ± 0 として考えるものとする。前式は $R_a = \frac{1}{3} (40N\bar{A}p)$ となる。

くい基礎は鉄筋コンクリートパイプとして一応 JIS 規格に準ずるものとする。

1. 中部砂層を支持層とした場合

くい長 $L = 7.0 m$ 、設計用採用 N 値を $N = 14$ とし、くい径を $D = 250 mm$ 、 $D = 300 mm$ 、 $D = 350 mm$ 、規格外として $D = 400 mm$ について考えるものとする。くいは一本くいとし、継手低減はなく、細長比による低減もないものとする。

くい支持力

支持力 くい径 (mm)	極限支持力 (qu) (t/本)	許容支持力 $R_a = qu/3$ (t/本)
$D = 250$	27.5	9
300	39.6	13
350	53.9	18
400	70.3	23

以上の値が得られる。次にくい長が長くなるが砂レキ層について、考えるものとする。

2. 砂レキ層を支持層とした場合

くい長は $12.0 m \approx L$ 、設計用採用 N 値としては $N = 27.0 m$ とし、

他は上部砂層に準ずるものとする。

くい支持力

くい径 (mm)	支持力	極限支持力 (qu)	許容支持力	継手てい減した
		t/本	Ra=qu/3 t/本	もの t/本
D=250		53.0	17	14
300		76.4	25	20
350		103.9	34	27
400		135.6	45	36
450		171.7	57	45
500		212.0	70	56

継手てい減は1ヶ所として許容支持力から20%減じた。

くい細長比 = $12.0\text{m} / 0.25\text{m} = 48 > 60$ であるから、てい減は必要としない。又くい長 $12.0\text{m} = L$ では $D = 250\text{mm}$ は JIS 規格外であり、 $D = 500, 450, 400$ は JIS 規格となる。

又くい自体の安全荷重と比してみても許容支持力が小さく充分安全である。又 $L = 12.0\text{m}$ のくい長で2本継ぎぐいと考えたがくい作製及び搬入が可能であれば1本ぐいとすることが出来20%のてい減は必要ない。

いずれを支持層にするかは建物による載荷重の大きさ、くい径及びくい長と打ち込み費用などの比較によつて決定出来よう。

鉄筋仕様その他については JIS 規格の一覧表を添付する。

又ボーリング No. 1、No. 2 のものについては軽量構造物としては上部砂層を支持層とし、重量構造物は $L = 12.0\text{m}$ のレキ混り粗砂層を支持層とすることが望ましい。支持力は前記の砂レキ層に準ずる。さらに上部砂層に短くいを打ち込み締め固め効果を期待する工法も可能であろう。

ボーリング版 3、版 9 では中部砂層が欠如しており、くい基礎工法としては当然砂レキ層が支持層となろう。こゝでは粘土層の固結が高く、ネガティブフリクションは考慮しなくてよいと思われる。逆にくい周壁摩力が働くことが考えられる。

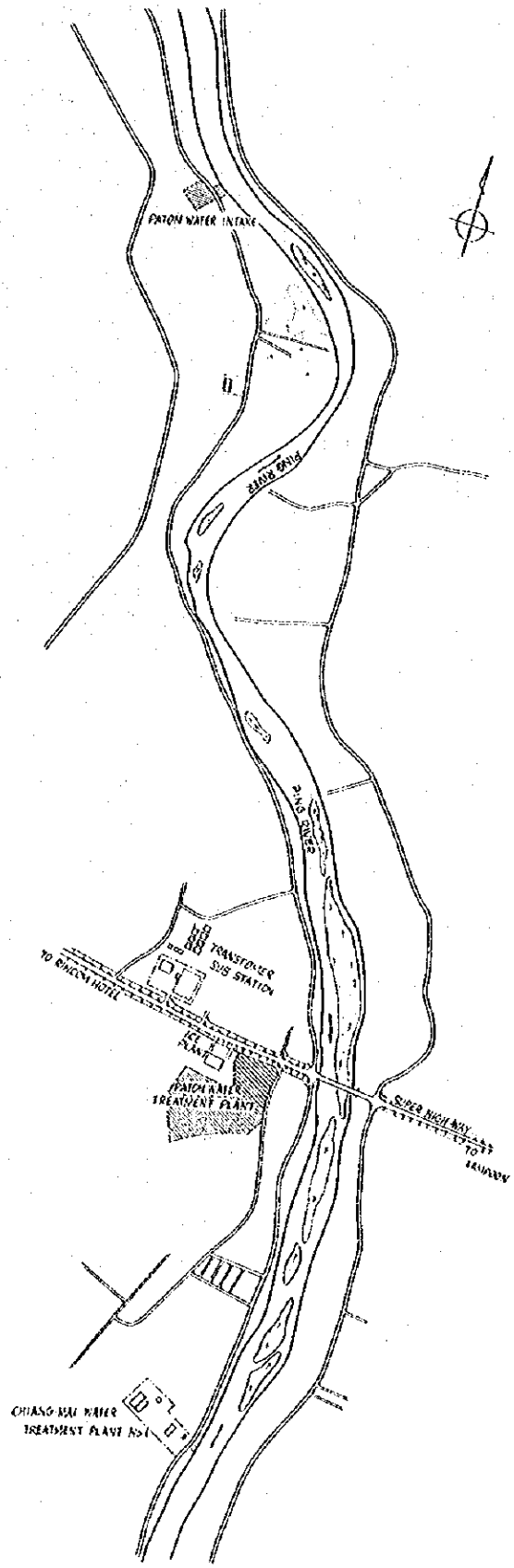
この力は概略、 N ≡ 粘着力 (t/m) とすると、層厚 = 6.0 m として

$D = 300 \text{ mm}$ 、 $D = 500 \text{ mm}$ 、の値は安全率 3 として

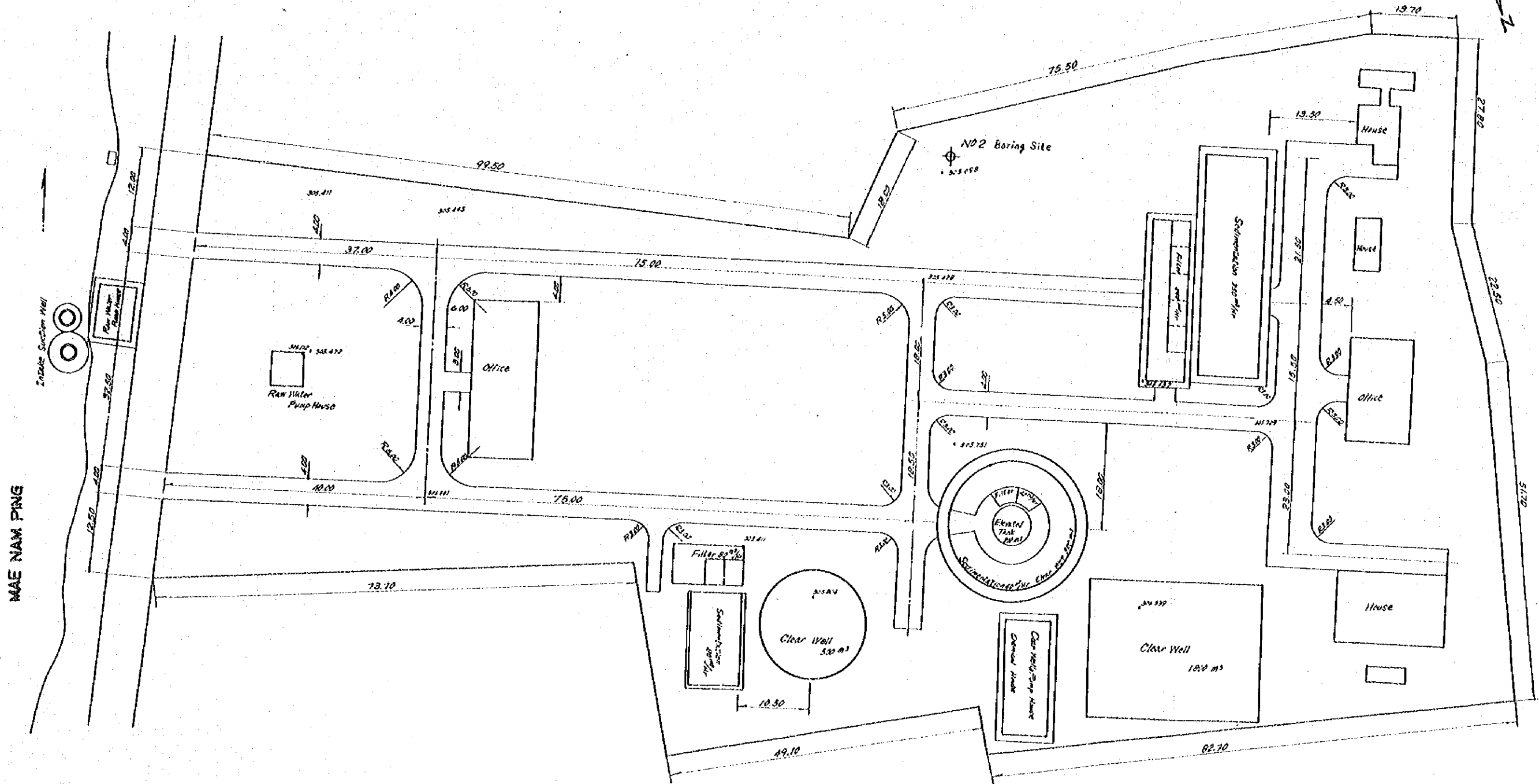
$$\frac{N \cdot L_0}{2} \times \psi_p / 3 = \text{支持力 (t/本)} \quad F$$

$N = 10$ として、 $F_{D300} \approx 3 \text{ (t/本)}$ 、 $F_{D500} \approx 5 \text{ (t/本)}$

が得られる。



Chiang Mai W.T. Plant No. 1 (Wang Sing Kum W.T. Plant)



地質柱状図

調査件名 外宮トンネル上水道拡張工事に伴う地質調査

調査場所

孔番 No. 2

標高

自然孔内水位 4.50m (基準面)

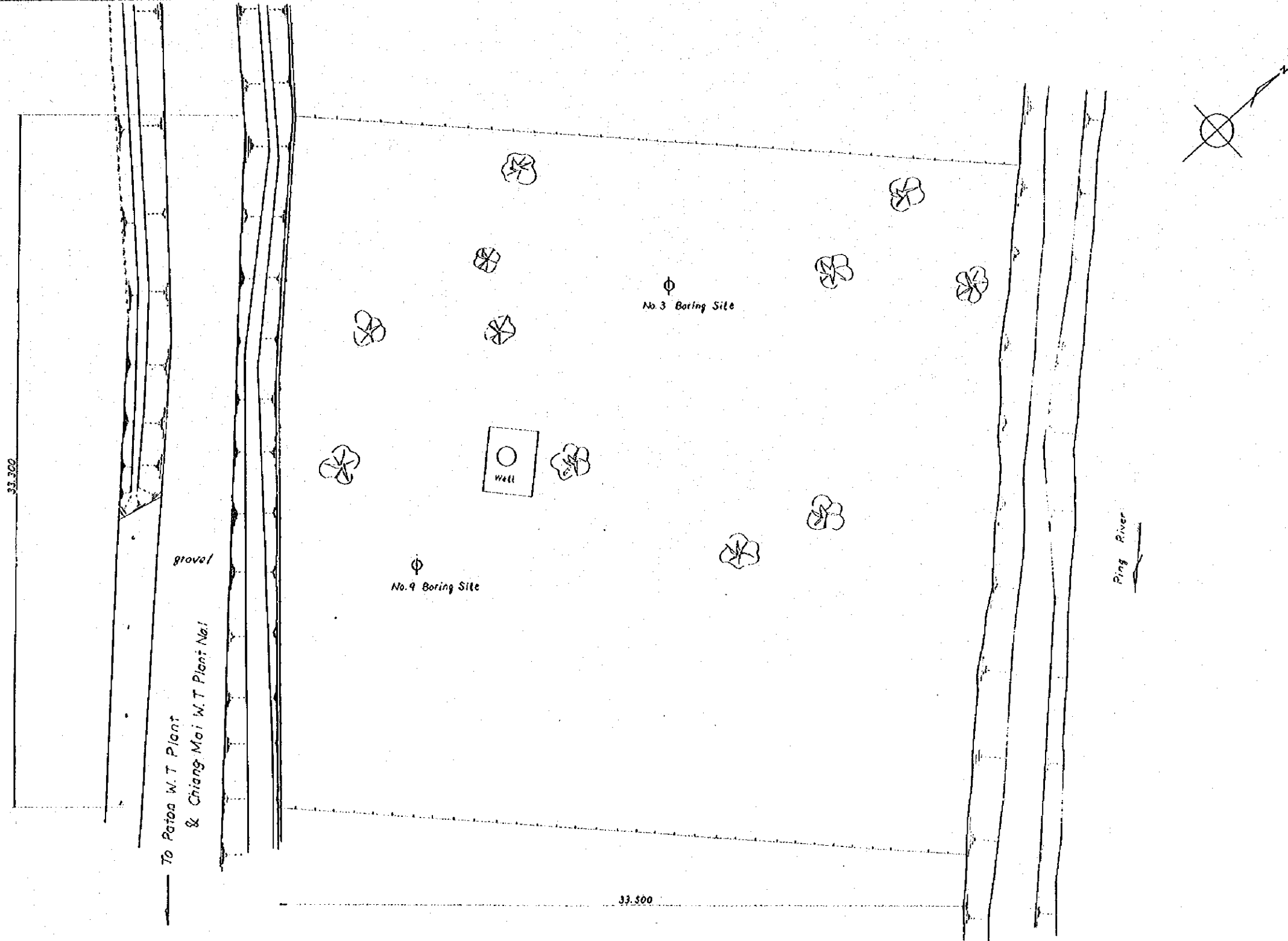
日測定

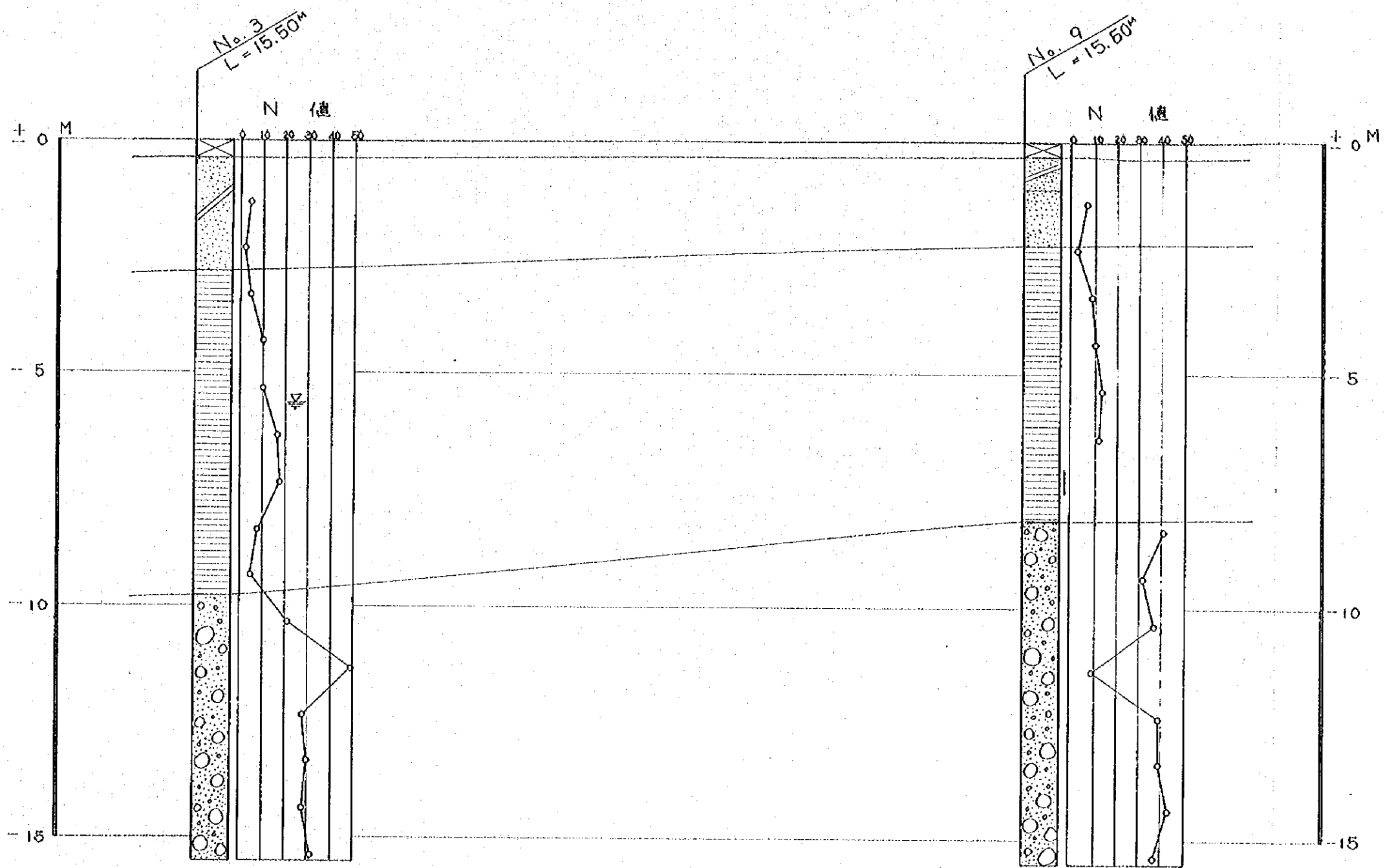
調査年月日 昭和47年7月8日 7月9日 調査員 渡辺 金形






1. 粗さの異なる試料、記号の右の数字は試料番号
 T-1 シンクアーマーコンクリートによる採取
 D-2 デニシコンクリートによる採取
 S-3 スチールコンクリートによる採取
 2. 試料採取深度と同取土
 4.00 45/50
 4.50 50

標尺 m	標高 m	深度 m	層厚 m	柱状図記号	地質名	色調	観察	相対密度	相対稠度	標本資料 No.	採取記号	採取深度 m	標準貫入試験							
													深度 m	N 値	10cm毎の打撃回数					
0	0.00	0.00	0.00																	
1	0.50	0.50	0.50		赤褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。						1.15	10	3	4				
2	1.00	1.00	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					1.45	14	5	5	4			
3	1.50	1.50	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					1.55	15	4	4	4			
4	2.00	2.00	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					2.45	9	3	3	3			
5	2.50	2.50	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					3.50	5	3	3	3			
6	3.00	3.00	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					4.50	5	3	3	3			
7	3.50	3.50	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					5.50	11	3	3	3			
8	4.00	4.00	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					6.50	11	3	3	3			
9	4.50	4.50	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					7.50	15	3	4	5			
10	5.00	5.00	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					8.50	22	6	7	9			
10	5.50	5.50	0.50		褐色		粗砂、中砂、細砂、粘土、シルト、有機質を含む。	中					9.50	39	11	13	15			

Paton Water Intake



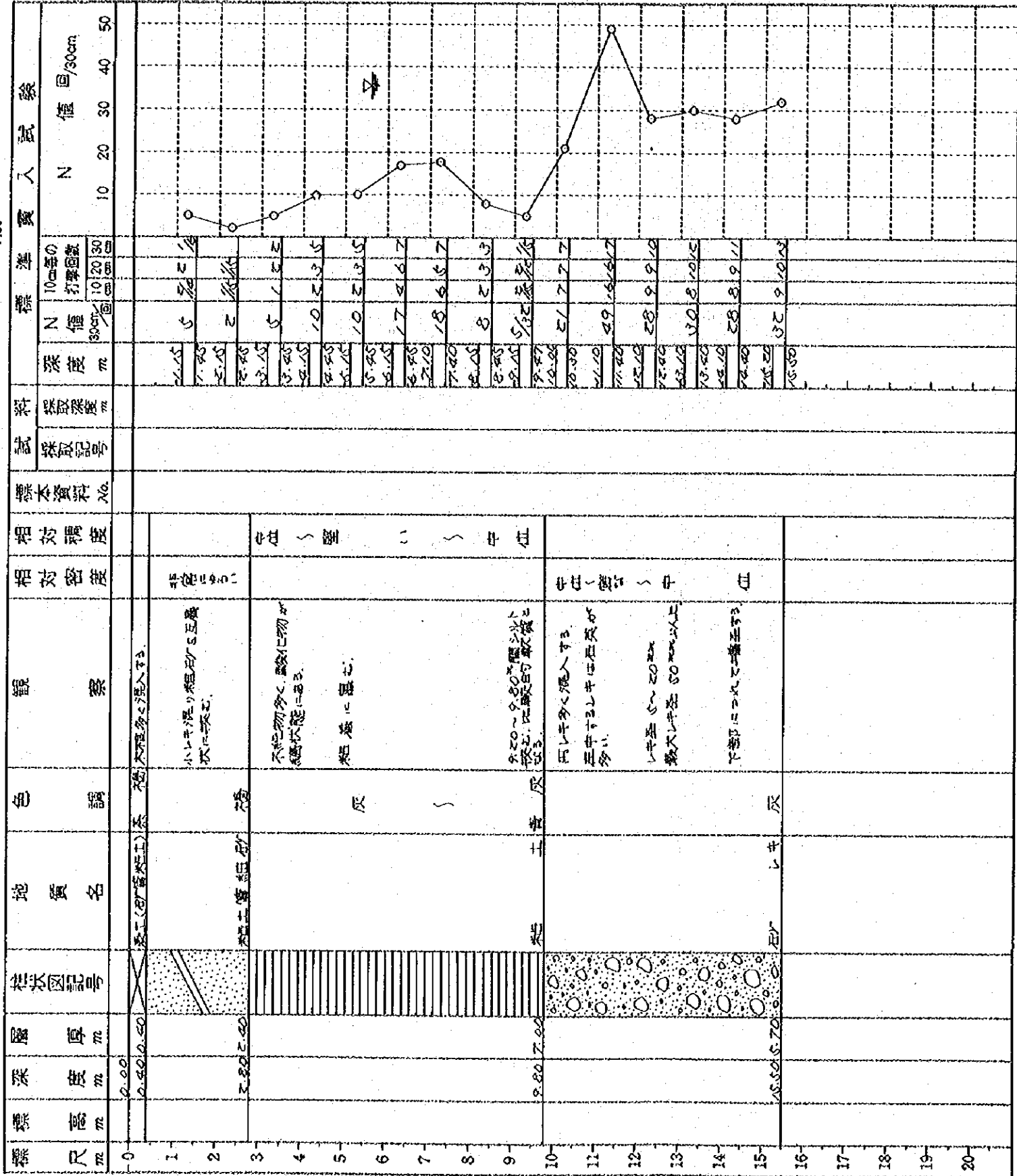


- 凡例
-  表土
 -  細砂
 -  粘土
 -  砂レキ
 -  粘土質

地質柱状図

調査件名 名瀬川左岸上水導水工事に伴う地質調査 孔番 No. 3 標高 (基準面)
 調査場所 自然孔内水位 GL-5.60m (月 日測定)
 調査年月日 昭和47年7月11日~7月15日 調査員 渡辺 金形

(注) 1. 乱さない試料 (記号の右の数字は試料番号)
 T-1 シンワゴールサンプリャーによる採取
 D-2 デリゾンサンプリャーによる採取
 S-3 スチールサンプリャーによる採取
 2. 試料採取深度と回収比
 4.00
 45/50
 4.50



45. 8. 3.00HP

地質柱状図

調査件名 別野川及依上水道拡張工事に伴う地質調査

孔番 No. 9

(注) 1. 乱さない試料 (記号の右の数字は試料番号)

調査場所 自然孔内水位 GL-5.10m (基準面)

標高

7-1 シンワオールサンプラーによる採取

調査年月日 昭和47年 8月 4日 ~ 8月 5日 調査員 渡辺 金彰

日測定

D-2 デニソールサンプラーによる採取

調査年月日 昭和47年 8月 4日 ~ 8月 5日 調査員 渡辺 金彰

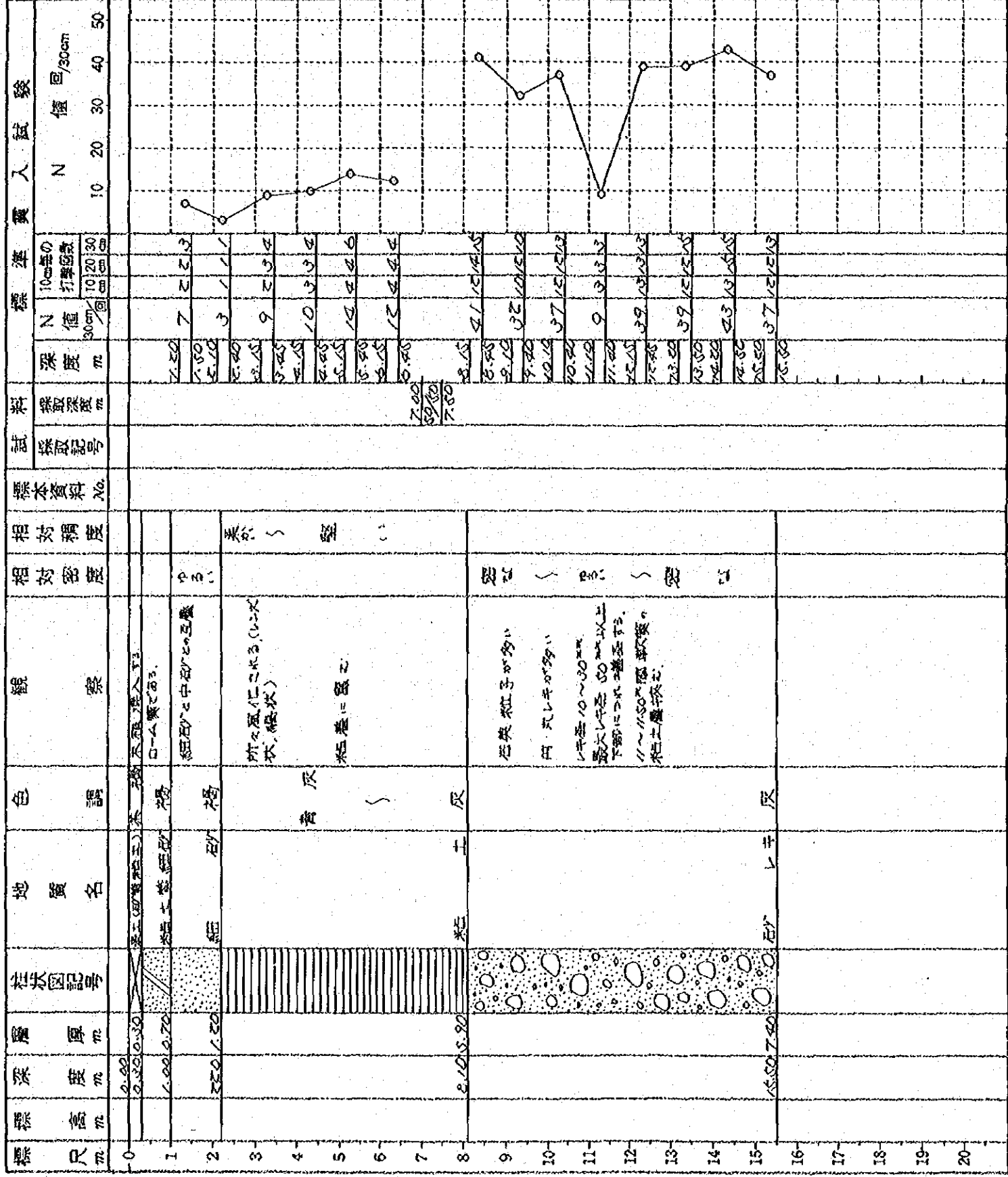
日測定

S-3 スチールサンプラーによる採取

2. 試料採取深度と回数は

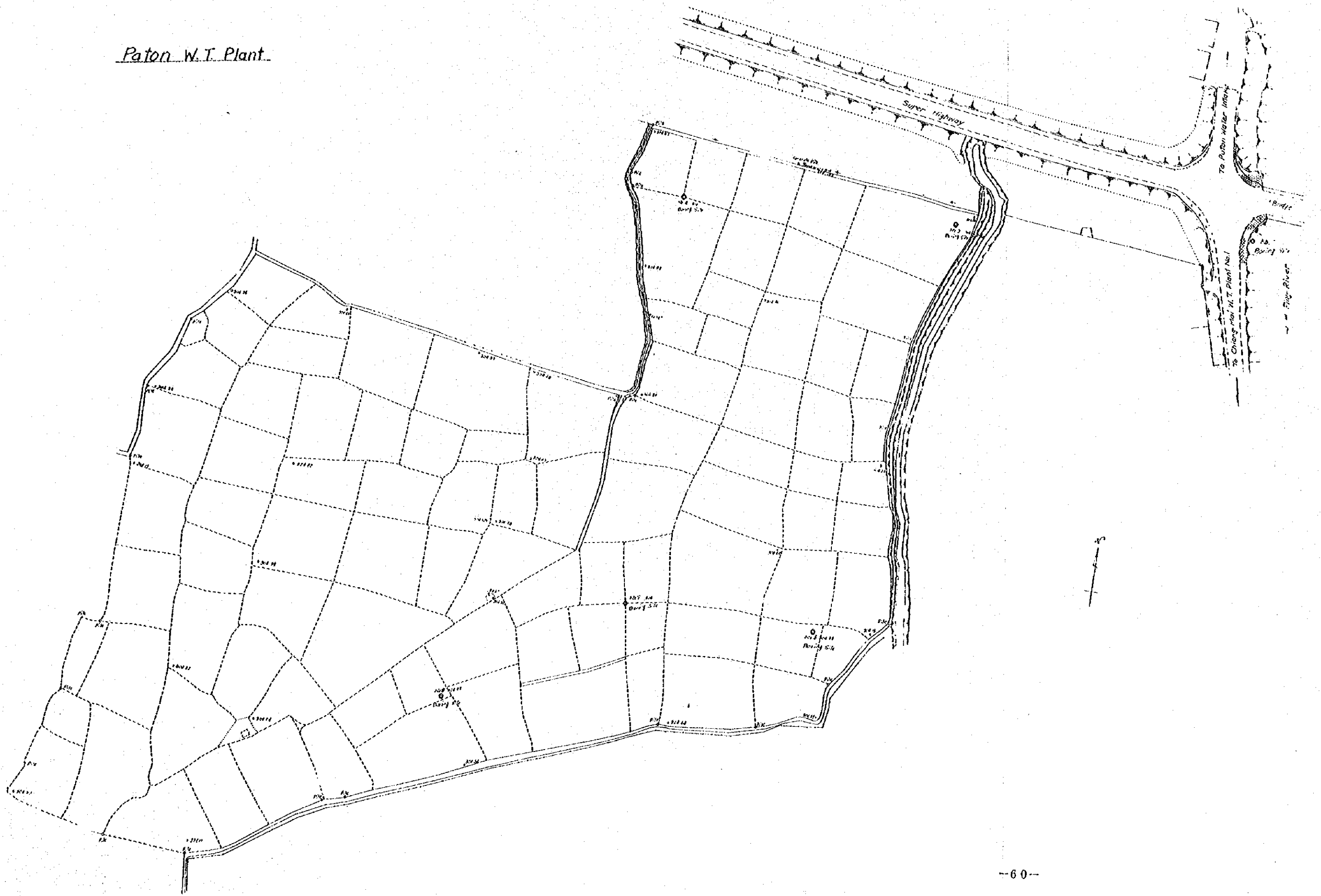
4.00 45/50は回数は

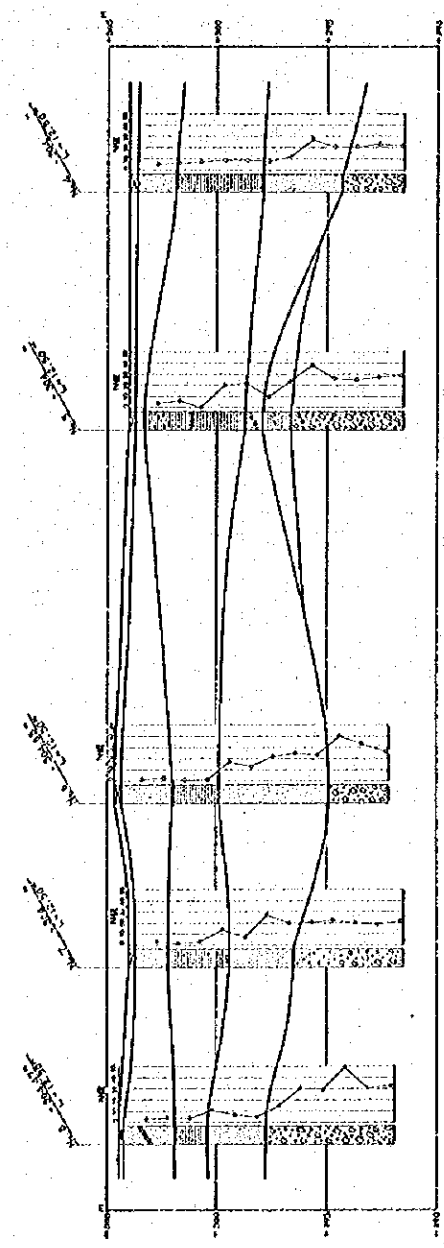
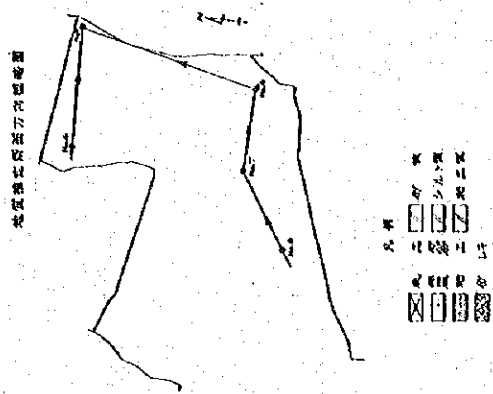
4.50



45. 8. 3.000HP

Paton W.T. Plant





地質柱状図

調査件名 〆国ヲノ原上水道拡張工事ニ伴フ地質調査 孔番 No. 1 標高 (基準面) 3.80 m
 調査場所 チニノライ 自然孔内水位 6.10 m 7月6日 調査員 佐藤 九
 調査年月日 昭和47年7月9日 - 7月6日 測定日

1. 記号なしの試料 記号の右の数字は試料番号
 T-1 シンクオールマンワラーによる採取
 D-2 デニソンマンワラーによる採取
 S-3 スチールマンワラーによる採取
 2. 試料採取法と測定法
 4.00 45/50は回収元
 4.50

標尺 m	層厚 m	柱状図記号	地質名	色調	観 察	相 对 密 度	標 本 資 料 No.	試 料 採 取 記 号	採 取 深 度 m	標 準 貫 入 試 験											
										深 度 m	N 値	10cm毎の打撃回数									
0	0.00																				
1	1.20	X	表土 (0.5m以上)	褐	草木根混入 針金鉄屑の混入 風乾物心草混入	1.0			6.45	7	3	2									
2	2.00	Y	粗砂	褐	石灰粒子に富む 5/10mm以上の混入	1.0			7.45	11	2	4									
3	2.80	Z	粗砂	褐	石灰粒子に富む 5/10mm以上の混入	1.0			7.45	8	3	3									
4	3.70	AA	粗砂	灰	石灰粒子に富む 5/10mm以上の混入	1.0			7.45	8	3	3									
5	4.80	BB	粗砂	灰	石灰混入	1.0			7.45	10	3	4									
6	6.00	CC	細中砂	灰	石灰粒子に富む 有機物混入する	1.0			6.45	9	5	1									
7	7.40	DD	粘土	土譜	5.00~7.00mm 有機物混入	1.0			7.45	3	1	1									
8	9.00	EE	粗砂	灰	有機物混入	1.0			7.45	22	6	8									
9	9.00	FF	粗砂	灰	石灰粒子に富む 5/10mm以上の混入	1.0			7.45	5	3	6									
10	10.80	GG	粗砂	灰	石灰混入	1.0			14.50	35	12	11									

地質柱状図

調査件名 外宮行仁博士土木建設工学部地質調査

調査場所

調査年月日 昭和47年7月17日

調査員 渡辺 会彰

日測定

孔番 No. 4

標準面 (基準面) m

(注) 1. 凡そさい試料 (記号の右の数字は試料番号)

T-1 シンクサンプラーによる採取

D-2 デリソクサンプラーによる採取

S-3 スチールサンプラーによる採取

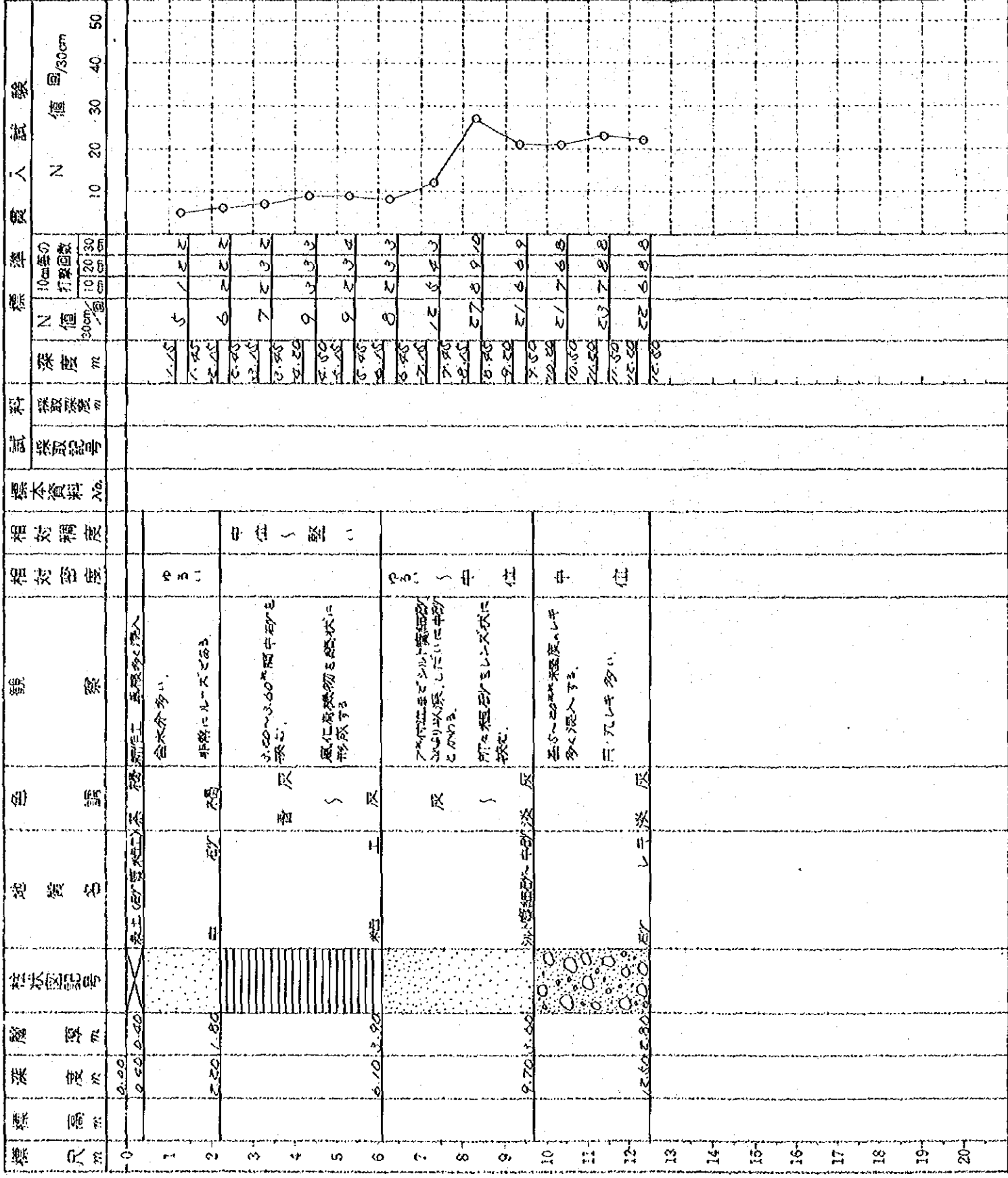
2. 試料採取深度と固液比

4.00

45/50

4.50

45/50は固液比



45. 8. 3.000 HP

地質柱状図

調査件名 羽田空港上水道施設工事 地質調査

調査場所

孔番 No. 5

標高

自然孔内水位

(基準面)

月 日測定

調査年月日 昭和47年7月19日～7月20日 調査員 渡辺 金彰

(注) 1. 乱さない試料 (記号の右の数字は試料番号)

T-1 シンワオールサンプラーによる採取

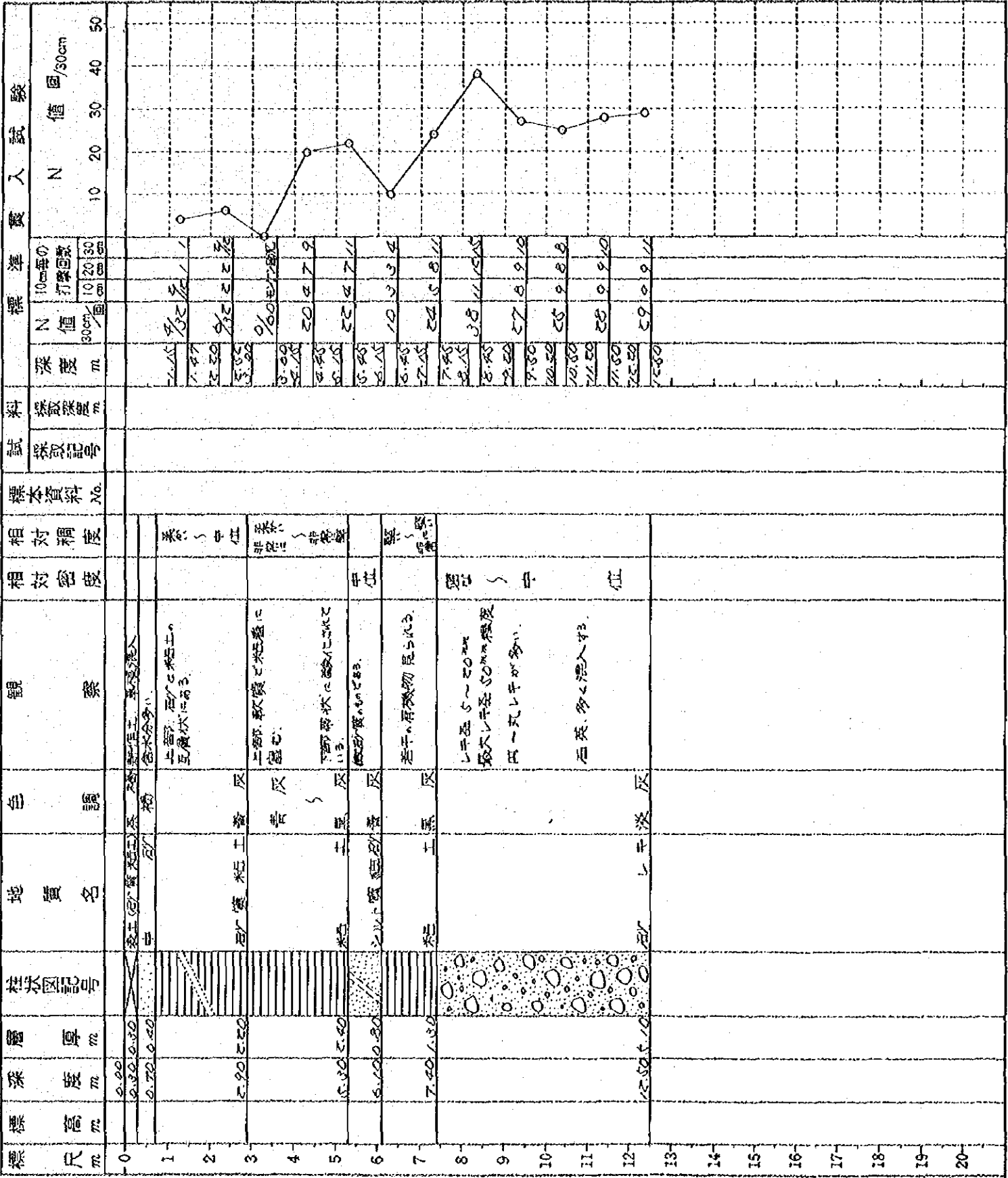
D-2 デニソンサンプラーによる採取

S-3 スチールサンプラーによる採取

2. 試験採取深度と回数は

4/50

45/50



45. S. 2.000 P.P.

地質柱状図

(注) 1. 乱さない試料 (番号の右の数字は試料番号)
 T-1 シンワオールドサンプレーによる採取
 D-2 デニソンサンプレーによる採取
 S-3 スチールサンプレーによる採取
 2. 試料採取深度と同様に
 4.00 45/50
 4.50

調査件名 外園五ノ上水道拡張工事 地質調査
 調査場所 自然孔内水位 (基準面) m 月 日測定
 調査年月日 昭和47年7月22日~7月25日 調査員 渡辺 倉 彰

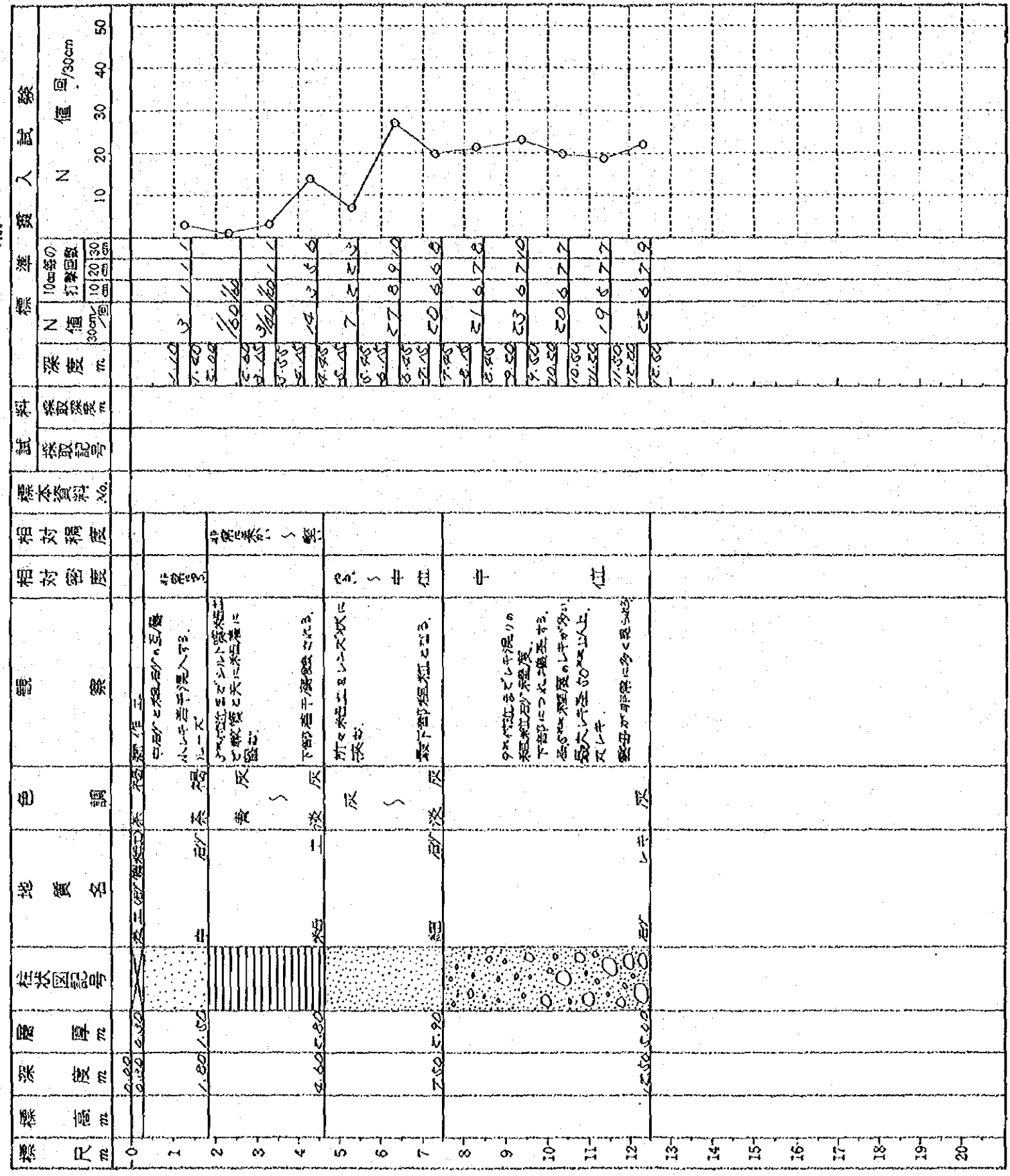
標尺 m	層厚 m	柱状図記号	地質名	色調	観 察	相対密度	相対稠度	標本資料 No.	採取記号	試験深度 m	標準貫入試験									
											深度 m	N 値 30cm/回	10回値 10:20:30 cm/cm	N 値 回/30cm						
0	0.00																			
1	0.00				礫に物混入。						1.00	150								
2	0.70		砂		非常に含水量が多くなる。 シルトも混入し軟弱。	非常によろえ。					1.00	50								
3	0.20		砂		粘着が強い。						1.00	100								
4	0.80		粘土								1.00	17								
5	0.20		粘土								1.00	13								
6	0.20				6m付近まで中層に相当した硬い粗砂となる。	中					1.00	22								
7	0.20										1.00	27								
8	0.20				8m付近より若干小粒を混入する。	硬					1.00	25								
9	0.20										1.00	24								
10	0.20		粗砂								1.00	20								
11	0.20				上部は中層に相当する。下部は粗砂となる。	硬					1.00	34								
12	0.20				最大粒径 60mm以上	中					1.00	27								

45. 8. 2.000HP

地質柱状図

(注) 1. 乱さない試料 (記号の右の数字は試料番号)
 T-1 シンクサームサンプラーによる採取
 D-2 テニソンサンプラーによる採取
 S-3 スチール採取器による採取
 2. 試料採取深度と向況比
 4.00 45/50
 4.50 45/50は向況比

調査件名 別府市上水道拡張工事 調査場所 自然孔内水位
 調査年月日 昭和47年7月27日~7月28日 調査員 渡辺 金彰
 孔番 No. 7 標高 (基準面) m () 月 () 日 測定

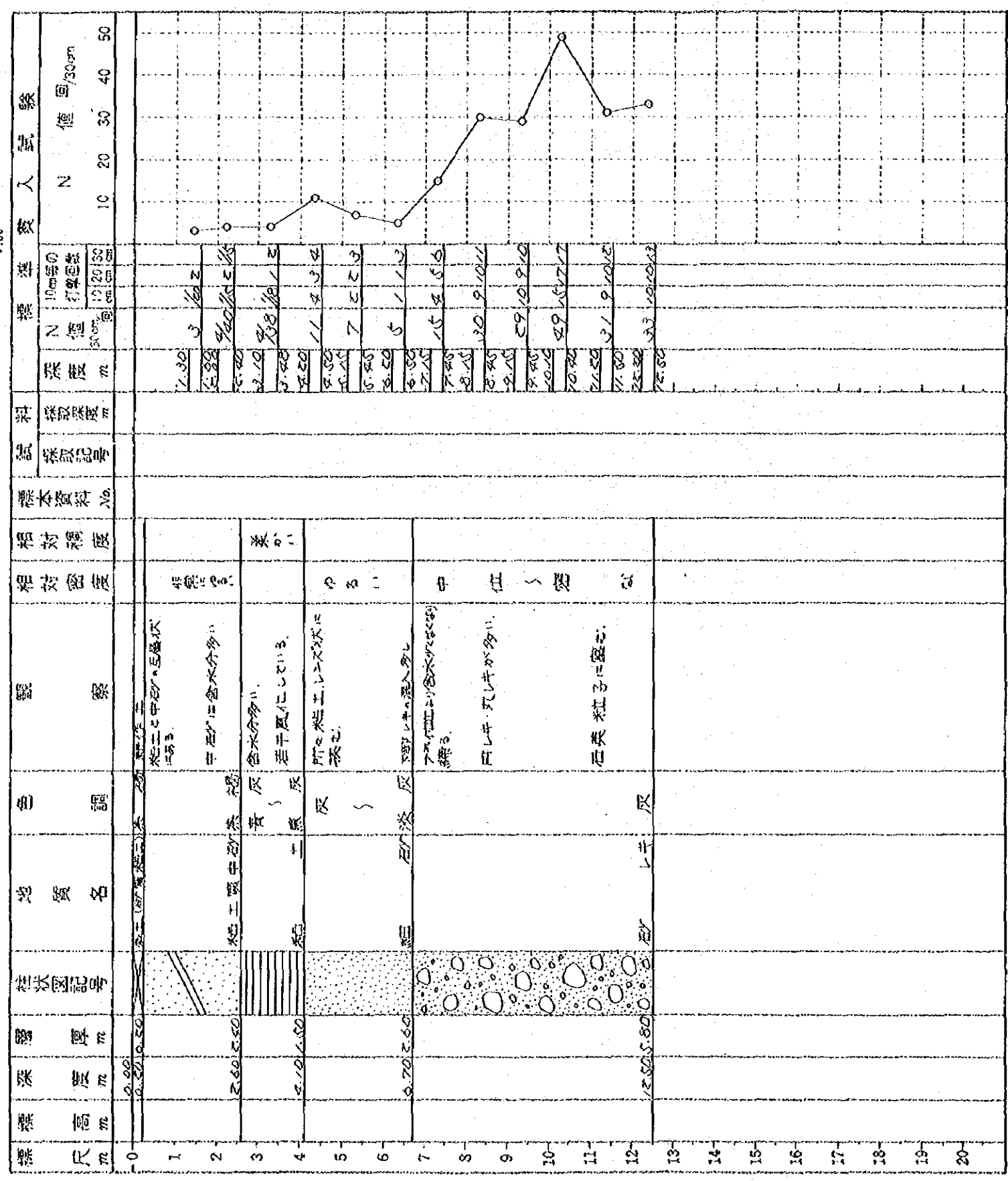


45. 8. 3. 000HP

地質柱状図

調査件名 外宮立派橋上水道拡張工事地質調査
 調査場所 自然孔内水位
 調査年月日 昭和47年7月31日～8月1日
 調査員 渡辺 金形
 標高 m (基準面)
 白測定 4.00
 4.30
 4.50

孔番 No. 6
 標高 (基準面) m
 自然孔内水位
 調査員 渡辺 金形



45. S. 3.00HP

2-7 水圧調査

2-7-1 調査概要

チェンマイ市水道の配水系統は、 ϕ 1浄水場 (Wang Sing Kum) 系と ϕ 2浄水場 (Umong) 系の2系統である。

ϕ 1浄水場よりは高架水槽 (HWL +328.80 LWL +325.80) よりの自然流下により、 ϕ 2浄水場よりは配水ポンプ (ポンプ能力揚程44m, 常用揚程10~20m, 標高換算+336.6~346.6m) 直送にて給水している。しかもこの両浄水場はチェンマイ市水道給水区域を狭んで反対側にあり、その両配水系はその分担区域を仕切弁によつて限定せずに末端で互いに連絡している。

この2つの配水系統の給水分担区域とその給水状況を調査するために、配水管網の水圧を昭和47年7月11日より19日間にわたり調査した。

その調査方法は現在の給水全域にわたり28ヶ所の地点を選定し、その地点になるべく近い家庭の水栓に自記記録式水圧計を取りつけ24時間連続の水圧記録を観測するものであつた。

この調査の結果は、全地点の水圧測定が同時でないこと、観測場所が選定地点より引込管の管径と距離などにより生ずる誤差、観測誤差などにより多少の誤差は止むを得ないが、数値として異常なものは捨て、信頼出来るものについて最大静水圧 (使用水量の殆んどない時) と最小動水位 (使用水量の最も多い時) を観測値として採用した。なおその地点の地整標高と水圧との相関を整理し、且つ各地点の適正動水圧を推算定して観測数値整理表と水圧調査図を作製した。

2-7-2 水圧調査の結果からの考察

この水圧調査による考察はこの度の第一次拡張工事完了迄の状態について述べたものである。

1) 2配水系統の給水分担区域について

水圧調査図の示すごとく

(1) ϕ 1浄水場系統に属する地点は

⑭⑮⑯⑰⑱⑲⑳㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘ の15地点である。

(2) ϕ 2浄水場系統に属する地点は

①②③④⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬ の13地点である。

坂1浄水場系の給水範囲はPing川左岸の全域と右岸区域は両配水系統を区画パ
 ルゾにて分けていないので、配水分担の境界も変動するが大体において(11) (16)、
 (10) (15)、(9) (11)の間にあるものと思われる。

坂2浄水場系の給水範囲は坂1浄水場系以外の全区域である。

2) 各地点の静水圧と埋設管の許容強度

観測最大静水圧は埋設管の許容強度限度内にあることが必要である。

観測 地点	静水圧測定値 (Kg/cm ²)	標高換算値 (m)	埋設管許容強度 (Kg/cm ²)	過不足 (Kg/cm ²)
(14)	2.00	+323.75	4.00	+2.00
(15)	2.10	+327.41	4.00	+1.90
(16)	0.95	+315.66	4.00	+3.05
(17)	2.40	+329.00	4.00	+1.60
(18)	2.50	+328.86	4.00	+1.50
(19)	2.45	+331.00	4.00	+1.55
(20)	2.20	+327.21	4.00	+1.80
(21)	2.60	+322.27	4.00	+1.40
(22)	2.60	+329.00	4.00	+1.40
(23)	2.50	+328.73	4.00	+1.50
(24)	2.50	+329.36	4.00	+1.50
(25)	2.45	+327.62	4.00	+1.55
(26)	1.00	+313.72	4.00	+3.00
(27)	2.40	+328.49	4.00	+1.60
(28)	2.50	+330.25	4.00	+1.50
①	1.40	+332.00	5.00	+3.60
②	1.10	+329.09	5.00	+3.90
③	1.20	+326.50	5.00	+3.80
④	3.15	+342.36	5.00	+1.85
⑤	1.42	+329.03	5.00	+3.58
⑥	2.00	+323.67	5.00	+3.00
⑦	2.20	+329.14	5.00	+2.80
⑧	1.80	+327.16	5.00	+3.20
⑨	2.20	+328.40	5.00	+2.80
⑩	2.15	+329.29	5.00	+2.85
⑪	1.70	+327.57	5.00	+3.30
⑫	1.80	+328.49	5.00	+3.20
⑬	2.20	+330.64	5.00	+2.80

※1 浄水場系で観測地点のうち最も静水圧の高い地点はPing River 右岸側②地点で2.6Kg/cm² 左岸側②地点で2.6Kg/cm²を示している。この区域の既設管の管種はAC-Class 15, AC-Class 12, GS pipe でその内の許容静水圧の最も小さいAC-Class 12と比べてみても1.4Kg/cm²程の余裕があるが、静水圧が4.0Kg/cm²を上廻らないようにしなければならない。

※2 浄水場系で観測地点のうち最も静水圧の高い地点は④地点で3.15Kg/cm²を示している。この区域の既設管の管種はAC-Class 15, GS pipe でAC-Class 15 と比べると1.85Kg/cm²程の余裕があるが、静水圧が5.0Kg/cm²を上廻らないようにしなければならない。

3) 各地点の最小動水圧と適正有効動水圧

本欄の適正動水圧の数値は浄水場からその地点迄の距離に適正なる配管をしたものとしての残存水圧を示している。

観測地点	最小動水圧 (Kg/cm ²)	標高換算値 (m)	適正最小動水圧 (m)	過不足 (m)	Note 摘要
0 ₁		+325.80			
20	0.93	+314.51	+323.70	- 9.19	
18	1.30	+316.86	+319.46	- 2.60	
14	1.00	+313.75	+318.70	- 4.95	
16	0.14	+307.56	+322.50	-14.94	観測誤差大
15	1.00	+316.41	+320.20	- 3.79	
19	1.65	+323.00	+321.60	+ 1.40	
22	1.70	+320.00	+318.60	+ 1.40	
17	0.50	+310.00	+320.00	-10.00	観測誤差大
21	1.73	+322.27	+323.00	- 0.73	
24	1.80	+322.36	+321.85	+ 0.51	
23	1.70	+320.73	+320.26	+ 0.47	
25	1.20	+315.12	+318.90	- 3.78	
26	0.15	+305.22	+317.51	-12.29	観測誤差大
27	1.85	+322.99	+320.91	+ 2.08	
28	1.80	+323.25	+320.06	+ 3.19	
0 ₂		+338.00			
1	0.44	+322.40	+333.00	-10.60	観測誤差大
4	1.50	+325.86	+328.39	- 2.53	
8	0.60	+315.16	+326.44	-11.28	観測誤差大
7	0.90	+316.14	+323.82	- 7.68	
9	1.05	+316.40	+321.58	- 5.18	
6	1.10	+314.67	+321.58	- 6.91	
2	0.25	+320.59	+331.06	-10.47	観測誤差大
3	0.60	+320.50	+329.49	- 8.99	
5	0.60	+320.83	+327.28	- 6.45	
11	0.90	+319.57	+326.08	- 6.51	
12	1.20	+322.49	+324.58	- 2.09	
13	1.40	+322.64	+323.56	- 0.92	
10	1.20	+319.79	+324.62	- 4.83	

適正最小動水圧を算出し視測値との比較を見ると

廠1浄水場系では、浄水場より南下し⑳、㉑、㉒地点の市街中心部およびPing川左岸側㉓、㉔地点のRailway Station 附近に動水圧の不足が生じている。

廠2浄水場系では全地点にわたって動水圧の不足が生じている。これは配水ポンプの運転揚程を 1.2Kg/cm^2 （水圧測定時の廠2浄水場の運転揚程）におさえていることに起因している。

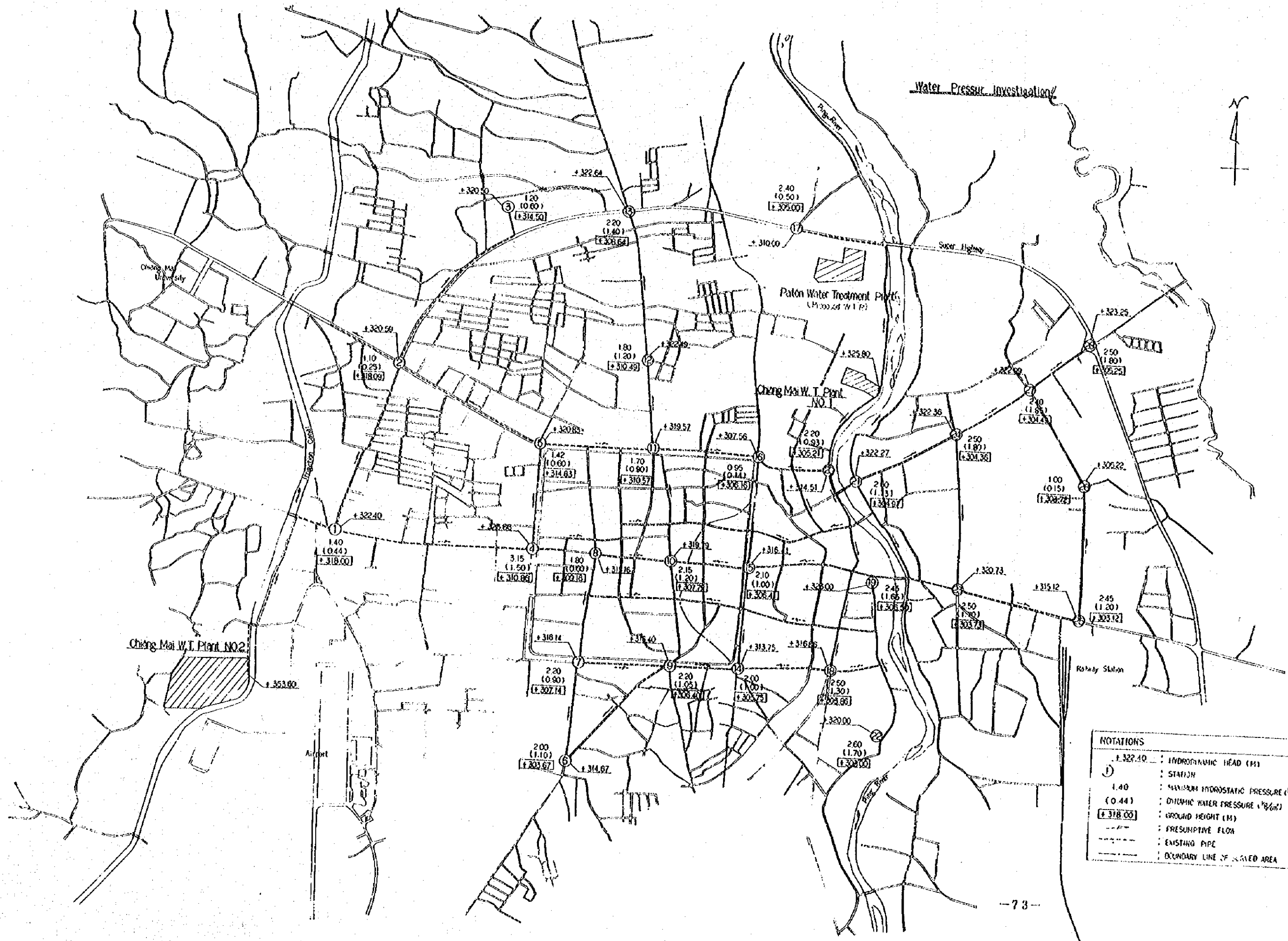
2-7-3 既設の2配水系統の整備

1) 緊急を要する配水管幹線の増強

廠1浄水場系でPing川右岸側の動水圧不足は、廠1浄水場—㉑—㉒間に埋設されている本管 $\phi 300\text{mm}$ 、 $\phi 250\text{mm}$ 、 $\phi 200\text{mm}$ が小さいことに起因しているもので新たに本管を増強する必要がある。又左岸側Railway Station 附近の動水圧の不足は㉑—㉓—㉔間に本管を布設することにより、この水圧不足は解消すると思われる。

2) 将来増強改良を要する管網

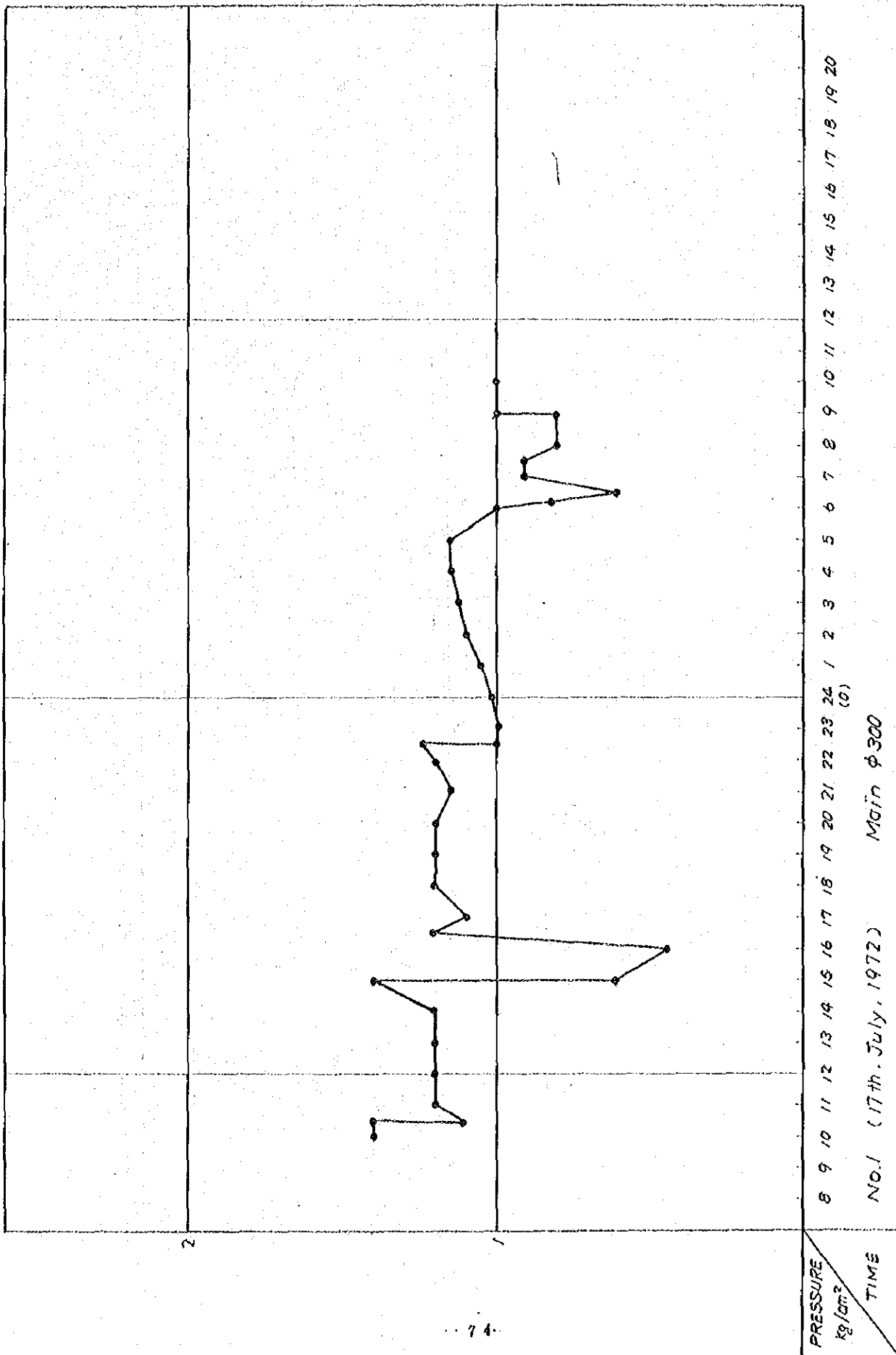
廠2浄水場系では全地点で動水圧の不足が生じているが、これは前述の通り配水ポンプ定格揚程 $H=44\text{m}$ を 12m のポンプ揚程におさえて配水しているからで、ポンプ運転揚程を 25m 位にすると水圧不足を補うことができるとともに、許容静水圧 5.0Kg/cm^2 も上廻る事がない。



Water Pressure Investigation

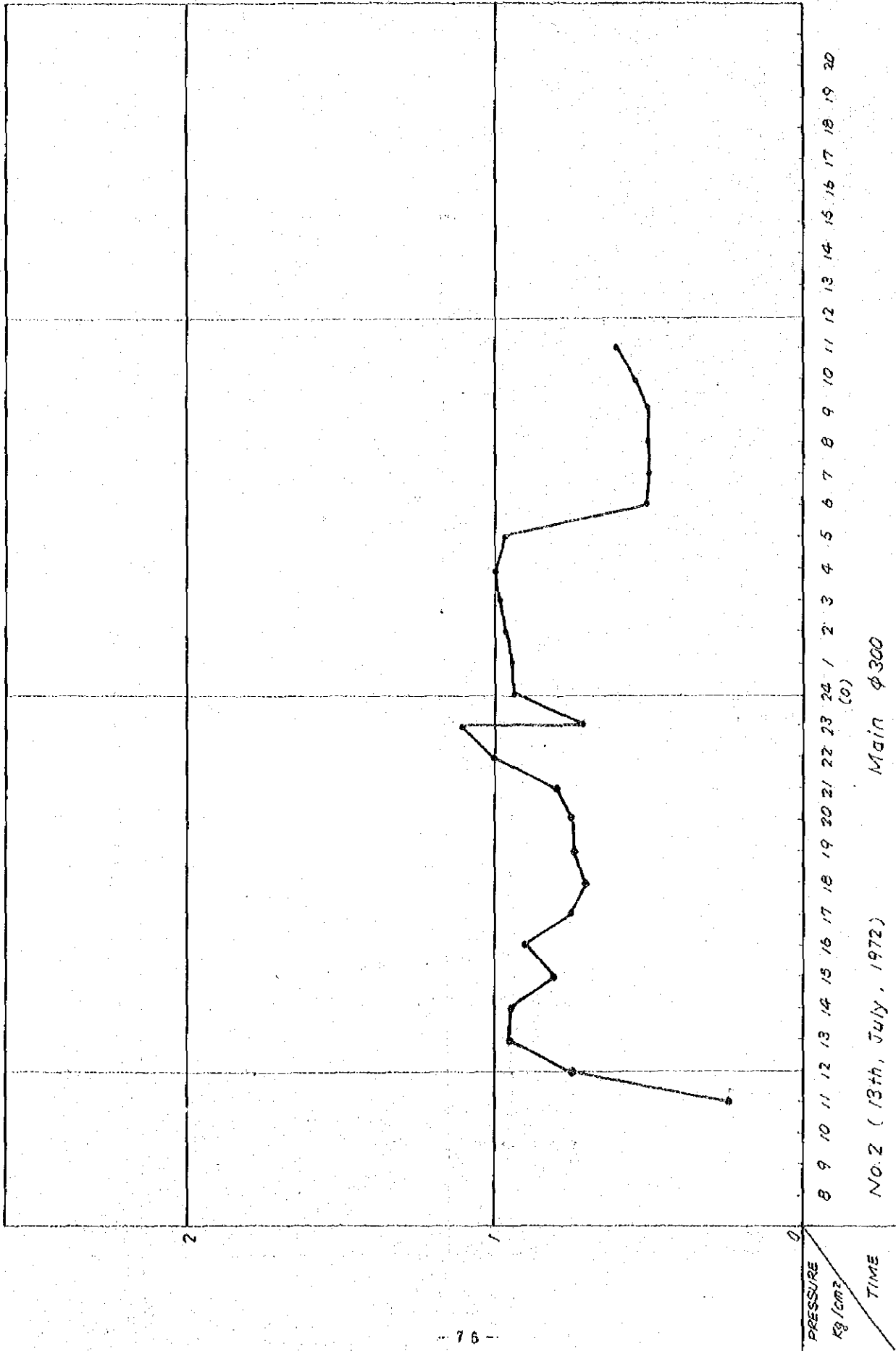


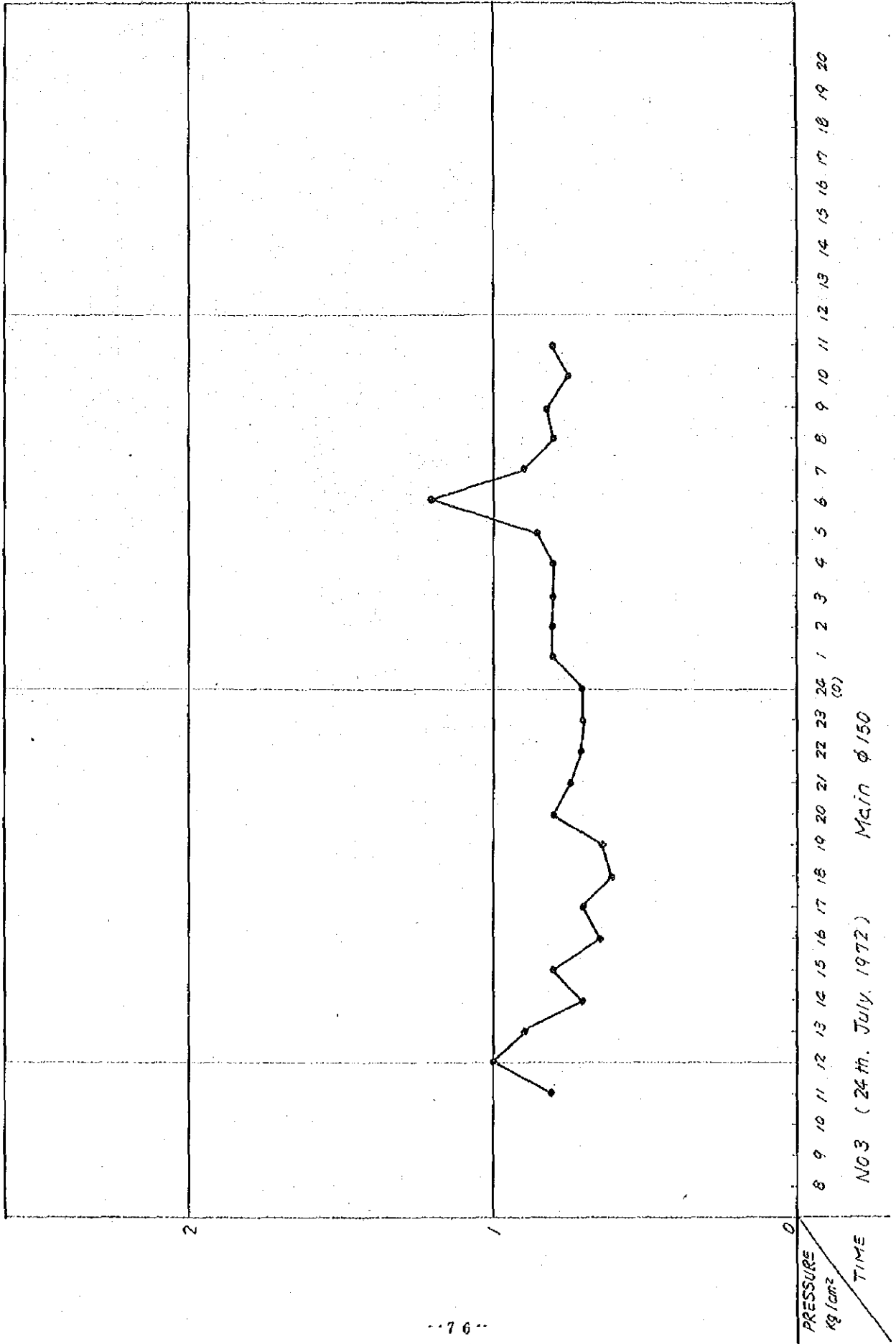
NOTATIONS	
+ 322.40	: INDRONATIC HEAD (M)
①	: STATION
1.40	: MAXIMUM INDRONATIC PRESSURE (kg/cm ²)
(0.44)	: DYNAMIC WATER PRESSURE (kg/cm ²)
+ 318.00	: GROUND HEIGHT (M)
→	: PRESUMPTIVE FLOW
—	: EXISTING PIPE
⋯	: BOUNDARY LINE OF SURVEYED AREA

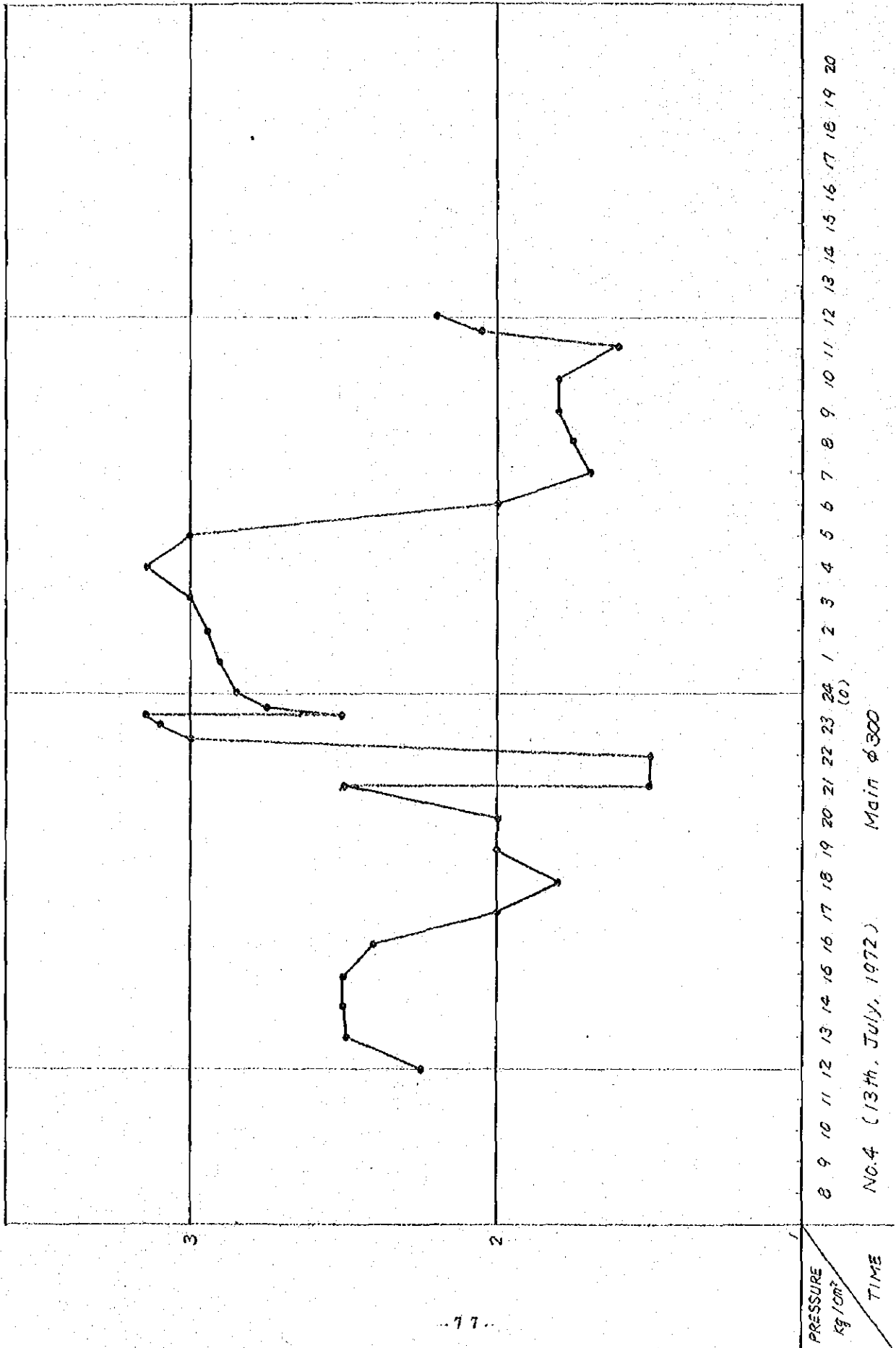


Main φ300

No.1 (17th. July, 1972)

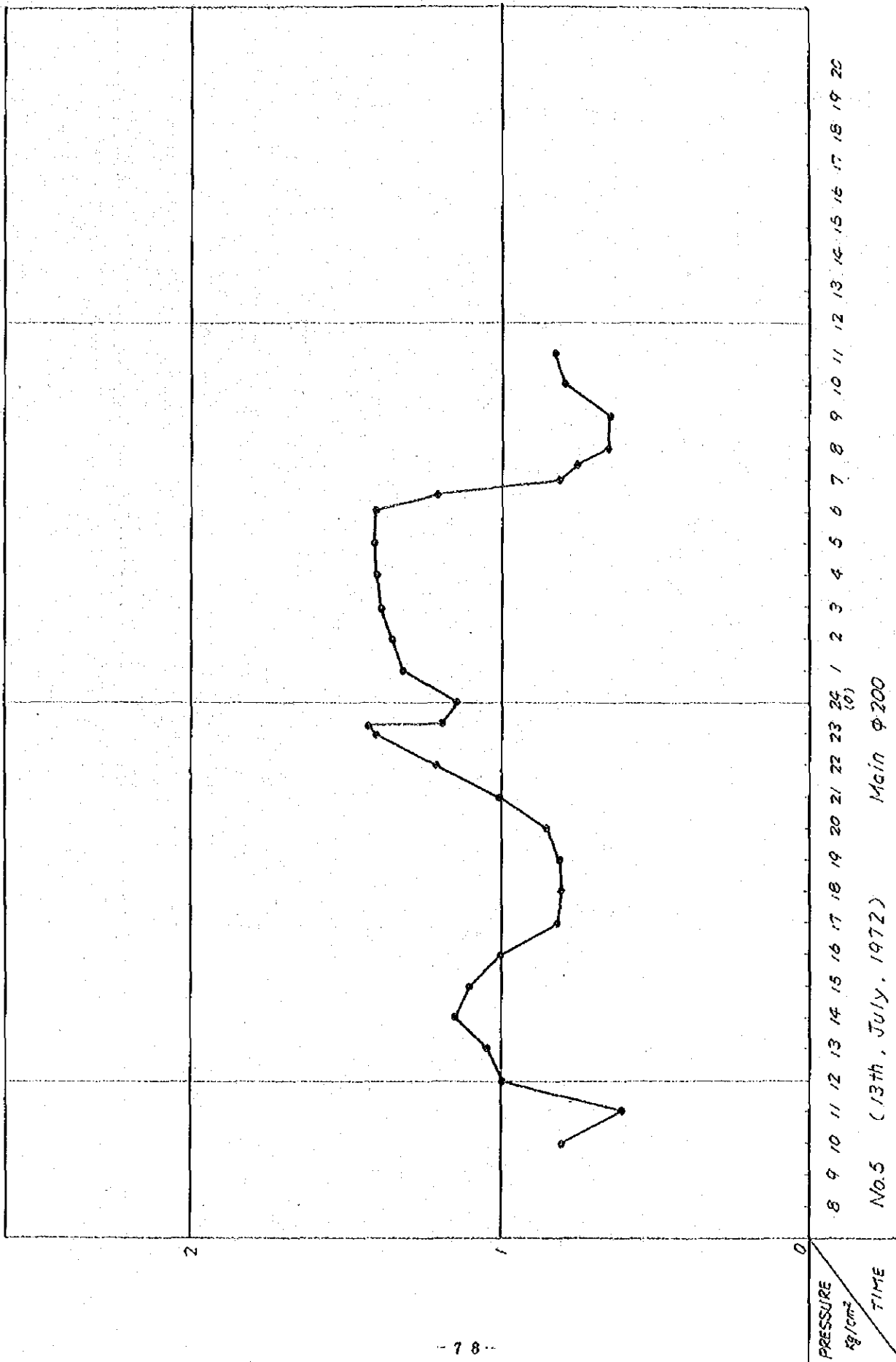


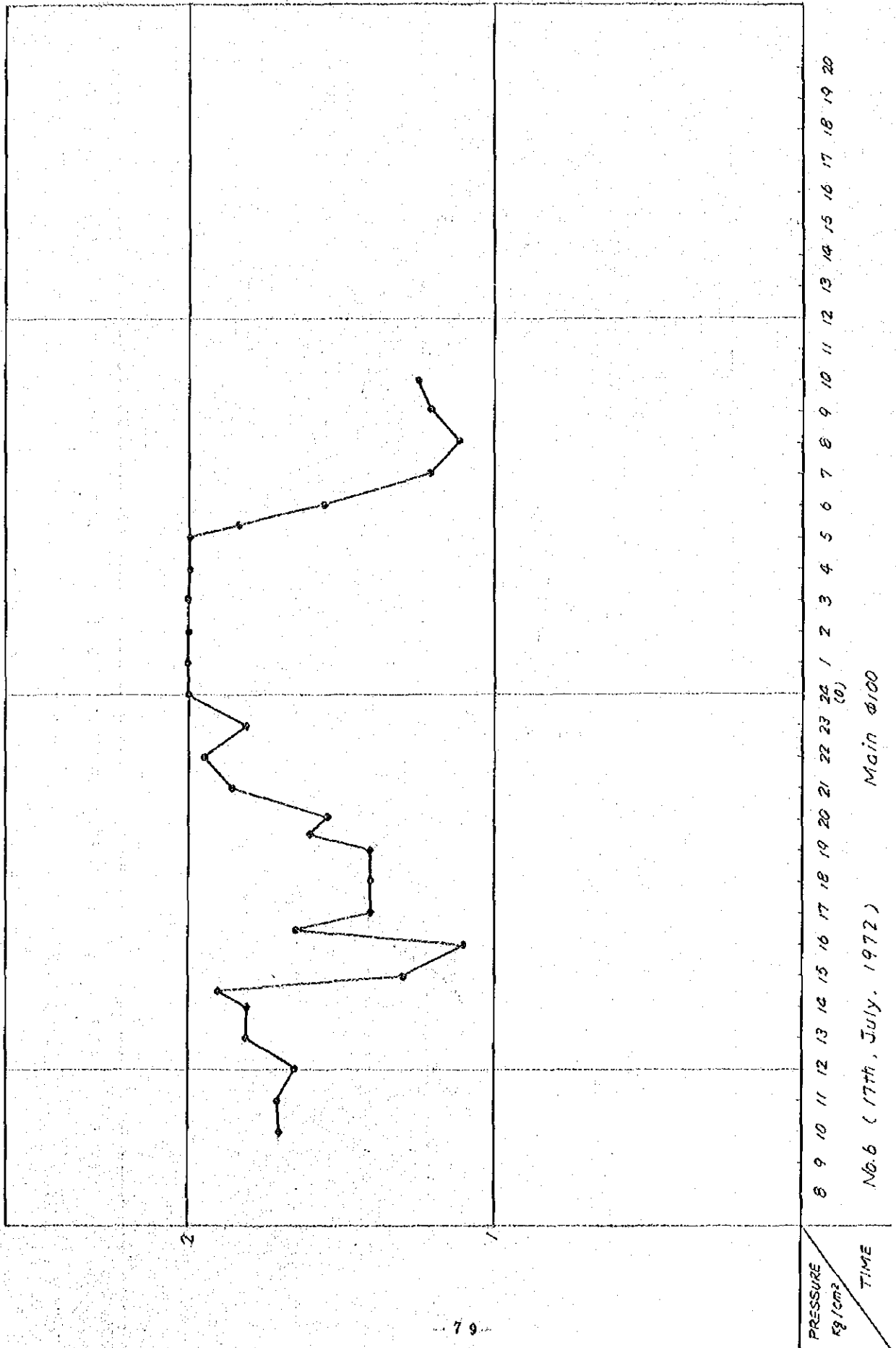


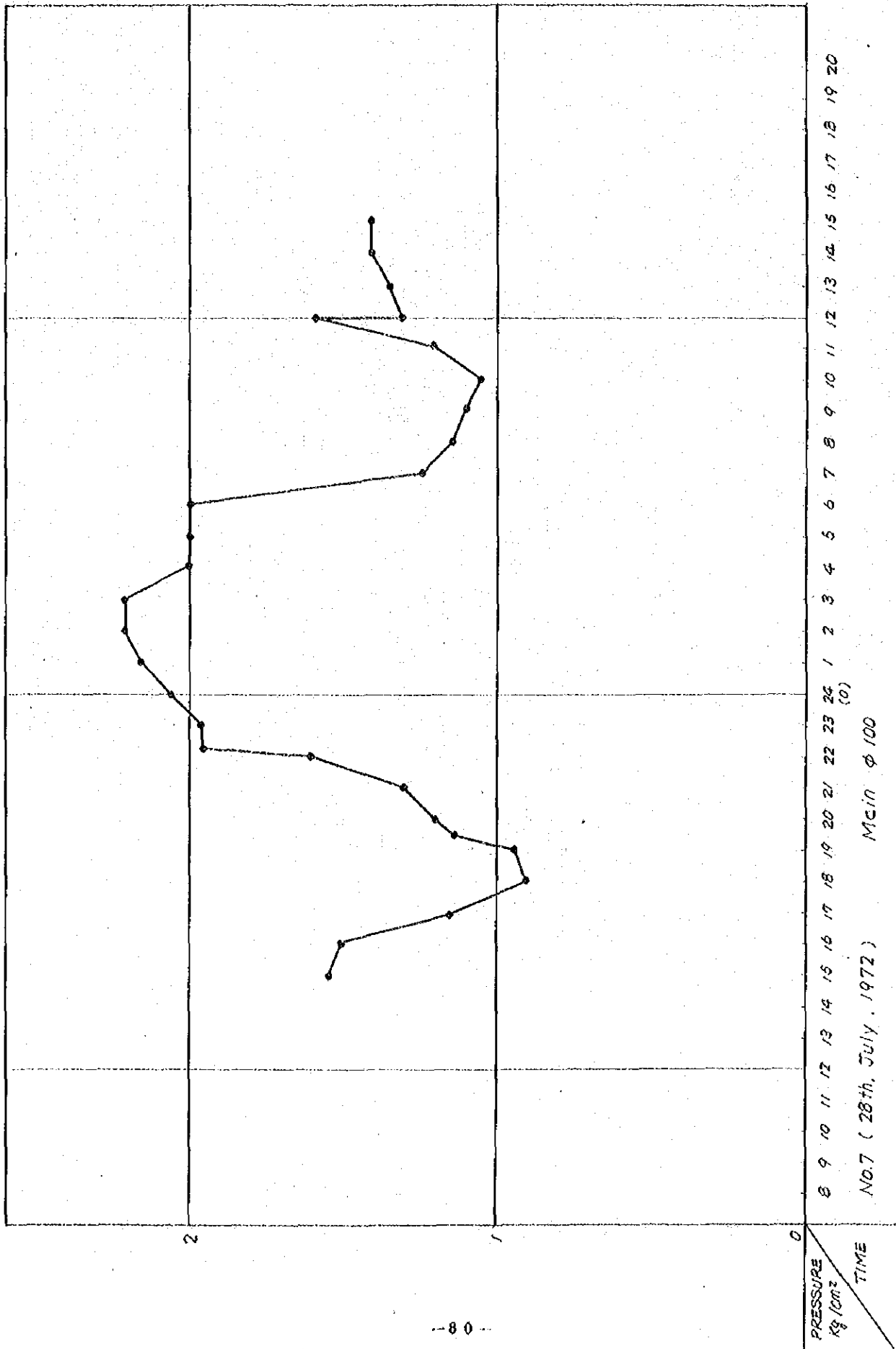


Main ϕ 300

No. 4 (13th, July, 1972)



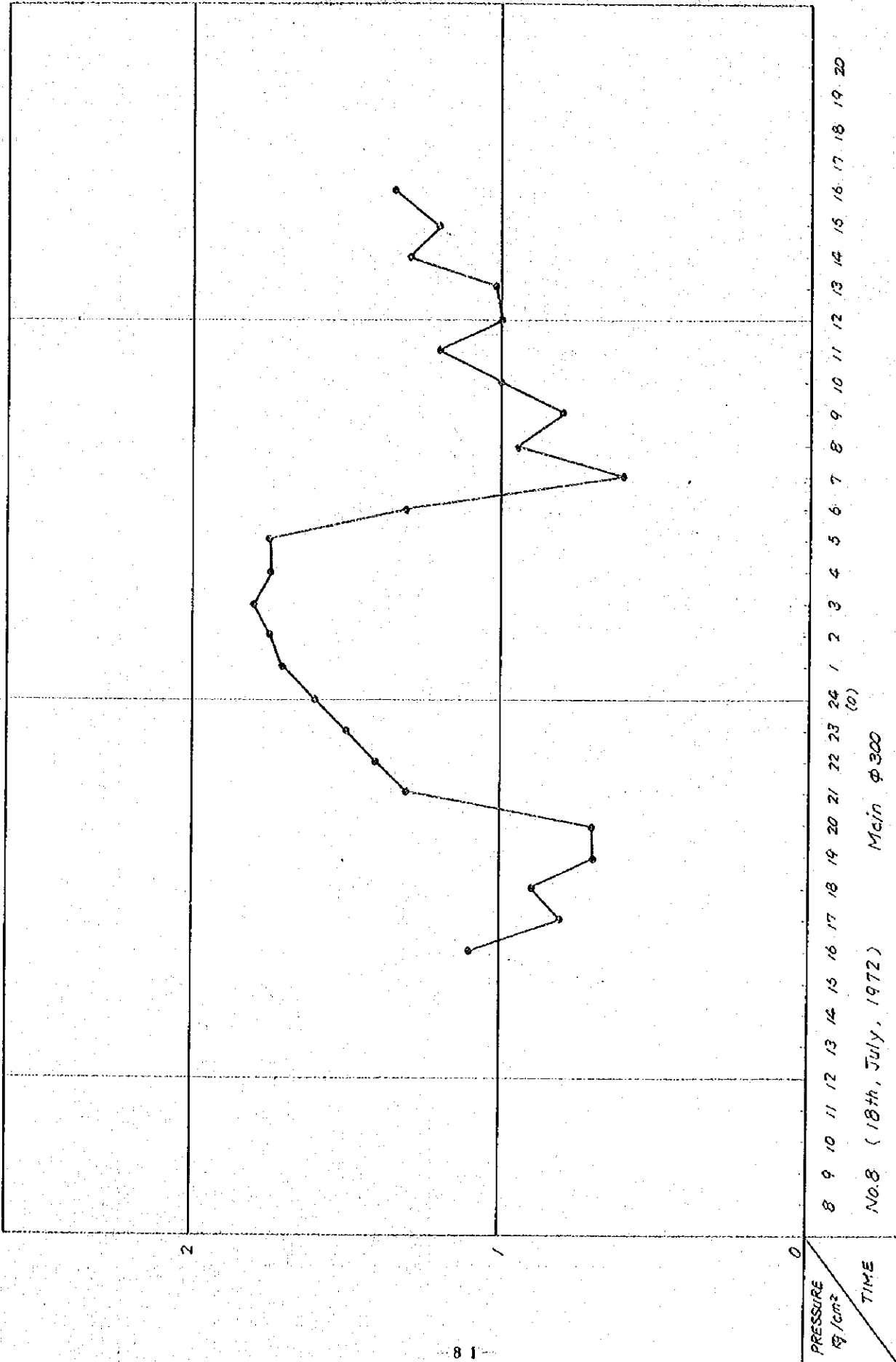


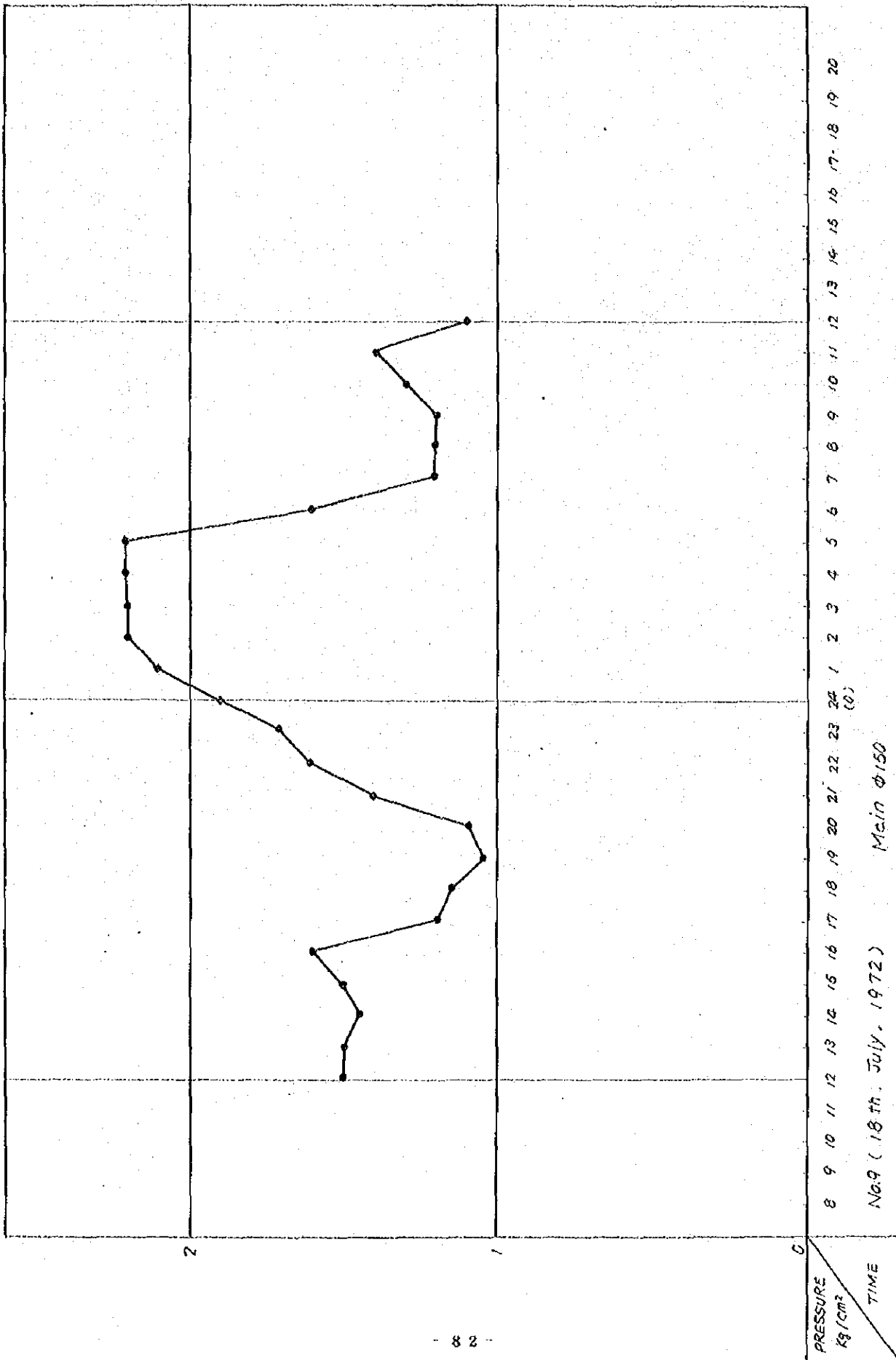


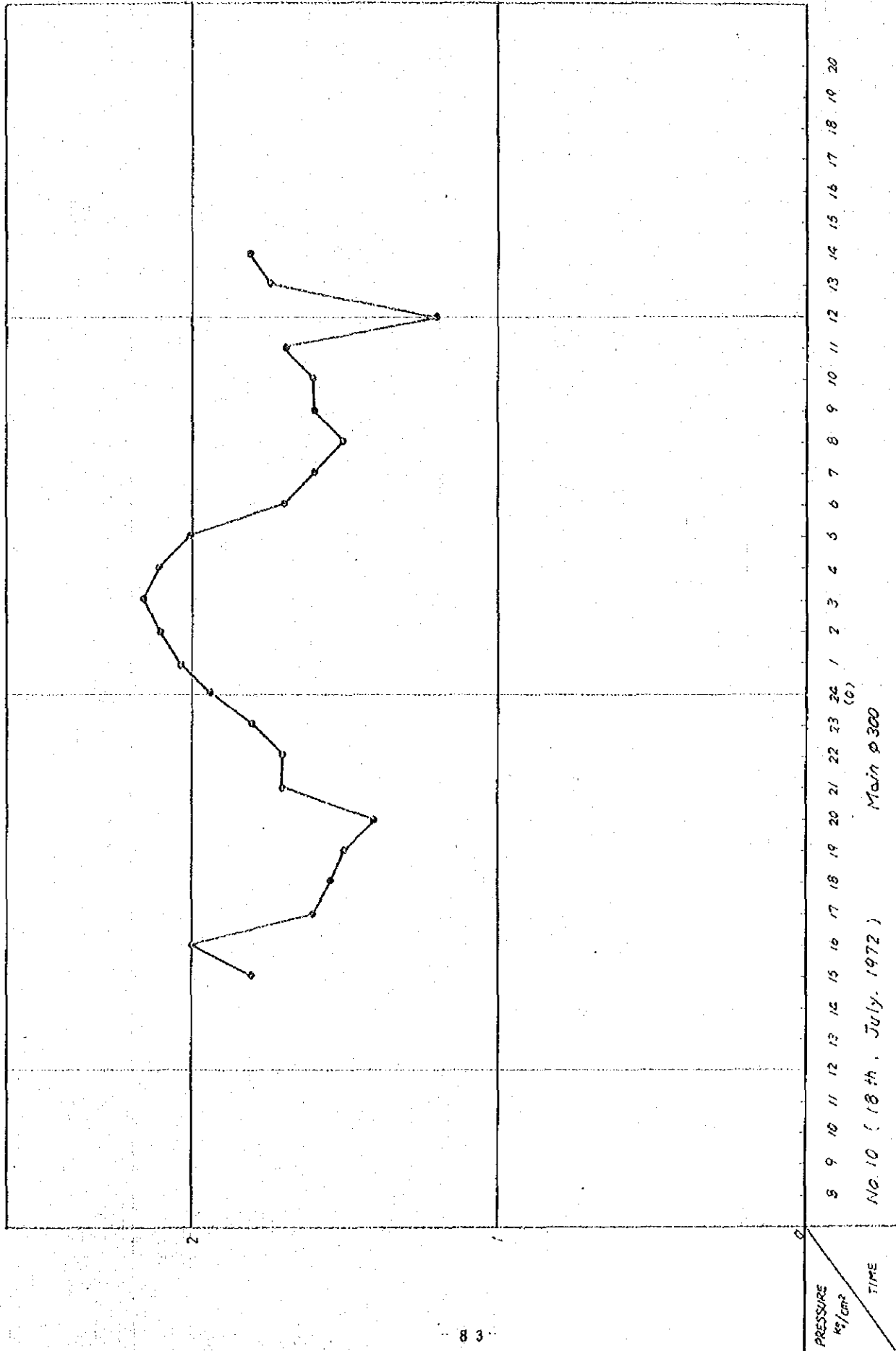
No. 7 (28th, July, 1972)

Mein φ 100

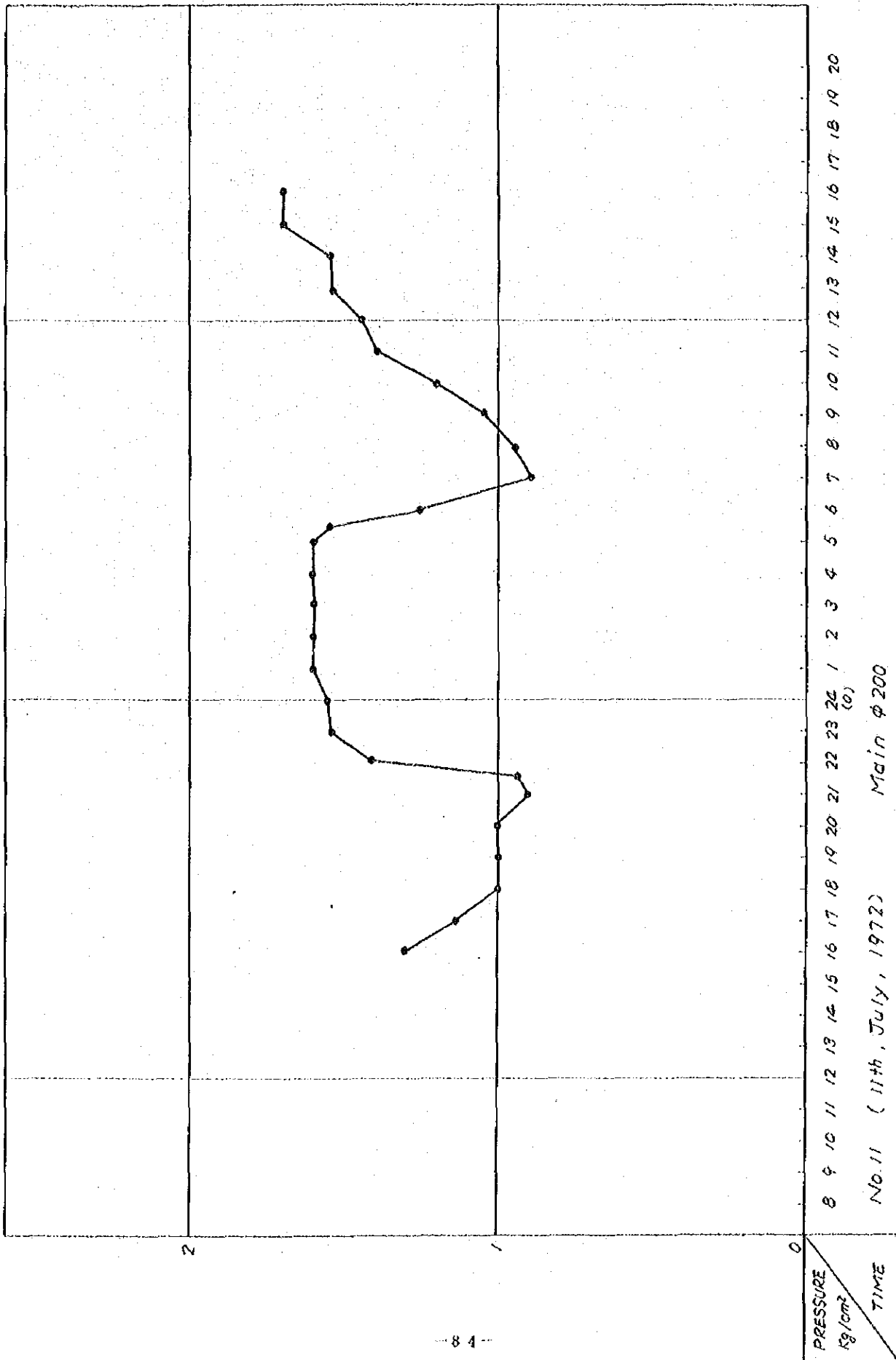
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 (0)



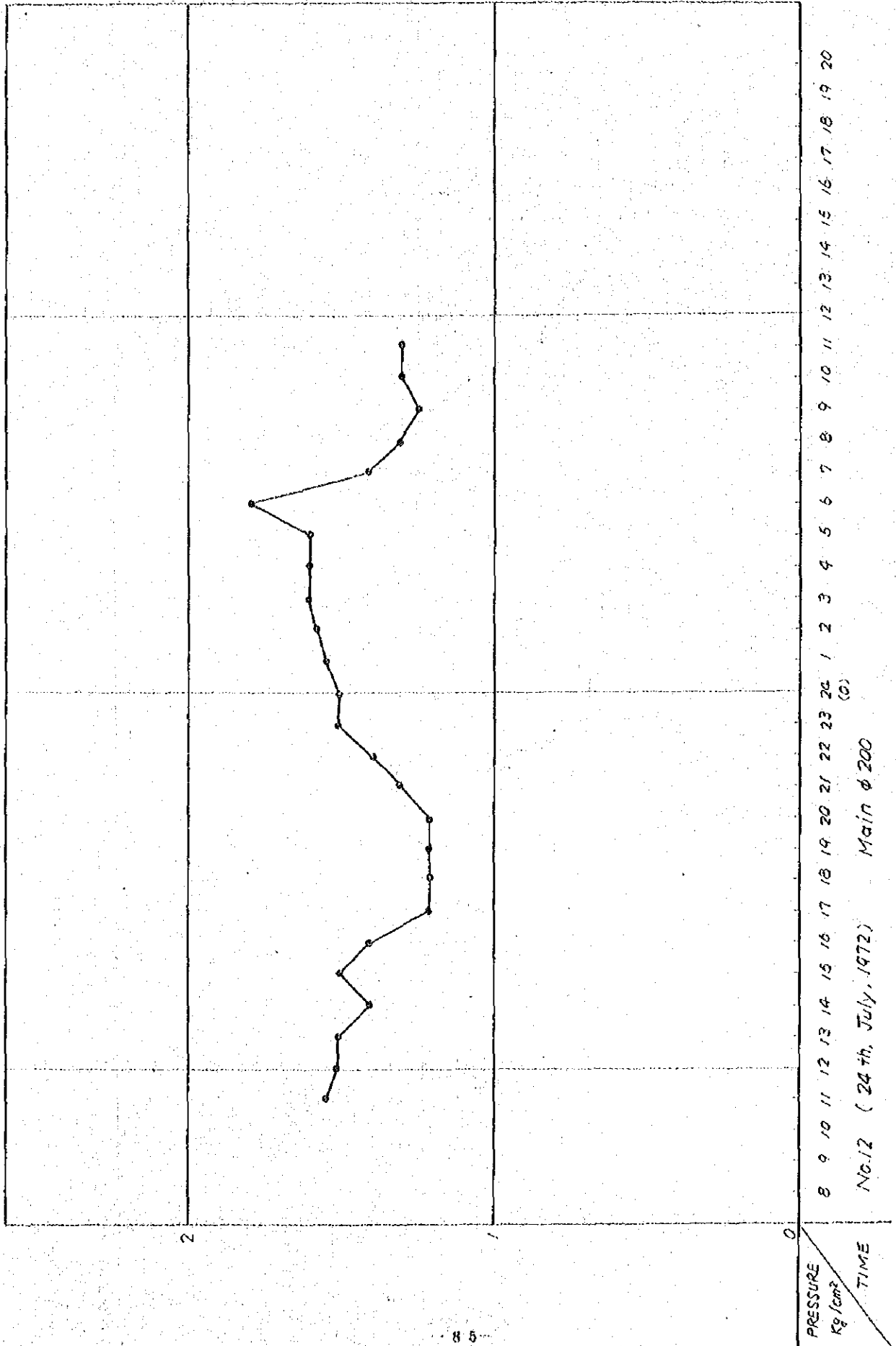




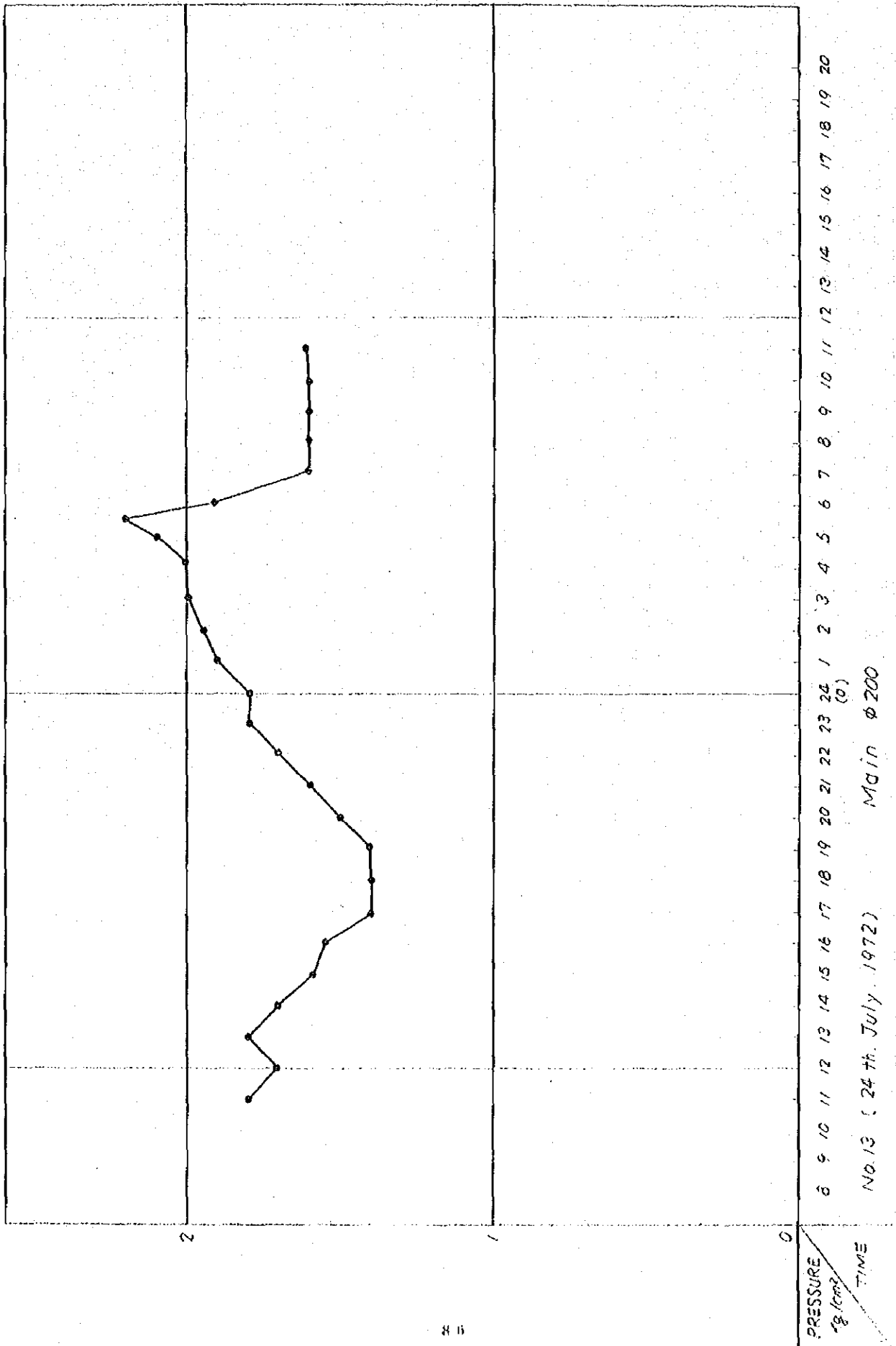
No. 10 (18 th , July , 1972)
Main Ø 300

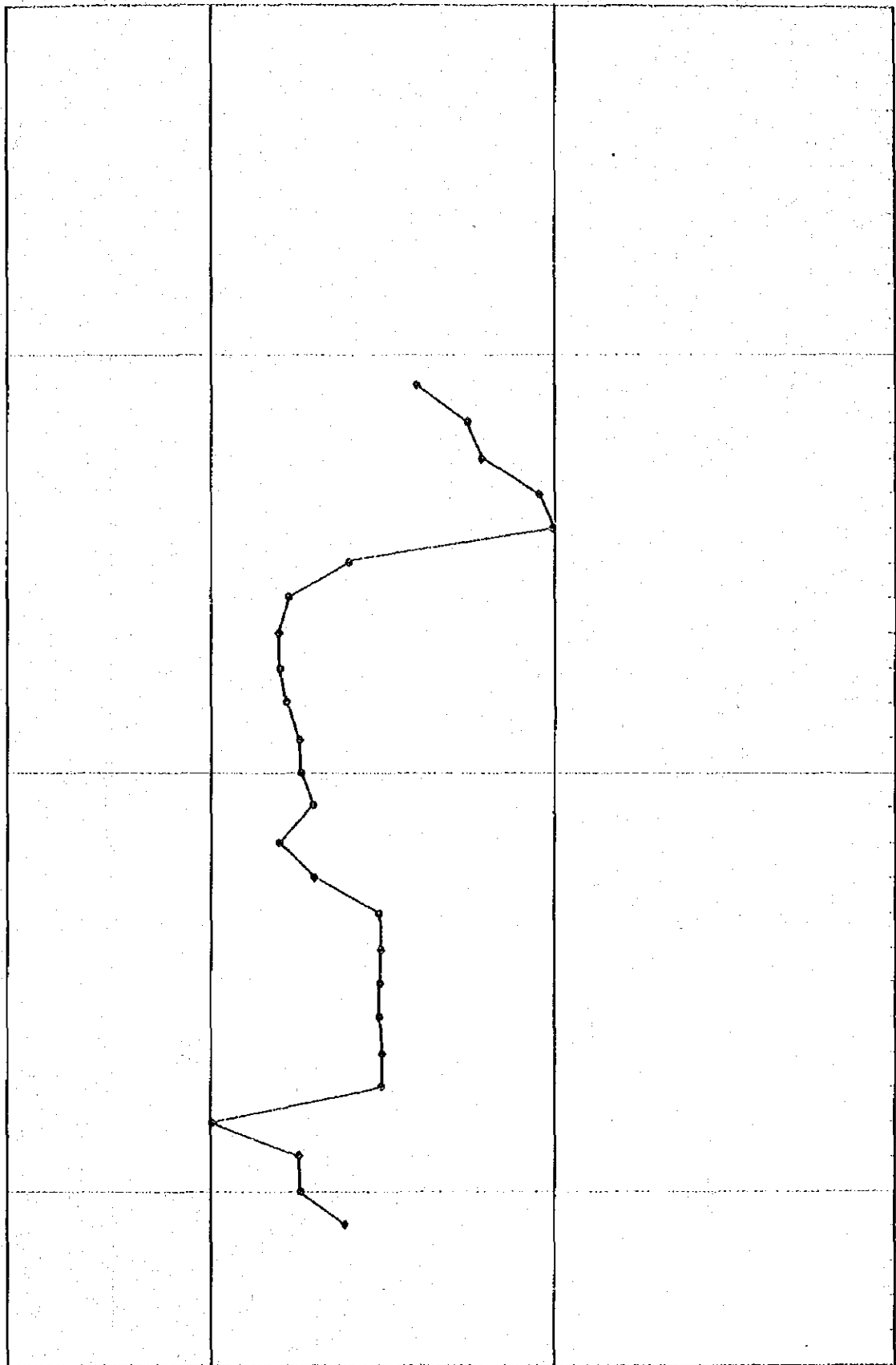


No. 11 (11th, July, 1972) Main φ 200

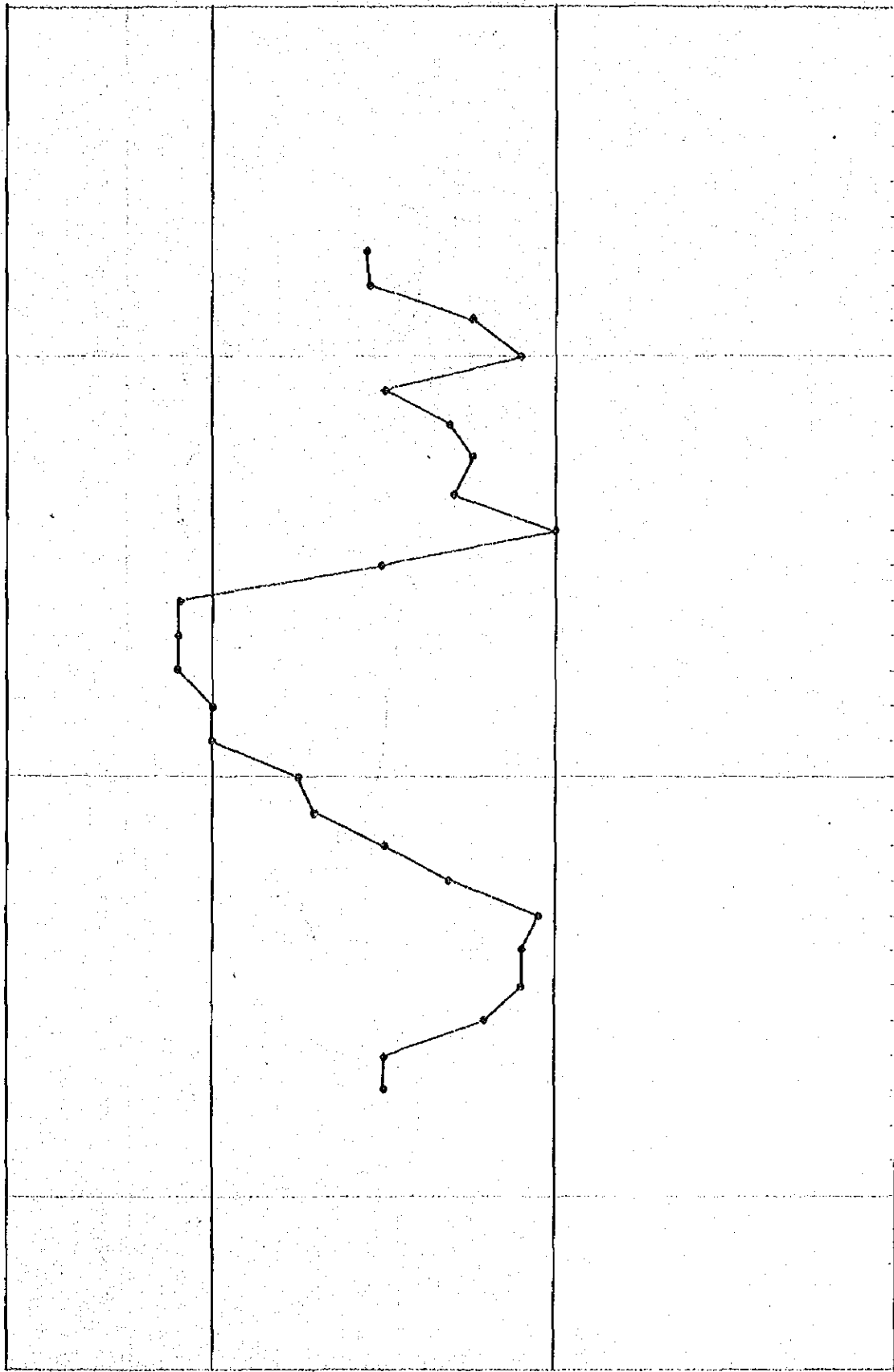


No.12 (24th, July, 1972) Main ϕ 200

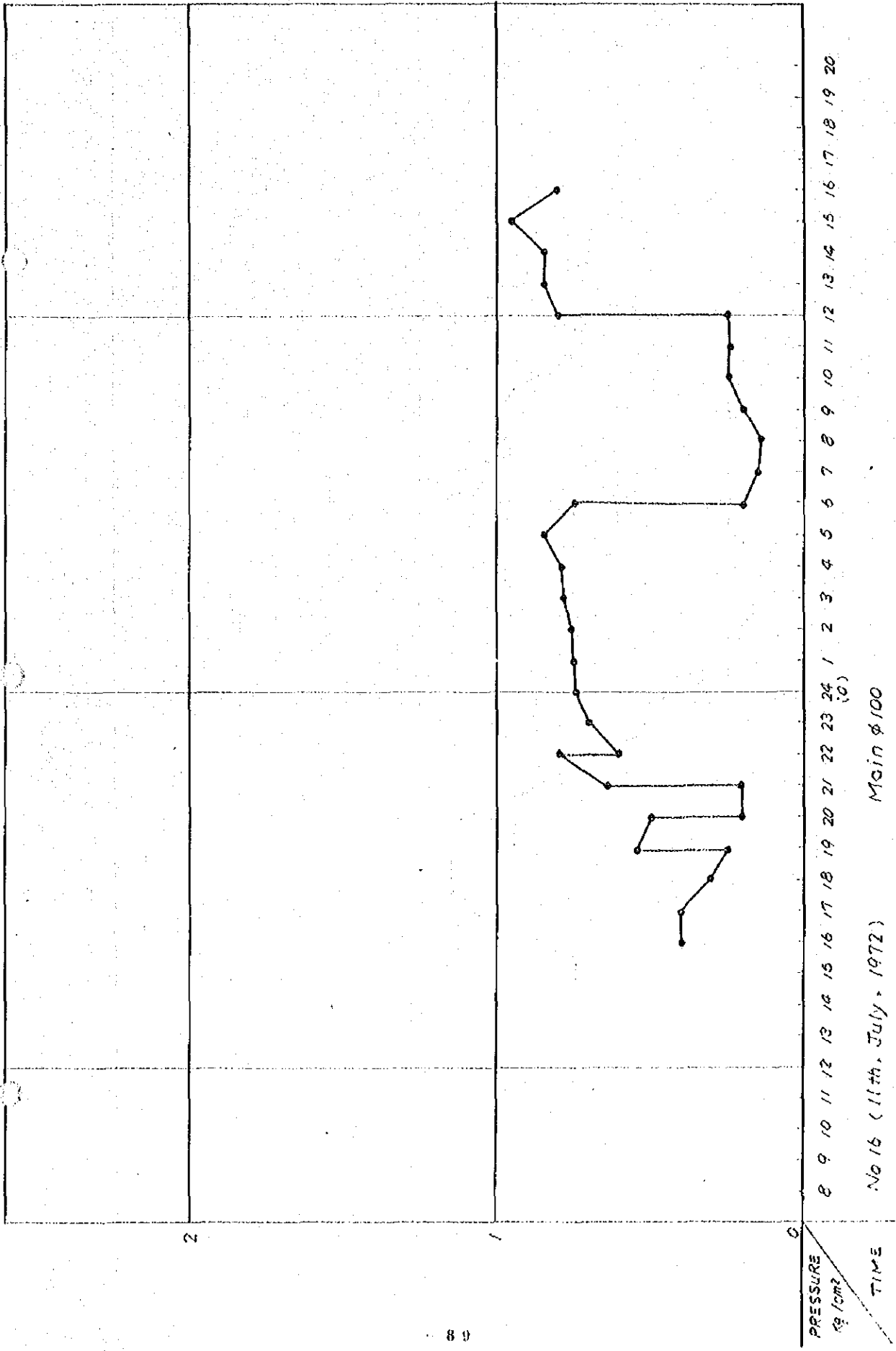




2
 1
 0
 PRESSURE
 (PSI)
 TIME
 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24
 (0)
 No 14 (17th July, 1972)
 Main Ø 100

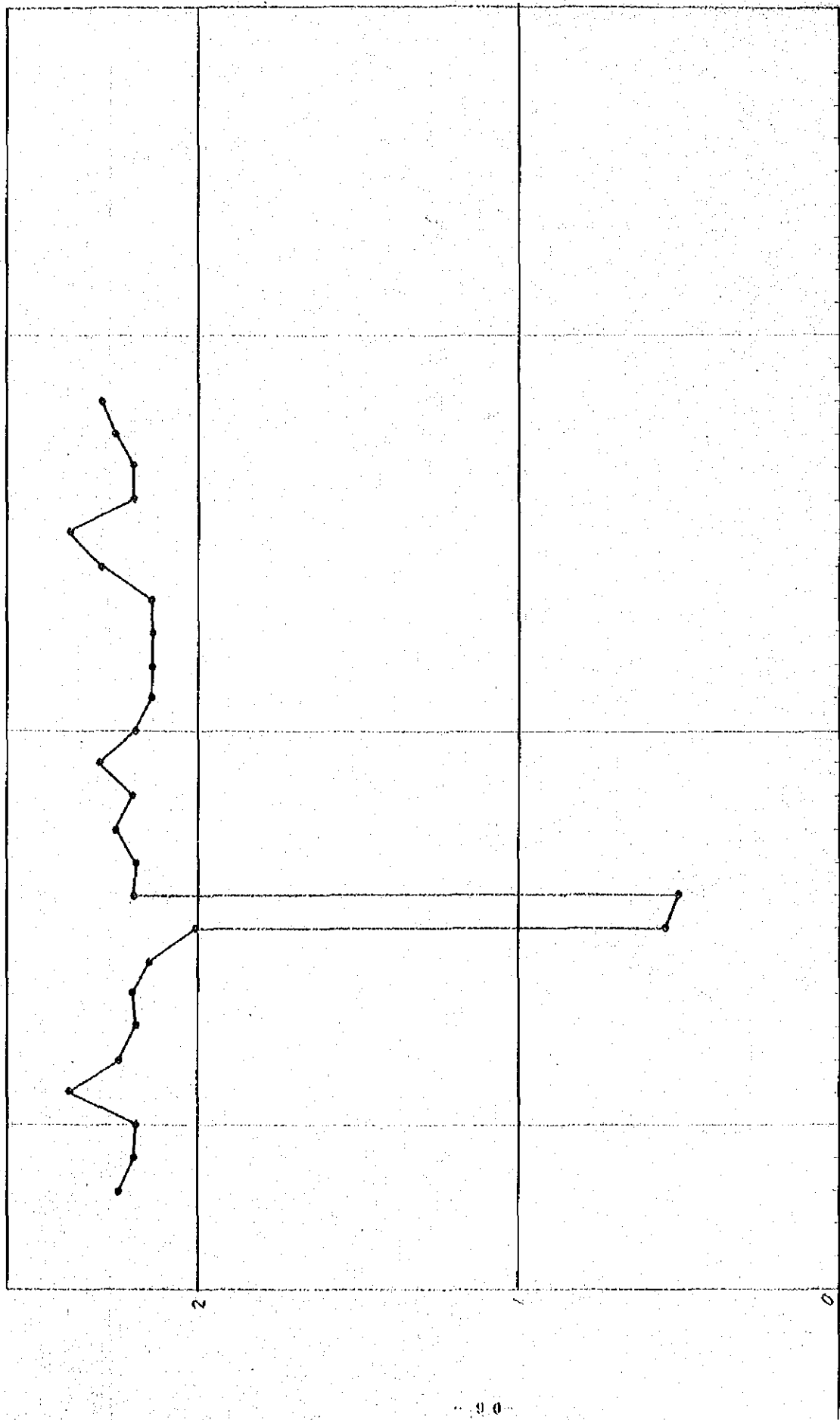


PRESSURE
 Kg/cm²
 0
 1
 2
 TIME
 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
 No.15 (18th, July, 1972) Main ϕ 300
 (0)



No 16 (11th, July, 1972)

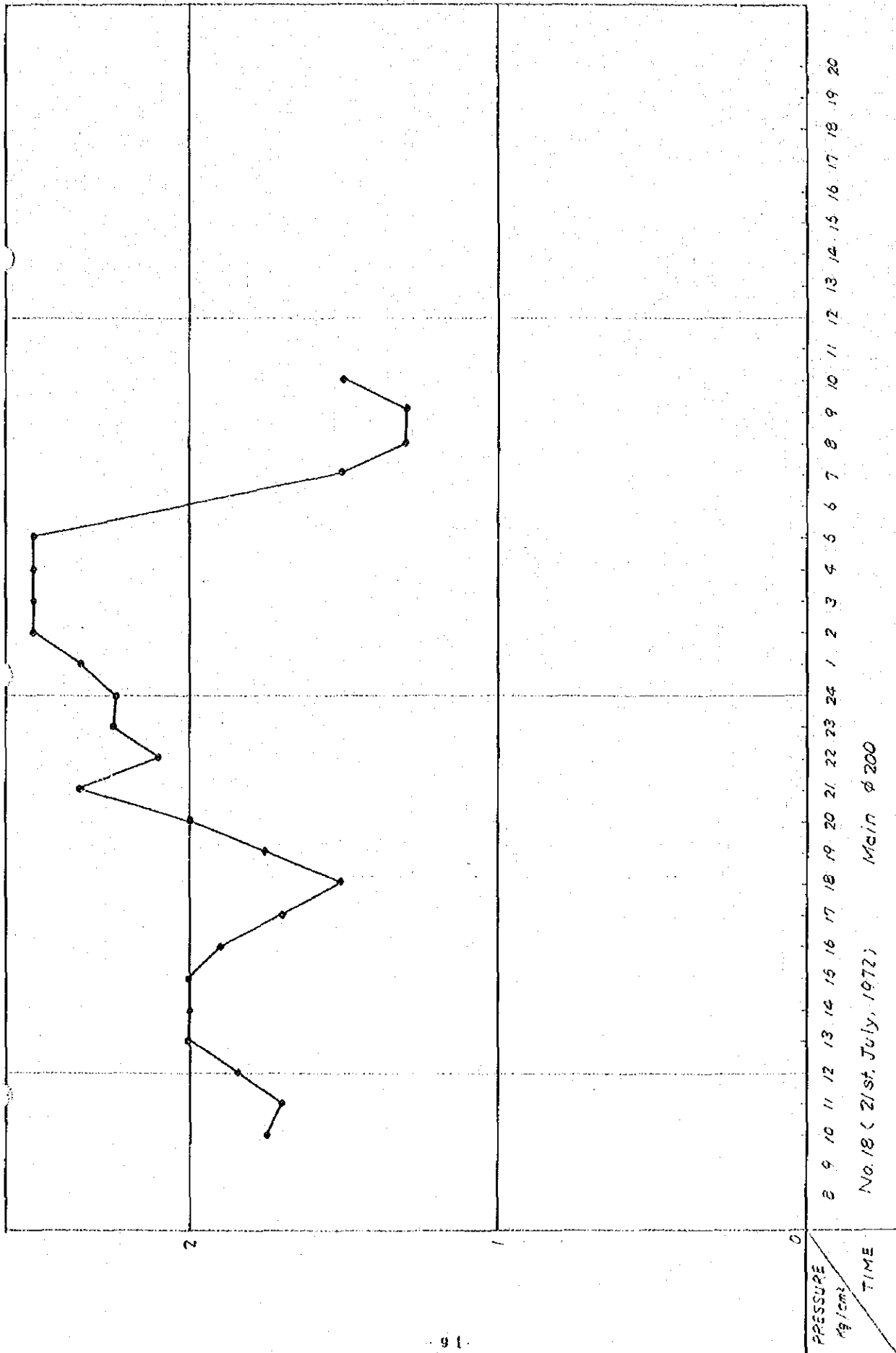
Main φ100



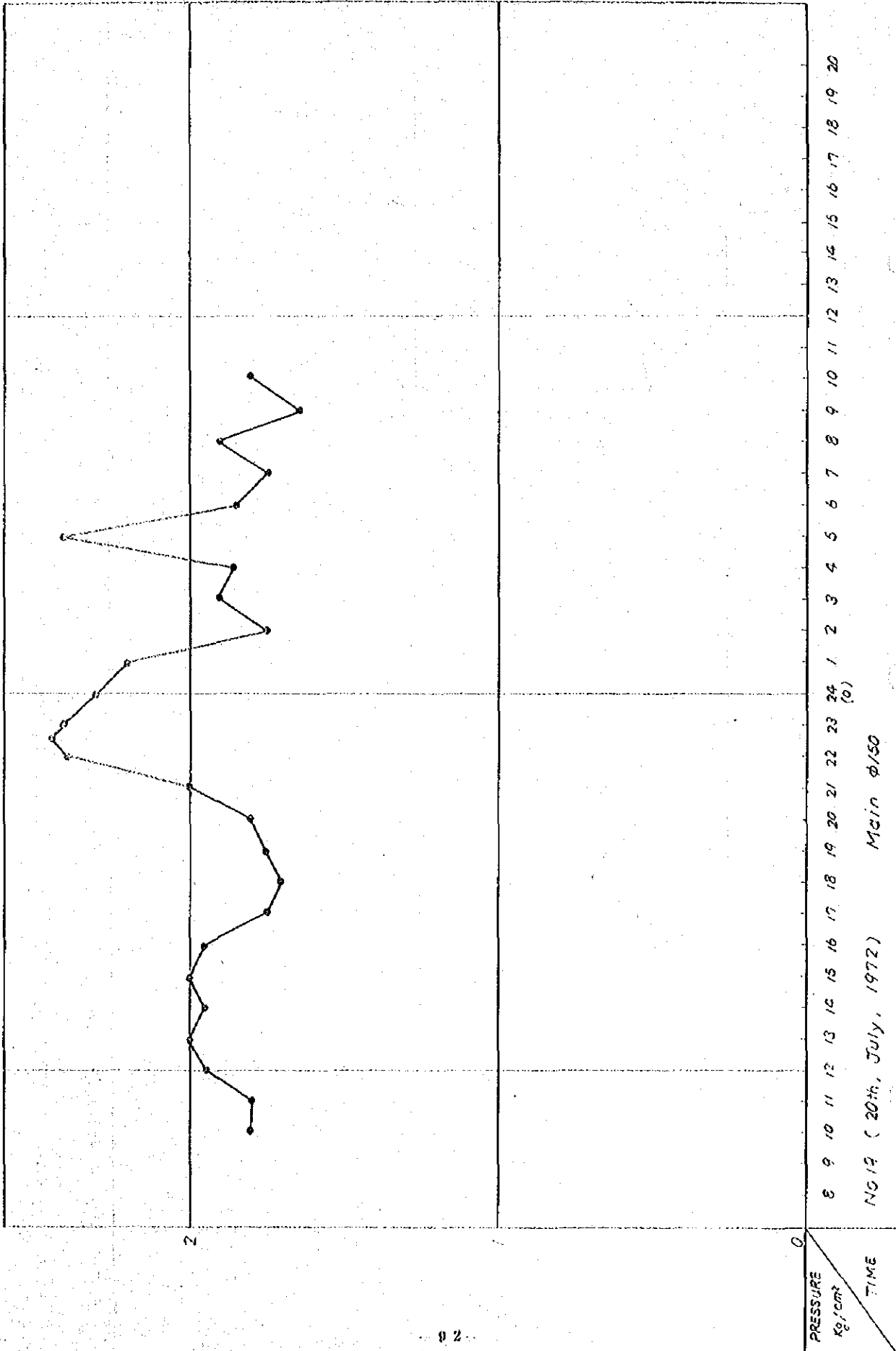
PRESSURE
 kg/cm²
 TIME

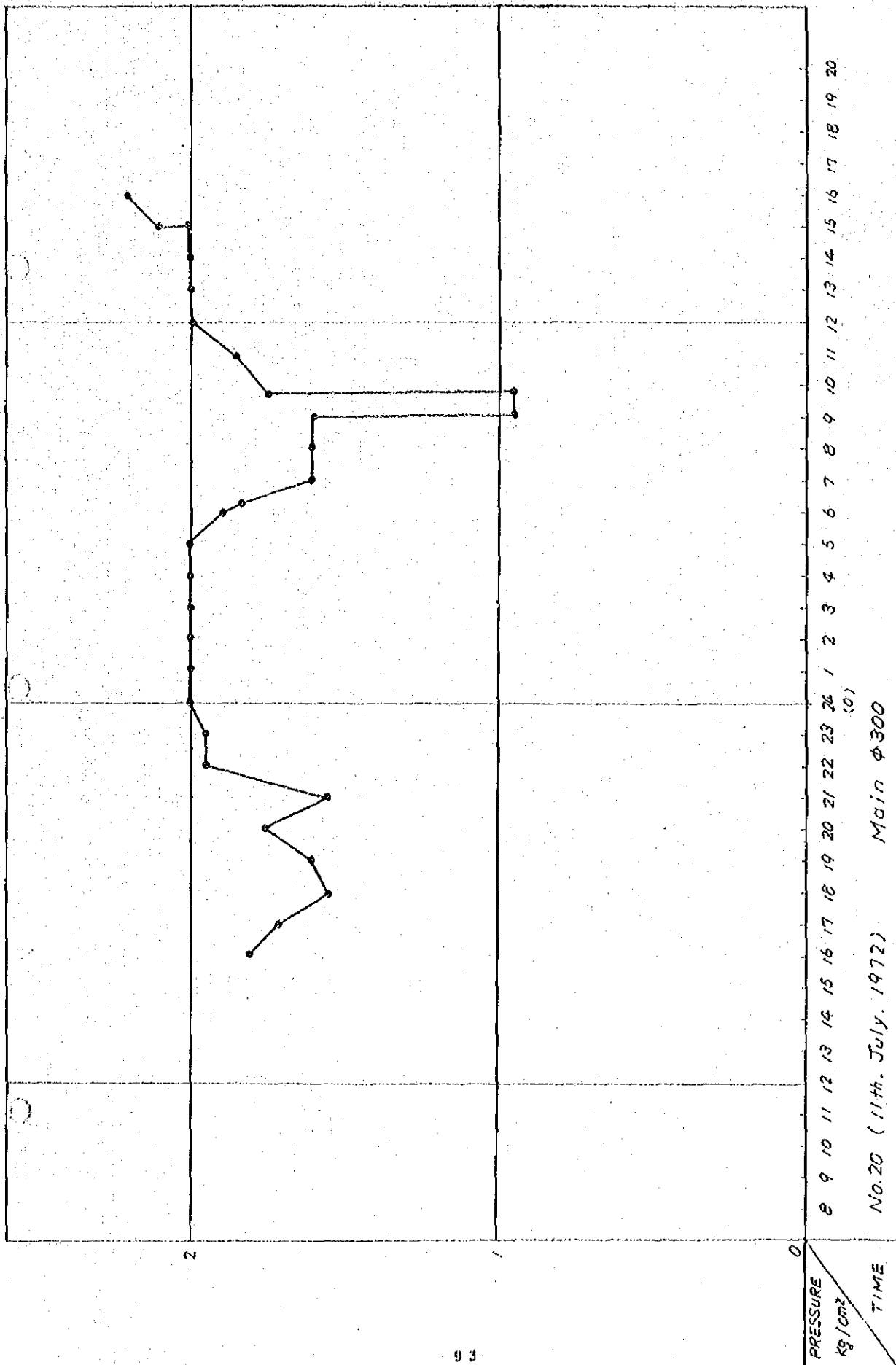
6 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24
 (0)

No. 17 (24th July, 1972) Main Ø 150

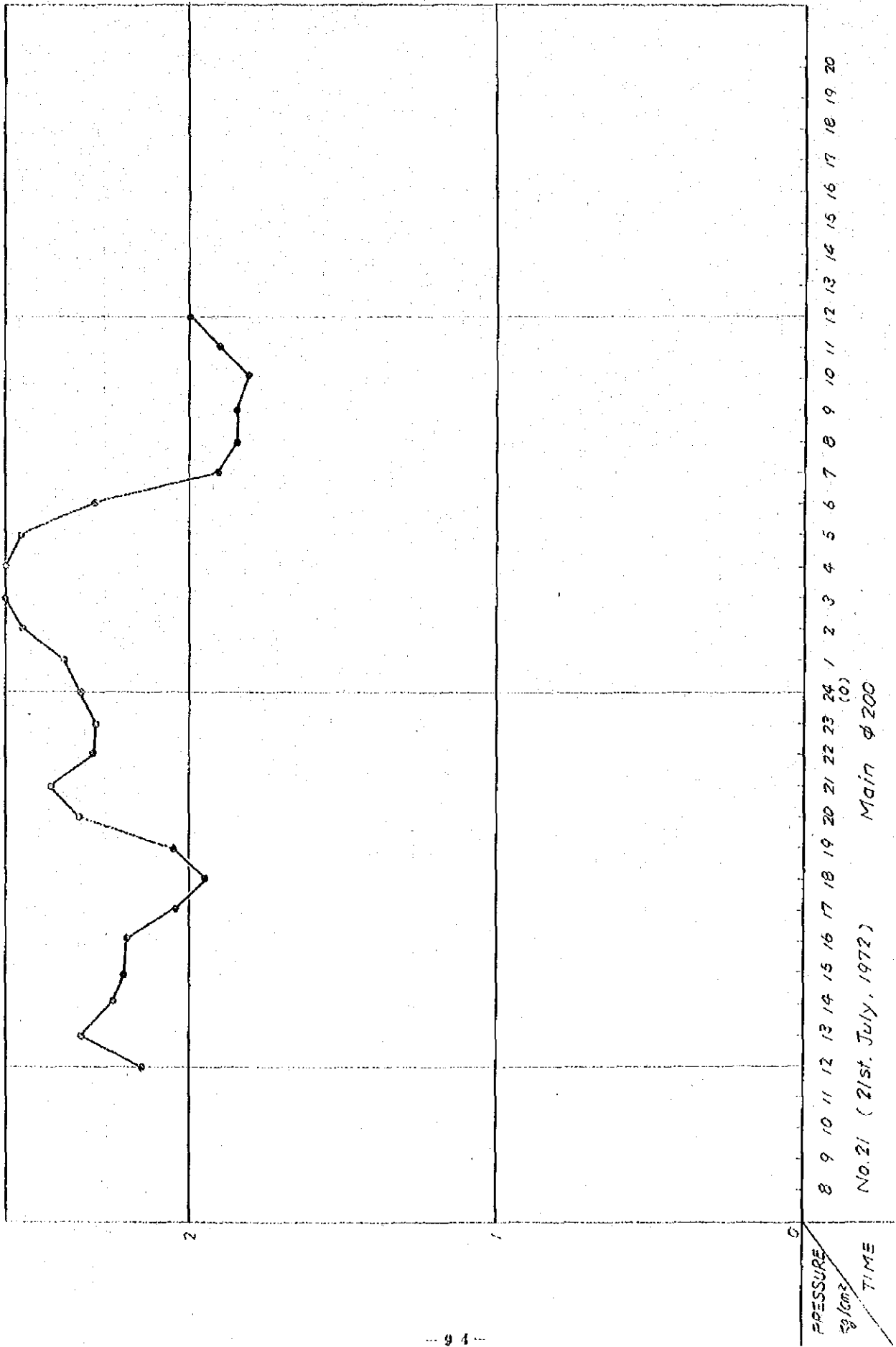


2 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
 No. 18 (2/st. July, 1972) Main ϕ 200

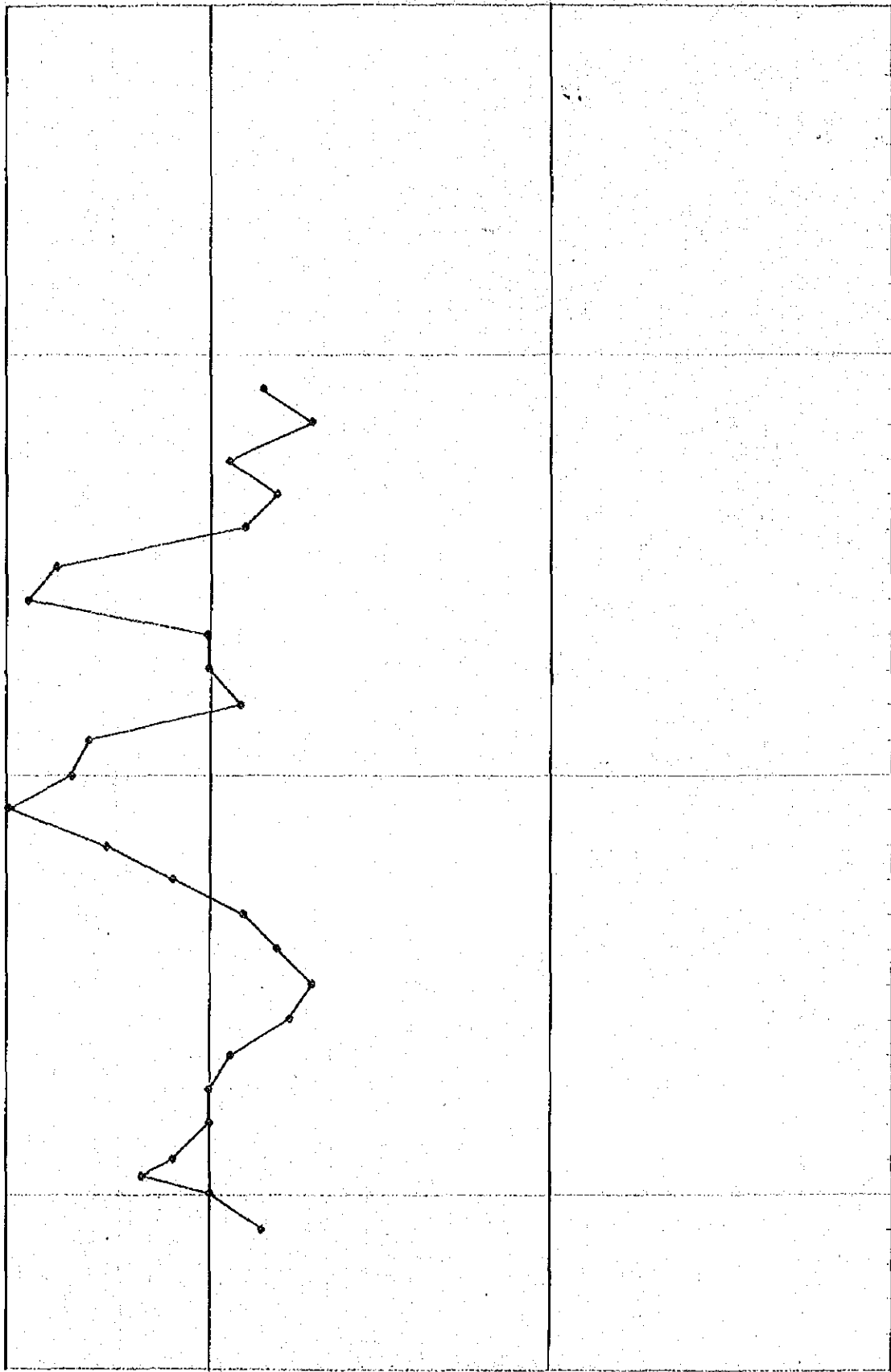




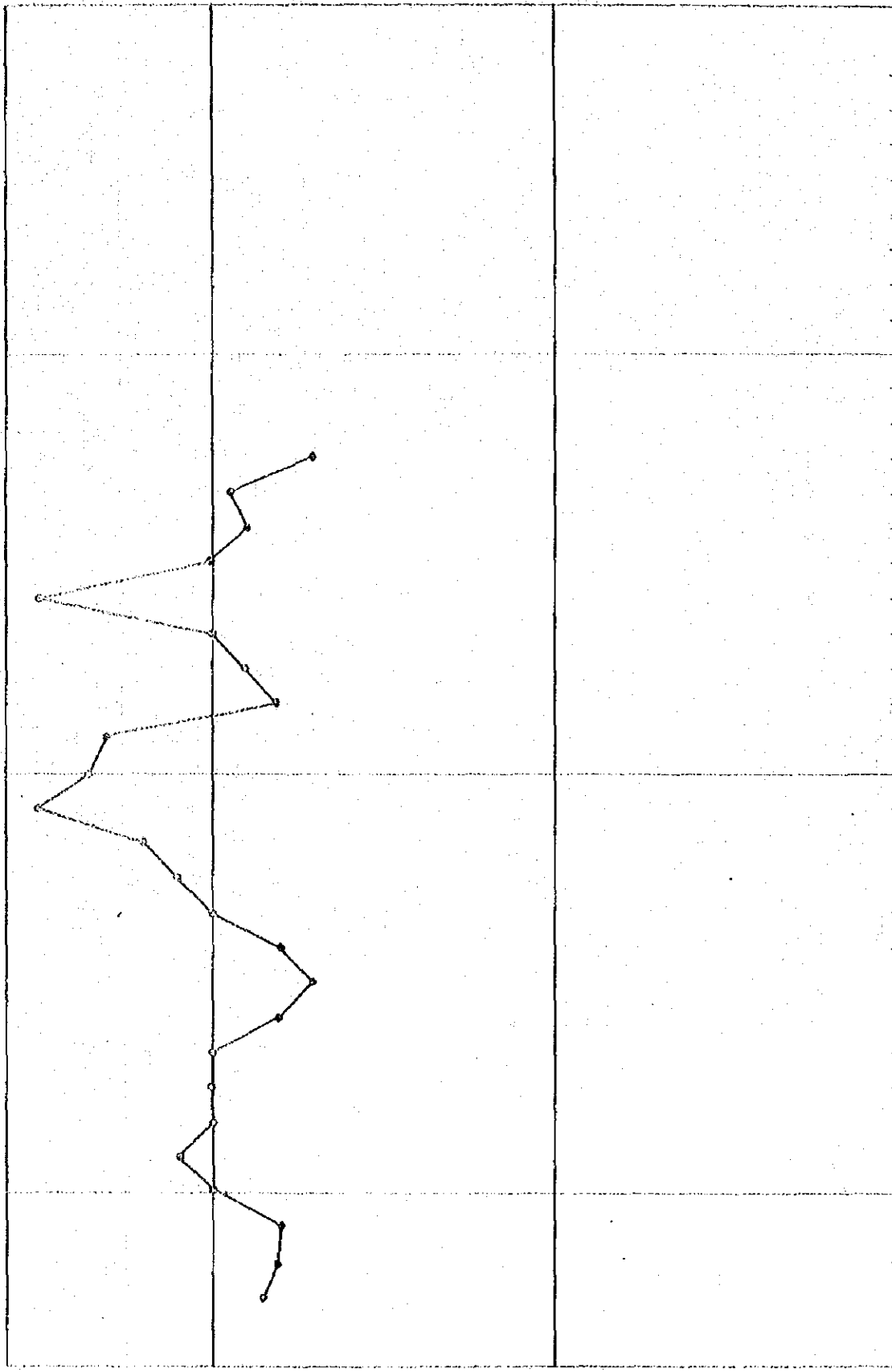
No. 20 (11th. July. 1972) Main ϕ 300



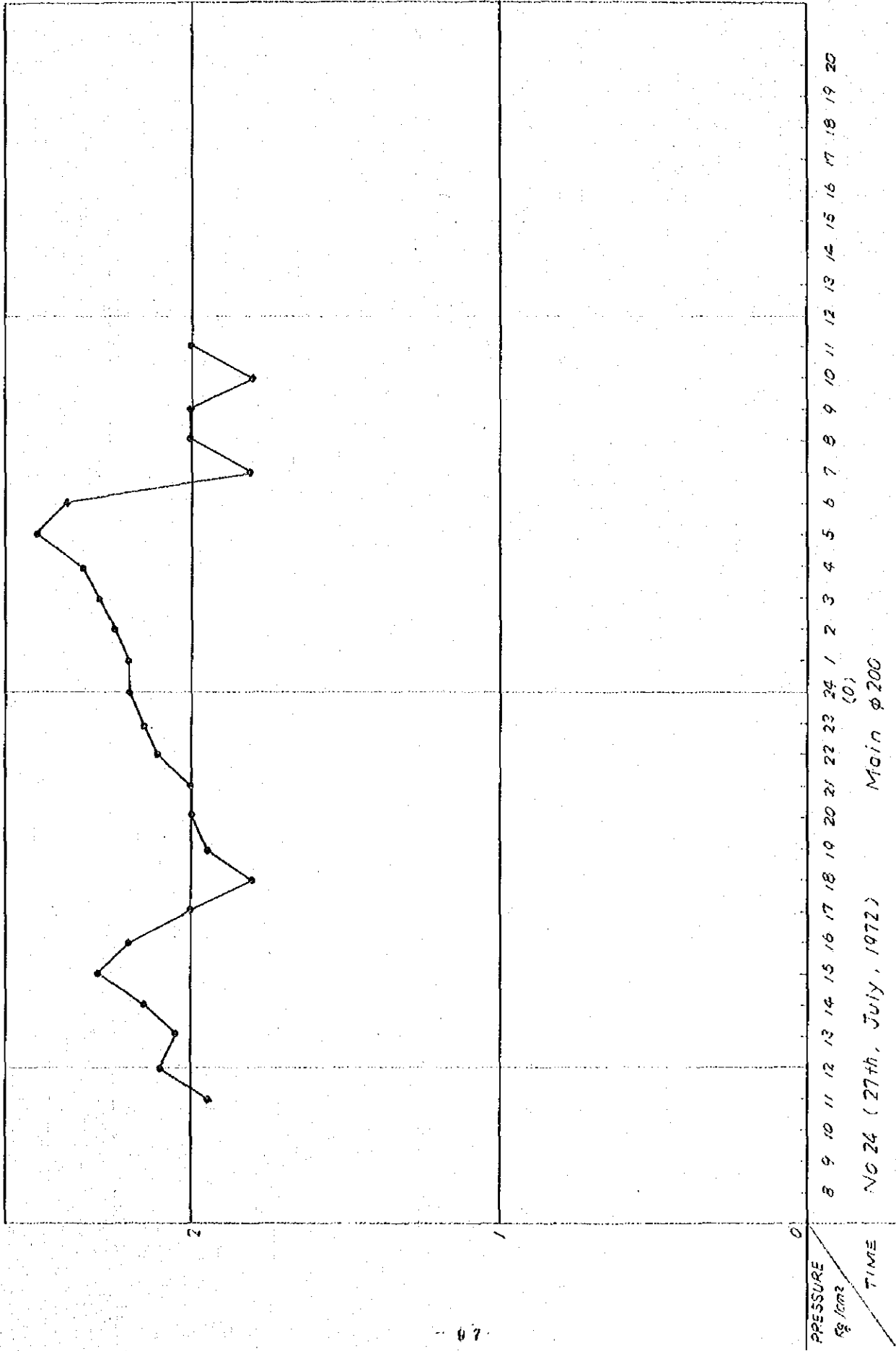
8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
 No. 21 (21st. July, 1972) Main ϕ 200

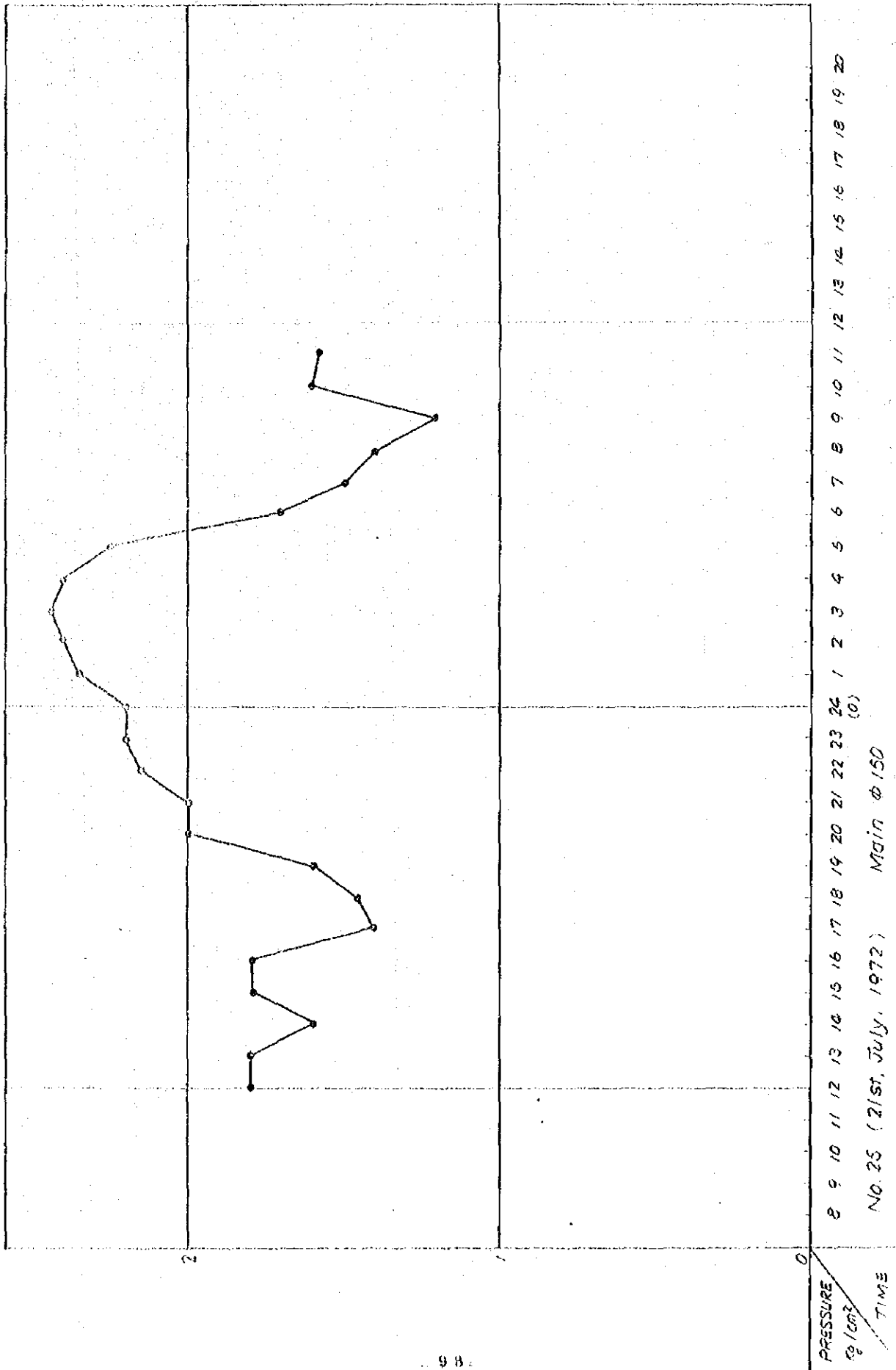


PRESSURE
 kg/cm²
 TIME
 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
 No. 22 (20th, July, 1972) Main φ100



PRESSURE
 2
 1
 0
 TIME
 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
 No 23 (20th, July, 1972) Main Ø 200



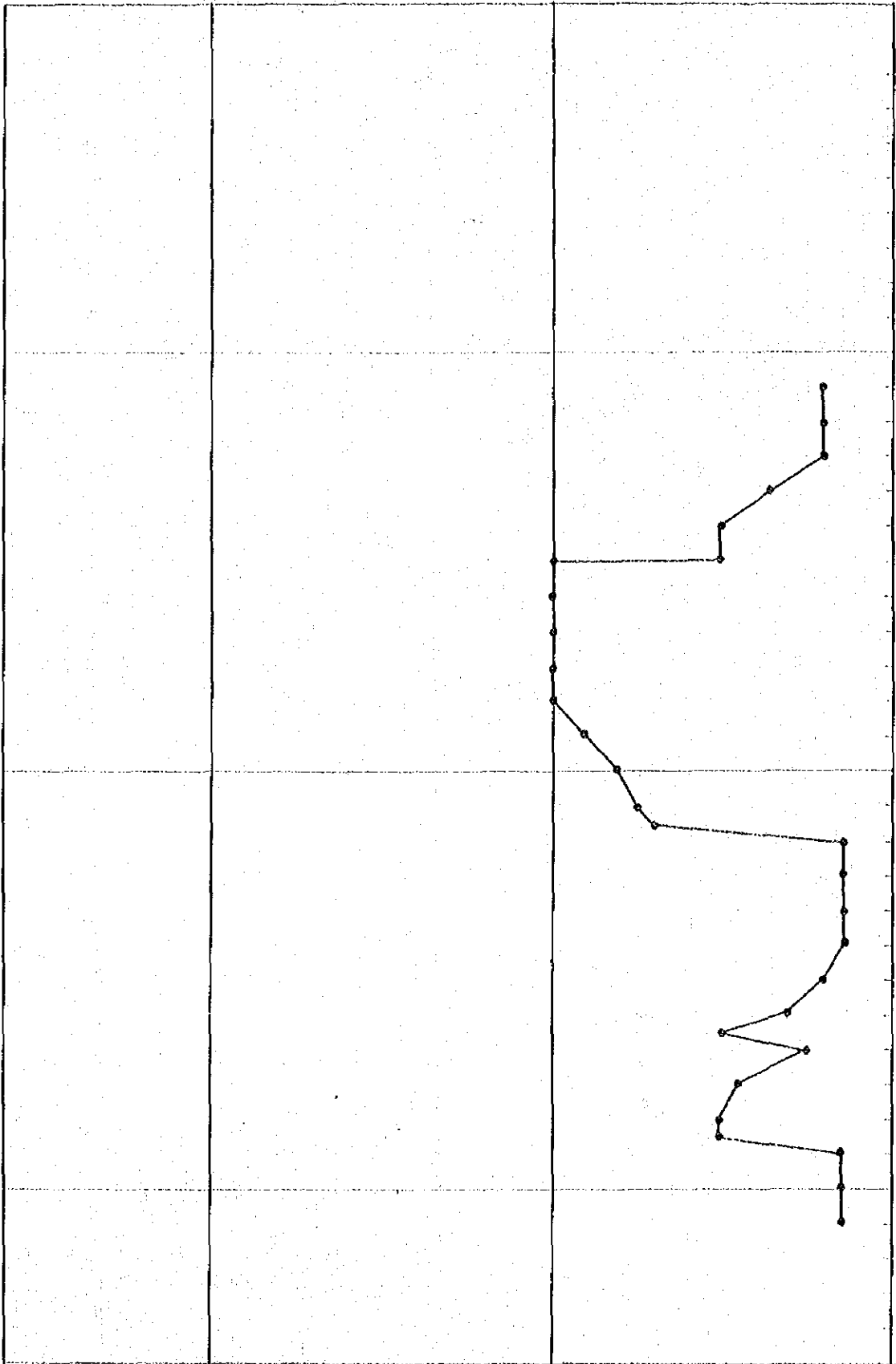


PRESSURE
cmHg

TIME

8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 (0)

No. 25 (21st, July, 1972) Main Ø 150



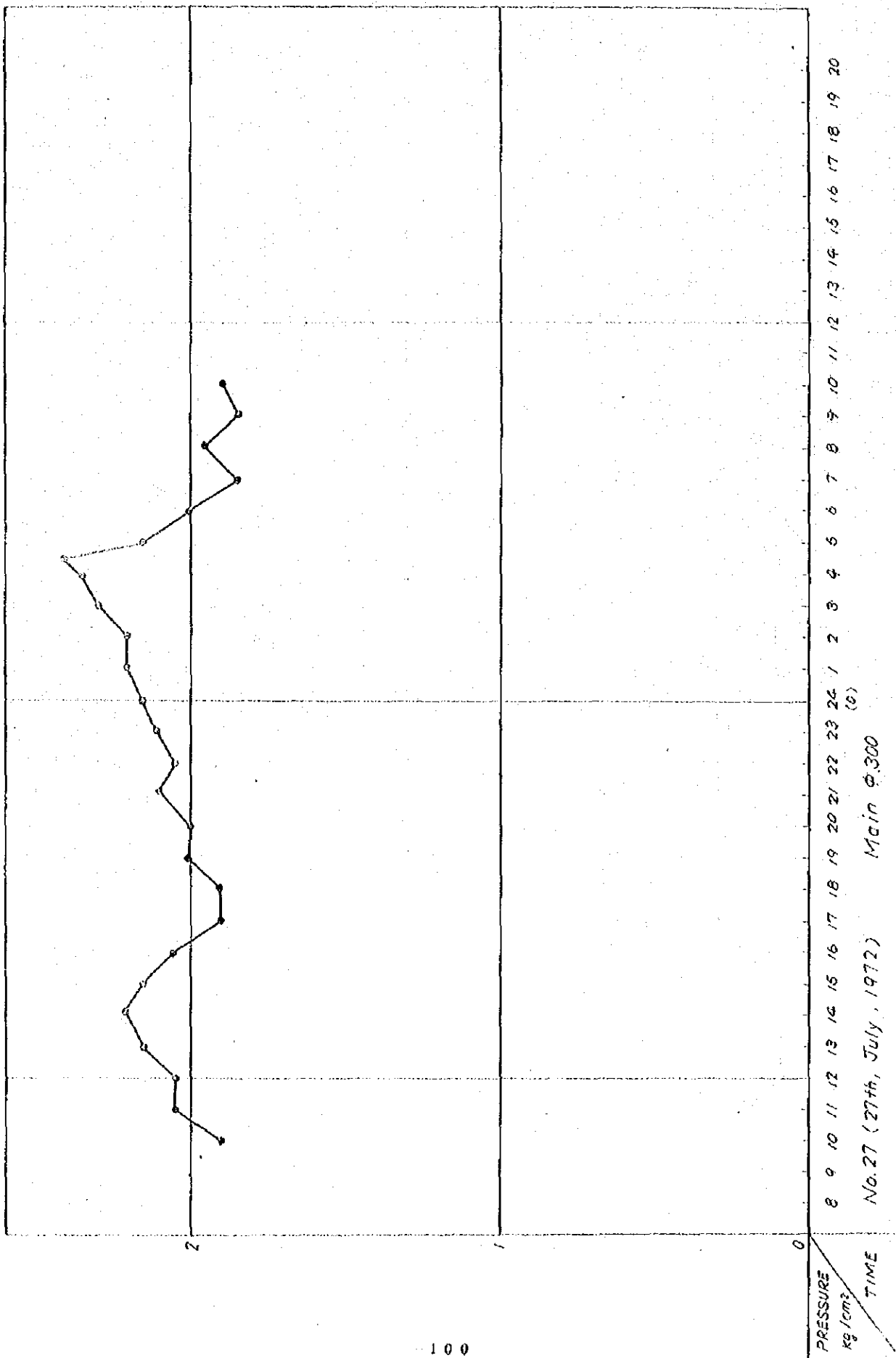
PRESSURE
 (kg/cm²)
 TIME

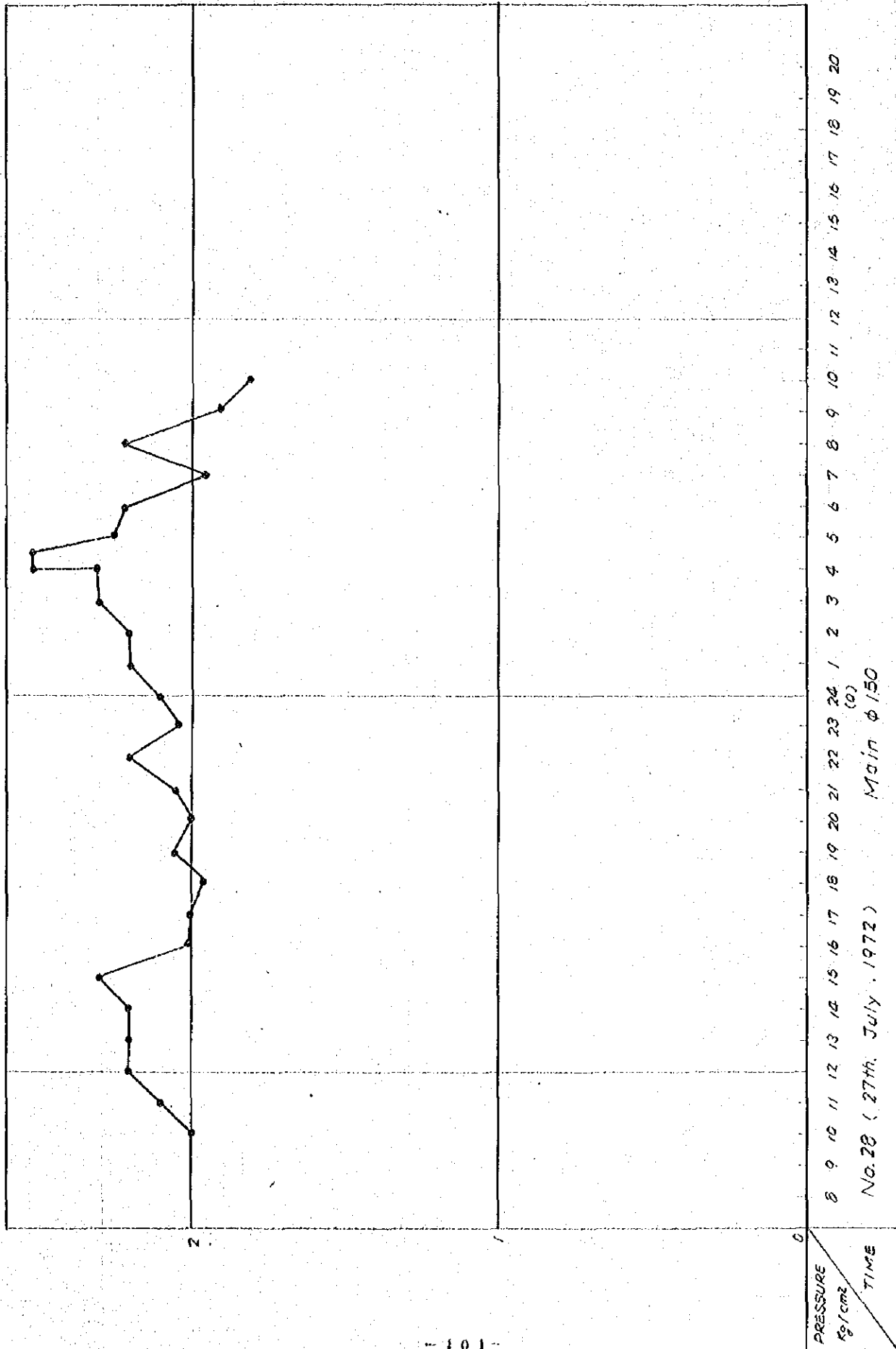
NO. 26 (21st. July, 1972)

Main Ø 50

(10)

8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20



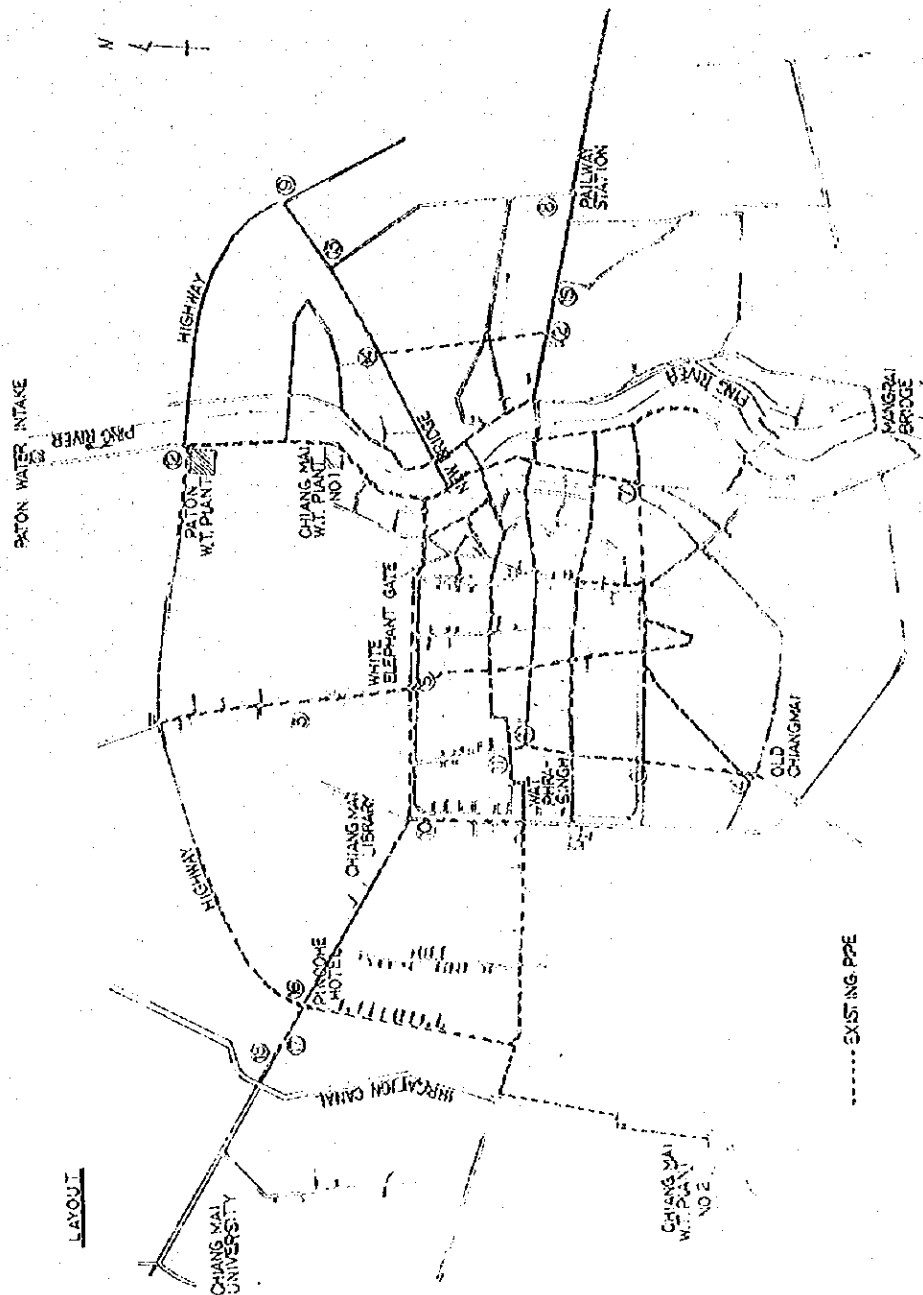


No. 28 (27th July, 1972) Main ϕ 150

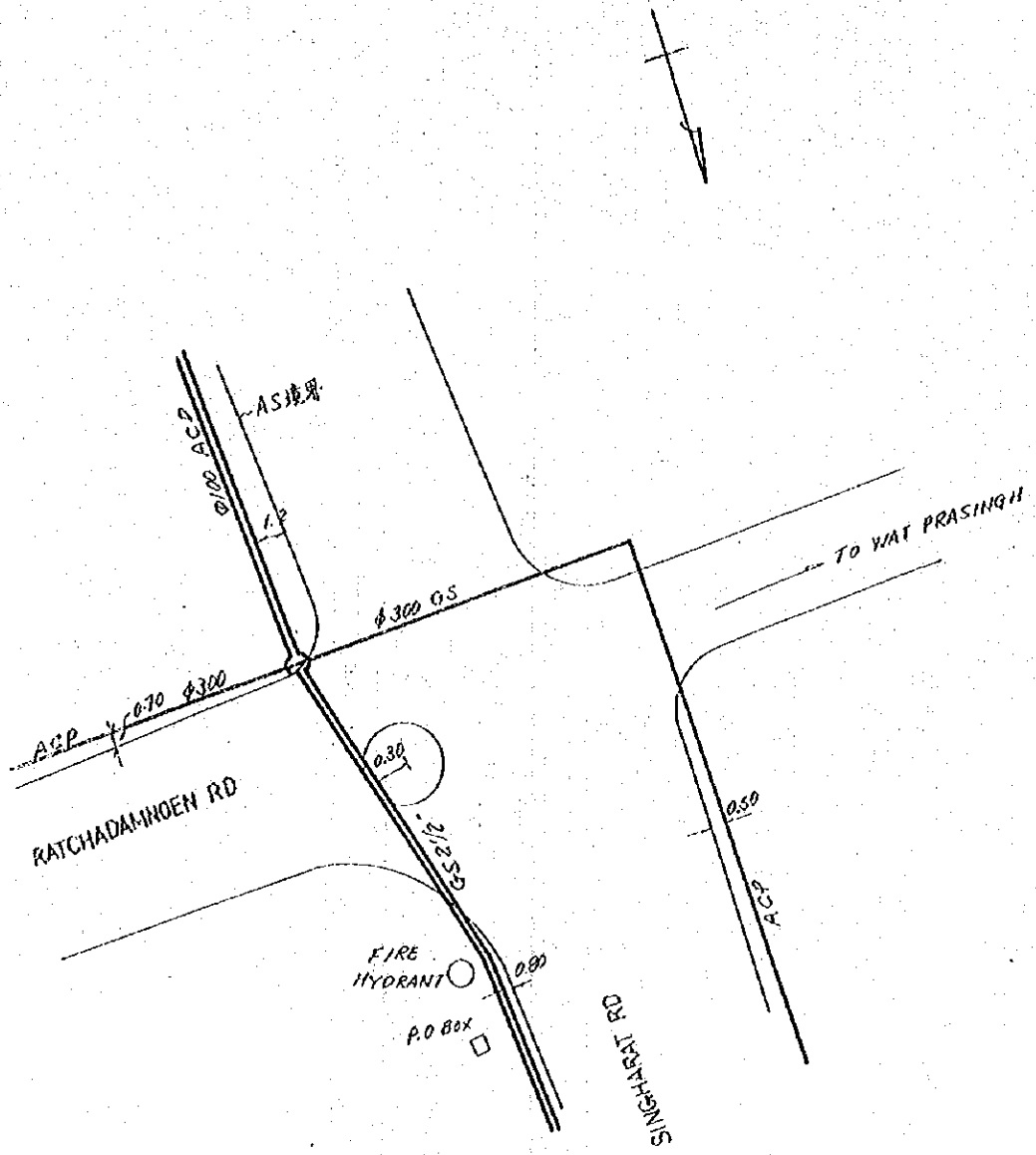
2-8 埋設管調査

新計画路線と既設路線との接続が必要となった場合に参考資料として使う目的の為にこの調査をおこなった。

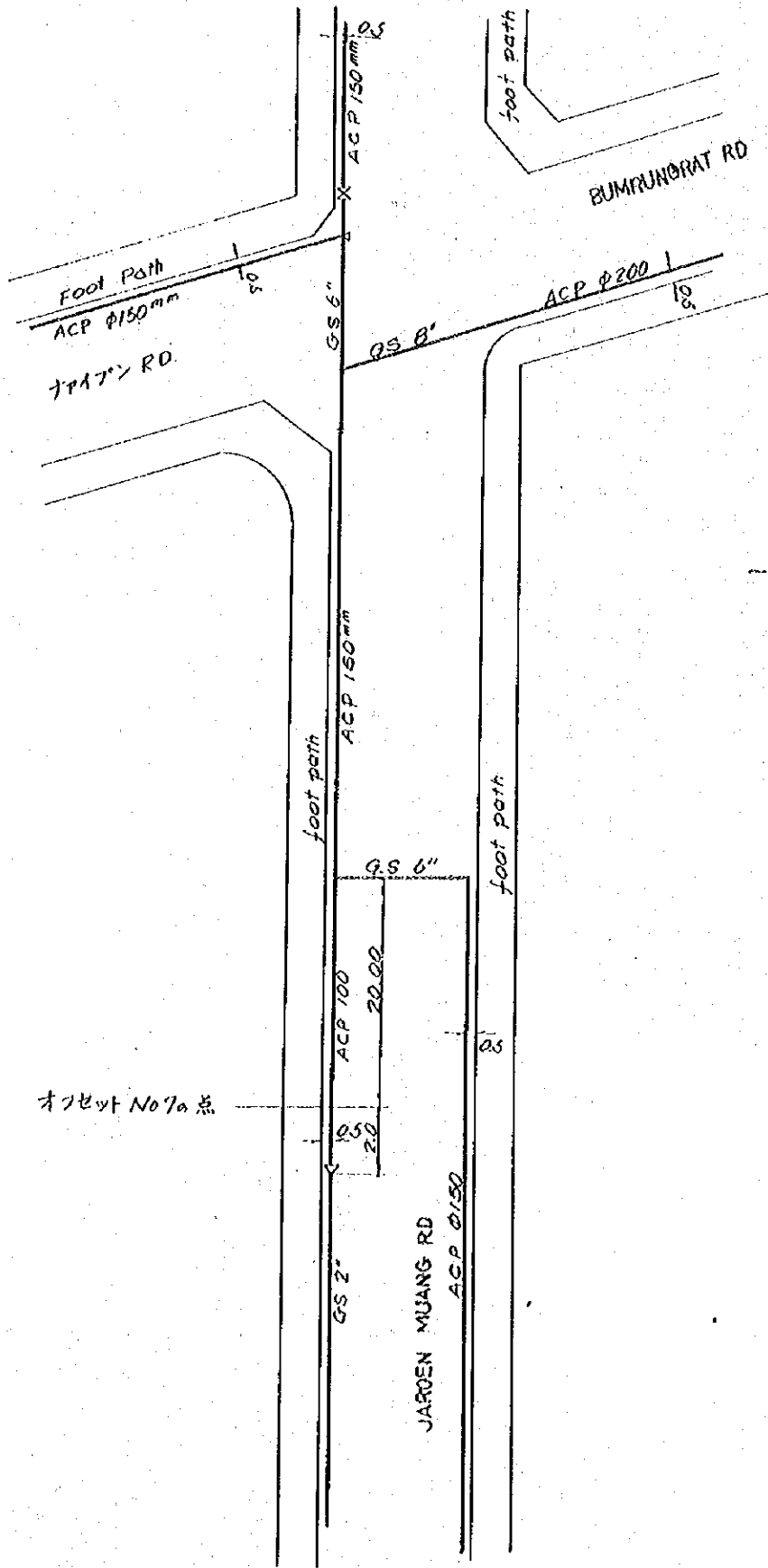
調査は現地に記録が残っている配管図を参考にすると同時に現在チェンマイ浄水場に勤務しこの埋設管の位置を把握した作業員を同行した。舗装道をはずれた掘さく可能な地点は現地労働者による掘さくをおこない、平面位置、深度、管種、管径の確認をおこなった。



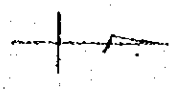
①



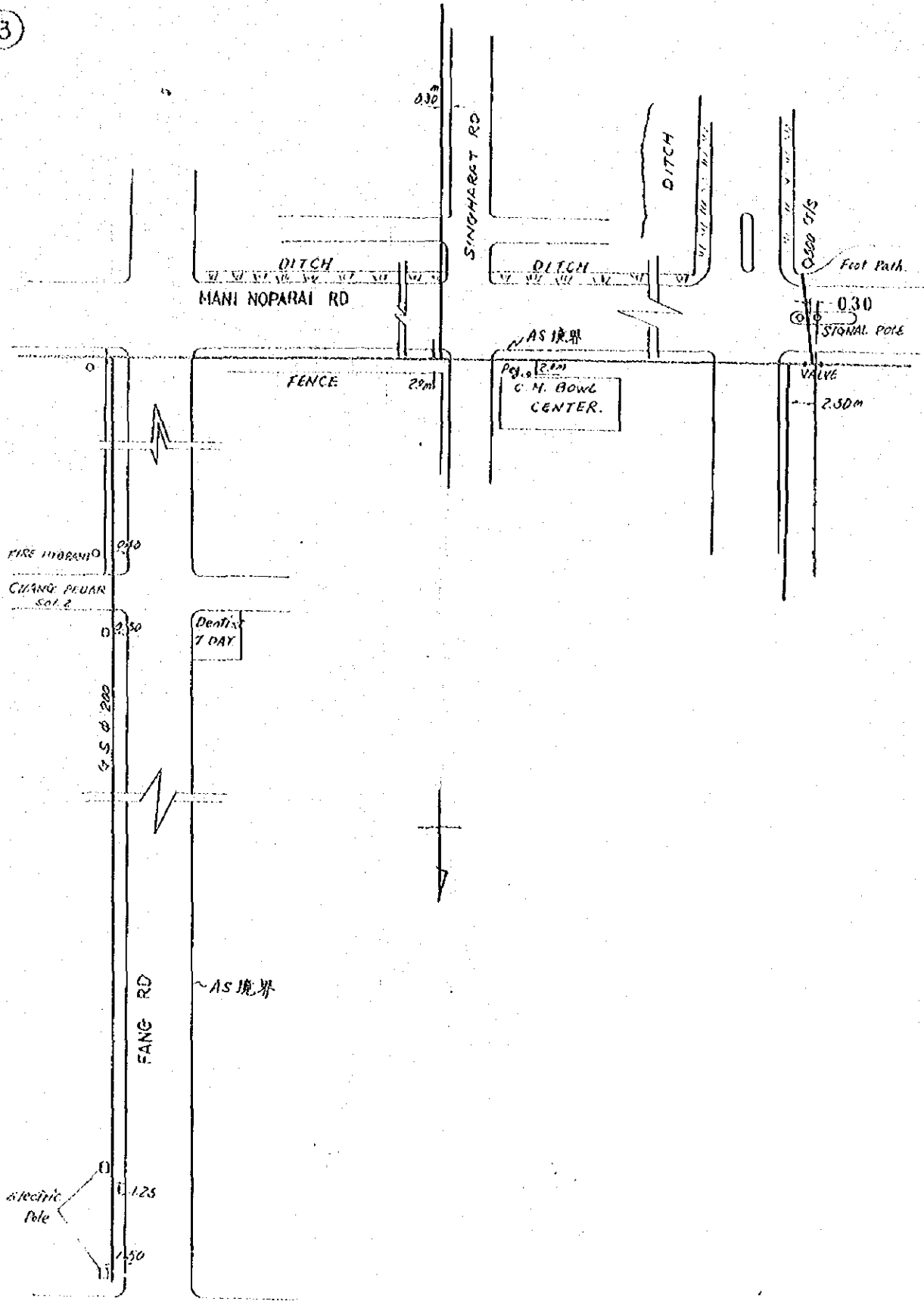
②



オフセット No.7a 点



3

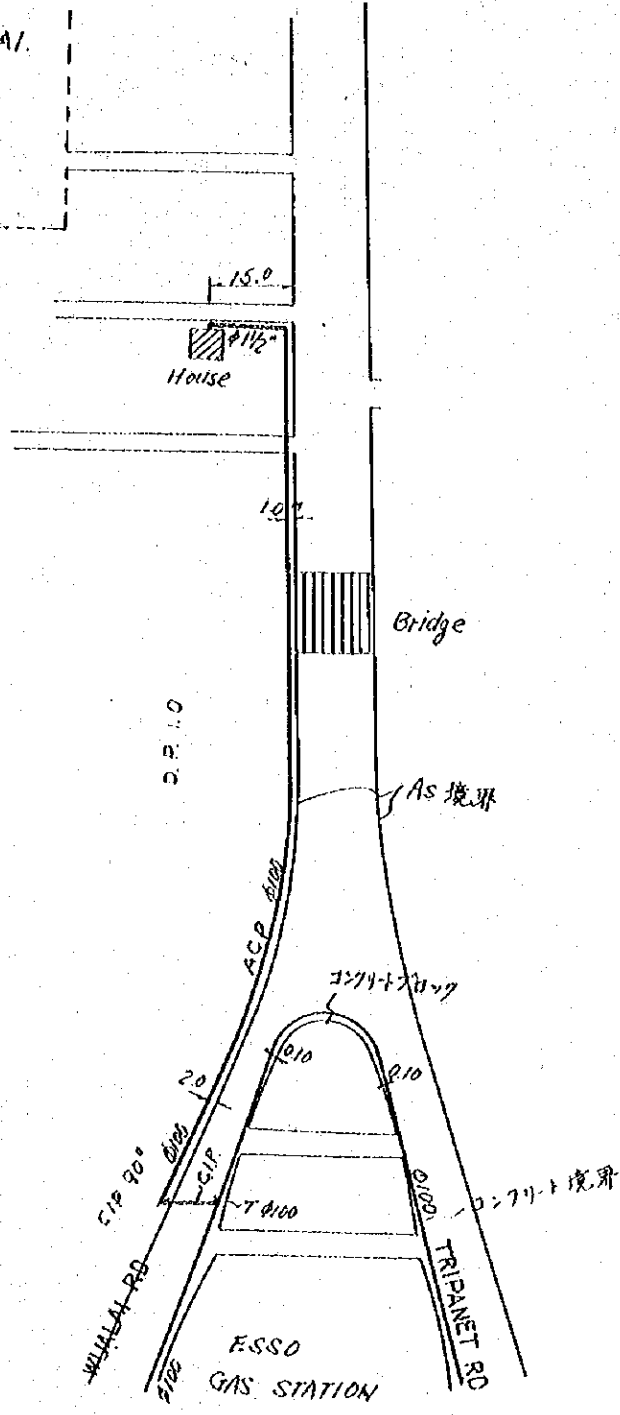


SUPER HIGHWAY

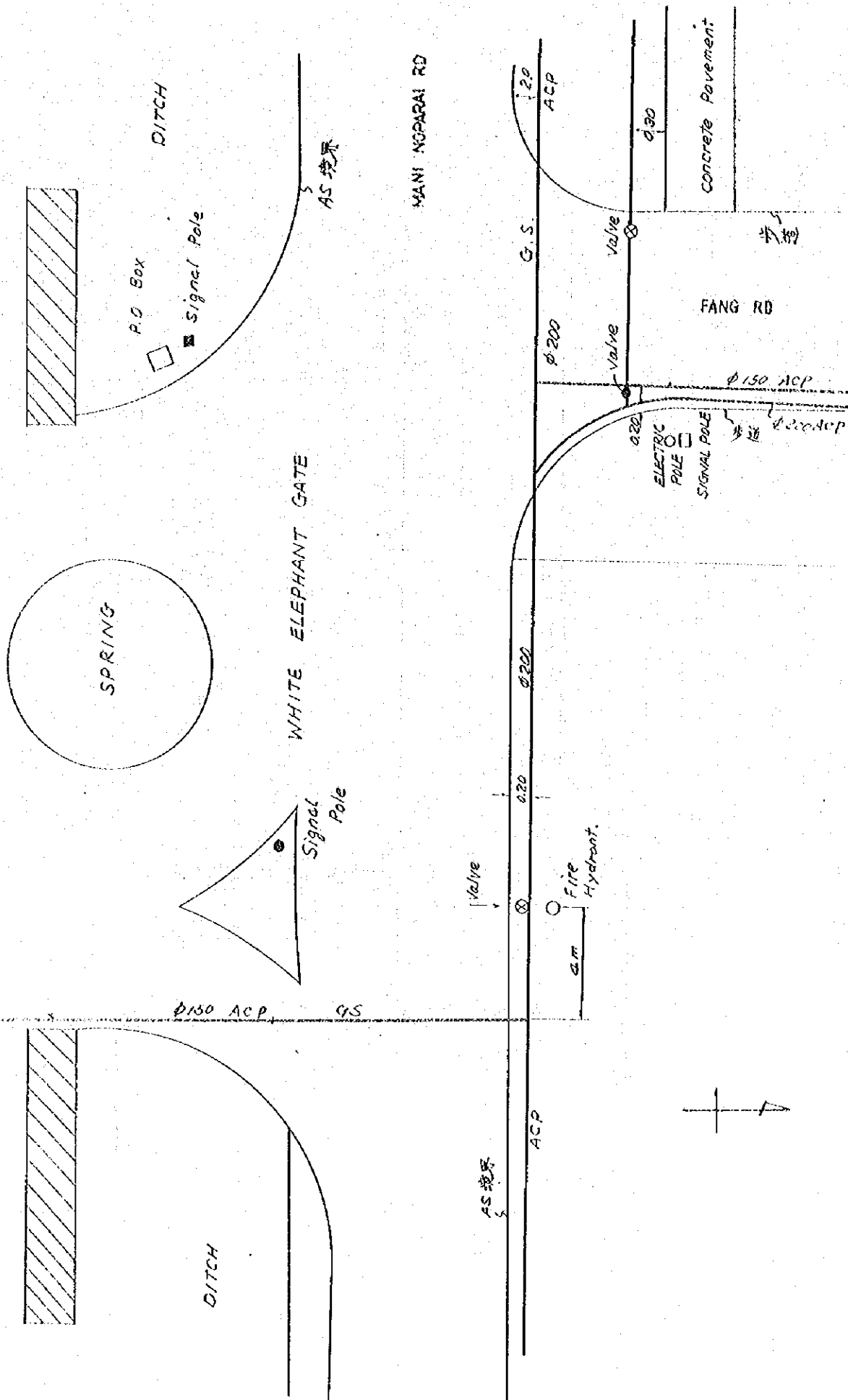
Pipe Location
Not to Scale

4

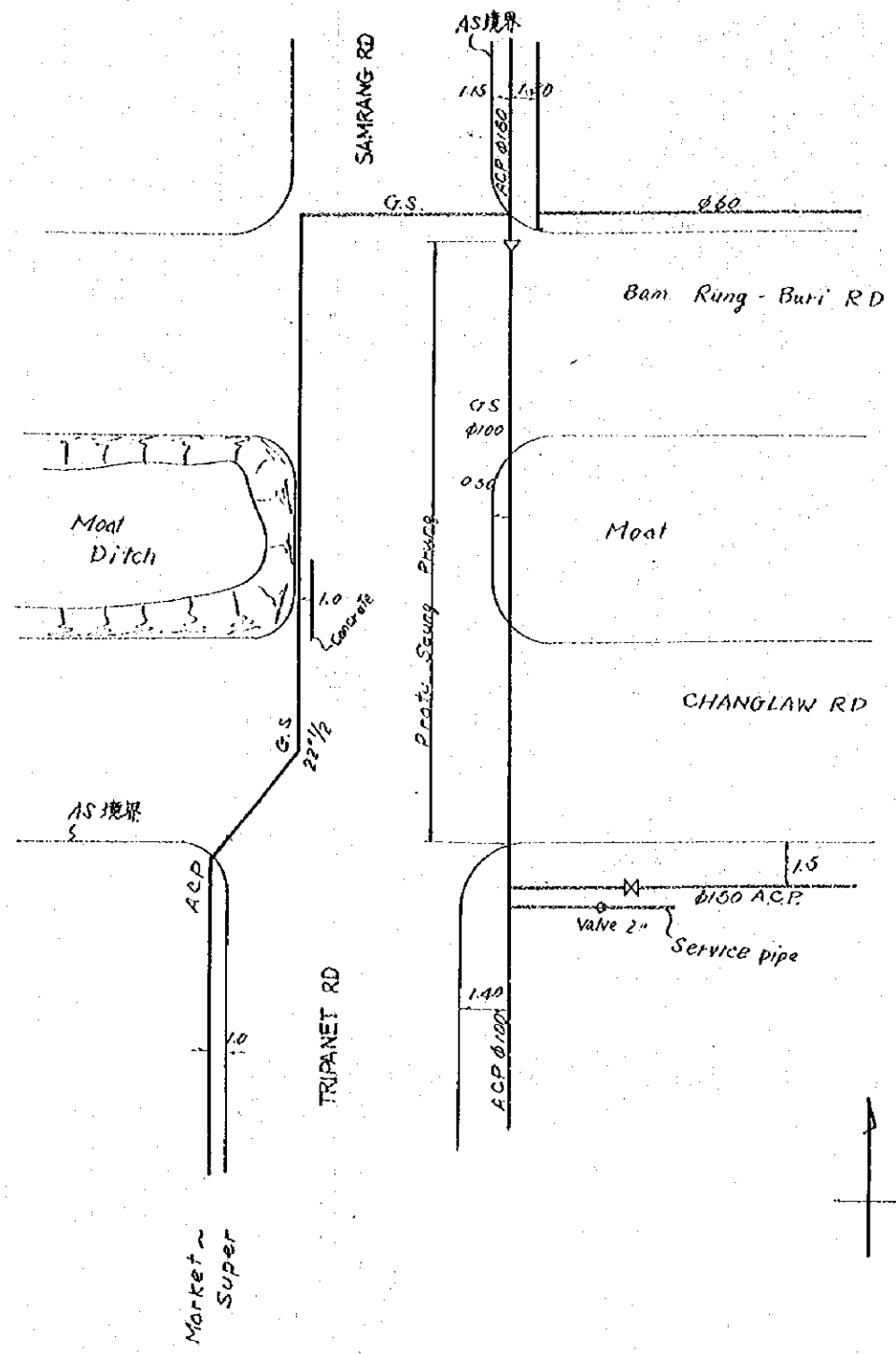
Old
CHIENG MAI.



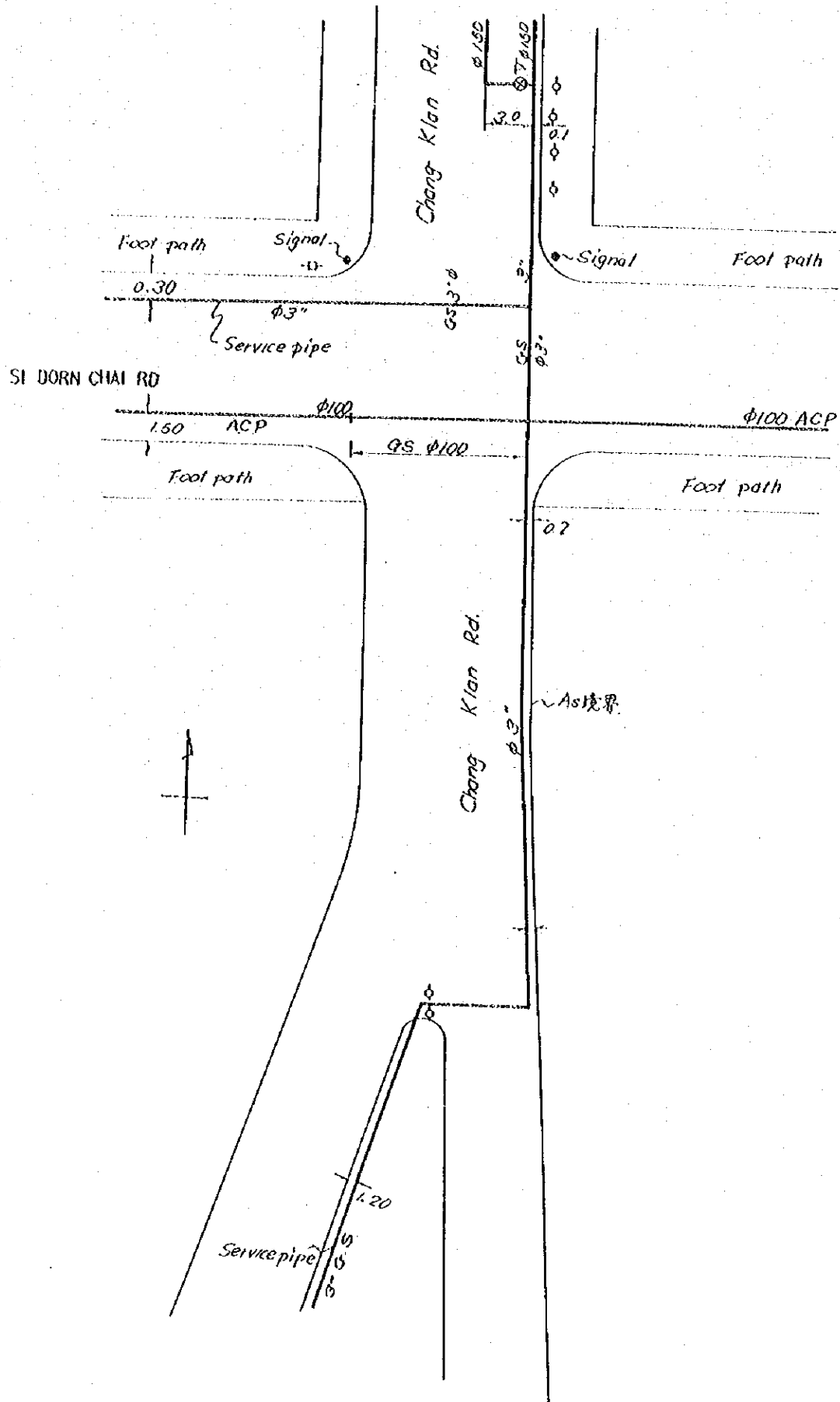
5



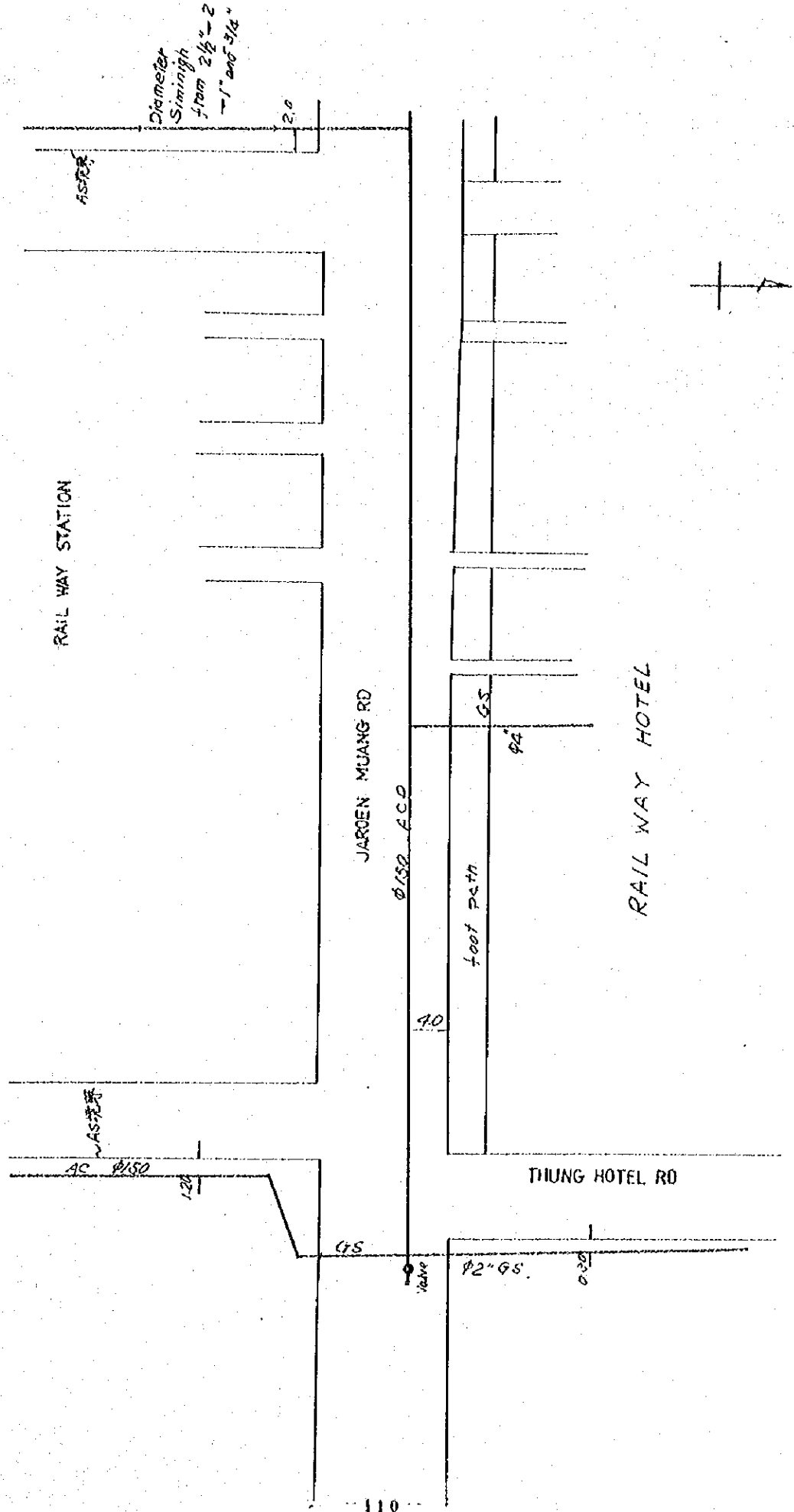
6



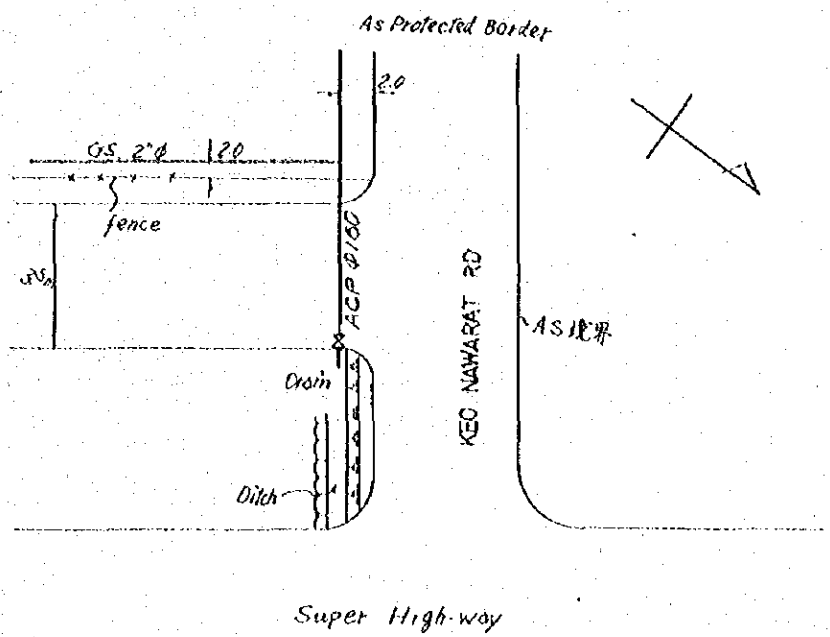
7



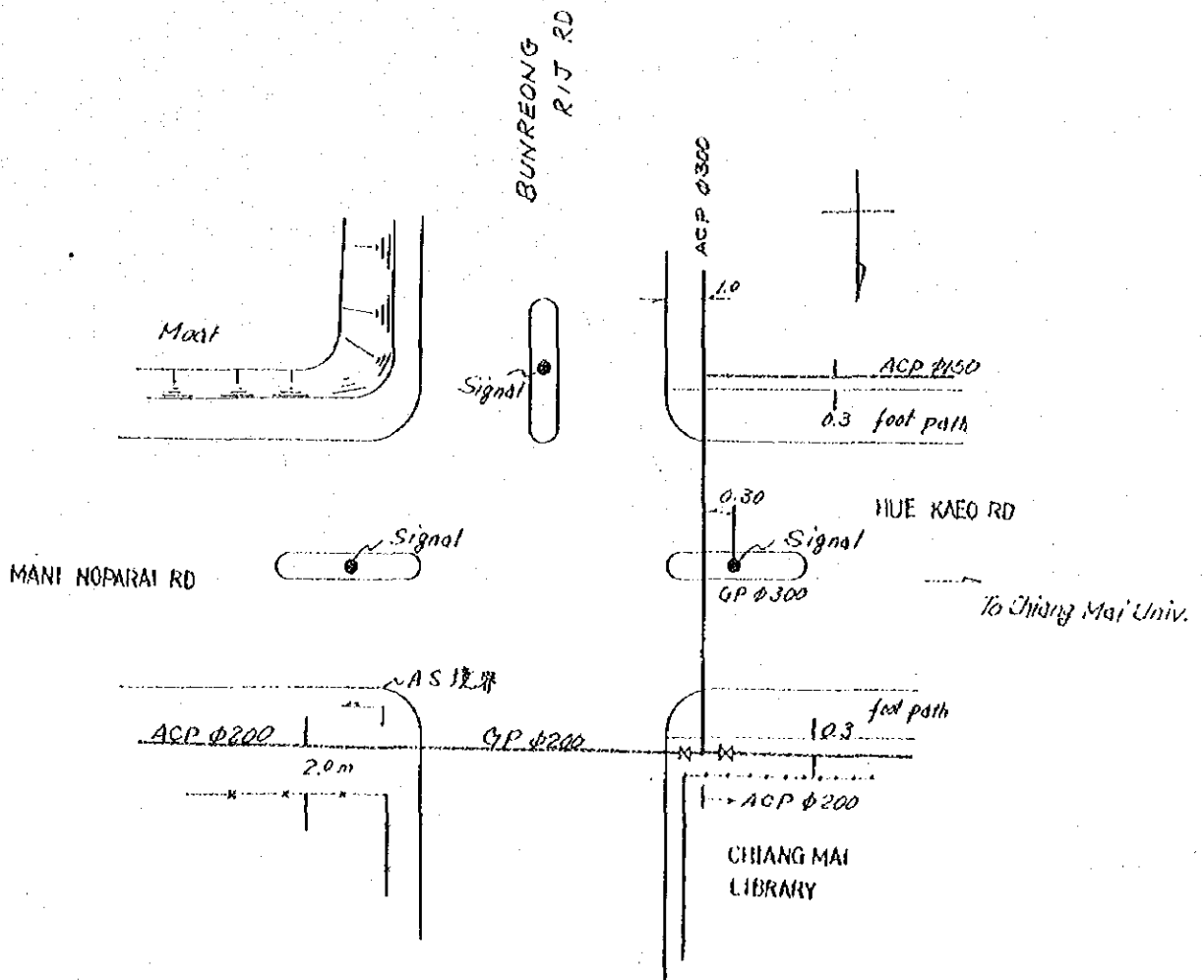
8



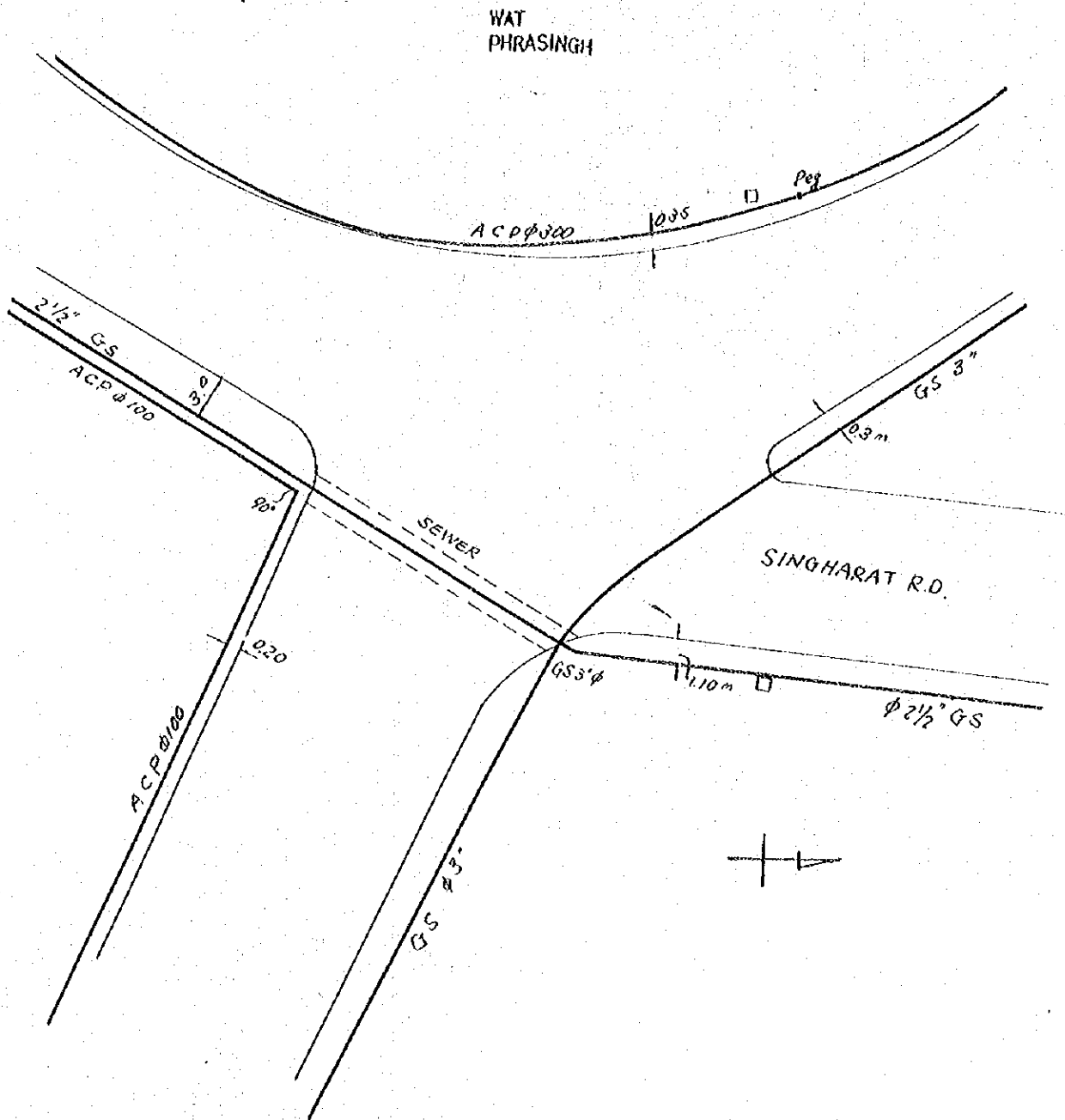
9



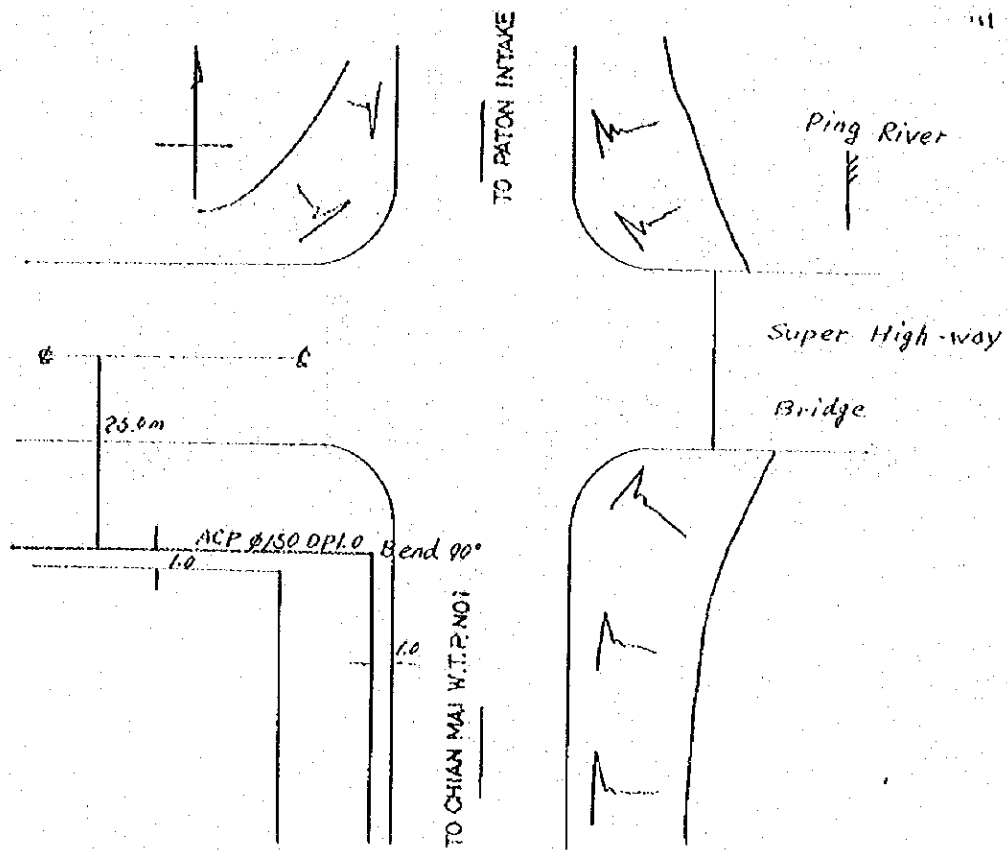
10



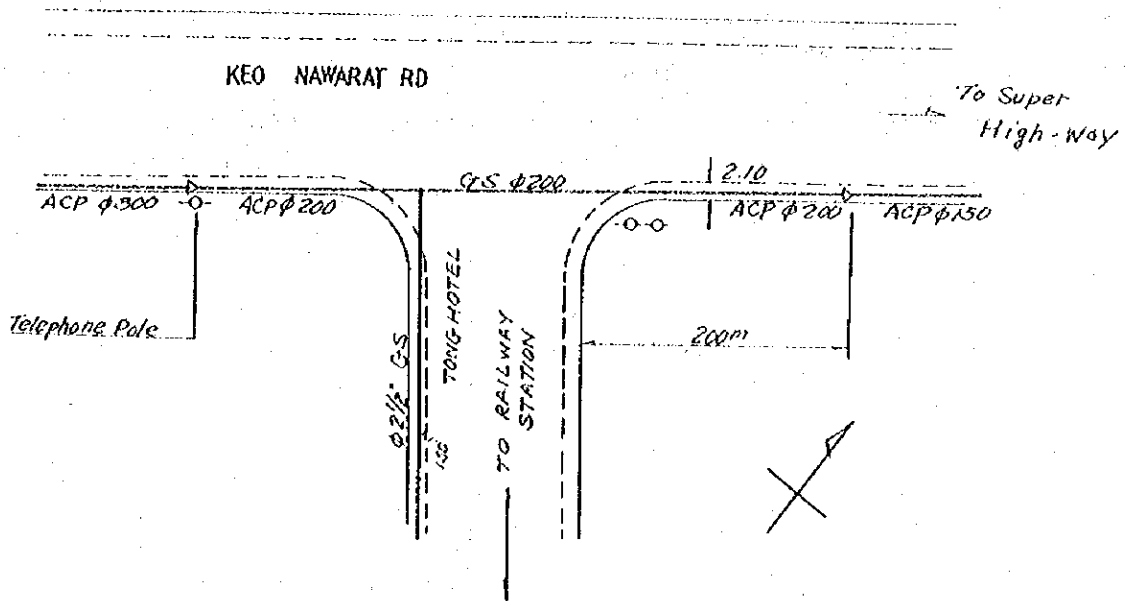
11



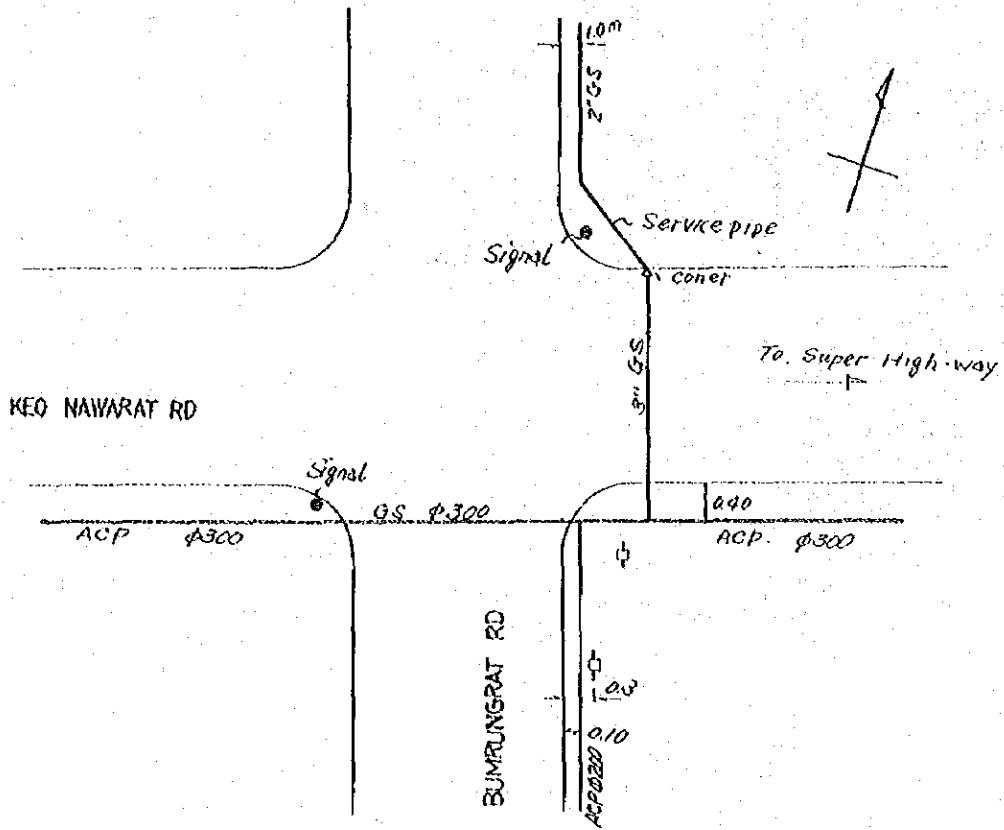
12



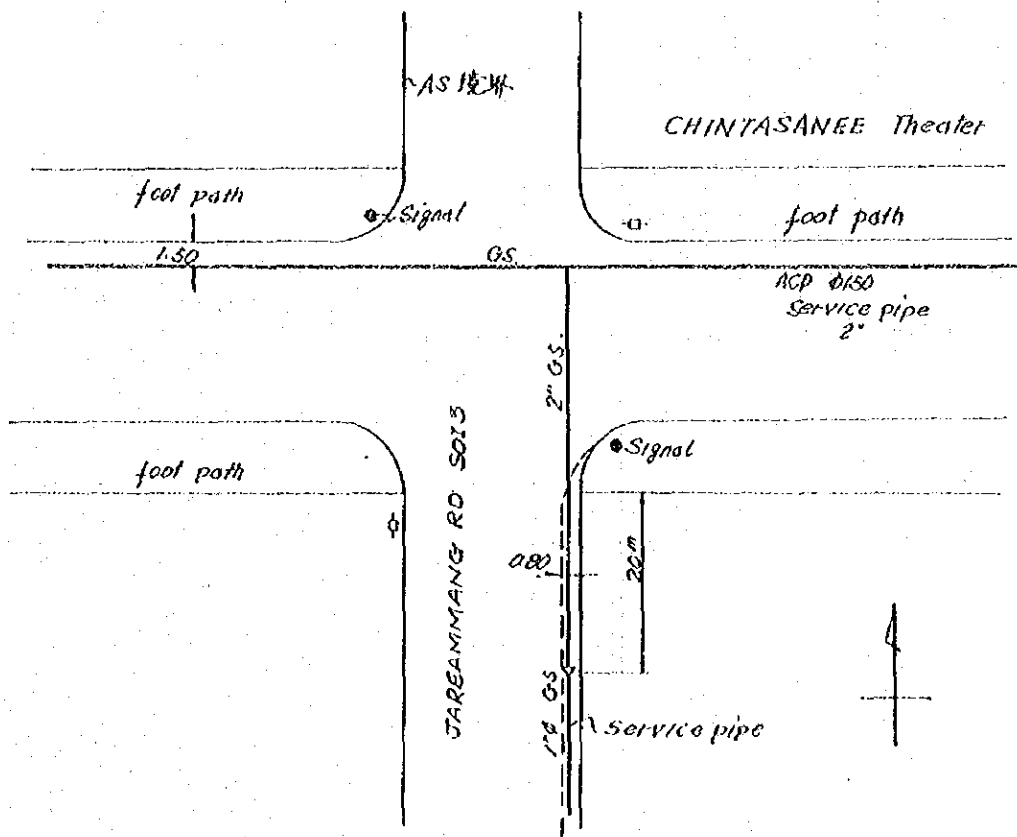
13



14

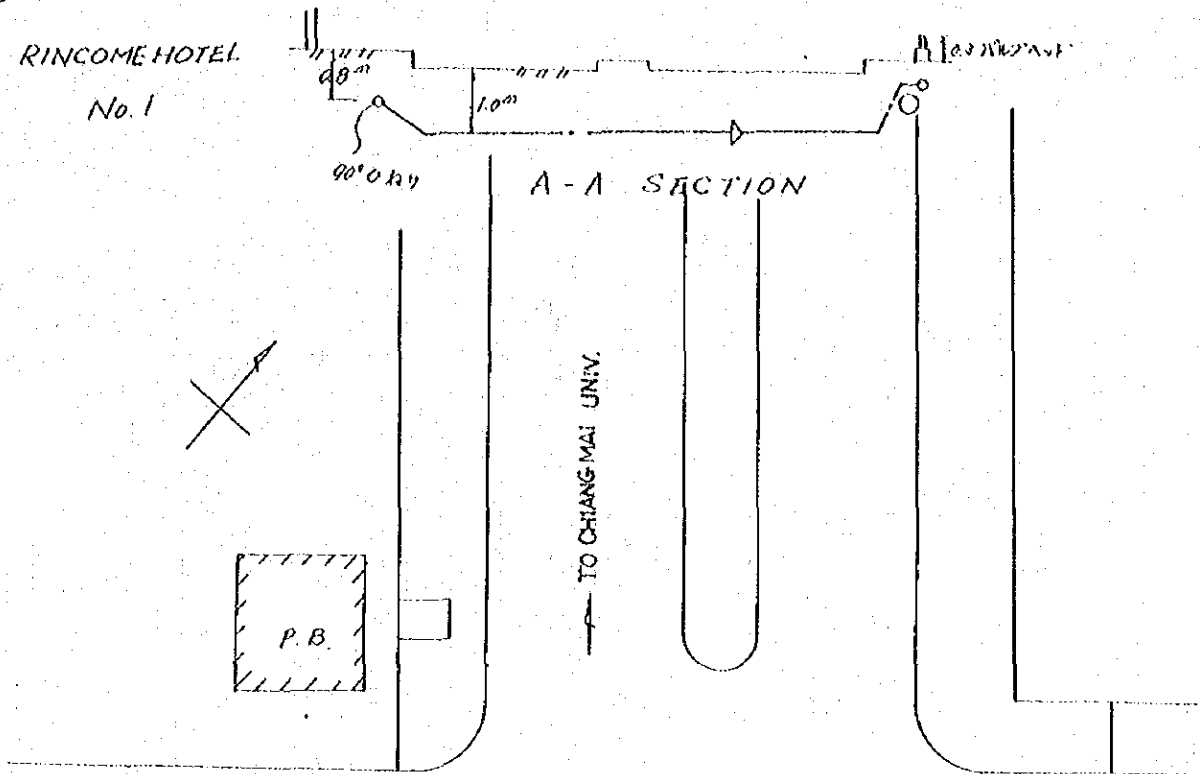


15

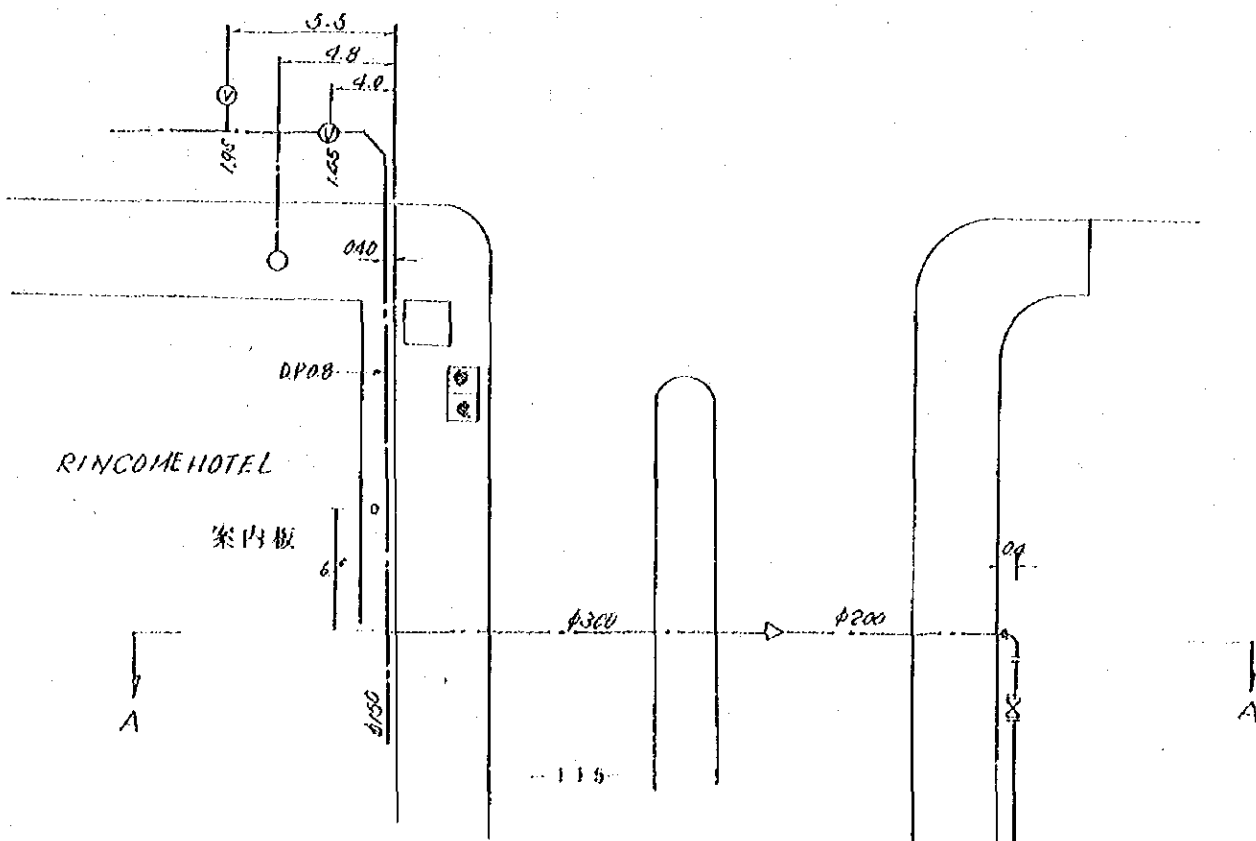


16

RINCOME HOTEL
No. 1



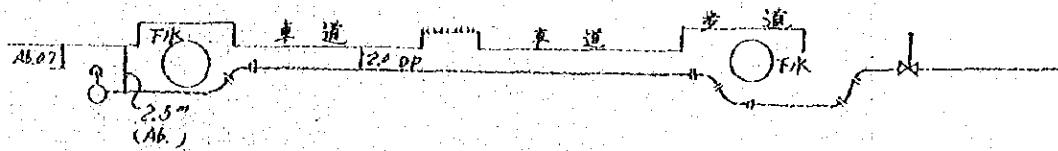
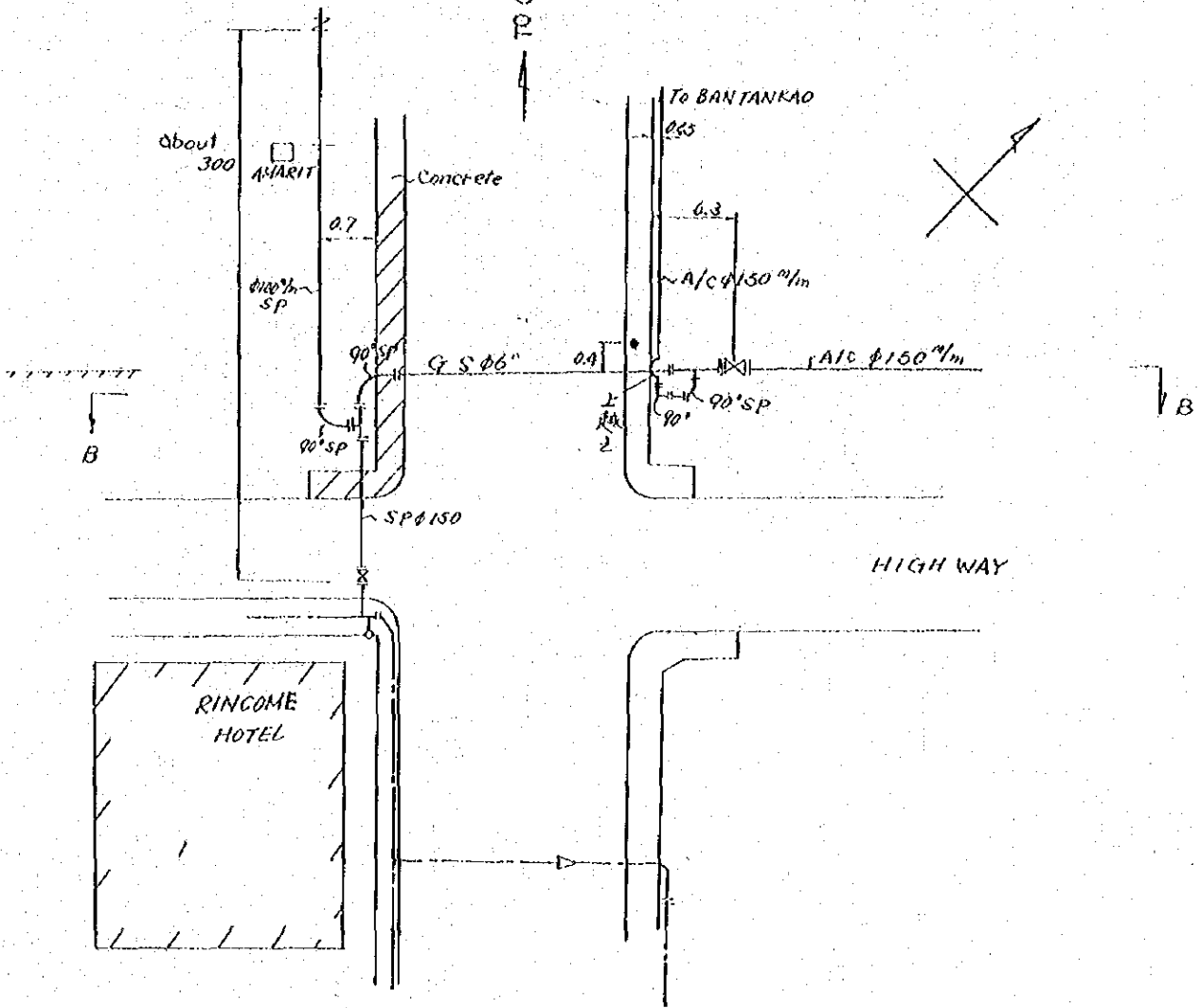
High Way



16

RINCOME HOTEL
No. 2

TO CHIANG MAI UNIV.



B - B SECTION

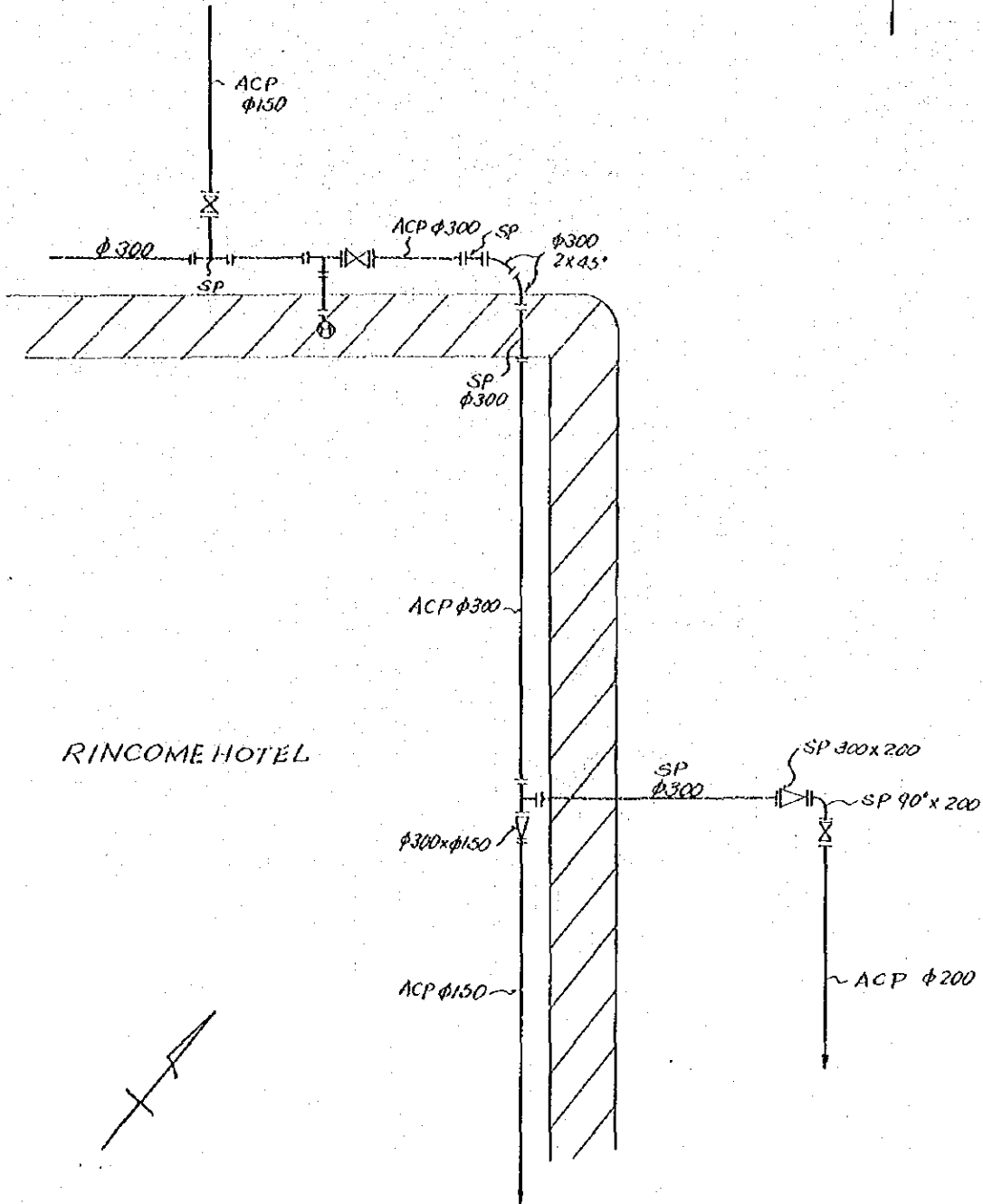
16

RINCOME HOTEL

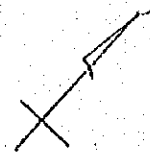
No 3

P.B.

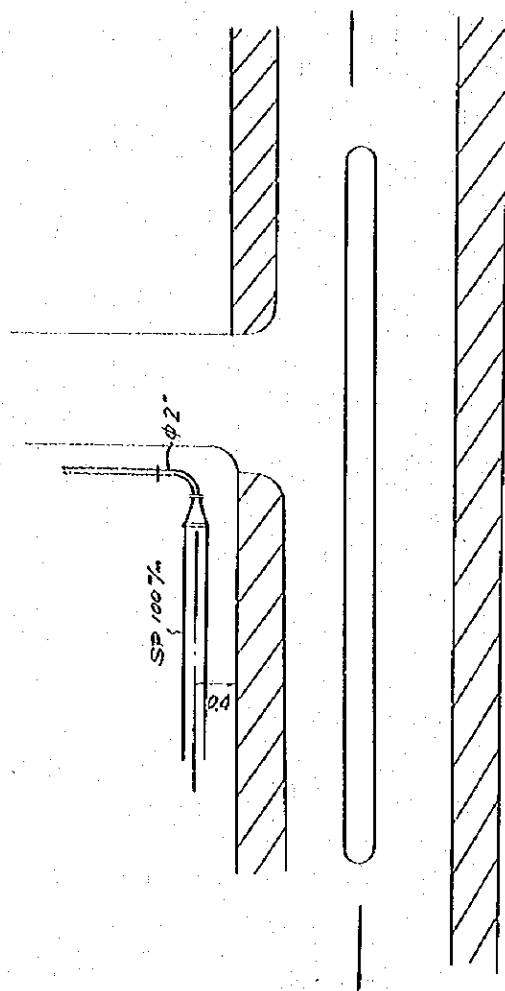
TO CHIANG MAI UNIV.



17



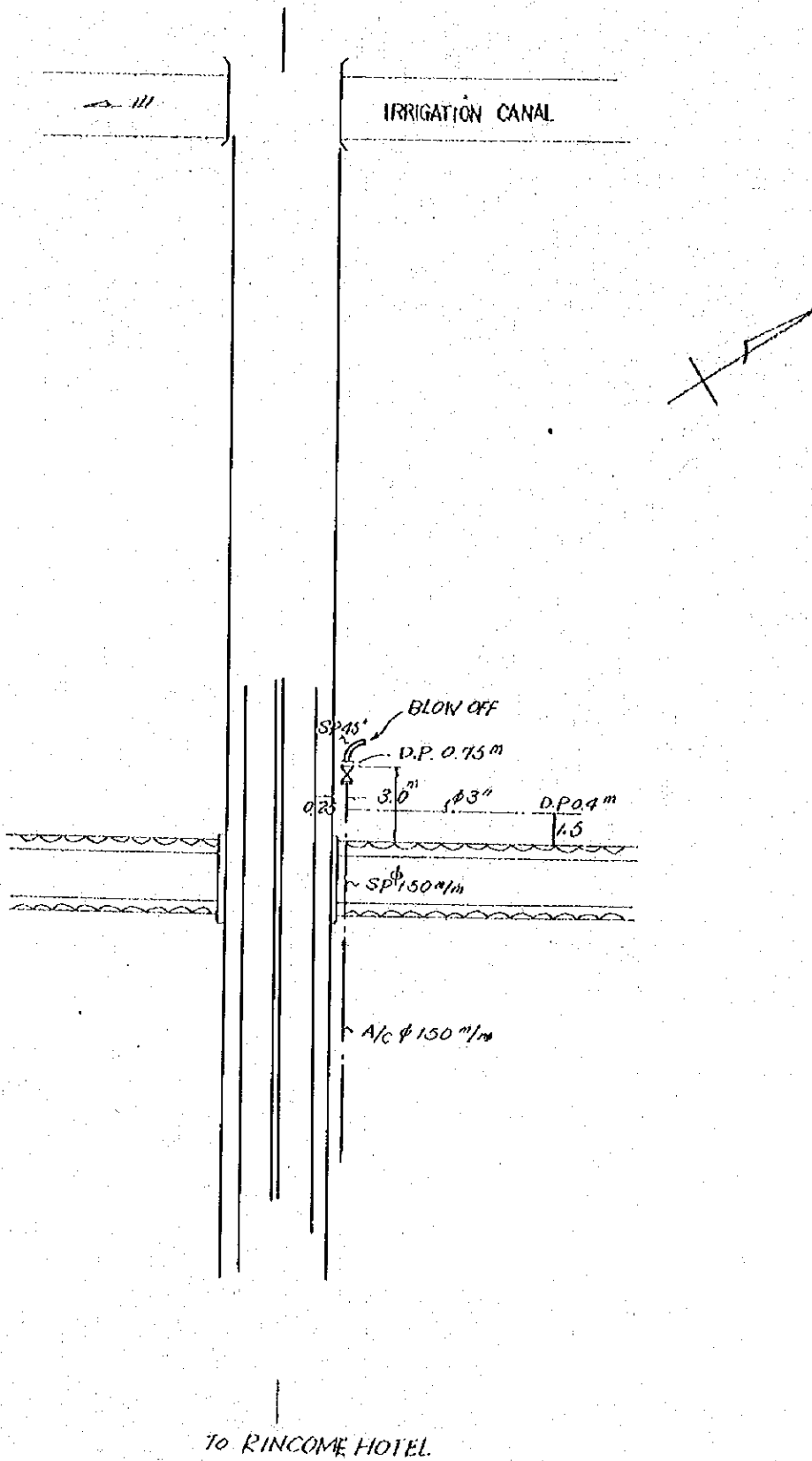
TO CHIANG MAI UNIV.



TO RINCOME HOTEL

18

TO CHIANGMAI UNIV.



TO RINCOME HOTEL

第 3 章 建設計画

施 設	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
Paton 取水場			
沈 砂 池	(B) (E D) (L) 4.5m×1.5m×15.0m 2 井 容量 20.25m ³ /2井 滞留時間 11.5分	滞留時間 6.8分	滞留時間 4.8分
取水ポンプ井	(E, D) 4.5m×13.0m×1.5m 1 井		
取水ポンプ室	(B) (L) 4.9m×14.4m 1 棟		
取水ポンプ	No.1 浄水場用 5.35m ³ /分×48m×80KW 2 sets (内1台予備) 縦軸斜流ポンプ		
	Paton 浄水場用 1.222m ³ /分×43m×150KW 2 sets (内1台予備) 縦軸斜流ポンプ	同左 1set	同左 1set
受変電設備	500VA 1 set	同左 1set	
発電機室	(B) (L) 12.0m×24.0m 1 棟		
発電機設備	500VA 1 set	同左 1set	
宿 舎	(B) (L) 9.0m×16.2m 1 棟 3 家族用 (2階建)		
倉 庫	(B) (L) 4.0m×10.0m 1 棟		
導水管	No.1 浄水場用 φ300mm×4,190m (ACP)		
	Paton 浄水場用 φ400mm×3,110m (DCIP)	同 左	同 左
No.1 浄水場			
着 水 井	(Dia) (D.) 4.4m×6.2m 1 井 容量 31m ³ 滞留時間 6.5分		

施設	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
Paton 浄水場			
着水井	(Dia) (D) 6.5m × 5.5m 1井 容量 183m ³ 滞留時間 16.5分	滞留時間 11.0分	滞留時間 5.5分
急速攪拌池	(E, D) 1.9m × 1.9m × 2.1m 2池 容量 7.6m ³ /池 滞留時間 1.4分 フラッシュミキサー 0.75KW 2sets	同 左	同 左
フロック形成池	(B) (L) (D) 1.6m × 9.3m × 2.1m 4池 容量 103m ³ /池 滞留時間 37.0分 フロキレター 0.75KW 8sets	同 左	同 左
沈でん池	(B) (L) (E, D) 9.1m × 3.40m × 3.5m 2池 容量 1080m ³ /池 滞留時間 3.25時間 汚泥掻き寄せ機 0.75KW 1set 汚泥引抜ポンプ 15KW 2sets (内1台予備)	同 左	同 左
急速ろ過池	6.4m × 5.0m 6池 (内1池予備) ろ過面積 32m ² /池 ろ過速度 100m/日	同 左	同 左
ろ過池土家	20.0m × 20.0m 1棟	同 左	同 左
浄水池	(D) 4.7m × 19.8m × 2.25m 2池 容量 209m ³ /池 滞留時間 0.6時間	同 左	同 左
薬品注入室	(B) (L) 10.0m × 30.0m 1棟 (2階建)		
薬注設備	硫酸バンド注入設備 注入ポンプ 0.4KW 2sets (内1台予備) 容解槽 容量 1,745ℓ 2槽	0.4KW 1set	0.4KW 1set
	ソーダ灰注入設備 注入ポンプ 0.75KW 2sets (内1台予備) 容解槽 容量 2,500ℓ 2槽	同 左	同 左
塩素設備	塩素注入設備 加圧水ポンプ 0.75KW 2sets (内1台予備) 塩素注入機 Qmax = 10kg/時 2sets (内1台予備)	同左 1set	同左 1set

施 設	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
塩素設備	塩素中和設備 処理能力100Kg/時 1set		
高架水槽	HWL +318.00 LWL +315.50 容量 156m ³		
逆洗水用揚水ポンプ	2.0m ³ /分×19m×15KW 2sets (内1set予備) 縦軸うずまきポンプ	同左 1set	
配水池	(B) (L) (E. D.) 24.0m×48.0m×4.0m 1池 容量 4610m ³ 滞留時間6.9時間	同 左	同 左
配水ポンプ井	(E. D.) 8.0m×24.0m×4.0m 1井 容量 770m ³ 滞留時間1.15時間	滞留時間 0.58時間	滞留時間 0.39時間
配水ポンプ室	(B) (L) 8.0m×24.0m 1棟		
配水ポンプ	8.4m ³ /分×43.0m×100KW 2sets (内1set予備) 縦軸斜流ポンプ 4.2m ³ /分×43.0m×55KW 2sets 縦軸斜流ポンプ	同 左 2sets	同 左 2sets
受変電設備	500VA 1set	同 左	同 左
発電機室	(B) (L) 12.0m×24.0m 1棟		
発電機	500VA 1set	同 左	同 左
事務所	(B) (L) 13.0m×54.0m 1棟		
宿舎	(B) (L) 9.0m×63.4m 1棟 11家族用 (2階建)		
倉庫	(B) (L) 4.0m×10.0m 1棟		

施 設	1st Stago	2nd Stage	3rd Stage	
配水施設	DCIP	DCIP		
	Dia. (mm) Length (m)	Dia. (mm) Length (m)		
	600 (第3種) 73.0	600 (第3種) 1,870.0		
	500 (") 1,757.0	500 (") 2,180.0		
	450 (") 286.0	450 (") 1,150.0		
	400 (") 1,682.5	350 (") 1,700.0		
	350 (") 3,659.0		ΣL=6,900.0	
	300 (") 25.0			
	150 (") 14.4			
	100 (") 109.0			
	ΣL=7,605.9			
配水管	ACP	ACP		
	Dia. (mm) Length (m)	Dia. (mm) Length (m)		
	300 (Class 15) 2,616.5	300 (Class 15) 12,830.0		
	250 (") 5,296.0	250 (") 15,540.0		
	200 (") 7,784.5	200 (") 12,100.0		
	150 (") 60.0	150 (") 10,500.0		
	100 (") 4.0	100 (") 6,900.0		
	75 (") 83.2		ΣL=57,870.0	
		ΣL=15,834.2		
		GSP		
Dia. (mm) Length (m)				
350 10.0				
300 42.0				
250 153.5				
200 407.5				
75 17.0				
	ΣL = 630.0			
水管橋	SP φ450 水平長=140.10m			
増圧ポンプ室	(D) 2.2m×3.0m×1.485m 1室			
増圧ポンプ	1.85m ³ /分×10.0m×7.5KW 2 sets (内1 set 予備) 水中モーターポンプ	1st Stage ポンプ取りかえ 2.46m ³ /分×20.0m×15KW 2 sets (内1 set 予備) 水中モーターポンプ		

第 4 章 設 計

4-1 設 計 条 件

4-1-1 各施設の設計条件

4-1-1-1 取 水 施 設

ビン川からの取水は将来の河庄低下を予想して現敷高 $+303.2\text{ m}$ より更に 1.8 m 下げても取水が出来る構造とする。

導水路を沈砂池として使用する。

この場合の各水位は次の如く設定する。

計画最高水位 $+308\text{ m}$

現在最低水位 $+303.8\text{ m}$

将来最低水位 $+302\text{ m}$

砂の排除はサンドポンプを使用するものとし、使用の都度現場へ持ち込める可搬式ポンプを用意する。

取水ポンプは堅形斜流ポンプを使用し、ON-OFF動作は手動押釦により、ポンプの運転に先かけ注水ポンプを運転する。

4-1-1-2 導 水 施 設

流量計算に用いられるWilliams-Hazen's 公式の流速係数Cの値は原水の水質を考慮して $C=100$ として設計する。

導水管は2条とし1条は既設浄水場へ他の1条は新設浄水場へ布設される。

ハイウェイの横断は2本のさや管を使用し、その中に各々の配管がなされる。

この2条の連絡箇所はハイウェイの北側とし、連絡弁が設けられる。

既設浄水場内の連絡配管は極力在来の配管を活用する。

即ち導水管は $\#1$ 浄水場の入口で既設取水ポンプの導水管に連結しその導水管の一部を利用して新設着水井に導水する。なお着水井から原水引出管を新設して既設各沈でん池への原水引入管との連絡を計る。

4-1-1-3 浄 水 施 設

a) 設定される水位

配水池のH. W. L. を $+306.0\text{ m}$ とし天端を $+307.0\text{ m}$ とする。

この設定は新浄水場の最高洪水位が $+306.0\text{ m}$ と予想される為である。

b) 場内の配置と盛土計画

第1 Stage 16,000 m³/d 能力の水処理施設並に配水池を1グループとして配置する。

第2 Stage 第3 Stage は同形のグループを隣接して配置する。

但し、薬品注入室、操作室、自家発電機室、配水ポンプ室は第3 Stage 迄の設備を見込んだスペースをとり共通の建物とする。

盛土計画は上記の1グループの周囲とハイウェイ側の広場、管理本館回り取付道路について施行する。

c) ラグーンの設定

沈でん池のスラッジろ過池の洗浄水等を1度ラグーンに集め上澄水を Ping River へ流す。2ドレインポンプにて放流する。

d) 基礎工

Receiving Well および沈でん池はコンクリートぐいによつて支えられる形となるが少なく共1m厚さのサンドマットを敷き搗き固めた上で底版工事がなされる。

ろ過池の下部はコンクリートぐいを使用し粘土層を貫き下層の砂利層に於て支持される。

配水池の底部はサンドマットを敷き均し搗き固めた後施行される。特にコンクリートぐいは使用しない。

e) フロキエレーター設備

横形のプロキエレーターは水中軸受部分の故障、取替の頻度が多い為この形式の採用を中止して縦形の緩速攪拌機を設置する。

f) 沈でん池のスラッジ排出

池内に設置される掻寄せ機によつて一方のピットに掻き集められたスラッジは汚泥ポンプによつて水と一緒に排出され、場内オープンチャンネルを経てラグーンへ貯留される。

g) ろ過池の洗浄装置と洗浄方法

重力式急速ろ過池の下部集水装置は多孔管を使用し逆洗及び表洗装置を有し、

表面洗浄は固定式を採用し、表洗水は配水ポンプヘッドより分岐減圧し使用する。また、逆洗水は高架水槽よりの自然流下水を使用する。ろ抗計を設置し警報によつて洗浄を開始するがON-OFF動作は手動によりバルブを開閉する。

h) ろ過池に土家を設ける。

(1) 小さな虫の進入を防ぐ為。

(2) 日光の直射により微生物の発生並にこの育成を助長しろ過面の閉塞障害をおこす結果となる為。

(3) 降雨時風と共に侵入する多くの塵芥を防ぐ為。

i) 薬品注入設備

濁度、アルカリ度が比較的高い為、アルカリ剤の併用は極く短期間で主として硫酸バンド丈を使用する。これは固形硫酸バンドを溶解した後貯留槽に貯え注入ポンプによつて注入するが導水管路に設けた量水器の流量と注入室の計器盤にセットされた濁度計を見ながらブランジャーポンプを使用して注入する。

塩素注入は現在後塩素注入をおこなう様設備し将来前塩素注入をする場合は注入管の布設をすればよい。

j) 場内連絡管

浄水用連絡管は3種DCIP、排水管はACP Class 15を使用する。

制水弁の使用は $\phi 400$ 以上は蝶形弁とする。

4-1-1-4 配水施設

a) 配水ポンプ

配水ポンプの形式は堅軸斜流ポンプを使用し、ON-OFF動作は手動押釦によりポンプの運転に先がけ注水ポンプを運転する。

b) 配水管

管種の選定は $\phi 300$ 以下についてはACP Class 15を使用し $\phi 350$ 以上は3種DCIPを使用する。

尚上被りは標準規定によるものとしバルブの使用箇所は土被りが不足する為異形管を使用してスピンドルの頭部が露出しない様調整する。

$\phi 500$ 以上の制水弁は蝶形弁とする。

4-1-1-5 電気計装設備

a) 受電および電気方式

受電方式 3φ3W11K.W. 1回線架空引込(50Hz)

電気方式 低圧 380V/230V 3φ4W

照明 380V/230V 1φ3W

b) 予備電源

1回線受電方式で予備電源として自家発電機設備を設置する。

自家発電機容量 全負荷運転容量

自家発電機 ディーゼルエンジン交流発電機

燃料 A重油

c) 運転方式

全ての機器は手動ON-OFF操作とするが沈でん池Sludge Pumpはタイマによる自動運転も可能とする。

d) 電源フローシートおよび計装フローシート

本計画の電源フローシートおよび計装フローシートは次の通りである。

LEGEND

取水場

LIA 1 取水ポンプ井水位指示警報

FIRS 1 原水量指示記録積算(C. M. W. T. Plant 用)

FIRS 2~4 " (PATON W. T. Plant 用)

PATON W. T. Plant

FIRS 1~2 原水量指示記録積算

FIRS 3 逆洗水量指示記録積算

FIRS 4~5 配水量指示記録積算

TIR 1 原水濁度指示記録

PIA 1 塩素ガス圧力指示警報

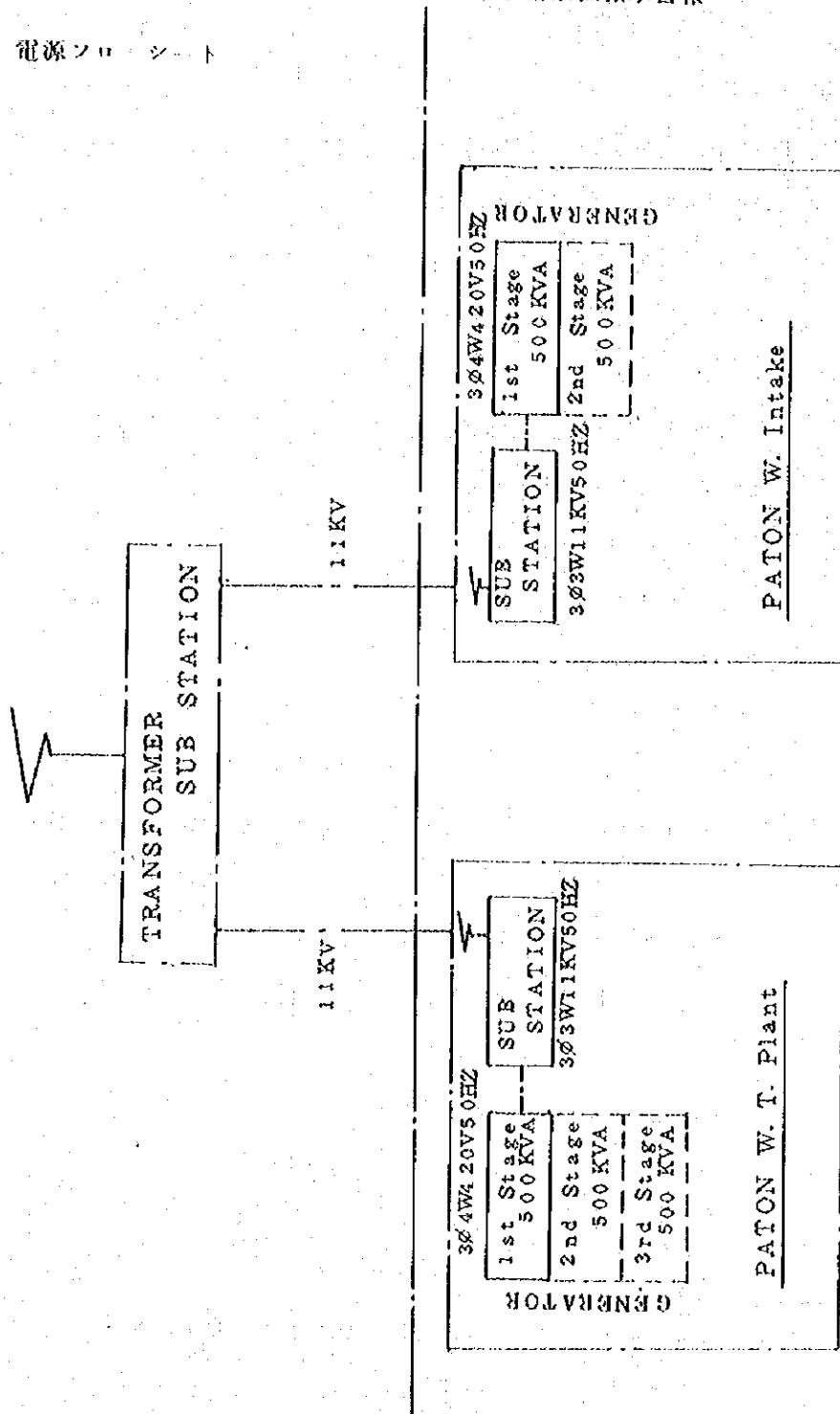
PIA 2 配水圧力指示警報

CIA 1 塩素ポンプ室塩素ガス漏えい警報

CIA 2 塩素注入機室 " "

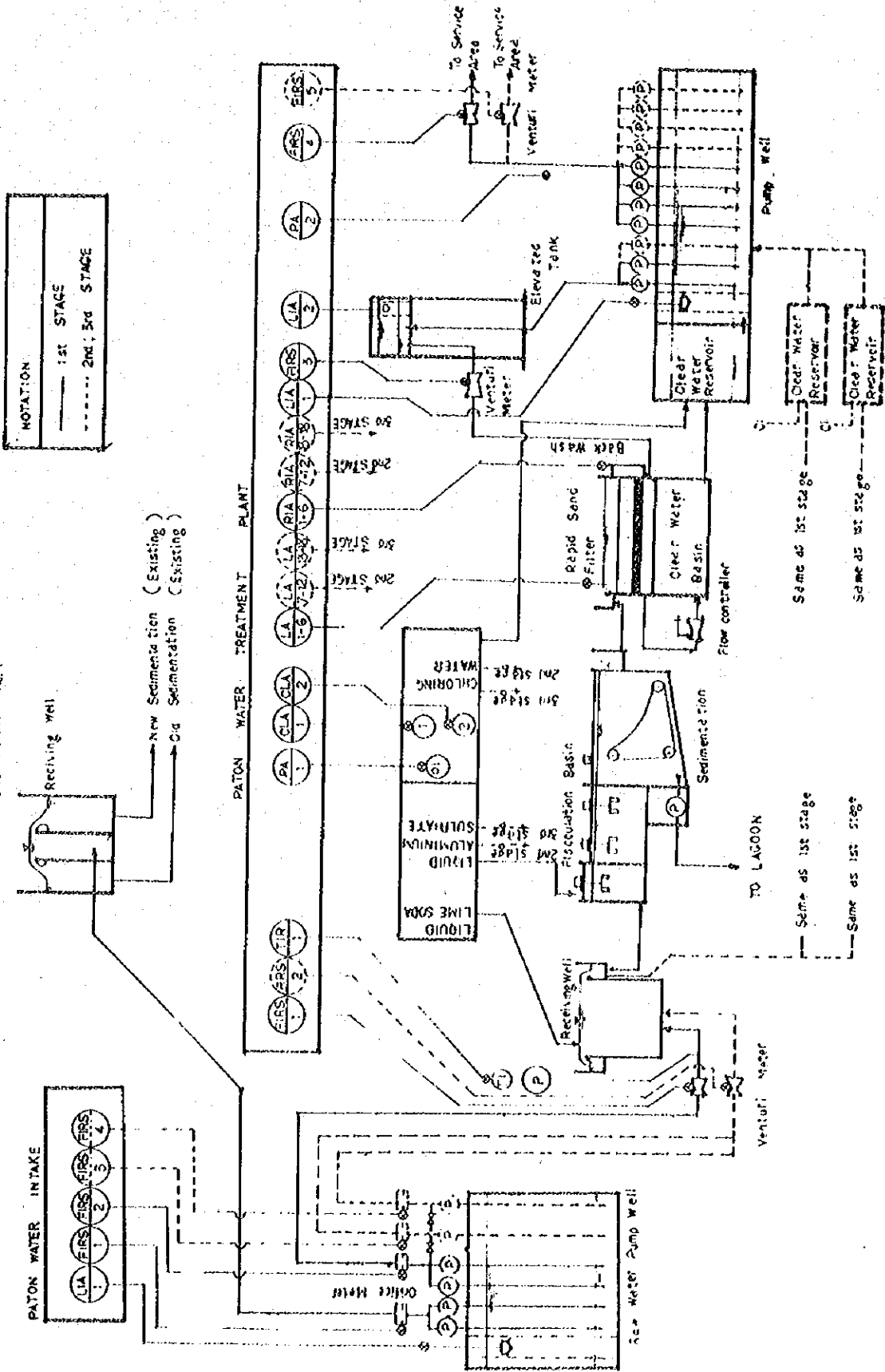
- LA 1~6, 7~12, 13~18 急速ろ過池水位警報
- RIA 1~6, 7~12, 13~18 急速ろ過池ろ抗指示警報
- LIA 1 配水ポンプ井水位指示警報
- LIA 2 高架水槽水位指示警報

d-1) 電源フローシート



計表フローシート

CHIANG MAI W.T. PLANT No. 1



NOTATION

——	1st STAGE
-----	2nd, 3rd STAGE

4-1-2 水質調査

a) Place of Sampling : Ping River

Date	1st August 1969		1st August 1966	
	Max.	Min.	Max.	Min.
True Color in Pt Units	205	Non	Non	Non
Odour	unobsorbed	unobsorbed	unobsorbed	unobsorbed
Tast	unobsorbed	unobsorbed	unobsorbed	unobsorbed
Turbidity	380	0.5	25	0.2
pH-Value	9.1	6.6	9.0	6.0
Electrical Conductivity at 20°C	890	135	450	200
Total Hardness	162	72	202	62
Carbonate Hardness	162	38	140	3.0
Non Carbonate Hardness	112	nil	183	1.0
Residual Alkalinity	94	nil	46	nil
Oxygen Consumed	10.3	nil	1.8	nil
Nitrite Expressed as Nitrogen	0.1	nil	0.02	nil
Chloride	8.0	2.5	37.5	5.0
Fe	6.0, 0.3	trace	0.3	nil
Pb	nil	nil		nil
Zn	3.5	nil	2.3	1.0
Mg	13.9	1.0	14.9	nil
So ₄	nil	nil	13.4	nil
As	nil	nil		nil

b) Place of Sampling : Ping River Ping River Near the Maurang Temple

Date	13th March 1971	14th March 1971
Time	A. M. 9:50	A. M. 10:30
Temperature	26.5°C	26°C
Water Temperatur	25.0°C	24.5°C
Conductivity	$1.65 \times 10^2 \mu\Omega/cm$	$1.6 \times 10^2 \mu\Omega/cm$
pH-Value	7.9	7.9
Color	13.4	
Turbidity	46.9	50
Ammonia Nitrogen	0.05 ppm, less than	0.05 ppm, less than
Nitrite Nitrogen	0.002 ppm, less than	0.002 ppm, less than
Nitrate Nitrogen	0.22 ppm	0.15 ppm
M-Alkalinity	95 ppm	92 ppm
Chlorine	1.25 ppm	1.2 ppm
COD	3.60 ppm	3.6 ppm
Total Hardness	89.6 ppm	95.1 ppm

c) Turbidity (坂1 浄水場)

TURBIDITY YEAR	JAN.		FEB.		MAR.		APR.		MAY		JUNE		JULY		AUG.		SEP.		OCT.		NOV.		DEC.	
	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.	R.W.	T.W.
1966	7	58											110	96			112	115			1110	25	470	110
1967	250	208	110	96	110	96	360	110					420	52	3800	45	28	990	48	520	88	260	46	
1968	110	58	250	47	250	45	96	38	600	89	66	1331	51	297	73	887	54	975	65	250	45	110	45	
1969	110	58	30	52	330	48	110	58	110	58	800	05		150	05				05			16	10	
1970	18	15	16	60			28	10			210	55	190	42	135	44	355	46			370	27	40	37
1971			360	02	26	40	320	70	28	44	134		37	29	120	37			940	09	102	12	45	10
1972			200	55	450	32	300	44			290	84	540	48	108	65	670	130						

Remarks : -

Turbidity
Silica Unit
RW→RAW
WATER
TW→TREATED
WATER

表1 浄水場薬注基準

Tabulation of Alum for corresponding turbidity in Silica unit

Turbidity unit PPM	Alum in gram per cu. m	Turbidity unit PPM	Alum in gram per cu. m PPM	Turbidity unit PPM	Alum in gram per cu. m	Turbidity unit PPM	Alum in gram per cu. m PPM
0	0.0	15	11.2	50	24.0	150	36.0
1	0.7	16	12.0	55	25.0	160	37.0
2	1.5	17	12.7	60	26.0	180	39.0
3	2.2	18	13.5	65	28.0	200	42.0
4	3.0	19	14.2	70	29.0	250	45.0
5	3.7	20	14.4	75	30.0	300	48.0
6	4.5	21	18.0	80	31.0	350	54.0
7	5.2	22	18.0	85	31.0	400	60.0
8	6.0	24	19.0	90	32.0	500	72.0
9	6.7	26	19.0	90	32.0	600	84.0
10	7.5	28	20.0	100	33.0	800	108.0
11	8.2	30	20.0	110	34.0	1000	132.0
12	9.0	35	21.0	120	34.0	1500	192.0
13	9.7	40	22.0	130	35.0	2000	252.0
14	10.5	45	23.0	140	35.0	3000	372.0

Tabulated above are the quantities of Alum required in gram per cu. m. of raw water for the corresponding turbidity. This chart is used primarily for the jar test in which a number of tests with varying amounts of Alum are tried for optimum flocculation. Then the amount is used as a feeding rate in water treatment plant.

4-1-3 水位観測

ピン川に於ける水位の観測資料は次のとおりである。

特に本河川は採砂場が多いので乱掘による河床低下に留意しなければならない。

尚料来上流にダムが出来る様子であるがこれに伴う河川計画は現在のところ資料が不明である。

MINISTRY OF NATIONAL DEVELOPMENT
RAJIV GANDHI WATER SUPPLY PROJECT
REVENUE DIVISION, BANGALORE
(MATERIAL RECORD)

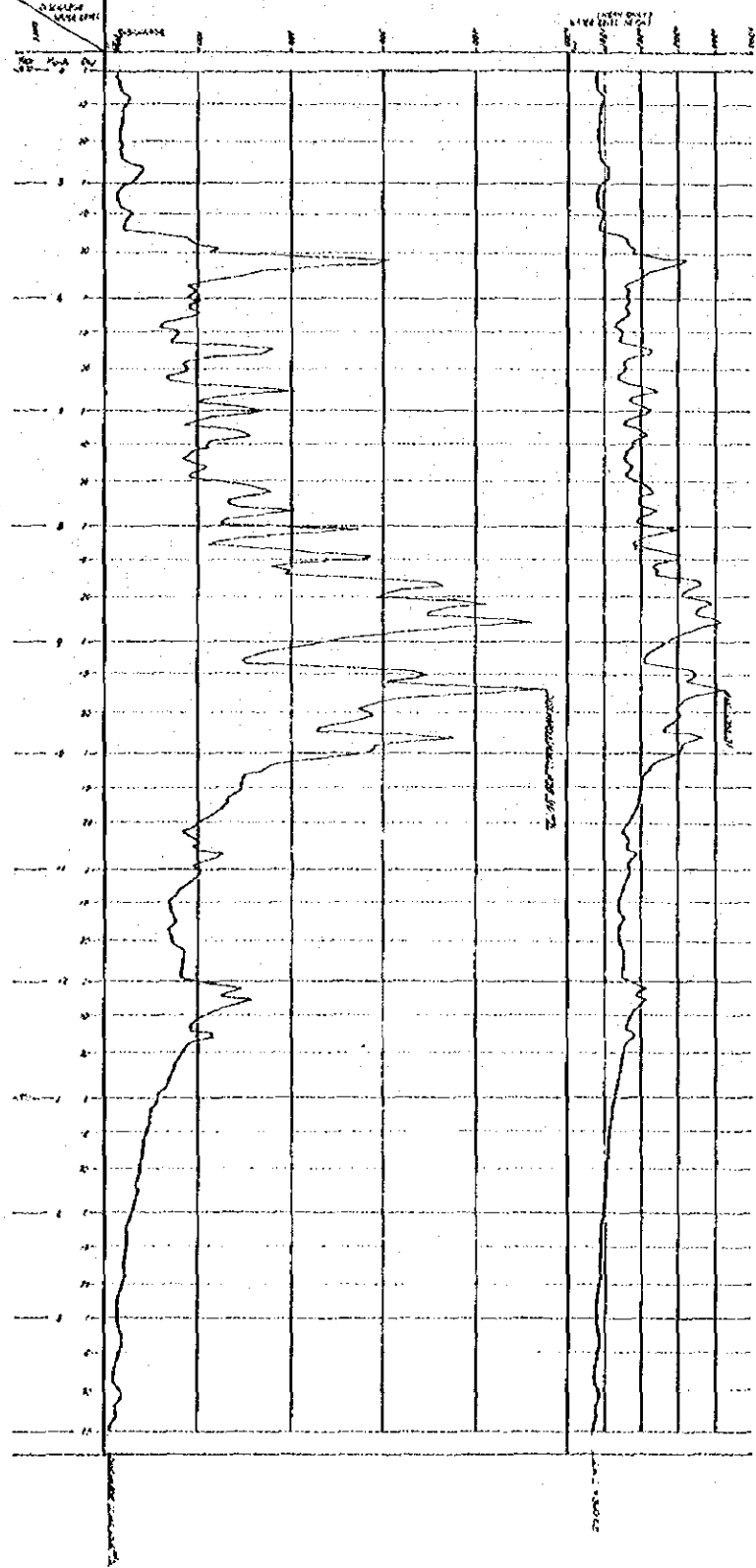
Mean Daily Gate Height = m ()
 And Discharge = m³/s
 For Month Year 1970 Starting Month 31, 1971.

Day	1970		1971		Remarks
	Actual	Theoretical	Actual	Theoretical	
Gate Height (m)	Discharge (m ³ /s)	Gate Height (m)	Discharge (m ³ /s)		
1	300.72	12.4	300.72	12.4	
2	300.72	12.4	300.72	12.4	
3	300.72	12.4	300.72	12.4	
4	300.72	12.4	300.72	12.4	
5	300.72	12.4	300.72	12.4	
6	300.72	12.4	300.72	12.4	
7	300.72	12.4	300.72	12.4	
8	300.72	12.4	300.72	12.4	
9	300.72	12.4	300.72	12.4	
10	300.72	12.4	300.72	12.4	
11	300.72	12.4	300.72	12.4	
12	300.72	12.4	300.72	12.4	
13	300.72	12.4	300.72	12.4	
14	300.72	12.4	300.72	12.4	
15	300.72	12.4	300.72	12.4	
16	300.72	12.4	300.72	12.4	
17	300.72	12.4	300.72	12.4	
18	300.72	12.4	300.72	12.4	
19	300.72	12.4	300.72	12.4	
20	300.72	12.4	300.72	12.4	
21	300.72	12.4	300.72	12.4	
22	300.72	12.4	300.72	12.4	
23	300.72	12.4	300.72	12.4	
24	300.72	12.4	300.72	12.4	
25	300.72	12.4	300.72	12.4	
26	300.72	12.4	300.72	12.4	
27	300.72	12.4	300.72	12.4	
28	300.72	12.4	300.72	12.4	
29	300.72	12.4	300.72	12.4	
30	300.72	12.4	300.72	12.4	
Total					

1) Instantaneous peak discharge at _____ Date _____
 2) Lowest flow at _____ Date _____
 3) Overflow begins at _____ hours on _____ Date _____

Dis. Checked _____ Date _____
 Approved _____ Date _____

MINISTRY OF AGRICULTURE DEVELOPMENT
 RURAL DEVELOPMENT DEPARTMENT
 SURVEY DIVISION HYDROLOGY SECTION
 (MALAYSIAN BORNEO)
 RIVER SURVEY AND GAUGE AT SIKAP AND SAMPAN ANDAU CECIL P. PROVINCE SARAWAK
 REGION MALAYSIAN



4-1-4 設計単位重量，許容応力，基礎の許容支持力

4-1-4-1 設計単位重量を下記の如く設定する。

項目	単位	荷重
土の重量	m^3	1.6 t
" (地下水位下)	"	1.0 t
鉄筋コンクリート	m^3	2.4 t
コンクリート	m^3	2.3 t

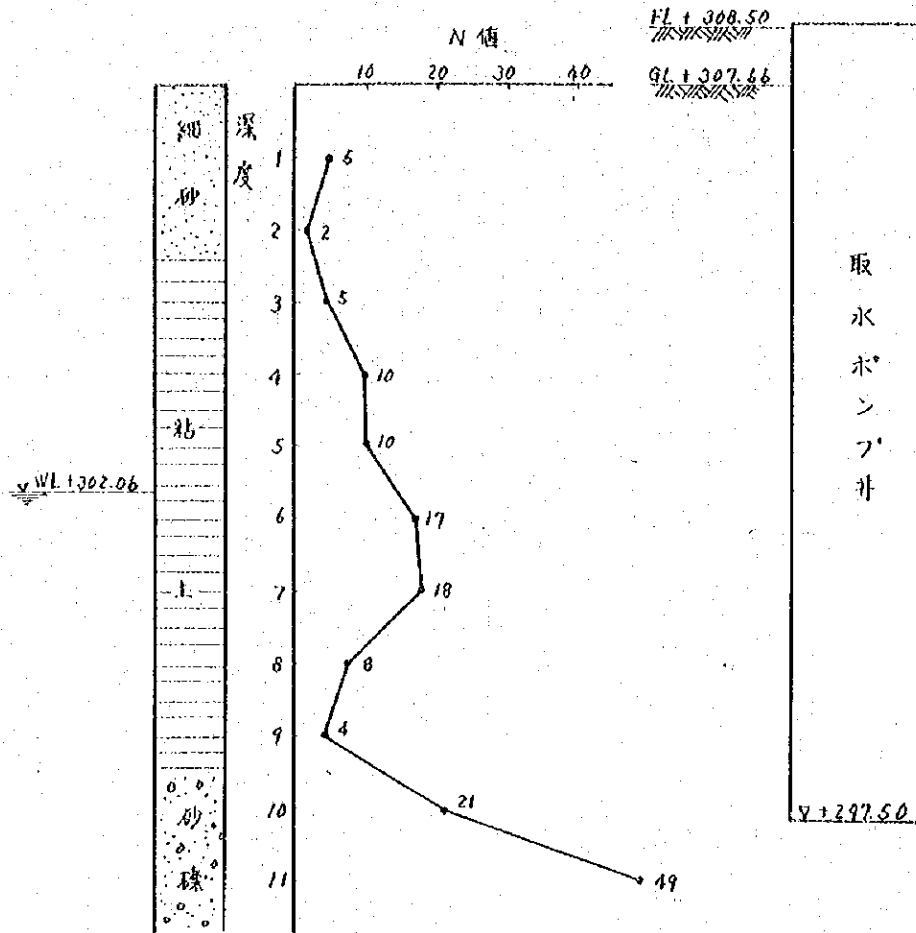
4-1-4-2 許容応力は下記の如く設定する。

コンクリートの圧縮強度	4週間	$\sigma_{c28} = 200 \text{ kgf/cm}^2$
"	許容応力	$\sigma_{ca} = 50 \text{ kgf/cm}^2$
剪断強度	" (梁)	$\tau_a = 5 \text{ kgf/cm}^2$
"	" (スラブ)	$\tau_a = 7 \text{ kgf/cm}^2$
鉄筋の引張強度	"	$\sigma_s = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$
異形鉄筋の	"	$\sigma_s = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$
コンクリートの許容付着応力度		$\tau_{oa} = 14 \text{ kgf/cm}^2$

4-1-4-3 基礎の許容支持力計算

a) 取水場

土圧係数 (ボーリングデータ Ⅱ-3)



土圧が最も強く作用する 8~9 m にかけて N 値は 4~10 の値である。

安全を見込んで N 値を 5 として土圧係数を決める。

Pec. Meyerhof の値より内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$ とする。

土圧係数 ($\phi = 25^\circ$)

クーロンの土圧係数グラフより $C_e = 0.4$ とする。

b) 地耐力 (沈砂池及び取水ポンプ井)

$\phi = 25^\circ$ より

$N_c = 26$ $N_q = 14$ $N_r = 8.5$ $B = 11.4 m$

$q_a = \frac{1}{3} \left\{ \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) C N_c + \left(0.5 - 0.1 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_q + \gamma D f N_q \right\}$ $L = 28.75 m$
 $\gamma = 1.0 t/m^3$ $Df = 11.0 m$

$= \frac{1}{3} \left\{ \left(1 + 0.3 \times \frac{11.4}{28.75} \right) \times 0 \times 26 + \left(0.5 - 0.1 \times \frac{11.4}{28.75} \right) \right.$

$\left. \times 1.0 \times 11.4 \times 8.5 + 1.0 \times 11.0 \times 14 \right\}$

$= 66.19 \div 66 t/m^2$

c) 沈砂池及び取水ポンプ井重量

スラブ $0.3 \times 2.4 = 0.72$

水 $1.0 \times 9.5 = 9.5$

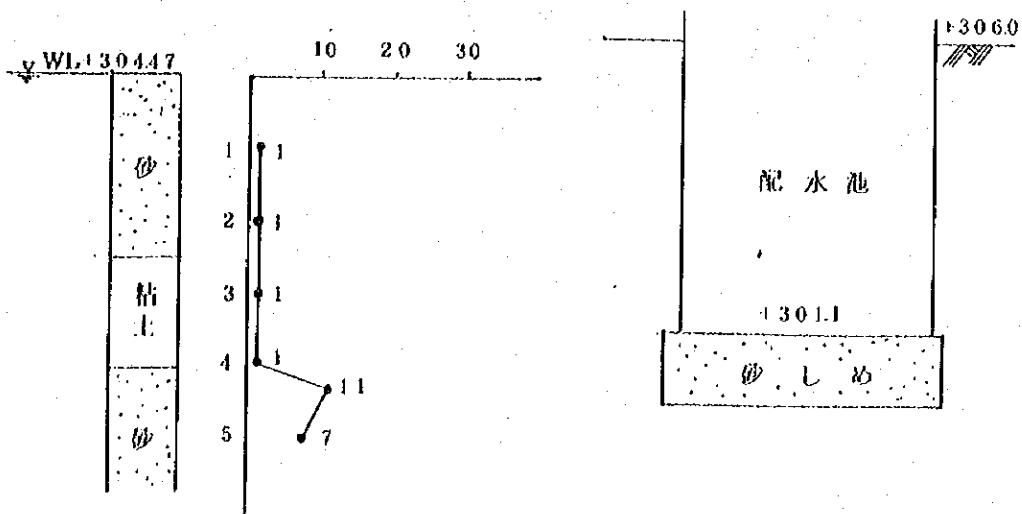
底版 $0.9 \times 2.4 = 2.16$

$\Sigma W = 12.38 \div 12.4 t/m^2 < q_a$

d) 浄水場に於ける土圧係数

(ボーリングデータ No 8)

地表より 5 m 位いの N 値より算出する。



土圧の最も強く作用する1 m ~ 4 mはN値1である。

Pcc, Meyerhof の値より $\phi = 25^\circ$ とする。

土圧係数 ($\phi 25^\circ$)

クレーンの土圧係数グラフより $C_e = 0.4$ とする。

e) 地耐力(配水池)

$\phi 25^\circ$ より

$$N_c = 26 \quad N_q = 1.4 \quad N_r = 8.5$$

$$q_a = \frac{1}{3} \left\{ \left(1.0 + 0.3 \frac{B}{L} \right) c N_c + \gamma D_f N_q + \left(0.5 + 0.1 \frac{B}{L} \right) \gamma B N_r \right\}$$

$$= \frac{1}{3} \left\{ \left(1.0 + 0.3 \frac{26.0}{26.8} \right) \times 0 \times 26 \right.$$

$$B = 26.0$$

$$+ 1.0 \times 4.9 \times 1.4 + \left(0.5 + 0.1 \frac{26.0}{26.8} \right) \times 1.0 \times 26.0 \times 8.5 \left. \right\}$$

$$L = 26.8$$

$$\gamma = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$= 33 \text{ t/m}^2$$

(水中重積)

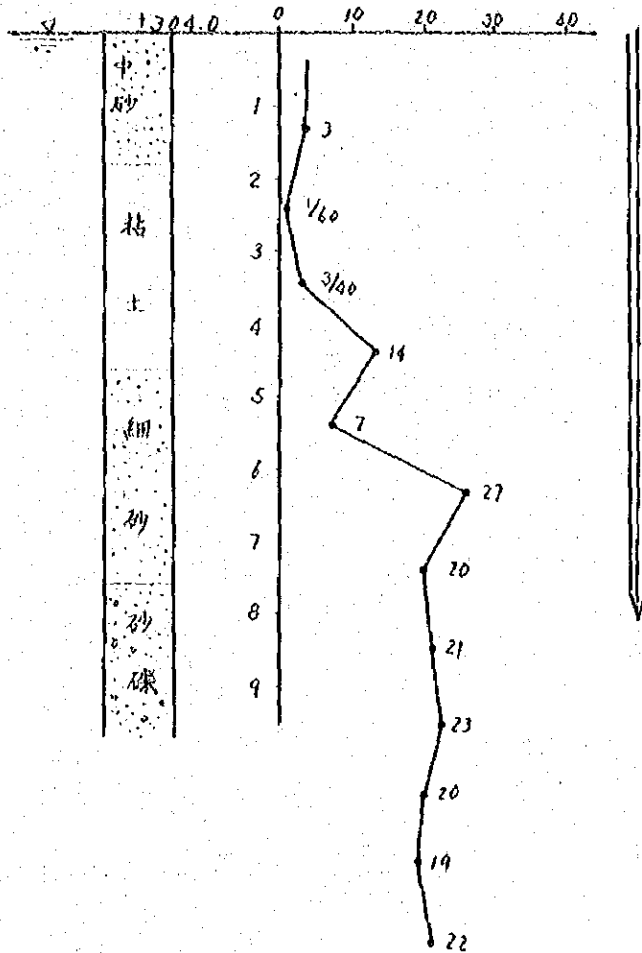
$$D_f = 306.0 - 301.1 = 4.9$$

e) 配水池重量	土 砂	$0.5 \times 1.6 = 0.8$
	スラブ	$0.3 \times 2.4 = 0.72$
	水	$1.0 \times 4.3 = 4.3$
	底版	$0.7 \times 2.4 = 1.68$

$$\Sigma W = 7.5 \approx 8 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = 33 \text{ t/m}^2 > 8 \text{ t/m}^2$$

⑤ RCくい許容支持力（ボーリングデータ 表7）…着水井，沈でん池，ろ過池



くい先端N値（80%とする） $21 \times 0.8 = 17$

くい周辺N値

$$N_n = \frac{14 + 7 + 27 + 20}{4} = 17$$

$$N_a = \frac{\sqrt{(14-17)^2 + (7-17)^2 + (27-17)^2 + (20-17)^2}}{4-1} = 5$$

$$N = N_n - \frac{1}{2} N_a = 17 - \frac{1}{2} \times 5 = 15$$

くい1本当り許容支持力

$$R_p = \frac{1}{3} (40N \cdot A_p + \frac{N \cdot A_f}{5})$$

□300

$$A_p = 0.3 \times 0.3 = 0.09$$

$$A_f = 0.3 \times 4 \times 4.0 = 4.8 \text{ m}^2$$

$$R_p = \frac{1}{3} \left(40 \times 17 \times 0.09 + \frac{15 \times 4.8}{5} \right) \approx 25 \text{ t/本}$$

□250

$$A_p = 0.25 \times 0.25 = 0.0625$$

$$A_f = 0.25 \times 4 \times 4.0 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$R_p = \frac{1}{3} \left(40 \times 17 \times 0.0625 + \frac{15 \times 4.00}{5} \right) \approx 18 \text{ t}$$

4-1-5 維持管理方式

4-1-5-1 取水施設

a) 取水場

取水口スクリーンの除塵は手かきによる。

砂の掃除は可搬式サンドポンプをその都度現場へ持込み水と共に河川下流に排除する。取水ポンプの運転は1日3交替とし、浄水場とは電話連絡によつて台数選択運転をおこなう。

自家発電機の運転は停電の都度係員が発電機室におもむき押釦によつて起動をおこない電源が復帰した場合は再び発電機室におもむいて押釦によつて運転停止をおこなう。

b) 導水管路の連絡弁

既設浄水場と新設浄水場へ各々専用の配管によつて導水をおこなっているが、この2つの導水管はHigh wayとクロスする所に連絡弁を設ける。万一いずれかの導水管が故障した時この弁を操作することにより両浄水場に原水を配分することができる。

4-1-5-2 浄水施設

a) 薬品注入

導水管に設置された流量計によつて流量を把握し濁度計の目盛を讀んで別に用意された注入量のTableに従つて薬注ポンプを運転する。

b) 緩速攪拌機並に汚泥掻寄せ機の運転

水質濁度の変化に応じ緩速攪拌機の運転を2組から1組に変えることがある。
汚泥掻寄せ機の運転も終日運転から1時停止の状態に変えることができる。

c) 汚泥ポンプの運転

ピットに溜つたスラッジを観測してその都度ポンプを運転して排泥をおこなうとともにタイマーを設置しタイマー運転も行なえるようにする。

d) ろ過池の洗浄

操作室に設けられたコントロール盤にろ抗の警報、運転表示の赤ランプ、緑ランプをセットする。

洗浄要求の警報がなつた場合係員は現場におもむき、手動によるバルブ操作をおこなつて一連の洗浄工程を完了する。

e) 配水池の水位

係員は配水池の水位によつて浄水施設の運転をおこなない、満水になつた場合は水処理の運転をかげんする。

基本的には需要量にみあつた連続運転をおこなうから時季により導水量の加減、水処理の加減をおこなつて、バランス運転をおこなう。

f) 配水ポンプの運転

大・小容量2種類のポンプを配水本管の流量計・圧力計の監視により手動ON-OFF 操作するとともに夜間需要量の減少には吐出側のバルブ開度にて流量の変化に対処する。

g) 係員宿舍

本浄水場の運転管理員は1日3交替1回の勤務者3名として9名を確保する。
管路の維持管理と場内の故障修理等に備え1名を確保する。

この外、浄水場長1名が必要である。従つて11家族の宿舍を場内に建設する。

4-2 詳細設計

4-2-1 容量計算

4-2-1-1 計画水量

plan of stage	Discharge (m ³ /D)					
	Proposed plan	Intake	Treatment plant		Distributing	
			proposed	#1	proposed	#1
1st(1980)	16,000+7,000 = 23,000	x1.1=25,300	16,000	7,000	x1.5=24,000	x1.5=19,500
2nd(1990)	32,000+7,000 = 39,000	x1.1=42,900	32,000	7,000	x1.5=48,000	x1.5=10,500
3rd(2000)	48,000+7,000 = 55,000	x1.1=60,500	48,000	7,000	(48,000-1900) x1.5+1900 =71,050	x1.5=10,500

4-2-1-2 取水場

a) 沈砂池 (3rd Stage まで)

池数 : N = 2池

池内平均流速 : V = 5.0 cm/sec

粒子の沈降速度 : U = 0.8 cm/sec (径 0.1 mm の粒子の沈降速度)

有効水深 : H = 1.5 m

安全係数 : K = 1.5

処理水量 : Q = 60,500 m³/day = 42.0 m³/min = 0.7 m³/sec = 0.35 m³/sec/池

沈砂池有効長 : L = K ($\frac{H}{U}$ V)

$$= 1.5 \left(\frac{1.5}{0.008} \times 0.05 \right) \approx 15.0 \text{ m}$$

沈砂池中 : B = 4.5 m

実池内平均流速 : $V_0 = \frac{Q}{B \cdot H} = \frac{0.35}{4.5 \times 1.5} = 0.052 \text{ m/sec}$

滞留時間 : $T = \frac{L}{V} = \frac{15.0}{0.052} = 288.6 \text{ sec} = 4 \text{ min } 48 \text{ sec}$

※ 6 min/池

b) Raw Water Pump head

	Existing plant	Proposed plant		
		1st stage	2nd stage	3rd stage
L (m)	4,190	3,110		
φ (mm)	300	400	400 520	400 607
Q (m ³ /D)	7,700	17,600	35,200	52,800
I (‰)	8.4	9.6	9.6	9.6
V (m/sec)	1.25	1.6	1.6	1.6
Hf (m)	35.2	29.9	29.9	29.9
R. W. WL	+311.2	+311.5		
Intake P. W. WL	+300.5			
Actual (m) head	10.7	11.0	11.0	11.0
pump loss	2.1	2.1	2.1	2.1
Total head (m)	48.0	43.0	43.0	43.0
Existing pump head 48.0 m Proposed pump head 43.0 m				

Pump power

Existing plant

$$Q = 7,700 \text{ m}^3/\text{day} = 5.35 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\gamma = 1.0 \quad q = 5.35 \text{ m}^3/\text{min} \quad H = 48 \text{ m}$$

$$\text{Shaft Power} \quad P = \frac{0.163 \gamma q H}{\eta}$$

$$= \frac{0.163 \times 1.0 \times 5.35 \times 48}{0.68} = 61.6 \text{ kW}$$

$$\text{Motor Power} \quad R = \frac{P (1 + \alpha)}{\eta_t}$$

$$= \frac{61.6 (1 + 0.15)}{1.0} = 70.8 \text{ kW} \approx 80 \text{ kW}$$

Pump Diameter

$$D = 1.46 \sqrt{\frac{q}{v}}$$

$$= 1.46 \sqrt{\frac{5.35}{2.0}} \approx 250 \text{ mm}$$

$$\phi 250 \text{ mm} \times 5.35 \text{ m}^3/\text{min} \times 48 \text{ m} \times 1,450 \text{ rpm} \times 80 \text{ kW}$$

Proposed plant

$$Q = 17,600 \text{ m}^3/\text{day} = 12.22 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\gamma = 1.0 \quad q = 12.22 \text{ m}^3/\text{min} \quad H = 43 \text{ m}$$

$$\text{Shaft Power } P = \frac{0.163 \gamma q H}{\eta}$$

$$= \frac{0.163 \times 1.0 \times 12.22 \times 43}{0.72} = 119.0 \text{ kW}$$

$$\text{Motor Power } R = \frac{P(1+\alpha)}{\eta_t}$$

$$= \frac{119.0 \times (1+0.15)}{1.0} = 136.9 \approx 150 \text{ kW}$$

Pump Diameter

$$D = 1.46 \sqrt{\frac{q}{v}}$$

$$= 1.46 \sqrt{\frac{12.22}{3.0}} \approx 300 \text{ mm}$$

取水ポンプ設備計画

(Vertical shaft type)

	Existing plant	Proposed plant		
		1st stage	2nd stage	3rd stage
Discharge (Q)	7,700 m ³ /D	17,600 m ³ /D	35,200 m ³ /D	52,800 m ³ /D
Number of Pumps	2 (1 stand-by)	2 (1 stand-by)	3 (1 stand-by)	4 (1 stand-by)
q (m ³ /min·pump)	5.35	12.22	12.22	12.22

4-2-1-3 取水場電気設備

a) 変圧器容量

1) 動力設備負荷容量

負 荷 名 称	単位容量	台数	実働台数	実働容量
RAW WATER PUMP	80 KW	2	1	80 KW
D.O	150 KW	2	1	150 KW
COOLING WATER PUMP	1.5 KW	1	1	1.5 KW
WATER LUBRICATING PUMP	0.75KW	2	1	0.75 KW
GENERATOR ACCESSORY	10 KW			10 KW

TOTAL 242.25KW

$$242.25 \times 1.25 \div 303 \text{ KA}$$

2) 照明設備負荷容量

部 屋 名 称	容 量
INTAKE PUMP ROOM	1,560 W
GENERATOR ROOM	7,280 W
WARE HOUSE	480 W
LODGING HOUSE	9,600 W
OUT DOOR	500 W

19,420 W

$$19,420 \text{ W} \times 1.25 \times 10^{-3} \div 24 \text{ KA}$$

3) 総負荷容量

$$303 \text{ KA} + 24 \text{ KA} = 327 \text{ KA}$$

b) 起動容量

1) ケーブルインピーダンス

D) 自家発連絡ケーブル 325^a 35 m R=0.0745 Ω/kn

$$x=0.0715 \Omega/kn$$

$$P_{ux} = \frac{0.0715 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{35}{1000} = 0.0172$$

$$P_{uR} = \frac{0.0745 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{35}{1000} = 0.018$$

ii) 80kW (153A) 100^m 10m R=0.228 Ω/km x=0.0762 Ω/km

$$P_{uX} = \frac{0.0762 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.0052$$

$$P_{uR} = \frac{0.228 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.0157$$

iii) 150kW (285A) 250^m 10m R=0.0937 Ω/km x=0.0728 Ω/km

$$P_{uX} = \frac{0.0728 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.005$$

$$P_{uR} = \frac{0.0937 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.0064$$

iv) R=2 250^m 50m R=0.0937 Ω/km x=0.0728 Ω/km

$$P_{uX} = \frac{0.0728 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{50}{1000} = 0.0252$$

$$P_{uR} = \frac{0.0937 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{50}{1000} = 0.0324$$

$$Z_{adc} = \sqrt{0.0474^2 + 0.0568^2} = 0.074$$

$$Z_{adb} = \sqrt{0.0476^2 + 0.0661^2} = 0.082$$

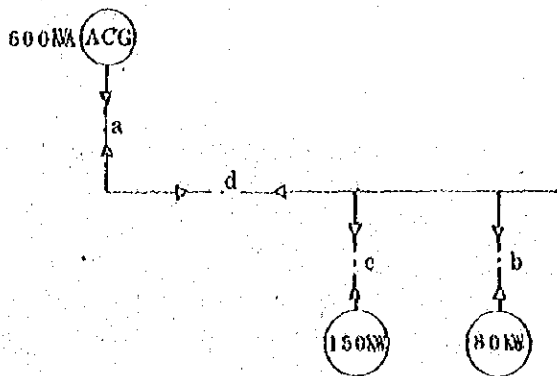


Fig. 1

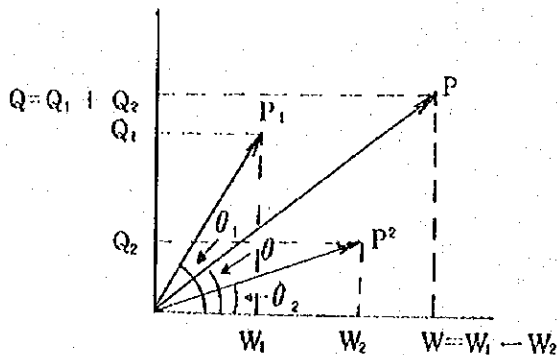
2) 150 kW 起動時の発電機容量

$$Z_L = \frac{1000 \times 100}{188 \text{ A} \times 2} = 266\% \quad (\text{起動電圧 } 200\%)$$

$$\text{発電機容量} \geq \frac{0.8 \times 25 \times 1000}{0.2 \times 266 - 0.8 \times 0.74} = \frac{0.8 \times 25 \times 1000}{53.14} = 376 \text{ A}$$

(但し発電機 25%)

3) 基底負荷のある場合



P_1 = 電動機起動時の発電機容量 (無負荷時)

P_2 = 基底負荷容量

P = 基底負荷運転中に電動機起動可能な

発電機容量

$\cos \theta_1$ = 起動力率

$\cos \theta_2$ = 基底負荷力率

$$P = \sqrt{Q^2 + W^2} = \sqrt{(Q_1 + Q_2)^2 + (W_1 + W_2)^2}$$

$$Q_1 = P_1 \sin \theta_1 \quad W_1 = P_1 \cos \theta_1$$

$$Q_2 = P_2 \sin \theta_2 \quad W_2 = P_2 \cos \theta_2$$

$$P_1 = 376 \text{ A}$$

$$P_2 = 115 \text{ A} + 24 \text{ A} = 139 \text{ A}$$

$$W_1 = 376 \times 0.2 = 75 \text{ kW}$$

$$W_2 = 111 \text{ kW}$$

$$Q_1 = 376 \times \sqrt{1 - 0.2^2} = 368 \text{ KVar}$$

$$Q_2 = 84 \text{ KVar}$$

$$P = \sqrt{(368 + 84)^2 + (75 + 111)^2} = 488 \text{ A} \rightarrow 600 \text{ A}$$

4-2-1-4 CHIANG MAI W. T. Plant No.1 (Old W. T. plant)

a) 着水井

$$Q = 7000 \text{ m}^3 / \text{D} = 292 \text{ m}^3 / \text{H} = 4.86 \text{ m}^3 / \text{min} = 0.081 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

Specification D=4.4 m H=6.2 m × 1 Basin

Capacity $94.5 \times 1 / 3 = 31 \text{ m}^3$

Retention time 6.5 min

4-2-1-5 PATON W. T. Plant (Proposed W. T. plant)

a) 着水井

$$Q = 48000 \text{ m}^3 / \text{D} = 2000 \text{ m}^3 / \text{H} = 33.3 \text{ m}^3 / \text{min} = 0.555 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

Specification D=6.5 m H=5.5 × 1 Basin

Capacity 183 m³

Retention time 5.5 min

b) 急速攪拌池

1 unit (Vertical shaft type)

Specification 1.9 m H=2.1 m × 2 Basin

P_s = 0.75 kW / Basin

Capacity 7.6 m³ / Basin

Retention time 1.4 min

	1st stage	2nd stage	3rd stage
unit	1	2	3

c) フロック形成池

1 unit (Vertical shaft type)

Specification B=4.6 m L=9.3 m H=2.4 m × 4 Basin

P_s = 0.75 kW × 2 / Basin

Capacity 103 m³ / Basin

Retention time 3.7 min

	1st stage	2nd stage	3rd stage
unit	1	2	3

d) 薬品沈でん池

1 unit

Specification B=9.1m L=34.0m H=3.5m×2 Basin

Capacity 1,080 m³/Basin

Retention time 3.25 hour

Velocity $\frac{8000}{9.1 \times 3.5 \times 1440} = 0.175 \text{ m/min}$

($\ll V_a = 0.4 \text{ m/min}$)

Water Surface Area $9.1 \times 34.0 = 309 \text{ m}^2/\text{Basin}$

Water Surface Ratio $8000 \times \frac{1}{309}$

$= 25.9 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{D}$

Trough length $\frac{L}{3} \times 6 \times 2 = 37.2 \text{ m}/\text{Basin}$

Over flow Ratio $8000/37.2 = 215 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{D}$

	1st stage	2nd stage	3rd stage
unit	1	2	3

e) 排泥設備

汚泥量の算出

設計処理水量	1st stage	16,000 m ³ /日
	2nd "	32,000 m ³ /日
	3rd "	48,000 m ³ /日

設計濁度、薬品注入率および $Al_2(OH)_3$

	原水濁度(A) (PPM)	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ 注入率(B) (PPM)	$Al_2(OH)_3$ の量 (C) $3 \frac{156}{666} = 0.234$ (PPM)
Max	500	7.2	17
Mean	200	4.2	10
Min	10	7.5	2

原水濁度および $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ の数値は、4-2-3項薬品注入設備を参照する。

$$Al_2(OH)_3 = Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O \times \frac{156}{666}$$

汚泥量

汚泥固形物量

$$Q_s(\max) = 16,000 \times (500 + 17) \times \frac{1}{10^6} = 8.3 \text{ m}^3/\text{D}$$

$$Q_s(\text{mean}) = 16,000 \times (200 + 10) \times \frac{1}{10^6} = 3.4 \text{ m}^3/\text{D}$$

$$Q_s(\min) = 16,000 \times (10 + 2) \times \frac{1}{10^6} = 0.2 \text{ m}^3/\text{D}$$

1) 汚泥掻寄機 (Double Chain Conveyor)

汚泥量 (汚泥濃度 10 Kg/m^3)

$$Q(\max) = (8.3 \text{ m}^3/\text{D}) \times \frac{1}{10} \times 1000 = 830 \text{ m}^3/\text{D}$$

$$Q(\text{mean}) = (3.4 \text{ m}^3/\text{D}) \times \frac{1}{10} \times 1000 = 340 \text{ m}^3/\text{D}$$

$$Q(\min) = (0.2 \text{ m}^3/\text{D}) \times \frac{1}{10} \times 1000 = 20 \text{ m}^3/\text{D}$$

1 Unit B=4.4 m L=34.0 m × 2

掻寄汚泥量 (汚泥濃度 10 Kg/m^3 時の比重 1.06)
(掻寄運転時間 24 時間運転)

$$Q_w(\max) = 830 \text{ m}^3/\text{D} \times (1.06 - 1) \times \frac{1}{24} \times 10^3 \times \frac{1}{2} = 1,040 \text{ Kg/1hr} \cdot \text{Unit}$$

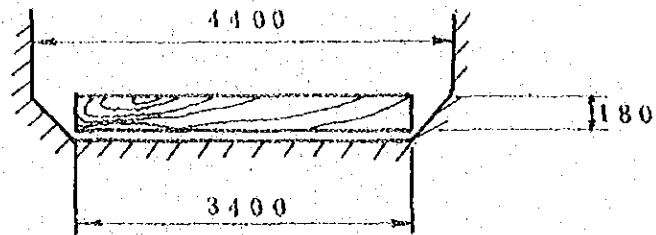
$$Q_w (\text{mean}) = 3.40 \text{ m}^3 / \text{D} \times (1.06 - 1) \times \frac{1}{2.4} \times 10^3 \times \frac{1}{2}$$

$$= 425 \text{ Kg} / \text{Hr} \cdot \text{Unit}$$

$$Q_w (\text{min}) = 2.0 \text{ m}^3 / \text{D} \times (1.06 - 1) \times \frac{1}{2.4} \times 10^3 \times \frac{1}{2}$$

$$= 25 \text{ Kg} / \text{Hr} \cdot \text{Unit}$$

掻寄能力



掻寄速度 0.2 m/min ~ 0.4 m/min

変速範囲 1 : 2

掻寄形状 B = 3.4 m H = 0.18 m

掻寄効率 0.6

$$Q_F = B (\text{m}) \times H (\text{m}) \times V (\text{m/min}) \times \eta \times 60 \text{ min} \times 2 \text{ 往} \text{ 復}$$

(Q_F ($\text{m}^3 / \text{Hr} \cdot \text{Unit}$)) : 1 Unit 当り掻寄可能量

$$Q_w' = Q_F \times (1.06 - 1.0) \times 10^3$$

(Q_w' ($\text{Kg} / \text{Hr} \cdot \text{Unit}$)) : Q_F に含まれている汚泥量

濁度範囲	年間劣化 (%)	掻寄速度 (m/min)	Q_F ($\text{m}^3 / \text{Hr} \cdot \text{Unit}$)	Q_w' (能力) ($\text{Kg} / \text{Hr} \cdot \text{Unit}$)	Q_w ($\text{Kg} / \text{Hr} \cdot \text{Unit}$)	$Q_w' > Q_w$ (OK)
max ~ mean	4	0.4	17.6	1,056	1,040	OK
mean 以下	96	0.2	8.8	528	425	OK

掻寄出力 : 0.75 kW/Unit

汚泥掻寄機設置計画

	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
Unit	1	2	3

ii) Sludge pump

1 Unit (処理水量 16,000 m³/D)

ポンプ排泥量 (汚泥濃度 1.5 Kg/m³ と仮定) は, 安全を見込み汚泥量の 1.5 倍とする。

排泥量 (汚泥濃度 1.5 Kg/m³)

$$Q_{\max} = (8.3 \text{ m}^3/\text{D} \times \frac{1}{1.5} \times 1,000) \times 1.5 = 553 \text{ m}^3/\text{D} \times 1.5$$

$$= 830 \text{ m}^3/\text{D}$$

$$Q_{\text{mean}} = (3.4 \text{ m}^3/\text{D} \times \frac{1}{1.5} \times 1,000) \times 1.5 = 216 \text{ m}^3/\text{D} \times 1.5$$

$$= 340 \text{ m}^3/\text{D}$$

$$Q_{\min} = (0.2 \text{ m}^3/\text{D} \times \frac{1}{1.5} \times 1,000) \times 1.5 = 13 \text{ m}^3/\text{D} \times 1.5$$

$$= 20 \text{ m}^3/\text{D}$$

Sludge Pump の運転は 24 時間レベル運転を理想とするが, 日中 8 時間でも排泥に対処出来るようポンプ容量を決定し運転時間を算出すると次のようになる。

Pump Specification

ポンプ揚程 (沈でん池水位降下時にて)

Open Channel 始点水位 +305.65
 一) 沈でん池汚泥ピット水位 +304.85

実揚程 = 0.80

φ 200mm × 3.5 m³/min × 5 m × 860 RPM × 15kW × 2台

(内1台予備)

濁度	排泥量 (m ³ /D)	1時間当り運転時間 (分間)	
		24時間の場合	8時間の場合
max	830	10	30
mean	340	4	12

Unit	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
		1	2

{ Sludge pump 運転は、1st, 2nd, 3rd stage 同時運転とせず、
時間差運転とする。 }

f) 急速濾過池

1 Unit

Specification B=6.4 m L=5.0 m A=32 m²×6 chamber
(内1池 spare)

ろ過速度 1.00 m/D

ろ過水量 3,200 m³/D・chamber×5 chamber
=16,000 m³/D

Surface Wash Pipe

$Q=32 m^2 \times 0.15 m^3/min \cdot m^2 = 4.8 m^3/min = 0.08 m^3/sec$

Main $\phi 250$ $V=1.63 m/sec$

Branch $q=0.04 m^3/sec$ $\phi 150$ $V=2.06 m/sec$

Surface Wash Pressure

Surface Wash Spray 高 +308.60

Surface Wash 必要水圧 (15m~20m) 15.00 (Reservoir
LWL時)

+) 管路損失水頭 (水理計算より) 3.40

Surface Wash Water Head +327.00 M

(Clear Water Reservoir HWL時表洗圧19.0 m)

減圧量

Distribution Pump Head +342.00
(Clear Water Reservoir LWL 於て)

→ Surface Wash Water Head +327.00

15.00

減圧弁 (2次圧+327.00)

Back Wash Pipe

$$Q = 32 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ m}^3/\text{min} \cdot \text{m}^2 = 16 \text{ m}^3/\text{min} = 0.267 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Main $\phi 500 \quad V = 1.35 \text{ m/sec}$

Branch $\phi 400 \quad V = 2.10 \text{ m/sec}$

Back Wash Pressure

ろ過池集水装置標高	+307.70
Back Wash 必要水压 (2.5 m ~ 5.0 m)	05.00
多孔管損失水頭	1.55
(1) 管路損失水頭 (水理計算より)	3.75

+318.00

高架水槽水位 HWL +318.00

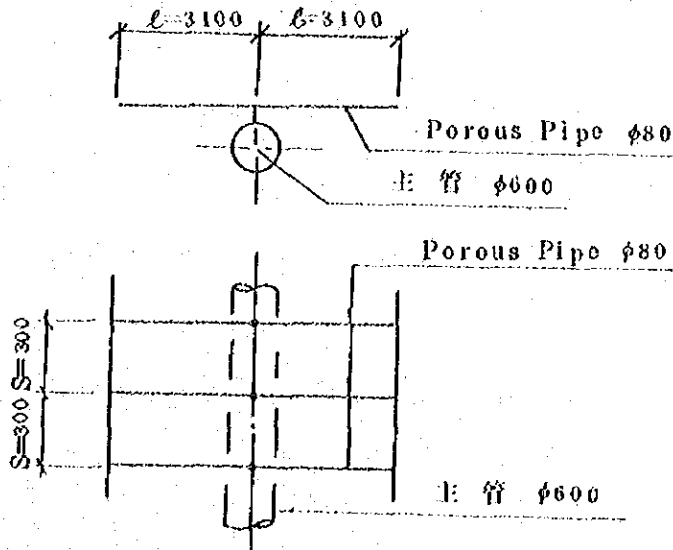
LWL +315.50 (LWL時逆洗水压 2.5 m)

Drain Pipe

$$Q = \text{Back Wash Water} = 0.267 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$\phi 500 \quad V = 1.35 \text{ m/sec}$

Porous Pipe



φ80 ℓ=3.10m S=0.3m とすると

N=5.0 : 0.3 × 2 系列 = 32 本

$$\text{総面積 } a = \frac{0.08^2}{4} \times \pi \times 32 = 0.16 \text{ m}^2$$

集水小穴の総断面

Porous Pipe 総面積 a の 20% ~ 50%

$$\left(\frac{0.064}{0.16} \times 100 = 40\% \right)$$

ろ過面積の 0.2% (32m² × 0.002) 0.064m² 前後とすると

小穴径 9mm φ100 3.0ヶ所/本

$$a_c = \frac{0.009^2}{4} \times 3.14 \times 3.0 \times 32 = 0.061 \text{ m}^2 (\approx 0.064 \text{ m}^2)$$

E 管

Porous Pipe 総断面 a の 1.75 倍

$$D = \sqrt{\frac{0.16 \times 1.75 \times 4}{3.14}} \approx 0.6 \quad \phi 600 \text{ mm}$$

Unit	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
	1	2	3

g) 高架水槽

逆洗に必要な水量 (ろ過池 1 池分)

$$32 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ m}^3/\text{min}/\text{m}^2 \times 6.0 \text{ min} = 96 \text{ m}^3$$

逆洗時揚水量

$$2.0 \text{ m}^3/\text{min} \times 6.0 \text{ min} = 12 \text{ m}^3$$

差引高架水槽に貯留する必要量は

$$96 \text{ m}^3 - 12 \text{ m}^3 = 84 \text{ m}^3$$

高架水槽の容量は

$$\text{断面積 } 39 \text{ m}^2 \times \text{水深 } 4 \text{ m} = 156 \text{ m}^3$$

依つて

$$156 \text{ m}^3 - 84 \text{ m}^3 = 72 \text{ m}^3 \text{ (仕場内給水用) 当てる。}$$

h) 逆洗水用揚水ポンプ

Operating Time 1 Hour

$$q = 9.6 \text{ m}^3 / 60 \text{ min} = 2 \text{ m}^3 / \text{min} \cdot \text{set}$$

Pump Head

Elevated Tank HWL 1318.00

→ Distribution Pump Well LWL 302.00

$$H_a = 16.00$$

管損失水頭 0.50

1) ポンプ廻り損失水頭 2.50

$$H_T = 19.00 \text{ m}$$

Pump Power

$$q = 2.0 \text{ m}^3 / \text{min} \quad \gamma = 1.0 \quad H = 19 \text{ m}$$

$$\text{Shaft Power } P = \frac{0.1637 q H}{\eta}$$

$$= \frac{0.163 \times 1.0 \times 2.0 \times 19}{0.6} = 1.03 \text{ kW}$$

$$\text{Motor Power } R = \frac{P (1 + \alpha)}{\eta_t}$$

$$= \frac{1.03 \times (1 + 0.15)}{1.0} = 1.5 \text{ kW}$$

$$\text{Pump Diameter } D = 146 \sqrt{\frac{q}{V}} = 146 \sqrt{\frac{2.0}{3.0}} = 125 \text{ mm}$$

Lift pump specification

$$\phi 125 \text{ mm} \times 2.0 \text{ m}^3 / \text{min} \times 19 \text{ m} \times 1,450 \text{ rpm} \times 1.5 \text{ kW}$$

$$D = 125 \text{ mm} \quad q = 2 \text{ m}^3 / \text{min} \quad H = 19.00 \text{ m} \quad P_s = 1.5 \text{ kW}$$

	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
set	2 (1 stand-by)	3 (1 stand-by)	3 (1 stand-by)
Operating Time	1.0 hour	0.5 hour	0.5 hour

(Notice : Filter Washing Cycle 40 - 60 min)

i) 浄水池

1 unit

Specification B=4.7 L=19.8 H=2.25×2 basin

Capacity 209 m³/basin

Retention time 0.6 hour

	1st stage	2nd stage	3rd stage
Unit	1	2	3

j) 配水池

1 unit

Specification B=24.0 m L=48.0 m H=4.0 m×1 chamber

Capacity 4610 m³/chamber

Retention time $4610 \div \frac{16,000}{24}$

= 6.9 hour

	1st stage	2nd stage	3rd stage
Unit	1	2	3

k) 配水ポンプ井

Specification B=8.0 m L=24.0 m H=4.0 m×1 chamber

Capacity 770 m³

Retention time

	Retention time
1st	1.15 hour
2nd	0.58 hour
3rd	0.39 hour

1) 配水ポンプ

(Pump Power)

$$1) \quad q = 8.4 \text{ m}^3/\text{min} \quad \gamma = 1.0 \quad H = 43 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{shaft Power} \quad P &= \frac{0.163 \gamma q H}{\eta} \\ &= \frac{0.163 \times 1.0 \times 8.4 \times 43}{0.72} = 81.8 \text{ kW} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Motor Power} \quad R &= \frac{P (1 + \alpha)}{\eta_t} \\ &= \frac{81.8 \times (1 + 0.15)}{1.0} = 100 \text{ kW} \end{aligned}$$

$$\text{Pump Diameter} \quad D = 146 \sqrt{\frac{q}{V}} = 146 \sqrt{\frac{8.4}{2.5}} = 300 \text{ mm}$$

Distribution pump specification

$$\phi 300 \text{ mm} \times 8.4 \text{ m}^3/\text{min} \times 43 \text{ m} \times 1,450 \text{ rpm} \times 100 \text{ kW}$$

$$2) \quad q = 4.2 \text{ m}^3/\text{min} \quad \gamma = 1.0 \quad H = 43 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{shaft Power} \quad P &= \frac{0.163 \gamma q H}{\eta} \\ &= \frac{0.163 \times 1.0 \times 4.2 \times 43}{0.72} = 40.9 \text{ kW} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Motor Power} \quad R &= \frac{P (1 + \alpha)}{\eta_t} \\ &= \frac{40.9 \times (1 + 0.15)}{1.0} = 55 \text{ kW} \end{aligned}$$

$$\text{Pump Diameter} \quad D = 146 \sqrt{\frac{q}{V}} = 146 \sqrt{\frac{4.2}{2.5}} = 200 \text{ mm}$$

Distribution pump specification

$$\phi 200 \text{ mm} \times 4.2 \text{ m}^3/\text{min} \times 43 \text{ m} \times 1,450 \text{ rpm} \times 55 \text{ kW}$$

3) 配水ポンプの容量

(Vertical shaft type)

stage	Discharge (Q)	Number of pumps	q (m ³ /min/pump)
1st	24,000 m ³ /H	0.5Q × 2	8.4 × 2 pumps
		0.25Q × 2 (0.5Q 1 stand-by)	4.2 × 2 pumps
2nd	18,000 m ³ /H	0.5Q × 4	8.4 × 4 pumps
		0.25Q × 2 (0.5Q 1 stand-by)	4.2 × 2 pumps
3rd	7,105 m ³ /H	0.5Q × 6	8.4 × 6 pumps
		0.25Q × 2 (0.5Q 1 stand-by)	4.2 × 2 pumps

4-2-1-6 浄水場電気設備

a) 変圧器容量

1) 動力設備負荷容量

名 称	単位容量	台 数	実動台数	実動容量
急 速 攪 拌 機	0.75 KW	2	2	1.5 KW
フロキコレクター	0.75 KW	8	8	6.0 KW
汚 泥 攝 容 機	0.75 KW	2	2	1.5 KW
汚 泥 引 抜 ポンプ	15.0 KW	2	1	15.0 KW
ろ1 排水ポンプ (配水池用)	5.5 KW	1	1	5.5 KW
ろ2 " (ラグーン用)	3.7 KW	1	1	3.7 KW
ろ3 " (ろ過池捨水と排水用)	2.2 KW	1	1	2.2 KW
配 水 ポンプ	55.0 KW	2	2	110.0 KW
"	100.0 KW	2	1	100.0 KW
揚水ポンプ (高架水槽用)	15.0 KW	2	1	15.0 KW
潤滑水ポンプ	0.75 KW	2	1	0.75 KW
薬注設備 (硫酸バンド)	7.5 KW	1 式		7.5 KW
" (塩素およびソーダ灰)	16.55 KW	1 式		16.55 KW
発 電 機 設 備	10.0 KW	1 式		10.0 KW

計 295.00 KW

$295.00 \times 1.25 \approx 370 \text{ NA}$

2) 照明設備負荷容量

	容 量
業 江 室	8,000 W
急 速 ろ 過 池	4,300 W
洗 で ん 池	1,800 W
配 水 ポ ン プ 室	1,240 W
倉 庫	240 W
発 電 気 室	4,280 W
宿 舎	17,600 W
事 務 所	5,900 W
屋 外 灯	120 W

43,480 W

$$43,480 \text{ W} \times 1.25 \times 10^{-3} \div 54 \text{ A}$$

3) 総負荷容量

$$370 \text{ A} + 54 \text{ A} = 424 \text{ A}$$

b) 起動容量

1) ケーブルインピーダンス

I) 自家発連絡ケーブル 600^{B} 35 m $R=0.0518\Omega/\text{km}$ $x=0.0712\Omega/\text{km}$

$$P_{u x} = \frac{0.0712 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{35}{1000} = 0.0172$$

$$P_{u R} = \frac{0.0518 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{35}{1000} = 0.0125$$

II) F-3. 250^{B} 200 m $R=0.0937\Omega/\text{km}$ $x=0.0728\Omega/\text{km}$

$$P_{u x} = \frac{0.0728 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{200}{1000} = 0.1008$$

$$P_{u R} = \frac{0.0937 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{200}{1000} = 0.1297$$

III) 55kW (105A) 50[□] 10m R=0.468Ω/km
 $x=0.0774\Omega/km$

$$P_{ux} = \frac{0.0774 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.0053$$

$$P_{uR} = \frac{0.468 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.0324$$

IV) 100kW (190A) 150[□] 10m R=0.15Ω/km
 $x=0.0733\Omega/km$

$$P_{ux} = \frac{0.0733 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.005$$

$$P_{uR} = \frac{0.15 \times 1000}{(0.38)^2 \times 10^3} \times \frac{10}{1000} = 0.0103$$

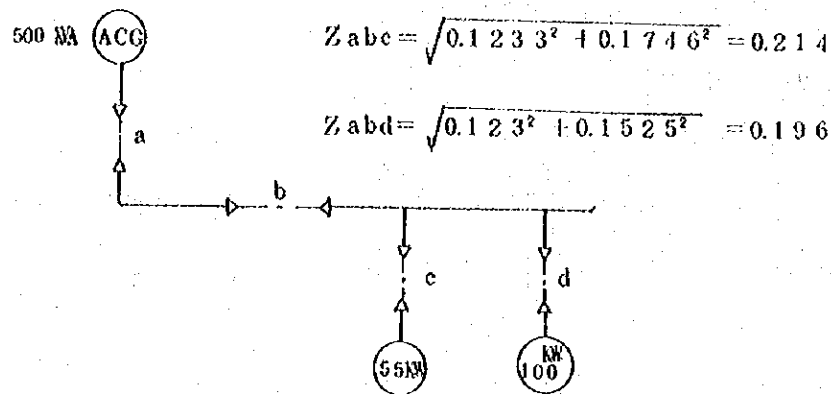


Fig 1

2) 100kW起動時の発電機容量

$$Z_L = \frac{1000 \times 100}{125 \times 2} = 400 \quad (\text{起動率: } 200\%)$$

$$\text{発電機容量} = \frac{0.8 \times 25 \times 1000}{0.2 \times 400 + 0.8 \times 0.196} = \frac{0.8 \times 25 \times 1000}{79.84} = 250 \text{VA}$$

(但し発電機 25%)

3) 基底負荷のある場合 (配水ポンプ 5.5 KW 1台と水処理機械, 照明負荷)

$$P_1 = 250 \text{ W}$$

$$P_2 = 2461.54 = 299 \text{ W}$$

$$W_1 = 250 \times 0.2 = 50 \text{ W}$$

$$W_2 = 236 \text{ W}$$

$$Q_1 = 250 \times \sqrt{1-0.2^2} = 245 \text{ Kvar}$$

$$Q_2 = 177 \text{ Kvar}$$

$$P = \sqrt{(245+177)^2 + (50+236)^2}$$

$$\approx 500 \text{ W}$$

e) バッテリー容量

1) バッテリー種類 アルカリボックスト式 急放電形

2) 停電時間 30分

3) 周囲温度 5℃

4) 負荷内訳

I) 常時負荷

信号ランプ 約10個

$$1 \text{ 個 } \approx 0.1 \text{ A} \quad 10 \times 0.1 = 1 \text{ A}$$

II) 短時間負荷

しゃ断器操作電流 約100A

5) バッテリー容量

$$C = \frac{1}{0.8} (1 \times 1 \text{ A} + 0.3 \times 100 \text{ A})$$

$$= 38.8 \text{ AH} / 5 \text{ H} \quad \rightarrow \quad 40 \text{ AH} / 5 \text{ H}$$

6) 充電器出力

常時負荷電流 1A

$$1 \text{ A} + 40 / 5 = 9 \text{ A} \quad \rightarrow \quad 10 \text{ A}$$

4-2-2 水理計算

4-2-2-1 取水口

$$V = \frac{23+1/n+0.00155/l}{1+(23+0.00155/l)\frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{Rl} \quad \dots\dots\dots(1)$$

但し $l = 0.1^{\circ}/\text{‰}$ $n = 0.013$

(1)式を簡略化する

$$V = \frac{NR}{\sqrt{R+D}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

但し $N = (23+1/n + \frac{0.00155}{l})\sqrt{l}$

$$D = (23 + \frac{0.00155}{l})n$$

$$N = (23+1/0.013 + \frac{0.00155}{0.1})\sqrt{0.1} = 1.1542$$

$$D = (23 + \frac{0.00155}{0.1})0.013 = 0.5005$$

$$V = \frac{N \cdot R}{\sqrt{R+D}} = \frac{1.1542 \times 0.292}{\sqrt{0.292+0.5005}} = \frac{0.3375}{1.0405} = 0.324 \text{ m/sec}$$

$$Q = B \cdot h \cdot V = (2.15 \times 0.4 \times 0.324) \times 2 = 0.557 \text{ m}^3/\text{sec} > 0.35 \text{ m}^3/\text{sec}$$

流入口の中

流入量 $Q = 0.7 \text{ m}^3/\text{sec}$

$= Q/2 = 0.35 \text{ m}^3/\text{sec} / 1 \text{ 池}$

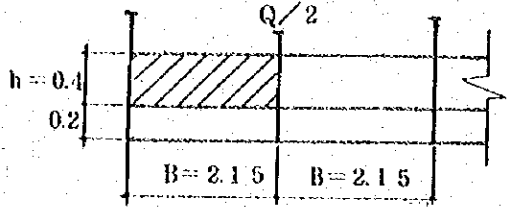
流入流速 $v = 0.3 \text{ m/sec}$ と仮定する

流入水深 $h = 0.2 \text{ m}$ と仮定する

流入面積 $A = \frac{Q}{v} = \frac{0.35}{0.3} = 1.167 \text{ m}^2$

流入巾 $B = \frac{A}{h} = \frac{1.167}{0.2} = 5.84 \approx 6.0 \text{ m}$ (1池当り)

流入口平均流速



$$Q = 60,500 \text{ m}^3/\text{day} = 0.7 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q/2 = 30,250 \text{ m}^3/\text{day} = 0.35 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{池}$$

開水路巾 $B = 2.15 \times 2$ 門 (1池当り)

水深 $h = 0.4 \text{ m}$ と仮定

$$A = 2.15 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 2 \text{ 門} = 1.72 \text{ m}^2 \dots\dots\dots 1 \text{ 池当り}$$

$$P = (0.4 + 2.15 + 0.4) \times 2 = 5.9 \text{ m}$$

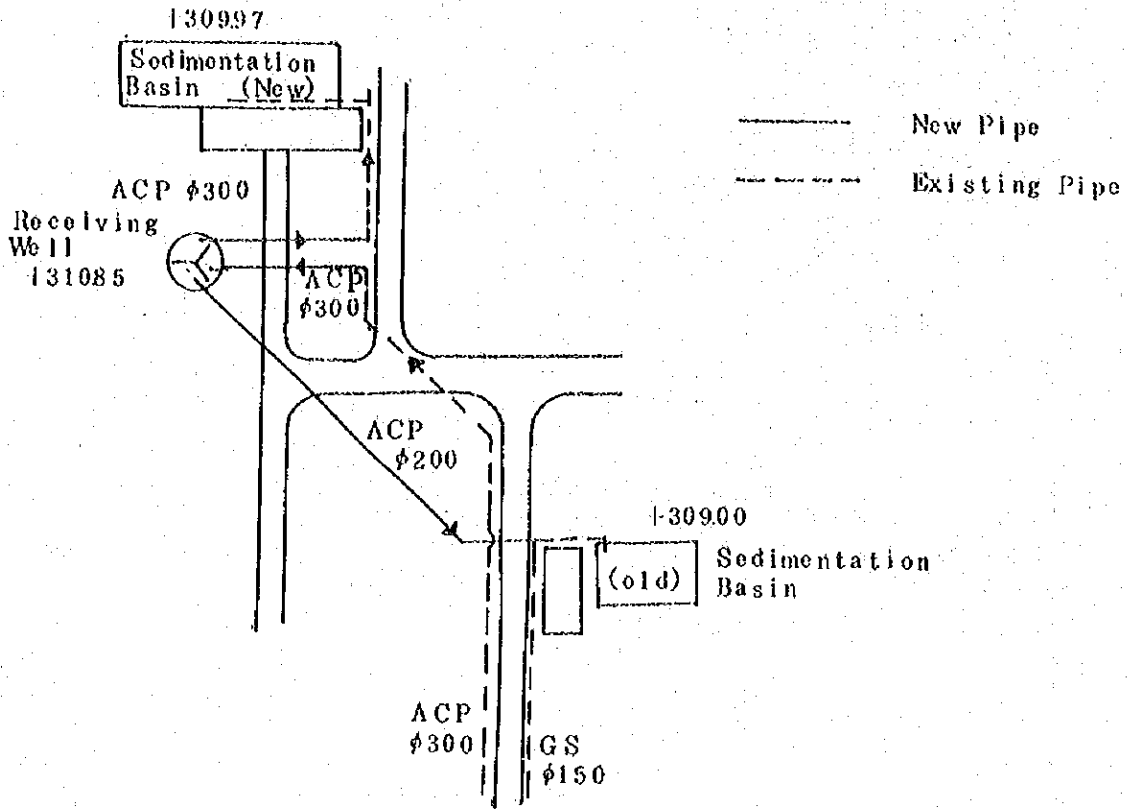
$$R = A/P = 1.72 / 5.9 = 0.292$$

4-2-2-2 導水管

($C = 100$)

	For Existing Plant	For Proposed Plant		
		1st stage	2nd stage	3rd stage
Q (m ³ /D)	7,700	17,600	35,200	52,800
L (m)	4,190	3,110		
D (mm)	300	400	520 ($\frac{400}{400}$)	607 ($\frac{400}{400}$)
I (%)	8.4	9.6	9.6	9.6
V (m/sec)	1.25	1.6	1.6	1.6
H _f (m)	35.2	29.9	29.9	29.9
Receiving Well Water Level	+311.2	+311.5		
Intake P.W. W. L.		+300.5		
Actual head (m)	10.7	11.0	11.0	11.0
Pump Loss	2.1	2.1	2.1	2.1
Total head (m)	48.0	43.0	43.0	43.0

4-2-2-3 浄水場内連絡管 (Chiang Mai W.T. Plant No1)



a) Receiving Well

1) For New Sedimentation Basin

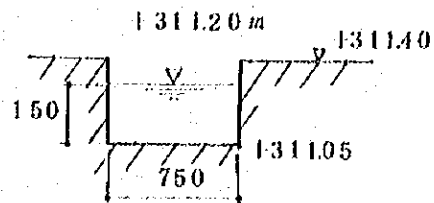
$$Q = 250 \text{ m}^3/\text{hr} = 4.17 \text{ m}^3/\text{min}$$

長方形せき

$$Q = 1.838 (B - 0.2H) H^{\frac{3}{2}} \text{ より}$$

$$\text{せき幅: } B = 750 \text{ mm}$$

$$\text{越流水深: } H = 150 \text{ mm}$$



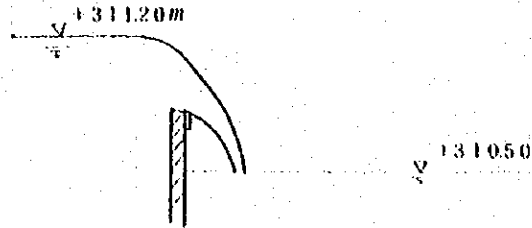
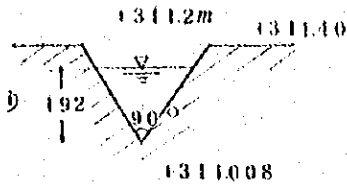
2) For Old Sedimentation Basin

$$Q = 80 \text{ m}^3/\text{hr} = 1.34 \text{ m}^3/\text{min}$$

角型池

$$Q = 6.0 \left(1.3341 \frac{0.0205}{\sqrt{H}} \right) \Pi^2 \times 1.0$$

越流水深: $H = 192 \text{ mm}$



b) Receiving Well ~ New Sedimentation Basin

$$Q = 250 \text{ m}^3/\text{hr} = 4.17 \text{ m}^3/\text{min} = 69.5 \text{ l}/\text{sec}$$

1) Friction loss (by Hazen William's Formulae)

$$\mathcal{L} = 40 \text{ m} \quad D = 300 \text{ mm} \quad C = 100 \quad i = 5.5\% \quad (V = 1.0 \text{ m}/\text{sec})$$

$$h_f = \frac{5.5}{1000} \times 40 = 0.22 \text{ m}$$

2) Bend loss

4ヶ所

$$h_b = 1.0 \times \frac{1.0^2}{2g} \times 4 = 0.20 \text{ m}$$

3) 流入による損失水頭

$$h_e = 0.2 \times \frac{1.0^2}{2g} = 0.01 \text{ m}$$

4) 流出による損失水頭

$$h_o = 1.0 \times \frac{1.0^2}{2g} = 0.05 \text{ m}$$

Sum of loss

$$\Sigma h = 0.22 + 0.20 + 0.01 + 0.05 = 0.48 m$$

Water Level of New Sedimentation Basin

$$H = (\text{Level of Receiving Well}) - (\text{Pipe loss})$$

$$= 310.85 - 0.48$$

$$= 310.37 m > 309.97 m$$

c) Receiving Well ~ Old Sedimentation Basin

$$Q = 80 m^3/hr = 1.34 m^3/min = 2.23 \ell/sec$$

1) Friction loss (by Hazen William's Formulae)

$$L_1 = 130 m \quad D_1 = 200 mm \quad C = 100 \quad I_1 = 4.6\% \quad V_1 = 0.70 m/sec$$

$$L_2 = 20 m \quad D_2 = 150 mm \quad C = 100 \quad I_2 = 1.9\% \quad V_2 = 1.26 m/sec$$

$$h_f = \frac{4.6}{1000} \times 130 + \frac{1.9}{1000} \times 20 = 0.98 m$$

2) 流入による損失水頭

$$h_e = 0.2 \times \frac{0.7^2}{2g} = 0.05 m$$

3) 急縮による損失水頭

$$h_{sc} = 0.25 \times \frac{1.26^2}{2 \times 9.8} = 0.02 m$$

4) 曲りによる損失水頭

$$h_b = 3 \times \frac{1.26^2}{19.6} = 0.24 m$$

5) 流出による損失水頭

$$h_o = 1.0 \times \frac{1.26^2}{2g} = 0.08 m$$

Sum of loss

$$\Sigma h = 0.98 + 0.05 + 0.02 + 0.24 + 0.08 = 1.37 m$$

Water Level of Old Sedimentation Basin

$$H = 310.50 - 1.37 = 309.13 > 309.00$$

4-2-2-4 浄水場内連絡管 (Paton Water Treatment Plant)

a) Receiving Well

流 量 ; $Q = 16,000 \text{ m}^3/\text{d} = 11.1 \text{ m}^3/\text{min} = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$

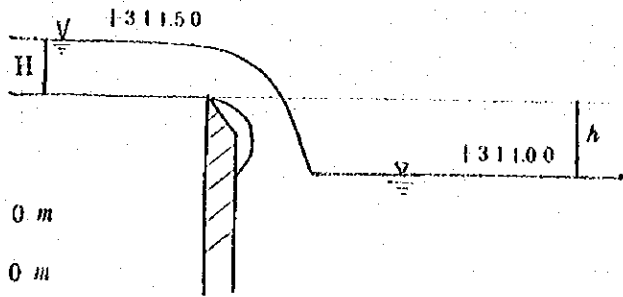
形 状 ; 長方形せき

幅 ; $B = 2,000 \text{ mm}$

越流水深 ; $Q = 1.838 B \cdot H^{3/2} \text{ より}$

$H = 150 \text{ mm}$

落 差 ; $h = 350 \text{ mm}$ とする。



着水位 ; $+311.50 \text{ m}$

着水位 ; $+311.00 \text{ m}$

流出渠水位 ; $+311.00 \text{ m}$

b) 着水井～急速攪拌池間の損失水頭

$Q = 16,000 \text{ m}^3/\text{d} = 11.1 \text{ m}^3/\text{min} = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$

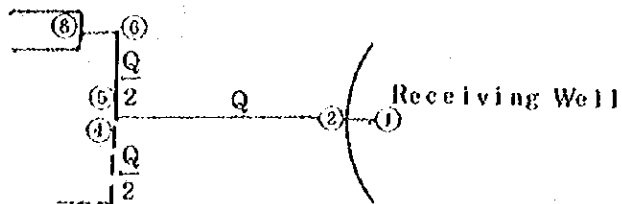
① 流入による損失水頭

管 径 ; $D = 500 \text{ mm}$

流 速 ; $V = Q/A = \frac{0.185}{\frac{3.14}{4} \times 0.5^2} = 0.94 \text{ m/sec}$

損失水頭 ; $h_f = 0.2 \times \frac{0.94^2}{2 \times 9.8} = 0.01 \text{ m}$

Flush Mixing Basin



② 曲がりによる損失水頭

管 径 : $D = 500 \text{ mm}$

流 速 : $V = 1.02 \text{ m/sec}$

$$\begin{aligned} \text{損失水頭} : h_2 &= f_{b_1} \times f_{b_2} \times \frac{V^2}{2g} = 0.2 \times 1.0 \times \frac{0.94^2}{19.6} \\ &= 0.01 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 摩擦による損失水頭

管 径 : $D = 500 \text{ mm}$

粗度係数 : $n = 0.013$

距 離 : $\ell = 1444.2 \text{ m}$

流 速 : $V = 0.94 \text{ m/sec}$

$$\begin{aligned} \text{損失水頭} : h_3 &= f \cdot \frac{\ell}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.0265 \times \frac{1444}{0.5} \times \frac{0.94^2}{19.6} \\ &= 0.03 \end{aligned}$$

$$f = \frac{124.5 n^2}{D^{\frac{1}{3}}} = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.5^{\frac{1}{3}}} = 0.0265$$

④ 屈折による損失水頭

管 径 : $D = 500 \text{ mm}$

流 速 : $V = 1.02 \text{ m/sec}$

$$\begin{aligned} \text{損失水頭} : h_4 &= f_{b_0} \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.99 \times \frac{0.94^2}{19.6} \\ &= 0.04 \text{ m} \end{aligned}$$

⑤ 漸縮による損失水頭

漸縮前の管径 : $D_1 = 500 \text{ mm}$

漸縮後の管径 : $D_2 = 400 \text{ mm}$

$$\text{面 積 比} : A_2 / A_1 = \frac{D_2^2}{D_1^2} = 0.64$$

流 速 : $V = 0.94 \text{ m/sec}$

$$\begin{aligned} \text{損失水頭} : h_s &= f_{gc} \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.02 \times \frac{0.94^2}{19.6} \\ &= 0.000m \end{aligned}$$

(6) 曲がりによる損失水頭

$$\text{管 径} : D = 400 \text{ mm}$$

$$\text{流 速} : V = (Q/2)/A = \frac{0.0926}{\frac{3.14}{4} \times 0.4^2} = 0.74 \text{ m/sec}$$

$$\begin{aligned} \text{損失水頭} : h_0 &= f_{b_1} \times f_{b_2} \times \frac{V^2}{2g} = 0.18 \times 1.0 \times \frac{0.74^2}{19.6} \\ &= 0.001m \end{aligned}$$

(7) 摩擦による損失水頭

$$\text{管 径} : D = 400 \text{ mm}$$

$$\text{粗度係数} : n = 0.013$$

$$\text{距 離} : \ell = 8.50 \text{ m}$$

$$\text{流 速} : V = 0.80 \text{ m/sec}$$

$$\begin{aligned} \text{損失水頭} : h_f &= f \cdot \frac{\ell}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \times 2 \text{ヶ所} = 0.0285 \times \frac{8.50}{0.40} \\ &\quad \times \frac{0.74^2}{19.6} \times 2 = 0.03 \end{aligned}$$

$$f = \frac{124.5 n^2}{D^3} = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.4^3} = 0.0285$$

(8) 流出による損失水頭

$$\text{管 径} : D = 400 \text{ mm}$$

$$\text{流 速} : V = 0.80 \text{ m/sec}$$

$$\begin{aligned} \text{損失水頭} : f_{so} &= f_{sc} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1.0 \times \frac{0.74^2}{19.6} \\ &= 0.003m \end{aligned}$$

したがって着水井～急速攪拌池連絡管の総損失水頭は0.14mの余裕をみて

$$0.01 + 0.01 + 0.03 + 0.04 + 0.00 + 0.01 + 0.03 + 0.03 + 0.14 = 0.30 \text{ m}$$

急速攪拌池の水位は $\pm 310.70 \text{ m}$

c) 急速攪拌池・フロック形成池・沈でん池の損失水頭

処理水量 : $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{d} = 5.556 \text{ m}^3/\text{min} = 0.0925 \text{ m}^3/\text{sec}$

急速攪拌方式はフラッシュ・ミキサーを用いる。

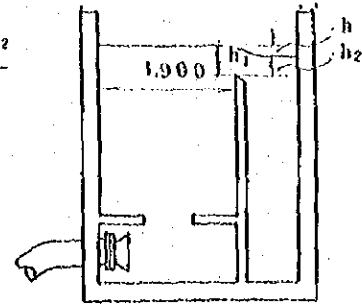
㉑ 上向きオリフィスの損失水頭

面積 : $A = \phi 700 = \frac{3.14}{4} \times 0.7^2 = 0.385 \text{ m}^2$

流速 : $V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0926}{0.385} = 0.240 \text{ m/sec}$

断面積比 : $0.385 / 1.9 \times 1.9 = 0.11$

損失水頭 : $h_0 = f_{oc} \times \frac{V^2}{2g} = 3.6 \times \frac{0.24^2}{19.6} = 0.01 \text{ m}$



㉒ もぐりせきの損失水頭

せき幅 : $B = 1.90 \text{ m}$

流量 : $Q = 0.0925 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu_1 B h_1^{\frac{3}{2}} \left\{ \frac{3}{2} \frac{\mu_2}{\mu_1} + \left(1 - \frac{3}{2} \frac{\mu_2}{\mu_1}\right) \left(1 - \frac{h_2}{h_1}\right) \right\} \left(1 - \frac{h_2}{h_1}\right)^{0.28}$$

$$0.10 = \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.8} \times 0.66 \times 1.90 \times h_1^{\frac{3}{2}} \left\{ \frac{3}{2} \times \frac{0.586}{0.660} \right.$$

$$\left. + \left(1 - \frac{3}{2} \times \frac{0.586}{0.660}\right) \left(1 - \frac{h_2}{h_1}\right) \right\} \left(1 - \frac{h_2}{h_1}\right)^{0.28}$$

$$h_1 = 0.04 \text{ m}, \quad h_2 = 0.02 \text{ m}$$

㉓ フロック形成池流入口の損失水頭

流量 : $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{d} = 2.8 \text{ m}^3/\text{min} = 0.05 \text{ m}^3/\text{sec}$

断面積 : $A = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$

流速 : $V = Q / A = 0.05 / 0.16 = 0.31 \text{ m/sec}$

損失水頭 : $h_{11} = 1.0 \times \frac{V^2}{2g} = 1.0 \times \frac{0.31^2}{19.6}$
 $= 0.00 \text{ m}$

② ノック形成池からの流出口の損失水頭

①と同じ

損失水頭 : $h_{12} = 0.00 \text{ m}$

③ 90° 屈曲による損失水頭

断面積 : $A = 2.4 \times 0.8 = 1.92 \text{ m}^2$

流速 : $V = Q / A = 0.05 / 1.92 = 0.026 \text{ m/sec}$

損失水頭 : $h_{13} = 1.60 \times \frac{V^2}{2g} = 0.99 \times \frac{0.026^2}{2 \times 9.8}$
 $= 0.00 \text{ m}$

④ 整流孔による損失水頭

整流孔の断面積 : $A = \frac{3.14}{4} \times 0.15^2 \times (17 \times 7) = 2.10 \text{ m}^2$

流量 : $Q = 0.0926 \text{ m}^3/\text{sec}$

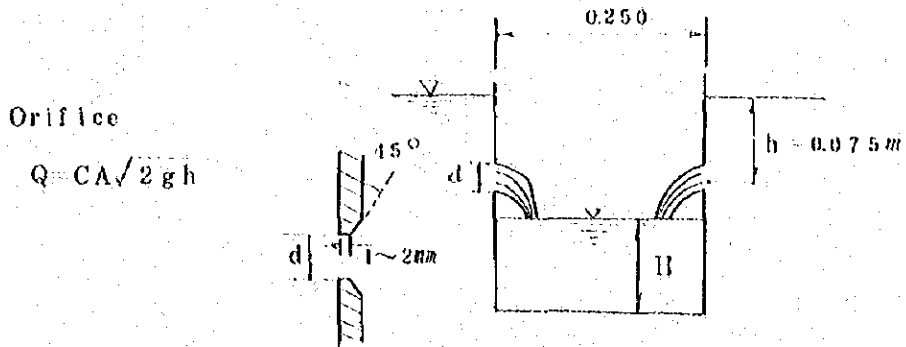
整流孔通過流速 : $V = 0.0926 / 2.10 = 0.044 \text{ m/sec}$

損失水頭 : $h_{14} = \frac{1}{0.6^2} \times \frac{0.044^2}{2g}$
 $= 0.00 \text{ m}$

$\Sigma h = 0.01 + 0.04 + 0.02 = 0.07$

したがって、沈んでん池の水位は余裕を含めて 1310.50 m である。

⑤ Calculation of Trough



Here, $C = 0.592 + 0.000677 \left(\frac{1}{d\sqrt{h}} \right)^{0.7636}$

(Mawson's formular)

8000 m³/day の水量を 6 連の Trough で集水すると 1 連当り

$$Q = 8000 \div 6 = 1333 \text{ m}^3/\text{day} \text{ per one Trough} = 0.0154 \text{ m}^3/\text{sec}$$

まず $d = 26 \text{ mm}$ と仮定する

$$C = 0.592 + 0.000677 \left(\frac{1}{0.026\sqrt{0.075}} \right)^{0.7636}$$

ここで

$$X = \left(\frac{1}{0.026\sqrt{0.075}} \right)^{0.7636} = 140^{0.7636} \text{ とすると}$$

$$\log X = 0.7636 \log 140$$

$$= 2.1461 \times 0.7636 = 1.639$$

$$X = 43.55 \text{ この値を } C \text{ に代入}$$

$$C = 0.592 + 0.000677 \times 43.55 = 0.621$$

$$Q = 0.621 \cdot A \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.075} = 0.0154$$

$$A = \frac{0.0154}{0.621 \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.075}} = \frac{0.0154}{0.75} = 0.02226$$

$\phi 26 \text{ mm}$ 42 hole とすると

$$A = \frac{\pi \times 0.026^2}{4} \times 42 = 0.022 > 0.021$$

次に Trough の水深を求める

トランプ上流端の水深 $h_0 >$ トランプ下流端の水深 h_c

ここで h_c は Critical Depth となる。

よって Critical Depth h_c を求める

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} \quad \alpha = 1.1 \quad g = 9.80 \text{ m/sec}^2 \text{ とする}$$

$$b = 0.25$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1.1 \times 0.0154}{9.8 \times 0.25^2}}$$

$$= \sqrt[3]{0.000425} = 0.076$$

$$v_c = \sqrt[3]{\frac{g Q}{\alpha b}} \quad \alpha = 1.1 \quad g = 9.80 \text{ m/sec}^2$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

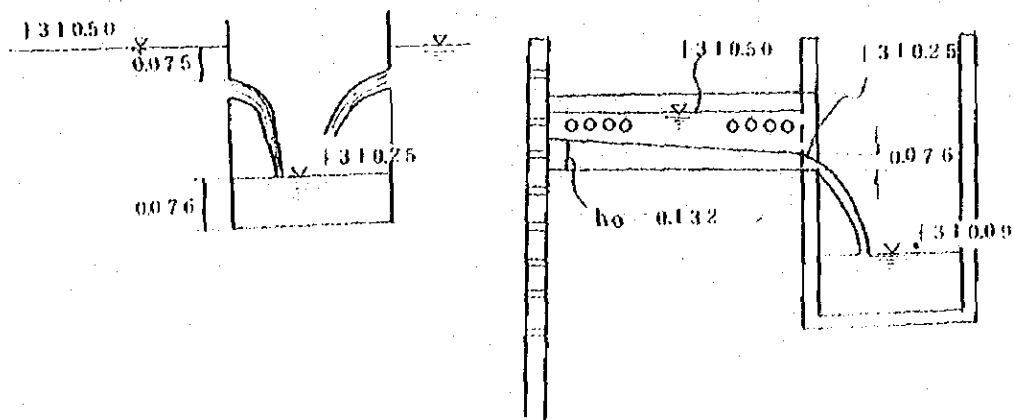
$$= \sqrt[3]{\frac{9.8 \times 0.0154}{1.1 \times 0.25}} = 0.818 \text{ m/sec}$$

$$h_0 = \sqrt[2]{h_c^2 \left(h_c - \frac{h_1}{3} \right)^2 - \frac{2}{3} h_1} \quad (\text{Thomas \& Camp's formula})$$

$$h_0 = \sqrt[3]{3 h_c^2} \quad \because h_1 = 0$$

$$= \sqrt[3]{3 \times 0.076^2} = 0.132$$

よってトランプ上流端での値 $h_0 = 0.132 \text{ m}$ を得る。



d) 沈殿池～急速ろ過池連絡管

06 流入による損失水頭

流量 : $Q = 16,000 \text{ m}^3/\text{d} = 11.11 \text{ m}^3/\text{min} = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$

管径 : $D = 500 \text{ mm}$

流速 : $V = \frac{0.185}{\frac{3.14}{4} \times 0.5^2} = 0.94 \text{ m/sec}$

損失水頭 : $h_{10} = f_c \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.2 \times \frac{0.94^2}{19.6} = 0.01 \text{ m}$

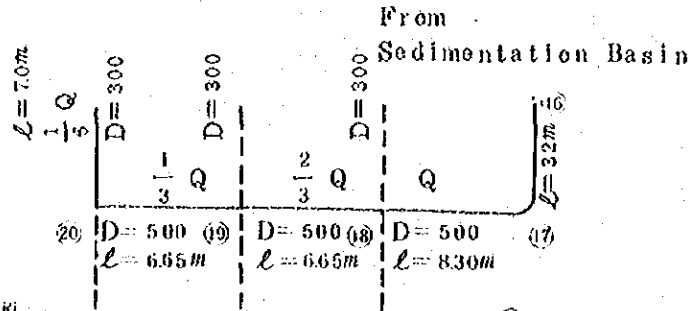
07 曲りによる損失水頭

流量 : $Q = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$

管径 : $D = 500 \text{ mm}$

流速 : $V = 0.94 \text{ m/sec}$

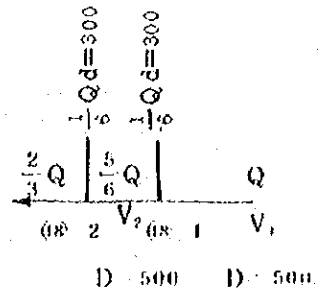
損失水頭 : $h_{17} = f_{b1} \times f_{b2} \times \frac{V^2}{2g} = 0.15 \times 1.00 \times \frac{0.94^2}{19.6} = 0.01 \text{ m}$



08 分岐による損失水頭

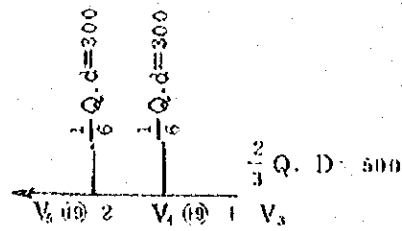
十字分岐を2個のT字分岐とみなす。

流量 : $Q = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$
 管径 : $D = 500 \text{ mm}$
 流速 : $V_1 = 0.94 \text{ m/sec}$
 損失水頭 : $h_{18-1} = f_T \times \frac{V_1^2}{2g} = 0.00 \times \frac{1.0^2}{19.6} = 0.00 \text{ m}$



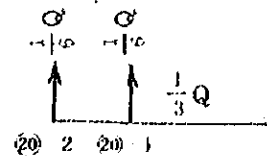
$$\left. \begin{aligned} \text{流 量} &: \frac{5}{6} Q = 0.154 \text{ m}^3/\text{sec} \\ \text{管 径} &: D = 500 \text{ mm} \\ \text{流 速} &: V_2 = 0.79 \text{ m/sec} \\ \text{損失水頭} &: h_{f_{1-2}} = f r \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 0.00 \times \frac{0.79^2}{19.6} \\ &= 0.000 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{流 量} &: \frac{2}{3} Q = 0.123 \text{ m}^3/\text{sec} \\ \text{管 径} &: D = 500 \text{ mm} \\ \text{流 速} &: V_3 = 0.628 \text{ m/sec} \\ \text{損失水頭} &: h_{f_{2-1}} = f r \cdot \frac{V_3^2}{2g} = 0.00 \times \frac{0.628^2}{19.6} \\ &= 0.000 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$



$$\left. \begin{aligned} \text{流 量} &: \frac{1}{2} Q = 0.093 \text{ m}^3/\text{sec} \\ \text{管 径} &: D = 500 \text{ mm} \\ \text{流 速} &: V_4 = 0.47 \text{ m/sec} \\ \text{損失水頭} &: h_{f_{1-2}} = f r \cdot \frac{V_4^2}{2g} = 0.01 \times \frac{0.47^2}{19.6} \\ &= 0.000 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{流 量} &: \frac{1}{3} Q = 0.061 \text{ m}^3/\text{sec} \\ \text{管 径} &: D = 500 \text{ mm} \\ \text{流 速} &: V_5 = 0.31 \text{ m/sec} \\ \text{損失水頭} &: h_{2-1} = f r \cdot \frac{V_5^2}{2g} = 0.05 \times \frac{0.31^2}{19.6} \\ &= 0.000 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$



最後の T 字分岐は 90° 屈折による損失とみなす。

流 量 : $\frac{1}{6} Q = 0.031 \text{ m}^3/\text{sec}$

管 径 : $D = 300 \text{ mm}$

流 速 : $V = 0.031 / 0.071 = 0.437 \text{ m/sec}$

損失水頭 : $h_{20.2} = f_{bc} \times \frac{V^2}{2g} = 0.99 \times \frac{0.437^2}{19.6}$

$= 0.01 \text{ m}$

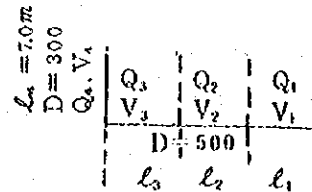
④ 摩擦による損失水頭

流量と流速 : $\begin{cases} Q_1 = Q = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec} \\ V_1 = Q_1 / A = 0.94 \text{ m/sec} \end{cases}$

$\begin{cases} Q_2 = \frac{2}{3} Q = 0.123 \text{ m}^3/\text{sec} \\ V_2 = Q_2 / A = 0.628 \text{ m/sec} \end{cases}$

$\begin{cases} Q_3 = \frac{1}{3} Q = 0.061 \text{ m}^3/\text{sec} \\ V_3 = Q_3 / A = 0.311 \text{ m/sec} \end{cases}$

$\begin{cases} Q_4 = \frac{1}{6} Q = 0.031 \text{ m}^3/\text{sec} \\ V_4 = Q_4 / A = 0.156 \text{ m/sec} \end{cases}$



相度係数 : $\epsilon = 0.013$

$f_1 = \frac{124.5 \times \epsilon^2}{D \frac{1}{3}} = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.5 \frac{1}{3}} = 0.026 \quad (D = 500 \text{ mm})$

$f_2 = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.3 \frac{1}{3}} = 0.031 \quad (D = 300 \text{ mm})$

損失水頭 : $h_{fs} = \sum_{i=1}^n f_i \cdot \frac{L_i}{D_i} \cdot \frac{V_i^2}{2g}$

$= \frac{f_1}{0.5 \times 19.6} \times (11.50 \times 0.94^2 + 6.65 \times 0.628^2$

$+ 6.65 \times 0.311^2) + f_2 \times \frac{7.0}{0.3} \times \frac{0.156^2}{19.6}$

$= 1.78$

$$= 0.04$$

㉔ 流失による損失水頭

$$\text{流 量} : \frac{1}{6} Q = 0.031 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{流 速} : V = Q/A = 0.031/0.071 = 0.437 \text{ m/sec}$$

$$\text{損失水頭} : h_{20} = f_{sc} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1.0 \times \frac{0.437^2}{19.6}$$

$$= 0.01 \text{ m}$$

沈んで池 ~ 急速ろ過池間の損失水頭は

$$0.01 + 0.01 + 0.01 + 0.04 + 0.01 = 0.09$$

したがって、ろ過池の水位は +310.00 m である。

e) Rapid Sand Filter

㉔ ろ過池内の許容損失水頭を 3.75 m とする。

f) ろ過池 ~ 配水池連絡管

㉔ 流入による損失水頭

$$\text{流 量} : Q = 8,000 \times 1.0 = 8,000 \text{ m}^3/\text{d} = 5.56 \text{ m}^3/\text{min} = 0.0926 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{管 径} : D = 400 \text{ mm}$$

$$\text{流 速} : V = Q/A = 0.0926/0.126 = 0.735 \text{ m/sec}$$

$$\text{損失水頭} : h_{22} = f_e \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.2 \times \frac{0.735^2}{19.6}$$

$$= 0.01 \text{ m}$$

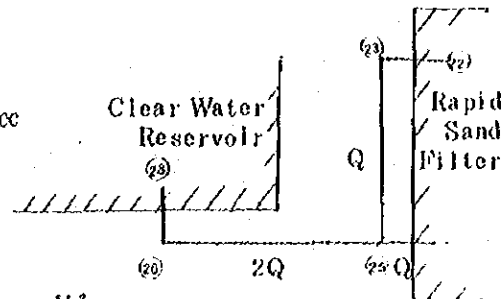
㉔ 曲りによる損失水頭

$$\text{流 量} : Q = 0.0926 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{管 径} : D = 400 \text{ mm}$$

$$\text{流 速} : V = 0.733 \text{ m/sec}$$

$$\text{損失水頭} : h_{23} = f_{b1} \times f_{b2} \times \frac{V^2}{2g}$$



$$= 0.15 \times 1.0 \times \frac{0.733^2}{19.6}$$

$$= 0.004 \text{ m}$$

② 摩擦による損失水頭

流量： $Q = 0.0926 \text{ m}^3/\text{sec}$

管径： $D = 400 \text{ mm}$

流速： $V = 0.733 \text{ m}/\text{sec}$

距離： $L = 18.44 \text{ m}$

粗度係数： $n = 0.013$

摩擦損失水頭： $h_{21} = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.03 \times \frac{18.44}{0.4} \times \frac{0.733^2}{19.6} = 0.04$

$$f = \frac{12.45 n^2}{D^{\frac{1}{3}}} = \frac{12.45 \times 0.013^2}{0.4^{\frac{1}{3}}} = 0.03$$

③ 合流による損失水頭

本管と支管の断面積比： $\varphi = \frac{A_\beta}{A_\alpha} = \frac{0.4^2}{0.4^2} = 1.0$

流量比： $q_\beta = \frac{Q_\beta}{Q_\alpha} = 1.0$

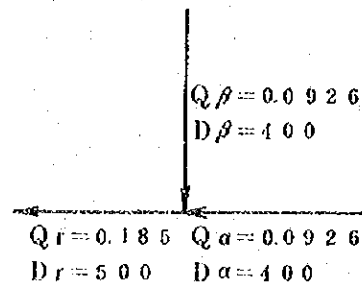
合流後の流速： $V_r = \frac{Q_r}{A_r} = \frac{0.185}{\frac{3.14}{4} \times 0.5^2}$

$$= 0.943 \text{ m}/\text{sec}$$

損失水頭：Gardelの式より

$$h_{25} = 0.9 \times \frac{V_r^2}{2g} = 0.9 \times \frac{0.943^2}{19.6}$$

$$= 0.041 \text{ m}$$



④ 曲がりによる損失水頭

流量： $Q = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$

管径： $D = 500 \text{ mm}$

流 速： $V = 0.943 \text{ m/sec}$

損失水頭： $h_{20} = f b_1 \times f b_2 \times \frac{V^2}{2g} = 0.15 \times 1.0 \times \frac{0.943^2}{19.6}$
 $= 0.007 \text{ m}$

(3) 摩擦による損失水頭

流 量： $Q = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$

管 径： $D = 500 \text{ mm}$

流 速： $V = 0.943 \text{ m/sec}$

距 離： $L = 26.1 \text{ m}$

粗度係数： $n = 0.013$

摩 擦 損失水頭： $h_{21} = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.03 \times \frac{26.1}{0.5} \times \frac{0.943^2}{19.6} = 0.07 \text{ m}$

$$f = \frac{124.5 n^2}{D^{\frac{1}{3}}} = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.5^{\frac{1}{3}}} = 0.03$$

(3) 流出による損失水頭

流 量： $Q = 0.185 \text{ m}^3/\text{sec}$

管 径： $D = 500 \text{ mm}$

流 速： $V = 0.943 \text{ m/sec}$

損失水頭： $h_{22} = f_{so} \cdot \frac{V^2}{2g} = 1.0 \times \frac{0.943^2}{19.6}$

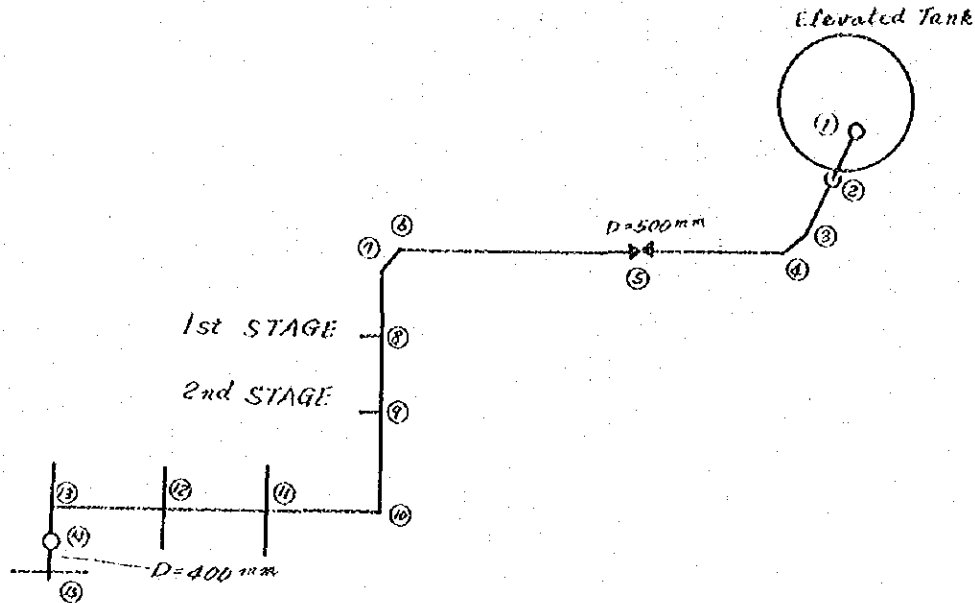
$= 0.045 \text{ m}$

$\Sigma h = 0.01 + 0.004 + 0.03 + 0.041 + 0.007 + 0.03 + 0.045 = 0.167 \text{ m}$

余裕を見込み 0.25 m とする。

したがって、配水池の H.W.L. は $+306.00 \text{ m}$ である。

g) Elevated Tank ~ろ過池 (逆洗用水)



RAPID SAND FILTER

$$Q = 3.2 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min} = 1.6 \text{ m}^3/\text{min} = 0.267 \text{ m}^3/\text{sec}$$

流入による損失 (1ヶ所: ①)

管 径: $D = 500 \text{ mm}$ $A = 0.196 \text{ m}^2$

流 速: $V = \frac{0.267}{\frac{3.14}{4} \times 0.5^2} = 1.36 \text{ m/sec}$

損失水頭: $h_1 = f_c \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.2 \times \frac{1.36^2}{2 \times 9.8} = 0.02 \text{ m}$

90° 曲り損失 (3ヶ所: ①, ② × 2)

管 径: $D = 500 \text{ mm}$ $A = 0.196 \text{ m}^2$

流 速: $V = 1.36 \text{ m/sec}$

損失水頭: $H_B = f_{B1} \times (f_2 \times \frac{V^2}{2g}) \times 3 \text{ヶ所} = 0.15 \times 1.0 \times \frac{1.36^2}{2 \times 9.8} \times 3 = 0.04 \text{ m}$

22° 彎曲りによる損失 (1ヶ所: ③)

管 径: $D = 500 \text{ mm}$ $A = 0.196 \text{ m}^2$ $\frac{P}{D} = \frac{2.2}{0.5} = 4.4$

流速： $V=1.36\text{ m/sec}$

損失水頭： $H_B=0.075 \times 0.4 \times \frac{1.36^2}{2 \times 9.8} = 0.003\text{ m}$

45° 曲りによる損失 (3ヶ所：④, ⑥, ⑦)

管 径： $D=500\text{ mm}$ $A=0.196\text{ m}^2$ $\frac{P}{D} = \frac{1.10}{0.5} = 2.2$

流速： $V=1.36\text{ m/sec}$

損失水頭： $H_B=0.15 \times 0.68 \times \frac{1.36^2}{2 \times 9.8} \times 3 = 0.03$

90° 屈折による損失 (3ヶ所：⑧, ⑨, ⑩)

管 径： $D=500\text{ mm}$ $A=0.196\text{ m}^2$

流速： $V=1.36\text{ m/sec}$

損失水頭： $H_B=0.99 \times \frac{1.36^2}{2 \times 9.8} \times 3 = 0.28\text{ m}$

90° 屈折による損失 (1ヶ所：⑪)

管 径： $D=400\text{ mm}$ $A=0.126\text{ m}^2$

流速： $V = \frac{0.267}{0.126} = 2.12\text{ m/sec}$

損失水頭： $H_B=0.99 \times \frac{2.12^2}{2 \times 9.8} = 0.23\text{ m}$

摩擦による損失水頭 ($D=500\text{ mm}$)

管 径： $D=500\text{ mm}$ $A=0.196\text{ m}^2$

流速： $V=1.36\text{ m/sec}$

粗度係数： $n=0.013$

$$f = \frac{124.5 \times n^2}{D \cdot \frac{1}{3}} = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.5 \cdot \frac{1}{3}} = 0.026$$

損失水頭：

$$H_f = \frac{f}{D \cdot 2.9} \cdot L$$

$$= \frac{0.026}{0.5 \times 19.6} (7.446 + 1.704 + 7.473 + 3.7955 + 1.22 +$$

$$+ 0.8 + 1.5 \times 2 + 2.5 + 2.04 + 3.2 + 2.3 + 0.96) = 0.36 \text{ m}$$

摩擦による損失水頭 (D=400mm)

管 径 : D=500mm A=0.126m²

流 速 : V=2.12m/sec

粗度係数 : $\epsilon = 0.013$

$$f = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.4 \frac{1}{3}} = 0.03$$

損失水頭 : $H_f = \frac{f}{D \cdot 2 \cdot g} \cdot L$

$$= \frac{0.03}{0.4 \times 19.6} \times 1.66 = 0.06 \text{ m}$$

流出による損失

管 径 : D=400mm A=0.126m²

流 速 : V=2.12m/sec

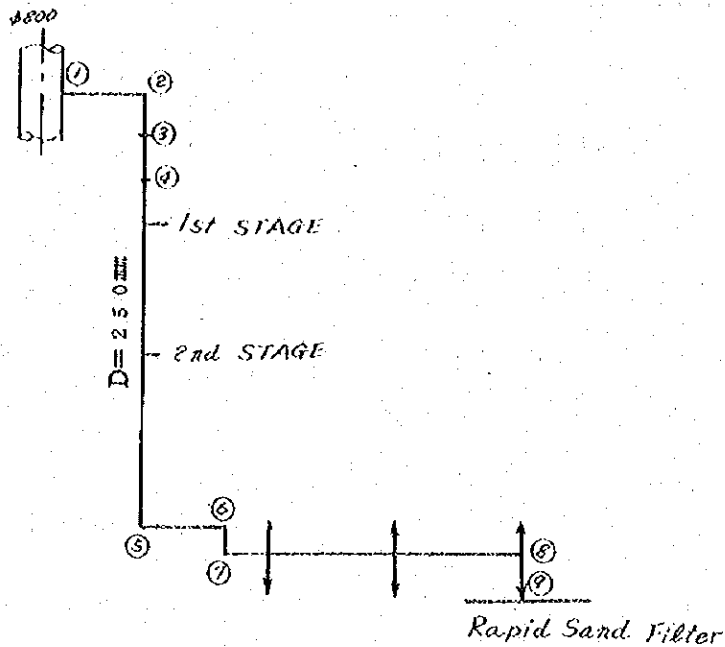
損失水頭 : $H_o = f_o \times \frac{V^2}{2g} = 1.0 \times \frac{2.12^2}{19.6} = 0.23 \text{ m}$

ベンチュリーメーターによる損失 2.5 m

$$H = 0.02 + 0.04 + 0.003 + 0.03 + 0.28 + 0.23 + 0.36 + 0.06 + 0.23 + 2.5$$

$$\div 3.75 \text{ m}$$

h) Distribution Pump Header ~ Rapid Sand Filter (Surface Wash)



$$Q = 32 \text{ m}^2 \times 0.15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min} = 4.8 \text{ m}^3/\text{min} = 0.08 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$V = \frac{0.08}{\frac{\pi}{4} \times 0.25^2} = 1.63 \text{ m/sec}$$

流入による損失 (1ヶ所: ①)

$$h_e = f_e \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.5 \times \frac{1.63^2}{19.6} = 0.07 \text{ m}$$

90° 曲りによる損失 (5ヶ所: ②, ⑥, ⑥×2, ⑦)

$$\frac{P}{D} = \frac{0.4}{0.25} = 1.6$$

$$h_B = 0.15 \times 1.0 \times \frac{1.63^2}{19.6} \times 5 = 0.10 \text{ m}$$

22.5° 曲りによる損失 (2ヶ所: ③, ④)

$$\frac{P}{D} = \frac{1.2}{0.25} = 4.8$$

$$h_B = 0.08 \times 0.44 \times \frac{1.63^2}{19.6} \times 2 = 0.10 \text{ m}$$

9.0° 屈折による分岐 (2ヶ所: ⑧, ⑨)

$$h_{Bo} = 0.99 \times \frac{1.63^2}{19.6} \times 2 = 0.27 \text{ m}$$

摩擦による損失

粗度係数: $n = 0.013$

$$f = \frac{124.5 \times 0.013^2}{0.25 \times \frac{1}{3}} = 0.0314$$

$$h_f = \frac{0.0314}{0.25 \times 19.6} \times (1.45 + 6.614 + 4.08 + 1.5 \times 2 + 7.136 + 2.04 + 2.5 + 4.9 + 2.3 + 4.4) = 0.57 \text{ m}$$

表洗装置の損失 2.29 m

$$\Sigma H = 0.07 + 0.10 + 0.10 + 0.27 + 0.57 + 2.29 = 3.4 \text{ m}$$

i) 排水 Trough

1池当り 4本

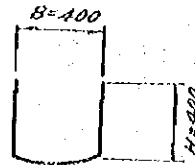
$$Q = (0.5 + 0.15) \text{ m}^2/\text{min} \cdot \text{m}^2 \times 1.20 \times 3.2 \text{ m}^2 = 25 \text{ m}^3/\text{min} = 0.42 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$q = 0.42 \text{ m}^3/\text{sec} \div 4 = 0.105 \text{ m}^3/\text{sec} \cdot \text{本}$$

Trough 下流端限界水深 (自由落下)

$$h_{co} = 3 \sqrt{\alpha q^2 / g \cdot B}$$

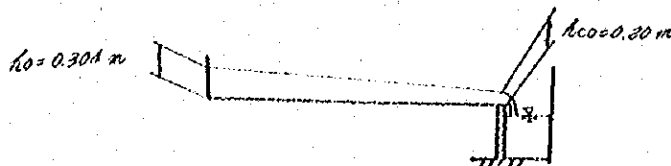
$$= 3 \sqrt{1.1 \times 0.105^2 / 9.8 \times 0.4} = 0.20 \text{ m}$$



Trough 上流端水深 (中川公式)

$$h_o = h_{co} \left(x + \frac{iL}{h_{co}} \right) - \frac{iL}{h_{co}} = 0 \quad (\text{底勾配 } 0)$$

$$= 0.20 \times 1.52 = 0.304 \text{ m}$$



4-2-3 薬品注入および塩素注入・中和設備

4-2-3-1 薬品注入設備設計基本数値

a) ビン川原水々質 (Existing Old plant 資料による)

Turbidity of Raw Water

	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Mean
1966	70	---	---	---	---	---	11.0	---	112.0	---	111.0	47.0	576
1967	25.0	---	11.0	11.0	36.0	---	42.0	390.0	---	99.0	52.0	26.0	75.8
1968	11.0	25.0	25.0	9.6	160.0	---	133.1	29.7	88.7	97.5	25.0	11.0	56.0
1969	11.0	8.0	33.0	11.0	11.0	180.0	---	150.0	---	05	---	16.0	52.5
1970	19.0	16.0	---	23.0	---	210.0	190.0	135.0	355.0	---	37.0	40.0	113.9
1971	---	56.0	26.0	52.0	28.0	134.0	37.0	120.0	---	94.0	102.0	45.0	69.4
1972	---	20.0	45.0	30.0	---	29.0	54.0	108.0	67.0	---	---	---	50.4
Mean	14.6	25.0	28.0	22.8	58.6	138.3	77.9	153.8	155.7	96.8	65.4	30.8	67.9 72.3

Alkalinity 年間を通して 60~80PPM

PH " 8~7.5

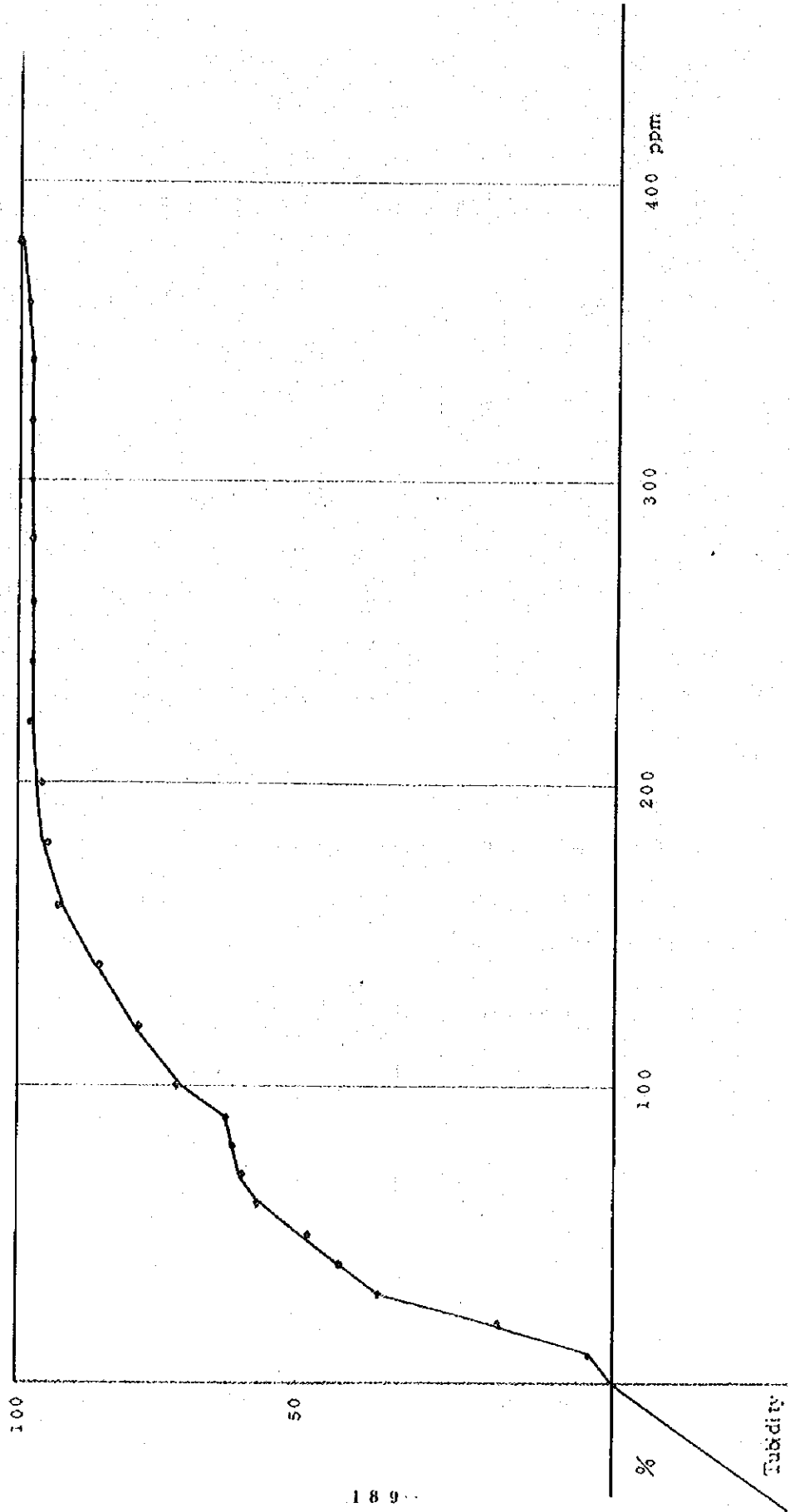
b) 設計濁度

上記濁度資料より濁度頻度表を作成すると次の様になる。なお資料の不足している部分については月の平均値をもつてその月の濁度とする。

濁度頻度表

濁度 (ppm)	頻度	累加頻度	パーセント (%)	摘要
0~ 10	3	3	4	
20	14	17	20	
30	16	33	39	
40	6	39	46	
50	4	43	51	
60	7	50	60	
70	3	53	63	
80	1	54	64	
90	1	55	65	
100	7	62	74	
120	5	67	80	
140	6	73	87	
160	6	79	94	
180	1	80	95	
200	1	81	96	
220	1	82	98	
240	0	82	98	
260	0	82	98	
280	0	82	98	
300	0	82	98	
320	0	82	98	
340	0	82	98	
360	1	83	99	
380	1	84	100	
400	0	84	100	
420	0	84	100	

濁度頻度グラフ



前濁度頻度表およびグラフによると二つの山が見られる。

一つは 60 ppm の付近で年間の 60% つまり 7 ヶ月にあたる。もう一つの山は 160 ppm の付近で年間の 94% つまり 11 ヶ月にあたる。

浄水処理における薬注の役割は大変重要なものであり本設計においては濁度の基準を次の様に定める。

設計最低濁度	10 ppm
＃ 標準 ＃	200 ppm
＃ 最高 ＃	500 ppm

c) アルカリ剤注入設備の設置

アルカリ度は年間を通して 60 ~ 80 ppm と高く数値から見るとアルカリ剤注入設備は必要としない。しかし現在 Ping River を原水としている Chiang Mai Water Treatment Plant 廠 1 の処理実情をみると高濁時、その他フロック、熟成が不十分である時にはアルカリ剤が添加されており、その日数は雨期にあたる 3 ヶ月間位いで 1 ヶ月 10 日 ~ 15 日間程である。これらの実情より本設計においてはアルカリ剤注入設備も計画する。

d) 硫酸バンド注入設備

処理水量 $16,000 \text{ m}^3/\text{D}$ の能力のものを 1st Stage, 2nd Stage, 3rd Stage 毎 1 Unit 設置し合計 3 Unit とする。

設計濁度および薬品注入率

	原水設計濁度 (ppm)	$\Delta \text{Ca}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$ 注入率 (ppm)
Max	500	7.2
Mean	200	4.2
Min	10	7.5

1 Unit

固形硫酸バンド量 ($\Delta \text{Ca}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$)

$$\text{Max} = 16,000 \text{ m}^3/\text{D} \times \frac{1}{1000} \times 7.2 = 115.2 \text{ Kg}/\text{D} = 0.8 \text{ Kg}/\text{min}$$

$$\text{Mean} = 16.000 \text{ m}^3/\text{D} \times \frac{1}{1000} \times 4.2 = 6.72 \text{ Kg}/\text{D} = 0.467 \text{ Kg}/\text{min}$$

$$\text{Min} = 16.000 \text{ m}^3/\text{D} \times \frac{1}{1000} \times 7.5 = 1.20 \text{ Kg}/\text{D} = 0.083 \text{ Kg}/\text{min}$$

硫酸バンド溶液量 (Al_2O_3 5% 溶液として)

$$V = \left(1 \div \left(W \times P \cdot \frac{\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} \text{ の分子量 (666)}}{\text{Al}_2\text{O}_3 \text{ の分子量 (102)}} \times \frac{1}{100} \right) \right)$$

V: 硫酸バンド溶液 (Al_2O_3 5% として)

Q: 固形硫酸バンド ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$) の量

W: V の比重 (Al_2O_3 5% 溶液 = 1.184)

P: V の%数値 (5%)

$$\text{Max} = 1152 \text{ Kg}/\text{D} \div \left(1.184 \times 5 \times \frac{666}{102} \times \frac{1}{100} \right) = 2980 \text{ l}/\text{D} = 2.07 \text{ l}/\text{min}$$

$$\text{Mean} = 672 \text{ Kg}/\text{D} \div \left(1.184 \times 5 \times \frac{666}{102} \times \frac{1}{100} \right) = 1738 \text{ l}/\text{D} = 1.21 \text{ l}/\text{min}$$

$$\text{Min} = 120 \text{ Kg}/\text{D} \div \left(1.184 \times 5 \times \frac{666}{102} \times \frac{1}{100} \right) = 311 \text{ l}/\text{D} = 0.22 \text{ l}/\text{min}$$

注入ポンプ (Type - ブランジヤ - 型)

$$\text{max} = 2.1 \text{ l}/\text{min} \quad \text{H} = 2.0 \text{ m} \quad \text{P}_s = 0.4 \text{ kW}$$

$$\text{ポンプストロークレンジ} \quad 10 : 1$$

Solution tank

Mean時の1日分容量の溶解槽を2槽設置し交互に使用する。

$$1.3 \text{ m} \times 1.3 \text{ m} \quad \text{H} = 1.5 \text{ m} (\text{He} = 1.04 \text{ m}) \times 2 \text{ 槽}$$

(Steel Structure with Agitator)

$$\text{CAP.} \quad 1745 \text{ l}/\text{槽}$$

$$\text{Agitator} \quad 0.75 \text{ kW}/\text{基}$$

	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
Dosing Pump	2 ^{sets} (1 Stand-by)	3 ^{sets} (1 Stand-by)	4 ^{sets} (1 Stand-by)
Solution Tank	2 槽	4 槽	6 槽

硫酸バンドの注入方法

固形硫酸バンド (JIS-K-1450 相当) を Solution Tank にて硫酸バンド溶液 (Al_2O_3 5% として) に溶解し, 管理室の原水流量と濁度計からジャーテスト試験又は Table-Tabulation Of Alum For Corresponding Turbidity In Silica Unit により注入率を決定しプランジャーのストロークを手動調整して急速攪拌池へバンドを注入するものである。

e) Lime Soda Feeder Equipment

最高濁度時 (500 PPM) のアルカリ度消費率

$$7.2 \text{ PPM (バンド注入率)} \times 0.45 \text{ (消費率)} = 3.25 \text{ PPM}$$

Lime Soda 注入率

$$3.25 \text{ PPM} \times 1.06 \text{ (アルカリ度 1 PPM 上げるに必要な Lime Soda)} \\ = 3.392 \text{ PPM}$$

Lime Soda 量

$$1 \text{st stage } 16,000 \text{ m}^3/\text{D} \times 3.392 \text{ PPM} \times \frac{1}{1000} = 542.72 \text{ Kg/D}$$

$$2 \text{nd stage } 32,000 \text{ m}^3/\text{D} \times 3.392 \text{ PPM} \times \frac{1}{1000} = 1,085.44 \text{ Kg/D}$$

$$3 \text{rd stage } 48,000 \text{ m}^3/\text{D} \times 3.392 \text{ PPM} \times \frac{1}{1000} = 1,628.16 \text{ Kg/D}$$

Lime Soda 溶液注入量 (20% $\frac{W}{V}$ %濃度として)

$$1 \text{st stage } 542.72 \text{ Kg/D} \times \frac{100}{20} = 2,713.6 \text{ l/D} = 1.88 \text{ l/min}$$

$$2 \text{nd stage } 1,085.44 \text{ Kg/D} \times \frac{100}{20} = 5,427.2 \text{ l/D} = 3.77 \text{ l/min}$$

$$3 \text{rd stage } 1,628.16 \text{ Kg/D} \times \frac{100}{20} = 8,139.2 \text{ l/D} = 5.65 \text{ l/min}$$

注入ポンプ (プロセス用渦巻ポンプ)

注入管内への沈みを防ぐため管内流速を 1.0 m/sec 程度になるようポンプ容量を決める。

$$\phi 25 \text{ mm の管断面積 } A = 0.00049 \text{ m}^2$$

$$V = 1.0 \text{ m/sec} \quad Q = 0.5 \text{ l/sec} = 30 \text{ l/min}$$

$$q = 30 \text{ l/min} \quad H = 20 \text{ m} \quad P_s = 0.75 \text{ kW} \times 2 \text{ 台 (内 1 台予備)}$$

Solution Tank

1.3 m × 1.3 m H = 2.0 m (He = 1.5 m) × 2 槽 × 2 基
(Steel Structure With Agitator)

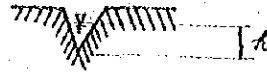
Cap. 2500 ℓ/槽

Agitator 0.75 馬/基

Gauging Well

B = 0.5 m L = 1.0 m H = 0.8 × 1 基
(Steel Structure)

越流ノツチの計算 (30°)



$$Q (m^3/sec) = C h^{\frac{5}{2}}$$

$$Q = 0.3109 \left(0.5769 + \frac{0.00394}{h} \right)$$

h = 2.9 cm の場合

$$Q = 0.3109 \left(0.5769 + \frac{0.00394}{0.029} \right) \times 0.029^{\frac{5}{2}} \times 86400 \times \frac{1}{10^3}$$

$$= 2.742 \text{ ℓ/D}$$

h = 3.9 cm の場合

$$Q = 0.3109 \left(0.5769 + \frac{0.00394}{0.039} \right) \times 0.039^{\frac{5}{2}} \times 86400 \times \frac{1}{10^3}$$

$$= 5.170 \text{ ℓ/D}$$

h = 4.7 cm の場合

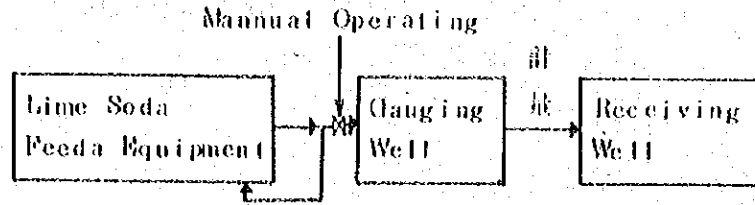
$$Q = 0.3109 \left(0.5769 + \frac{0.00394}{0.047} \right) \times 0.047^{\frac{5}{2}} \times 86400 \times \frac{1}{10^3}$$

$$= 8.500 \text{ ℓ/D}$$

	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
Dosing Pump	sets 2 (1 Stand-by)	sets 2 (1 Stand-by)	sets 2 (1 Stand-by)
Solution Tank	2 槽	4 槽	4 槽
Gauging Well	1 槽	1 槽	1 槽

Lime Soda 注入方法

Lime Soda の注入フローは次の通りである。



Lime Soda (JWWA-K-108 相当) を Solution Tank にて 20% (W/V% 濃度) 溶液に溶解する。注入管内への Lime Soda 沈殿を防ぐための流量に比べ必要注入量が少ないので Lime Soda Equipment ~ Receiving Well 間をサイクリックに運転し Receiving Well 側 (Gauging Well 手前のバルブを所定流量とれるよう手動操作し Gauging Well の 30° 三角ノッチで計量着水井へ注入する。

4-2-3-2 塩素注入設備

a) 塩素注入設備

処理水量 $16,000 \text{ m}^3/\text{日}$ の能力のものを第 1 期, 第 2 期, 第 3 期各 Stage 毎に unit ずつ設置する。予備容量は 3 期迄をふくめたもので考える。

処理水量 $16,000 \text{ m}^3/\text{日}$ (1 Unit)

注入率は最大 5 ppm とすると, 1 日当りの最大注入量は

$$16,000 \text{ m}^3/\text{日} \times 5 \text{ ppm} = 80 \text{ Kg}/\text{日}$$

塩素貯蔵量を最大の 10 日分とすれば総貯蔵量は

$$80 \text{ Kg}/\text{日} \times 10 \text{ 日} = 800 \text{ Kg}$$

保守, 点検, 搬入等を考慮して 100 Kg ボンベで貯蔵するものとすれば貯蔵本数は

$$800 \text{ Kg} \div 100 \text{ Kg}/\text{本} = 8 \text{ 本}$$

注入機は注入点が 1ヶ所なので 1 台で注入するものとするれば

$$800 \text{ Kg}/\text{日} \div 24 \text{ 時} = 33.3 \text{ Kg}/\text{時}$$

ゆえに注入機は

$$4 \text{ Kg}/\text{時} \sim 2 \text{ 台 (内 1 台予備) とする。}$$

塩素はインジェクターにより注入するものとする。

塩素水濃度 3000 ppm とすると給水量は

$$3.31 \text{ Kg/時} \times 1 / 3000 \text{ ppm} = 1.11 \text{ m}^3/\text{時}$$

$$= 0.0185 \text{ m}^3/\text{分}$$

ゆえに加圧水ポンプは

20 ℓ/分 × 10 m × 0.75 kW ~ 2 台 (内 1 台予備) とする。

機 構 真空式メカニカルダイヤモンドタイプ
 据 付 床 面 取 付
 能 力 最大 10 Kg/時
 計 量 範 囲 10 : 1
 計 量 方 法 フローメーター (ロータメーター)
 運 転 方 式 手動 (アダプターを付加することにより原水流量比例)
 インジェクター供給水 4.0 Kg/cm²
 運転故障表示 有 り
 圧 力 計 塩素圧力計, 水圧計
 安全, 逆流防止装置 過圧, 過真空, 三重逆流防止
 概 略 形 状 400W × 300L × 1450H

	1st Stage	2nd Stage	3rd Stage
Pressure Pump	2 ^{sets} (1 stand-by)	3 ^{sets} (1 stand-by)	4 ^{sets} (1 stand-by)
Chlorinator	2 ^{sets} (1 stand-by)	3 ^{sets} (1 stand-by)	4 ^{sets} (1 stand-by)

b) 塩素注入方法

塩素容器から出る塩素ガスを注入機の内部に発生する一定負圧 (真空圧) 下で正確に計量し, 少量の水に溶解させ, 塩素水として配水池流入口に注入するもので将来前塩素も考慮出来る様分岐管をとりつけバルブどまりとしておく。

c) 運 転 方 式

- 1) 給水弁を開きインジェクターに圧力給水をする。
- 2) 塩素ガスを液留機へ供給する。

へ) 塩素注入量を水量と注入率により算出し流量調整弁により、注入量を注入量目盛に合わせる。

1-2-3-3 塩素中和設備

a) 中和能力の算定

100Kgポンベ1本からの蒸発塩素量をその能力とする。

室内空気より液塩への伝達熱量は下記式によつて求まる。

$$Q = K \cdot A \cdot \Delta t$$

K: 空気より液塩及熱塩への熱通加率 $20 \text{ Kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{C}$

A: ポンベ表面積 2.75 m^2

Δt : 空気温度と液塩温度の差 60 C

$$= 20 \times 2.75 \times 60 = 3300 \text{ Kcal/h}$$

液塩の気化熱は 59 Kcal/Kg なので上記の熱量が全て、蒸発に使用されるとすると蒸発液量は

$$W = 3300 / 59 \approx 56 \text{ Kg/h}$$

ゆえに安全考慮して100Kg/hの中和機とする。

b) 中和設備

ブロー-容量決定

$$V = W \times \frac{\text{塩素ガス1モルの容量}}{\text{塩素ガス1モルの重量}} \times \frac{273 + \Delta t}{273}$$

W: 蒸発液量 56 Kg/h

△t : 空気温度と液塩温度の差 60℃

$$V = 56 \text{ Kg/H} \times 22.4 \text{ L} / 7.17 \times 333 / 273$$

$$= 56 \text{ Kg/H} \times 0.0224 \text{ m}^3 / 0.0717 \text{ Kg} \times 333 / 273$$

$$= 21.6 \text{ m}^3/\text{H}$$

ゆえにブロー容量は21.6 m³/H以上であれば室内の圧力は屋外より上昇することがない。

(室外に吸き出さない)しかし実際に中和機で処理可能な塩素ガス濃度は10%以下なので

ブロー容量は

$$21.6 \text{ m}^3/\text{H} \div 0.1 = 216 \text{ m}^3/\text{H} = 3.6 \text{ m}^3/\text{min}$$

ゆえにブローは効率を考慮して

$$250\text{mm} \times 240\phi \times 20 \text{ m}^3/\text{min} \times 40 \text{ mmHg} \times 0.75 \text{ kW} \times 1 \text{ 台}$$

e) 塩素中和方法

塩素ポンプ室及注入機室のガス洩れを、洩漏検知機にて検知しそれを中央管理室の警報ランプに指示する。

指示ランプを確認して、薬注室にある操作現場盤にてブロー及苛性ソーダ循環ポンプ、中和機を始動させて中和を行う。

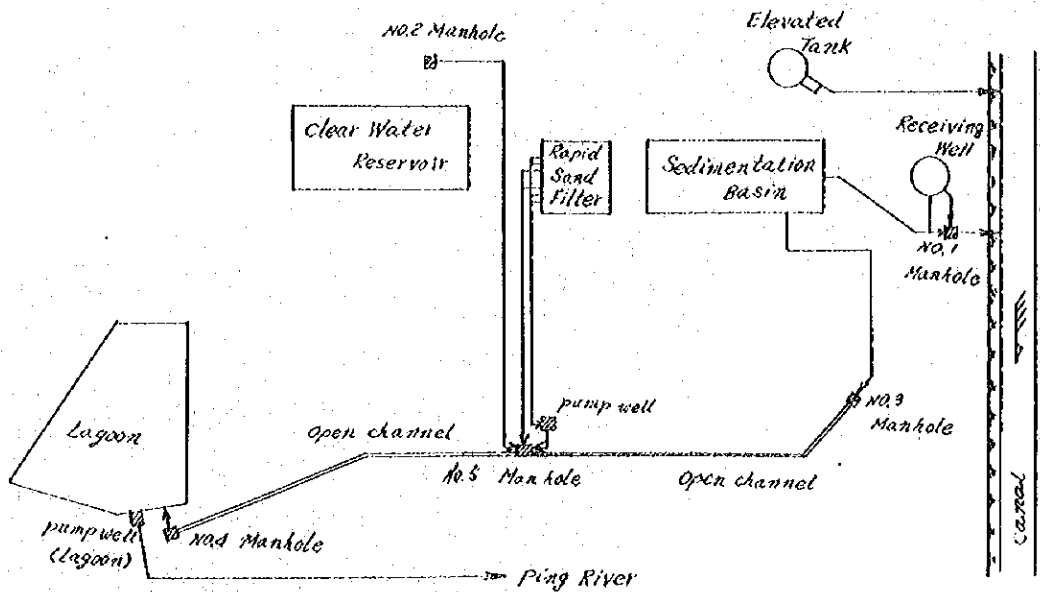
4-2-4 排水施設

4-2-4-1 排水施設概要

Ping Riverから取水施設を経て来た原水は浄水場内の処理施設により、浄化され給水区域に配水される。

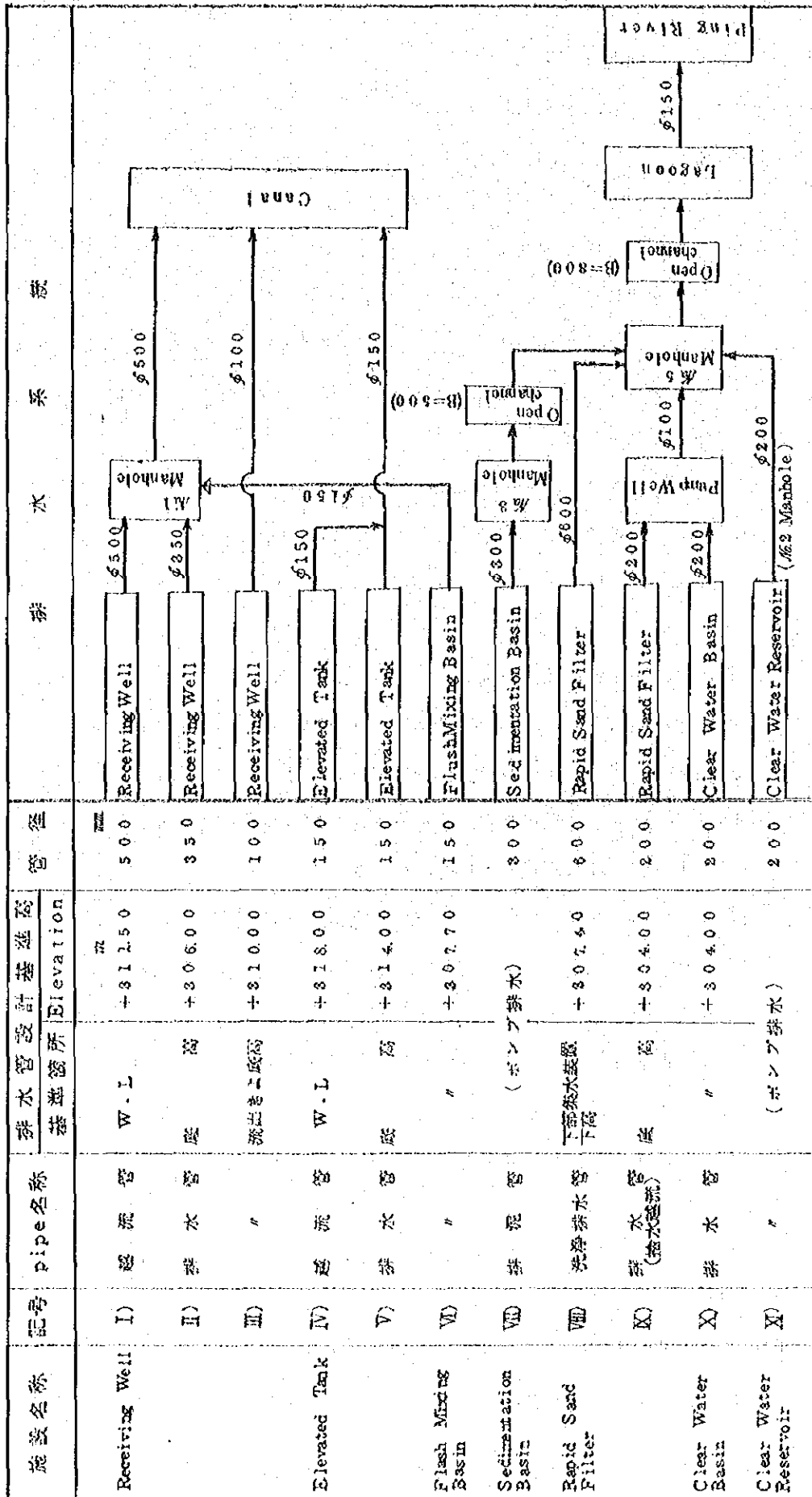
この浄水化工程中に各施設から排水される排水は、水質的には、原水に近いものから薬品を含むもの、あるいは浄水に近いものまで、また水量的には年に数回、わずかな量から1日に数百 m^3 と云うものまで種々雑多である。これらの排水を水質的、水量的にcontrolし排水処理を円滑にする意味からまたこれから起こるであろう公害問題に対処する意味からも場内にラグーン（素掘り掘削深2m $A \times B = 4,000 m^2$ ）を設けた。

水量的に少なく、水質的にも問題のない排水の一部は、浄水場東側を流れる用水路に排出し、その他はラグーンを経てポンプによりPing Riverに返送するようにした。



(計画概要図)

4-2-4-2 排水系統



施設名称	記号	pipe名称	排水管設計基準高		管径	排水系統
			管底	Elevation		
Receiving Well	I)	超流管	W.L	+31.250	500	Receiving Well Receiving Well Receiving Well Canal
	II)	排水管	管底	+30.600	350	
	III)	"	流出口底高	+31.000	100	
Elevated Tank	IV)	超流管	W.L	+31.800	150	Elevated Tank Elevated Tank
	V)	排水管	管底	+31.400	150	
Flash Mixing Basin	VI)	"	"	+30.770	150	Flash Mixing Basin Sedimentation Basin
Sedimentation Basin	VII)	排水管	(ポンプ排水)		300	
Rapid Sand Filter	VIII)	洗滌排水管	下部集水器 下高	+30.740	600	Rapid Sand Filter Rapid Sand Filter Clear Water Basin Clear Water Reservoir
	IX)	排水管 (抽水配流)	管底	+30.400	200	
Clear Water Basin	X)	排水管	"	+30.400	200	
Clear Water Reservoir	XI)	"	(ポンプ排水)		200	

4-2-4-3 排水管の決定

a) Receiving Well の Overflow Pipe

越流管 (ラッペリ付) による越流水深 (H) と越流量 (Q) との関係を表わすグラフより、

$$\text{越流量 } Q = 4.8000 \text{ m}^3/\text{D} = 0.555 \text{ m}^3/\text{sec} \quad (3\text{rd stage 想定})$$

$$\text{越流水深 } H = 0.20 \text{ m}$$

として管径を求めると、 $D = 500 \text{ mm}$ となる。

この管径で、 $\#1$ Manhole までの水平距離 $L = 8.4 \text{ m}$ を水平に配管した時、着水井 W.L. (+311.50 m) と pipe の管底高 (+304.95 m) との水位差 ($h = 6.55 \text{ m}$) で水は十分流れる。

b) Receiving Well の Drain Pipe

Receiving Well の全容量 (せき高迄) を排水量として

$$\text{排水量 } Q = 0.785 \times 6.5 \text{ m}^2 \times 5.32 \text{ m} = 17.65 \text{ m}^3$$

$$\text{管径 } D = 350 \text{ mm}$$

管径決定に際しては管内流速を $v = 1.0 \text{ m}/\text{sec}$ と仮定し、その時の管内流量が $Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ となり、排水時間が約 30 分間になることを条件とした。

Receiving Well から $\#1$ Manhole までを水平配管した結果 (水平距離 $L = 11.65 \text{ m}$) もし、水が満管で流れる場合、底板高 (+306.00 m) と管頂高 (+305.40 m) との水位差で流れなければならない。これについて検討してみる。管内流量を $Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ として、管の概算損失水頭を求めてみる (管の屈曲 loss etc を考慮して $f = 1.00$ として Hazen-Williams 公式にて計算する)

$$h = i \cdot L = 4.9 \times 0.01165 = 0.057 \text{ m} < 0.600 \text{ m}$$

従つて水平配管しても水は十分流れる。ただし水平配管した理由は、排水場所の Canal の水位が +305.00 m と比較的高くてやむを得なかつた訳で、もし Canal の水位がもつと低ければ、土砂が管内に貯留しない意味からも、勾配をつけることが好ましく思われる。

なお、pipe の口径を $\phi 350 \text{ mm}$ から $\phi 400 \text{ mm}$ に大きくした理由は、 $\phi 350 \text{ mm}$ の ACP pipe がないからである。

c) Receiving Well の Drain Pipe (流出きよ用)

流出きよにおいて、流出管では流れ出ない水を排水量として管決定の対象とする。

$$\text{排水量 } Q = 3.14 \times 8.1 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} = 7.6 \text{ m}^3$$

$$\text{管 径 } D = 100 \text{ mm}$$

管径決定に際しては、管内流速を $v = 0.8 \text{ m/sec}$ と仮定、その時の管内流量が $Q = 0.006 \text{ m}^3/\text{sec}$ となり排水時間が約 20 分間になることを条件とした。

この管径で、Canal まで水平配管しても（水平距離 $\ell = 14.50 \text{ m}$ ）流出きよ底高（1310.00 m）と pipe の管底高（1305.35 m）との水位差で水は十分流れる。

d) Elevated Tank の Overflow Pipe

a) と同様越流管（ラップ口付）による越流水深 (H) と越流量 (Q) との関係を表わすグラフより

$$\text{越 流 量 } Q = 5.76 \text{ m}^3/D \quad (\text{3rd stage 想定})$$

$$\text{越 流 水 深 } H = 0.15 \text{ m}$$

として管径を求めると、 $D = 150 \text{ mm}$ となる。

この管径で Canal まで、水平配管しても（水平距離 $\ell = 51.0 \text{ m}$ 、実際には勾配 $i = 2.1\%$ ）Elevated Tank の H.W.L. (1318.00 m) と管底高 (1305.025 m) との水位差で水は十分流れる。

e) Elevated Tank の Drain Pipe

排水量として、Elevated Tank H.W.L. 以下の水を対象として管を決める。

$$\text{排水量 } Q = 3.2 \text{ m}^3 \times 1.0 \text{ m} = 3.2 \text{ m}^3$$

$$\text{管 径 } D = 150 \text{ mm}$$

管径決定に際しては、管内流速を $v = 0.85 \text{ m/sec}$ と仮定し、その時の管内流量が $Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{sec}$ となり排水時間が約 35 分間になることを条件とした。

Elevated Tank から Canal までを水平配管したとしても（水平距離 $\ell = 51.0 \text{ m}$ 、実際には $i = 2.1\%$ ）、Tank 底版高 (1314.00 m) と管頂高 (1305.175 m) との水位差で、水は十分流れる。

f) Flush Mixing Basin の Drain Pipe

排水量として、Flush Mixing Basin の全容量を考える。

$$\text{排水量 } Q = 1.9 \text{ m} \times 1.9 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} = 10.8 \text{ m}^3$$

$$\text{管 径 } D = 150 \text{ mm}$$

管径決定に際しては、管内流速を $v = 0.85 \text{ m/sec}$ と仮定し、その時の管内流量が

$Q=0.015m^3/sec$ となり排水時間が12分間になることを条件とした。

Flash Mixing BasinからNo.1 Manholeまでは十分な水位差もさることながら自然流下によつて水は流れ得る(勾配1≐1.5%)

Kutter公式より $n=0.011$ として、

勾配1=1.5%のとき、 $V_0=1.025m/sec$

$$Q_0=0.0182m^3/sec > Q (=0.015m^3/sec)$$

g) Sedimentation BasinのDrain Pipe

Sedimentationの排泥は pump 排水にて行い、No.3 Manhole まで圧力管で送水する。排泥量の計算は Sedimentation Basin 側で行うものとして pipe の検討だけ行うものとする。

$$\text{排泥流量 } Q=200m^3/hr = 0.0556m^3/sec$$

pump delivery 側 pipe の口径は $D=200mm$ である。しかし管内流速が $2m/sec$ 以上となり、それに伴う loss も増大することから管径を $D=300mm$ とする。

h) Rapid Sand Filter の洗浄排水管

Rapid Sand Filter の洗浄排水は、Filter の Washing cycle が $40\sim60min$ であることから2池分の水量が重複することはないので1池1回洗浄当りの排水量にて管径を決定する。

$$\text{排水量 } Q=104m^3/5min/Basin = 2.08m^3/min/Basin = 0.347m^3/sec/Basin$$

自然流下にて排水するとして、Kutter公式より、

$$n=0.011, D=600mm, I=2.20\%, V=1.245m/sec$$

$$Q_0=0.3520m^3/sec > Q$$

従つて、管径 $D=600mm$ 、勾配 $I=2.20\%$ にて管を布設する。

i) Rapid Sand FilterのDrain Pipe (捨水, 越流)

Receiving Well に Overflow Pipe があるので、ここでは越流量を Neglect し捨水量にて管径を定めるものとする。

捨水量 (1池当り) Q ;

$$\text{トラフ上端} \sim \text{砂層上} \quad 5.0 \text{ m} \times 6.4 \text{ m} \times 0.7 \text{ m} = 22.4 \text{ m}^3$$

$$\text{砂層 (空隙率 40\%)} \quad 5.0 \text{ m} \times 6.4 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 0.4 = 7.68 \text{ m}^3$$

$$\text{礫層 (" 35\%)} \quad 5.0 \text{ m} \times 6.4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 0.35 = 5.60 \text{ m}^3$$

$$\Sigma Q_0 = 38.56 \text{ m}^3$$

1池当りの捨水量 $Q = Q_0 + \alpha = 37 \text{ m}^3$ とする。

今、ろ過池の洗浄時間を 1 unit 当り 40 min とすると、40 min の間に Q を排水すればよい訳である。(ただし排水渠に滞留出来る量は最大で片側 $Q_1 = 1.0 \text{ B} \times 2.0 \text{ H} \times 19.8 \text{ L} = 39.6 \text{ m}^3$ である。)

流出量を $Q' = Q/40 = 0.925 \text{ m}^3/\text{min}$ として自然流下で排水すると、Kutter の公式より

$$n = 0.011 \quad D = 200 \text{ mm} \quad I = 2.2\% \quad V = 0.554 \text{ m/sec}$$

$$Q = 0.0174 \text{ m}^3/\text{sec} = 1.044 \text{ m}^3/\text{min} > Q'$$

従つて管径 $D = 200 \text{ mm}$ 勾配 $I = 2.2\%$ にて管を布設する。

j) Clear Water Basin の Drain Pipe

Clear Water Basin は Clear Water Reservoir と連絡しており、排水量としては、仮定流量 $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ 管径 $D = 200 \text{ mm}$ として、前記の Rapid Sand Filter Drain Pipe と結び排水が重複しない様にして排水するものとする。

k) Clear Water Reservoir の排水方法

越流管は洪水時に Ping River の水位が上昇し、(H. W. L. $\pm 306.00 \text{ m}$) 越流管を設けた際、逆流して浄水が汚染される危険性があることと、Clear Water Reservoir においては H. W. L. $\pm 70 \text{ cm}$ の余裕高をとつていたので越流管を設けない。

排水方法としては潜水ポンプ (可搬式) にて、マンホールまで揚水し、後自然流下で流すものとする。この時の排水量としては L.W.L. 以下を考える。

l.w.l. 以下の容量

Clear Water Reservoir	$0.3\text{ m} \times 48.0\text{ m} \times 2.40\text{ m} = 345.6\text{ m}^3$
Distribution Pump Well	$1.4\text{ m} \times 8.0\text{ m} \times 2.40\text{ m} = 268.8\text{ m}^3$
	$\Sigma V = 614.4\text{ m}^3$

$Q = 1.4\text{ m}^3/\text{min}$ の Pump (仮 1 排水ポンプ) を使用すると、排水時間は、約 7 時間となる。
 pipe としては、 $1.4\text{ m}^3/\text{min} (= 0.023\text{ m}^3/\text{sec})$ を流し得る様に計画する。

(Kutter の公式より)

$$n = 0.011 \quad D = 200\text{ mm} \quad I = 4.0\text{‰} \quad V = 0.752\text{ m/sec} \quad Q_0 = 0.0236\text{ m}^3/\text{sec} > Q$$

従つて、管径 $D = 200\text{ mm}$ 、勾配 $I = 4.0\text{‰}$ にて管を布設する。

l) Pump Well (Rapid Sand Filter Drain pipe) および Pump の決定

i) にて述べたように、洗浄時間を 1 unit 当り 40 min とすると 40 min の間に 37 m^3 の排水がある。排水渠に滞留出来る量は 1 池当り、 $13\text{ m}^3 (= 1.0 \times 6.55 \times 2.0)$ であり、洗浄工程中に排水しなければならない量としては $Q = 37 - 13 = 24\text{ m}^3$ である。

これから pump 容量を求めると $Q = 24/40 = 0.6\text{ m}^3/\text{min}$ となるが、余裕をみて

$Q_0 = 0.7\text{ m}^3/\text{min}$ とする。なお、排水渠に滞留した排水は、洗浄工程の合い間に排水するものとする。

ポンプ揚程は、Pump Well の最低運転水位から 仮 5 Manhole の W.L. までを実揚程とし、これに pump 廻り loss を含めて $H = 6\text{ m}$ とする。

従つて、ポンプ仕様は次のようになる。

$$0.7\text{ m}^3/\text{min} \times \phi 80\text{ mm} \times 6\text{ m} \times 22\text{ 標} \times 1\text{ 台 (仮 3 排水ポンプ)}$$

Pump Well の大きさについては、Rapid Sand Filter から流入してくる管勾配から Pump Well の底高を決めた。H.W.L. を $+306.00\text{ m}$ として容量を求めると、

$$V = 2.0\text{ m} \times 2.0\text{ m} \times 3.4\text{ m} H = 13.6\text{ m}^3$$

となり、滞留時間は

$$T = 13.6 / 0.7 \approx 20\text{ min}$$

となる。

m) Open Channel (concrete)

Open Channel の巾については、例えば泥がたまつた時にツヤベル等で外に出せるように考えて決めるものとする。

1) 開き巾 $B = 500 \text{ mm}$ (No. 3 Manhole ~ No. 5 Manhole)

○ 流 量 $Q = 0.058 \text{ m}^3/\text{sec}$ (沈でん池排泥ポンプ容量) を流せる断面
の算定

水深 $H = 0.25 \text{ m}$, 勾配 $I = 0.8 \text{ ‰}$, 粗度係数 $n = 0.013$

として, Manning の公式より,

$$\text{径 深 } R = \frac{BH}{B + 2H} = \frac{0.125}{1.0} = 0.125$$

$$\text{流 速 } V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0.013} \times 0.125^{\frac{2}{3}} \times 0.008^{\frac{1}{2}} = 0.54 \text{ m/sec}$$

$$\text{流 量 } Q' = AV = 0.125 \times 0.54 = 0.0675 \text{ m}^3/\text{sec} > Q$$

従つて, 勾配 $I = 0.8 \text{ ‰}$ にて設計図の如く布設する。

2) 開き巾 $B = 800 \text{ mm}$ (No. 5 Manhole ~ No. 4 Manhole)

○ 流 量 ; $Q = 0.058 \text{ m}^3/\text{sec}$ (沈でん池排泥ポンプ容量) + $0.347 \text{ m}^3/\text{sec}$
(急速ろ過池洗浄排水量) + α
 $= 0.43 \text{ m}^3/\text{sec}$

α について……捨水, 浄水池排水の方は洗浄排水と重複しないものとし, 回数としては, まれではあるが配水池の排水を考える。

水深 $H = 0.50 \text{ m}$, 勾配 $I = 1.6 \text{ ‰}$, 粗度係数 $n = 0.013$

として, Manning の公式より

$$\text{径 深 } R = \frac{BH}{B + 2H} = \frac{0.40}{1.8} = 0.22$$

$$\text{流 速 } V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0.013} \times 0.22^{\frac{2}{3}} \times 0.0016^{\frac{1}{2}} = 1.12 \text{ m/sec}$$

$$\text{流 量 } Q' = AV = 0.40 \times 1.12 = 0.448 \text{ m}^3/\text{sec} > Q$$

従つて勾配 $I = 1.6 \text{ ‰}$ にて設計図の如く布設する。

n) Lagoon

概要でも述べた様に各施設が流出した排水を水質的, 水量的に control し, 排水処理の意味から底面積 3.265 m^2 , 沈勾配 $2:1$, 掘削深 2 m の素掘りの池を設ける。

・流入量 $Q_0 = 400 \text{ m}^3/\text{H}$ (1st stage 洗でん池排泥量) $+ 624 \text{ m}^3/\text{H}$
 (1st stage ろ過池洗浄排水量 - 1日1回洗浄) $+ \alpha$
 $= 1050 \text{ m}^3/\text{H}$ ($= 12.15 \text{ L}/\text{sec}$)

・計画水位 1304.00 m

・Lagoonの容量 (水深 1.5 m として)

$$V = \frac{h}{3} (A + \sqrt{A \cdot B} + B)$$

$$= \frac{1.5}{3} \times 3.265 + \sqrt{3.265 \times 4.033} + 4.033 = 5.463 \text{ m}^3$$

流入量に対して、Lagoonの容量は5日間分である。

o) Lagoon排水ポンプ、Pump Wellの決定

ポンプ容量の決定には余裕を約2割とるものとする。

$$Q = 1050 \text{ m}^3/\text{D} \times 1.2 = 1250 \text{ m}^3/\text{D} = 0.87 \text{ m}^3/\text{min}$$

揚程は pump の最低運転水位から Ping River の W、L までの実揚程に管の摩擦損失水頭、ポンプ廻り Loss を加えて 10 m とする。

従つてポンプの仕様としては次の様になる。

$$0.87 \text{ m}^3/\text{min} \times \phi 100 \text{ mm} \times 10 \text{ m} \times 3.7 \text{ KW} \times 1 \text{ 台 (兼 2 排水ポンプ)}$$

また、Pump Well については、角落しを設けて、上澄水のみを排出出来る構造とした。

容量としては

$$V = 2.05 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 1.4 \text{ m H} = 5.74 \text{ m}^3$$

であり、滞留時間は

$$T = 5.74 / 0.87 = 6.6 \text{ min}$$

となる。

p) Lagoon 上澄水排出管 (Lagoon ~ Ping River)

o) で述べたように、排水流量としては、 $Q=1.250\text{ m}^3/\text{D}$ にて設計し、圧力管にて Ping River に排水する。

Lagoon の上澄水と言つても、一応泥水を想定して、流速があまり遅くならないようにして pipe を決める。(D=150mm V=0.82m/sec)

4-2-5 配水管流量計算

4-2-5-1 配水管設計方針

配水系統	A D 1980	A D 2000
Existing Old (No.1 浄水場系)	$7000 \times 1.5 = 10,500 m^3/d$ (121.5 l/s)	$7000 \times 1.5 = 10,500 m^3/d$ (121.5 l/s)
Existing New (No.2 浄水場系)	$4000 \times 1.5 = 6,000 m^3/d$ (69.8 l/s)	$1900 \times 1.5 = 2,850 m^3/d$ (32.6 l/s)
	$2000 \times 1.0 = 2,000 m^3/d$ (23.4 l/s)	$4100 \times 1.0 = 4,100 m^3/d$ (47.8 l/s)
Proposed (Paton 浄水場系)	$16,000 \times 1.5 = 24,000 m^3/d$ (277.1 l/s)	$1900 \times 1.0 = 1,900 m^3/d$ (21.7 l/s)
		$46,100 \times 1.5 = 69,150 m^3/d$ (800.3 l/s)

} for
Chiang
Mai Uni.

1) A D 1980

給水区域を Existing Old 系統と Existing New 系統, Proposed 系統の三つに分ける。

Existing Old 系統は Ping River 右岸の, 北は浄水場, 南はモンライ橋付近, 東は Ping River, 西は城郭内の北門と南門を結ぶ線に囲まれた比較的地盤高の低い範囲をカバーする自然流下方式である。

現在の Ping River 沿いの本管は能力が不足しており, 今回 Ping River から Suriwong Theatre 近傍まで本管を補強する必要がある。

Existing New 系統は Chiang Mai University に給水する他, Chiang Mai 市の西側 Existing New 浄水場付近から, 城郭(西側)付近一帯をその給水区域としている。ただ, proposed 系統とは水位差があつて系統を一緒にすることが出来ず, 従つて南部方面への配管はダブル配管とした。

Proposed 系統の給水範囲は, Ping River 左岸のほゞ Super Highway に囲まれた区域と右岸の Super Highway 以南ちようど城郭の真中を両側に Existing Old 系統 (Chiang Mai W.T. P.No.1), Existing New 系統 (Chiang Mai W.T. P.No.2) を配し, 南北に給水区域を延ばしている。

2) AD 2000

1980年から2000年にかけての増加水量は、全て Proposed Water Treatment Plant に依存する。従つて Existing Old 系統と Existing New 系統は1980年に比べて給水範囲が縮少する。

Existing Old 系統は1980年の範囲の内から城郭内の東半分および南部のメソライ橋付近を Proposed 系に譲り、東西方向は城郭の東壁と Ping River に囲まれた部分、南北は浄水場から、(9) 付近までの範囲となる。

Existing New 系統の本管は Irrigation Canal 沿いに北上した後、西へ進み、Chiang Mai University の南を University の浄水池へ向かう。Univ へ送水すると共に、その途中へも給水するため、Univ. の全需要量はまかなえず、不足分は Proposed W.T.P. 系統より供給される。

Proposed System は Ping River 左岸全域と右岸の大部分をカバーする。Existing New 系統の本管 $\phi 3.00$ 管を活用するため Super Highway より北門までの本管の他に上記の Super Highway の分岐点をさらに Rincome Hotel まで延長して Submain を形成する。

From-To	Quantity (L/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
16' (Old plant)					326.80		
16-16	121.5	390	120	2.6	325.49	305.43	20.06
16-17	121.5	390	530	2.6	324.11	305.32	18.79
17-18	114.7	390	430	2.3	323.12	305.21	17.91
18-15	87.4	390	100	1.4	322.85	306.70	16.15
18-19	26.2	200	270	3.9	322.06	306.16	15.90
15-39	86.9	336	260	2.9	322.11	305.60	16.51
39-42	78.4	336	350	2.4	321.28	304.23	17.05
39-38	6.9	200	210	0.3	322.04	305.65	16.39
42-65	49.8	260	430	3.0	319.76	303.70	16.06
42-41	14.8	300	770	0.2	321.14	306.41	14.73
42-43	10.1	200	160	0.7	321.23	306.60	14.68
65-73	47.2	260	330	3.2	318.69	303.86	14.83
65-66	1.7	150	740	0.1	319.68	305.59	14.09
64-65	2.7	100	280	1.7	319.76	303.70	16.06
73-60	39.3	260	650	2.8	316.90	303.61	13.29
73-72	2.7	100	700	1.7	317.47	303.75	13.72
73-63	0.8	100	300	0.2	318.63	304.90	13.73
60-58	20.7	250	1230	0.8	315.86	302.65	13.20
19-38	2.4	200	510	0	322.04	305.65	16.39
19-20	14.5	200	290	1.3	321.69	306.16	16.53
38-37	9.3	200	650	0.6	321.73	305.66	16.07
20-22	8.1	200	790	0.4	321.34	310.57	10.77
37-36	5.2	150	620	0.8	321.24	308.60	12.65
41-66	0.8	50	300	4.9	319.68	305.59	14.09
41-40	9.4	300	580	0.1	321.09	307.79	13.30
66-72	4.8	100	460	4.8	317.47	303.75	13.72
67-66	0.7	150	620	1.2	320.33	307.01	13.32
63-62	2.9	100	680	1.9	318.63	304.90	13.73

From-To	Quantity (L/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
40-67	10.2	150	280	2.7	321.09	307.79	13.30
36-40	4.3	150	280	0.5	321.24	308.69	12.55
22-36	2.1	150	610	0.1	321.34	310.57	10.77
43-64	9.3	150	410	2.3	320.22	300.31	19.91
64-63	6.4	100	260	6.1	318.63	304.90	13.73

From-To	Quantity (l/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
90' (New plant)					353.60		
90'-90	93.2	300	150	5.6	352.76	326.23	26.54
90-89	87.5	300	550	5.0	350.01	321.92	28.09
89-30	86.5	300	850	4.9	345.84	321.96	23.88
30-31	79.3	300	300	4.2	344.68	318.60	25.98
31-33	39.3	300	700	1.1	343.81	312.61	31.20
31-32	40.0	300	650	1.2	343.80	318.35	25.45
33-34	37.6	300	770	1.1	342.96	310.86	32.10
34-24	1.1	300	780	0	342.96	314.83	28.13
32-26	39.0	300	690	1.1	343.04	318.09	24.95
25-24	2.6	232	580	0.2	342.96	314.83	28.13
26-25	5.0	232	630	0.1	342.98	318.09	24.89
26-27	30.9	250	960	1.8	349.52	322.82	26.70
27-28	25.6	200	820	3.7	346.49	331.49	15.00
28-29 (University)	23.1	200	680	3.1	344.38	338.62	5.76
34-88	30.8	200	820	5.2	338.70	310.52	28.18
88-69	24.4	200	420	3.4	337.27	307.14	30.13
69-70	24.4	200	700	3.4	334.89	303.67	31.22

Proposed W.T.P.
(Paton 系)

AD 1980

(C = 130)

From-To	Quantity (l/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
(PINO RIVER RIGHT REGION SYSTEM)							
4 (proposed plant)							
4-2	277.1	600	200	1.5	342.40	304.78	37.32
2-1	923	350	1,870	2.6	337.24	308.64	28.60
1-21	72.6	515	730	0.3	337.05	310.49	26.56
21-22	67.1	515	1,070	0.2	336.81	310.57	26.24
22-23	59.9	365	500	1.0	336.33	312.21	24.12
23-35	54.3	350	820	1.0	335.53	309.16	26.37
35-40	1.5	300	570	0.0	335.53	307.79	27.74
35-68	46.8	212	310	8.5	332.89	308.30	24.59
68-67	1.6	150	660	0.1	332.82	307.01	25.81
68-69	41.5	232	510	4.4	330.65	307.14	23.51
69-71	11.7	150	700	3.5	328.20	306.40	21.80
69-70	28.2	200	700	4.5	327.50	303.67	23.83
71-70	1.5	100	1,080	0.6	327.55	303.67	23.88
(PINO RIVER LEFT REGION SYSTEM)							
2-3	184.8	450	130	2.8	341.74	305.70	36.04
3-5	178.6	450	200	2.6	341.22	305.50	35.72
5-6	162.8	400	880	3.9	337.79	304.50	33.29
6-8	160.0	400	850	3.8	334.56	305.26	29.31
8-9	131.0	350	610	5.1	331.45	304.49	26.96
9-52	59.5	300	880	2.5	329.26	303.72	25.53
9-10	59.7	300	670	2.5	329.77	304.36	25.41
52-53	50.6	300	990	1.8	327.47	303.12	24.35
53-51	39.7	250	150	2.8	327.05	303.44	23.61
50-51	2.6	150	390	0.2	327.02	303.38	23.64
51-54	38.1	250	850	2.6	324.81	303.04	21.77
49-50	6.7	150	430	1.3	327.10	303.73	23.37

From-To	Quantity (l/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
54-55	34.7	250	500	2.2	323.71	302.40	21.31
55-56	30.6	250	1,100	1.7	321.84	303.42	18.42
56-57	16.9	200	1,100	1.7	319.97	302.94	17.03
13-12	3.2	100	390	2.3	326.12	304.90	21.22
10-47	21.0	200	390	2.6	328.76	304.02	24.74
10-11	29.5	300	460	0.7	329.45	304.07	25.38
47-48	17.5	200	390	1.8	328.06	303.88	24.18
48-49	12.9	200	300	1.1	327.66	303.73	23.93
49-46	2.2	150	380	0.2	327.58	306.61	20.97
11-14	27.2	300	360	0.6	329.23	304.97	24.26
14-44	20.6	200	380	2.5	328.28	305.79	22.49
14-13	4.6	100	490	4.5	327.02	304.90	22.12
44-46	10.4	200	480	1.6	327.51	306.61	20.90

Existing Old W.T.P. AD 2000
(旧1系)

(O = 130)

Prom-Po	Quantity (l/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
16' (Old plant)					325.80		
16-16	121.5	300	120	2.6	325.49	305.43	20.06
16-17	121.5	300	530	2.6	324.14	305.32	18.84
17-18	108.9	300	430	2.1	323.24	305.21	18.03
18-15	83.7	300	190	1.3	323.00	300.70	16.30
18-19	23.5	200	270	3.2	322.39	304.90	17.49
15-39	82.9	330	260	2.6	322.32	305.60	16.72
39-42	81.7	330	350	2.3	321.51	304.23	17.28
39-38	1.8	200	210	0	324.59	305.65	18.94
42-65	60.3	260	430	5.0	319.36	303.70	15.66
42-43	13.5	200	160	1.1	321.33	306.50	14.83
42-41	1.1	300	770	0	321.51	306.41	15.10
65-73	55.2	260	330	4.2	317.97	303.86	14.11
65-64	2.8	100	280	1.8	319.85	304.04	15.81
65-66	1.3	150	740	0.1	319.32	305.59	13.73
73-60	35.9	250	650	2.3	316.47	303.61	12.86
73-63	2.7	100	390	1.6	317.34	303.49	13.85
60-61	4.1	100	230	3.7	315.62	303.41	12.21
61-62	1.7	100	300	0.7	315.40	303.00	12.40
43-64	11.8	150	410	3.6	319.85	304.04	15.81
64-63	6.9	100	260	9.7	317.34	303.49	13.85
63-62	3.6	100	680	2.8	315.40	303.00	12.40
19-20	2.1	200	290	0	322.38	306.16	16.22
19-38	3.9	200	510	0.1	322.33	305.65	16.68
38-37	2.1	200	550	0	322.31	305.66	16.65

Existing New W.T.P.
(第2系)

AD 2000

(O = 130)

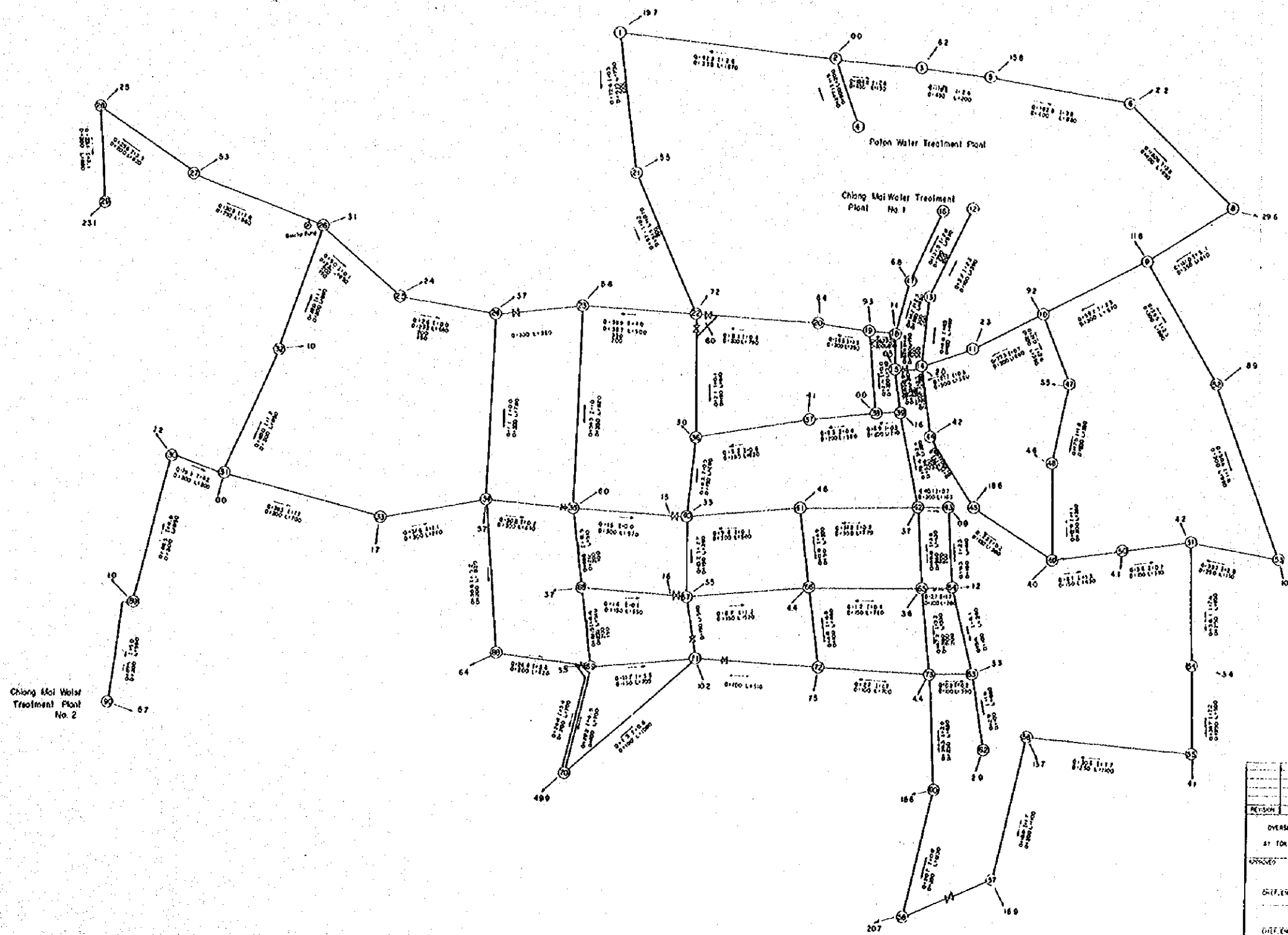
From-To	Quantity (L/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Level (m)
90 / (New plant)					368.50		
90-90	80.3	300	150	4.3	367.85	326.23	41.62
90-91	130	200	4,000	1.1	363.45	340.00	23.45
90-89	65.3	311	550	2.9	366.25	321.92	44.33
89-30	62.8	300	850	2.7	363.95	321.96	41.99
30-92	60.3	250	920	6.2	358.25	333.75	24.50
92-94	47.8	250	1,010	4.0	354.21	327.47	26.74
94-95 (University)	47.8	250	850	4.0	343.81	338.62	12.19

From-To	Quantity (l/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
(PING RIVER LEFT REGION SYSTEM)							
4 (proposed plant)					342.40		
4--2	816.9	780	200	3.0	341.80	304.78	37.02
2--3	379.1	450	130	10.5	340.43	305.70	34.73
3--5	363.5	450	200	9.7	338.49	305.50	32.99
3--76	10.4	200	5,300	0.7	336.72	311.00	25.72
5--12	185.8	450	1,150	2.8	335.26	305.43	29.83
6--6	144.1	400	880	3.1	335.74	304.50	31.24
5--77	28.1	300	8,600	0.6	333.22	314.00	19.22
12--13	90.4	353	390	2.9	334.13	304.90	29.23
12--84	80.6	300	320	4.3	333.88	305.41	28.47
13--14	96.7	353	490	2.7	332.79	304.97	27.82
14--44	73.8	296	380	3.9	331.31	305.79	25.52
14--11	19.1	300	360	0.3	332.68	304.07	28.61
44--46	65.9	296	440	3.2	329.91	306.61	23.30
44--45	4.0	100	200	3.5	330.61	304.33	26.28
46--85	66.2	250	640	7.3	325.26	304.21	21.05
49--46	6.5	232	380	0.1	329.91	306.61	23.30
85--56	37.3	250	730	2.5	323.43 (330.71)	303.42	20.01
56--57	36.5	200	1,100	7.2	322.79	302.94	19.85
55--56	24.6	250	1,100	1.2	323.43	303.42	20.01
57--86	11.7	150	800	3.5	320.00	306.00	15.00
6--8	133.2	400	850	2.7	333.46	305.25	28.21
6--7	5.4	100	1,200	6.1	328.44	298.00	27.44
8--79	42.7	250	1,230	3.2	329.49	304.00	24.89
8--9	72.1	350	610	1.7	332.45	304.49	27.96
8--78	0.2	100	1,000	7.9	325.59	298.00	27.59
79--81	29.2	250	1,200	1.6	327.58	302.80	24.78

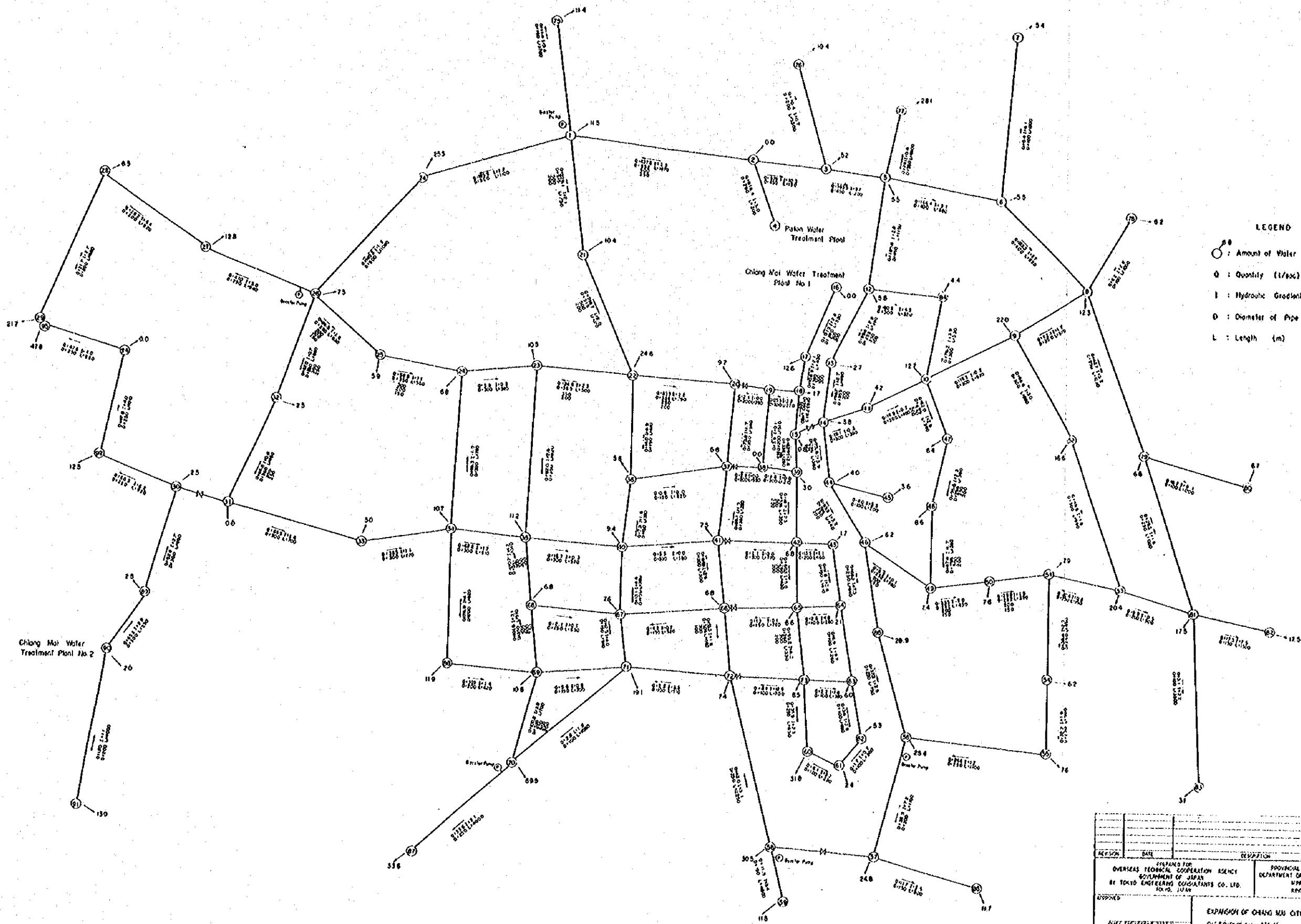
From-To	Quantity (l/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
79-80	6.7	100	1,200	0.1	318.60	298.00	20.60
81-83	3.1	100	3,500	2.2	319.96	299.00	20.96
53-81	8.9	200	900	0.5	327.58	302.80	24.78
81-82	17.5	150	1,500	7.5	316.39	298.00	18.39
84-10	76.2	300	330	3.9	332.60	304.36	28.24
10-47	62.0	296	390	2.8	331.49	304.02	27.47
10-9	16.3	300	670	0.2	332.45	304.49	27.96
11-10	14.9	300	460	0.2	332.60	304.36	28.24
47-48	55.6	296	390	2.3	330.59	303.88	26.71
48-49	47.4	296	360	1.7	329.97	303.73	26.24
49-50	33.5	232	430	3.0	328.66	303.38	25.28
9-52	66.4	300	880	3.0	329.80	303.72	26.08
52-53	49.8	300	990	1.8	328.05	303.12	24.93
53-51	20.4	250	150	0.8	327.93	303.44	24.49
51-54	38.4	250	860	2.7	325.67	303.04	22.63
50-51	25.9	232	390	1.9	327.93	303.44	24.49
54-55	32.2	250	500	1.9	324.71	302.40	22.31
(PING RIVER RIGHT REGION SYSTEM)							
4-2	816.0	780	200	3.0	341.80	304.78	37.02
2-1	437.8	652	1,870	2.3	337.58 (340.47)	308.64	28.94
1-21	229.1	515	730	2.1	336.01	310.49	25.52
1-74	185.8	500	1,100	1.7	335.73	314.50	21.23
1-75	11.4	150	3,700	3.4	334.00	319.00	15.00
21-22	218.7	615	1,070	2.0	333.90	310.57	23.33
22-20	83.5	336	790	2.7	331.81	306.16	25.65
22-23	96.6	366	500	2.3	332.74	312.21	20.53
22-36	14.0	150	610	4.9	330.89	308.69	22.20
20-37	73.8	350	540	1.7	330.88	305.66	25.22

From-To	Quantity (l/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (‰)	Water Level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
37-41	69.1	350	280	1.5	330.45	306.41	24.04
36-37	0.9	150	620	0.0	330.88	305.66	25.22
41-66	64.9	300	300	2.9	329.58	305.59	23.99
40-41	3.3	300	680	0.0	330.45	306.41	24.04
66-72	63.3	306	460	1.8	328.75	303.75	25.00
66-67	4.8	150	520	0.7	329.23	307.01	22.22
72-58	42.0	250	2250	3.1	321.70 (328.30)	302.65	19.05
72-71	3.9	100	510	3.3	327.09	306.40	20.69
58-59	11.5	150	4600	3.4	313.00	298.00	15.00
74-26	160.3	500	1080	1.3	334.35 (353.01)	318.09	16.26
26-32	47.0	360	690	0.7	333.90	318.25	15.65
26-27	41.0	250	960	3.0	350.13	322.82	27.31
26-25	64.8	350	630	1.4	333.49	315.37	18.12
24-23	6.9	200	360	0.2	332.74	312.21	20.53
24-34	46.3	300	780	1.5	331.63	310.86	20.77
25-24	58.9	350	580	1.1	332.83	314.83	18.00
23-35	92.0	350	820	2.6	330.61	309.16	21.45
35-68	110.7	341	310	4.2	329.33	308.30	21.03
34-35	48.2	300	610	1.7	330.61	309.16	21.45
35-40	18.3	300	570	0.3	330.46	307.79	22.67
68-69	101.8	350	510	3.1	327.73	307.14	20.59
68-67	2.1	150	650	0.1	329.23	307.01	22.22
69-70	100.3	335	700	3.8	325.09 (345.40)	303.67	21.42
88-69	14.9	200	420	1.4	327.73	307.14	20.59
69-71	5.6	150	700	0.9	327.09	306.40	20.69
70-87	33.6	250	4000	2.1	337.00	322.00	15.00
71-70	2.8	100	1080	1.9	325.09	303.67	21.42
32-31	44.5	300	650	0.6	333.51	318.00	15.51
31-33	44.5	300	700	1.4	332.51	312.61	19.90

From-To	Quantity (L/sec)	Diameter (mm)	Length (m)	Hydraulic Gradient (%)	Water level (m)	Ground Level (m)	Residual Head (m)
33-34	39.5	300	770	1.1	331.63	310.86	20.77
34-88	26.8	200	820	4.1	328.30	310.52	17.78
36-40	7.5	150	280	1.6	330.46	307.79	22.67
40-67	13.1	150	280	4.4	329.23	307.01	22.22
67-71	12.5	150	640	4.0	327.09	306.40	20.69
27-28	28.2	200	820	4.4	346.49	331.49	15.00
28-29	21.7	200	680	2.7	344.63	338.62	6.01



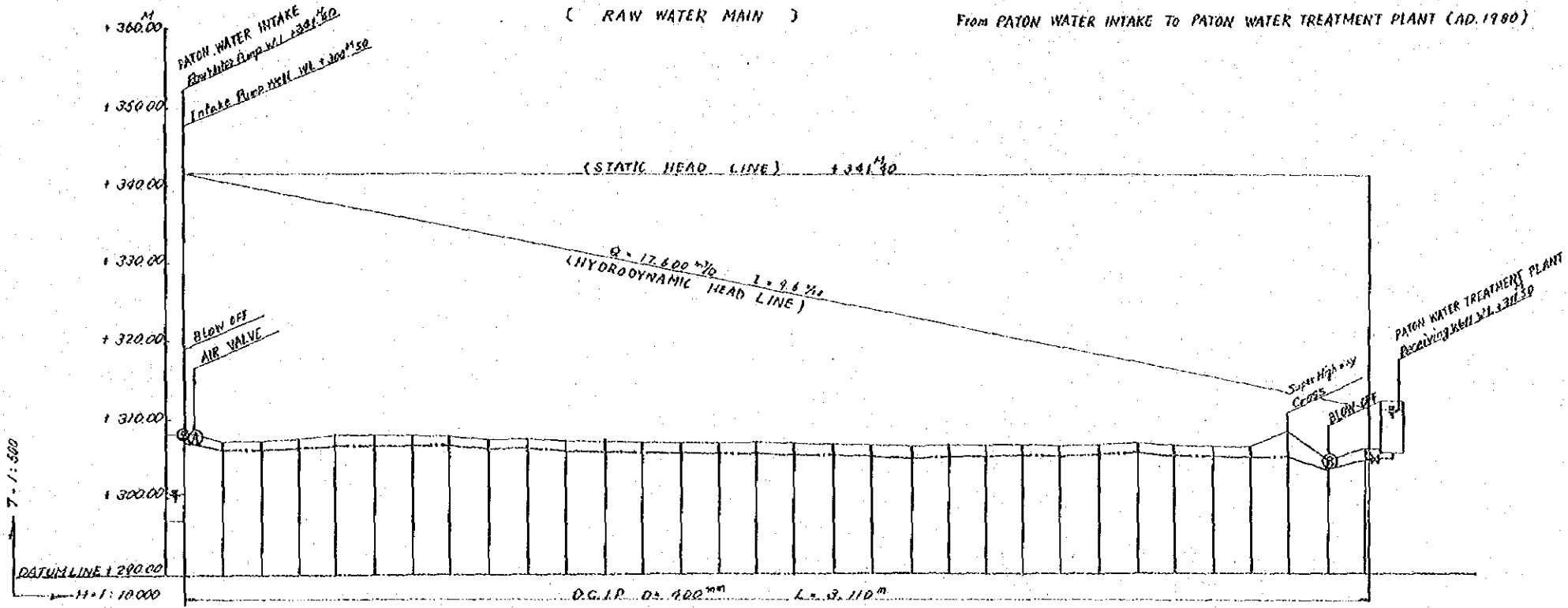
REVISION	DATE	DESCRIPTION	APPROVAL
PREPARED FOR OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY GOVERNMENT OF JAPAN AT TOKYO ENGINEERING CONSULTANTS CO. LTD. TOKYO, JAPAN		PROVINCIAL WATER SUPPLY DIVISION DEPARTMENT OF PUBLIC AND MUNICIPAL WORKS MINISTRY OF INTERIOR BANGKOK, THAILAND	
APPROVED CHIEF ENGINEERING SECTION DATE:		EXPANSION OF CHIANG MAI CITY WATER SUPPLY SYSTEM DISTRIBUTION MAIN DIAGRAM OF FLOW VOLUMES IN DISTRIBUTION MAIN (A.D. 1983)	
CHIEF ENGINEER-IN-CHARGE DATE:		APPROVED DATE:	SCALE: 1/10000 DRAWING NUMBER:



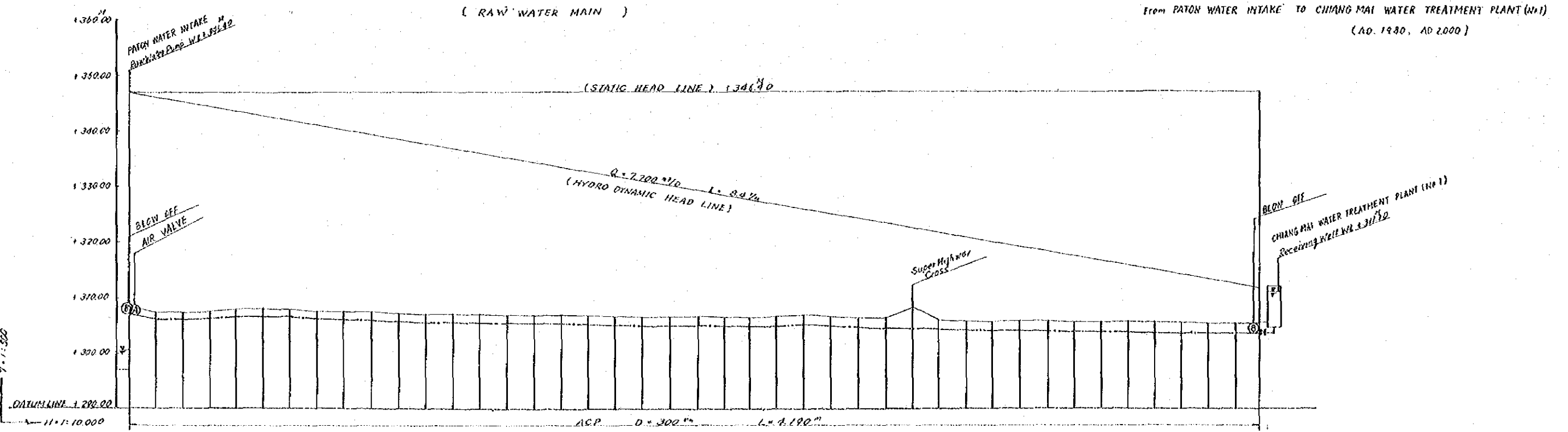
LEGEND

- : Amount of Water Consumption (l/sec)
- : Quantity (l/sec)
- l : Hydraulic Gradient (%)
- ∅ : Diameter of Pipe (mm)
- L : Length (m)

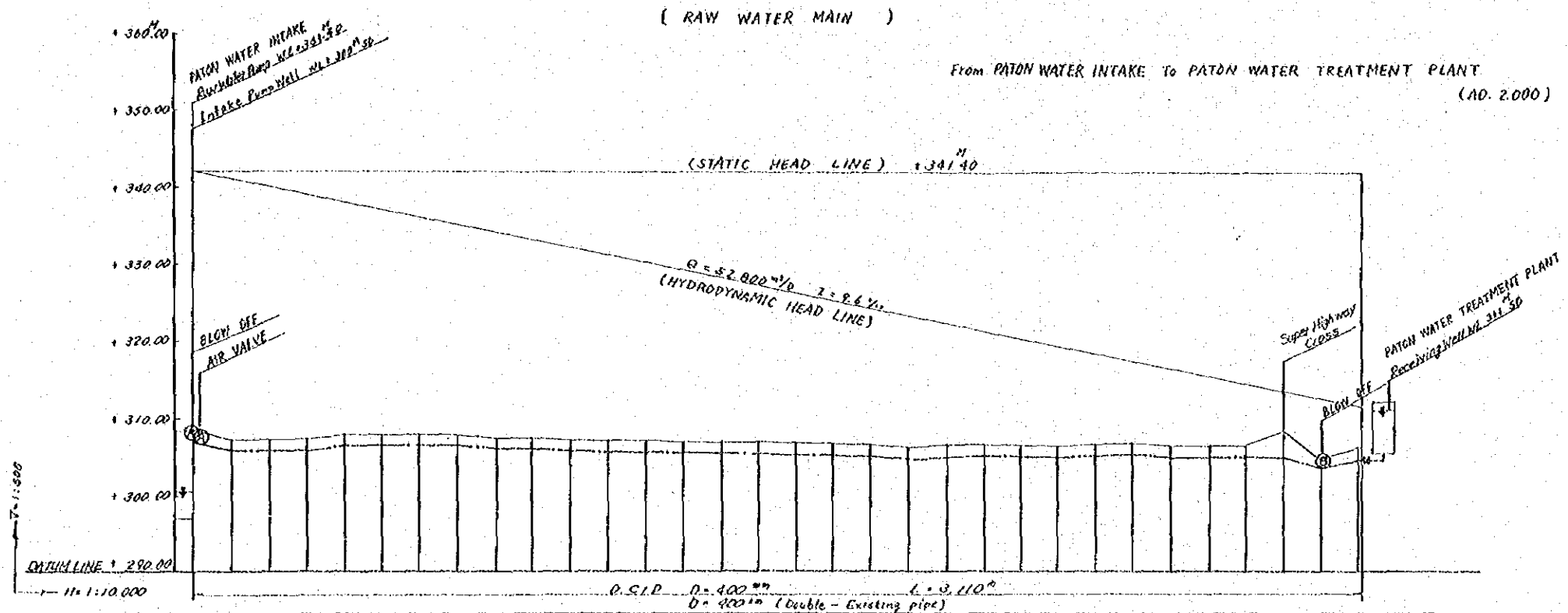
DESIGNED FOR		APPROVED	
DATE	DESCRIPTION	DATE	DESCRIPTION
PREPARED FOR OVERSEAS TECHNICAL COOPERATION AGENCY GOVERNMENT OF JAPAN BY TOKYO ENGINEERING CONSULTANTS CO. LTD. 10-10, 1-10-10		PROVINCIAL WATER SUPPLY DIVISION DEPARTMENT OF PUBLIC AND WORKS MINISTRY OF INTERIOR REGION OF THAILAND	
DRAWN BY CHECKED BY DATE		EXPANSION OF CHIANG MAI CITY WATER SUPPLY SYSTEM DISTRIBUTION MAIN DIAGRAM OF FLOW VOLUMES III (DISTRIBUTION MAIN (A.D. 2000)) SCALE 1/1000 DATE	



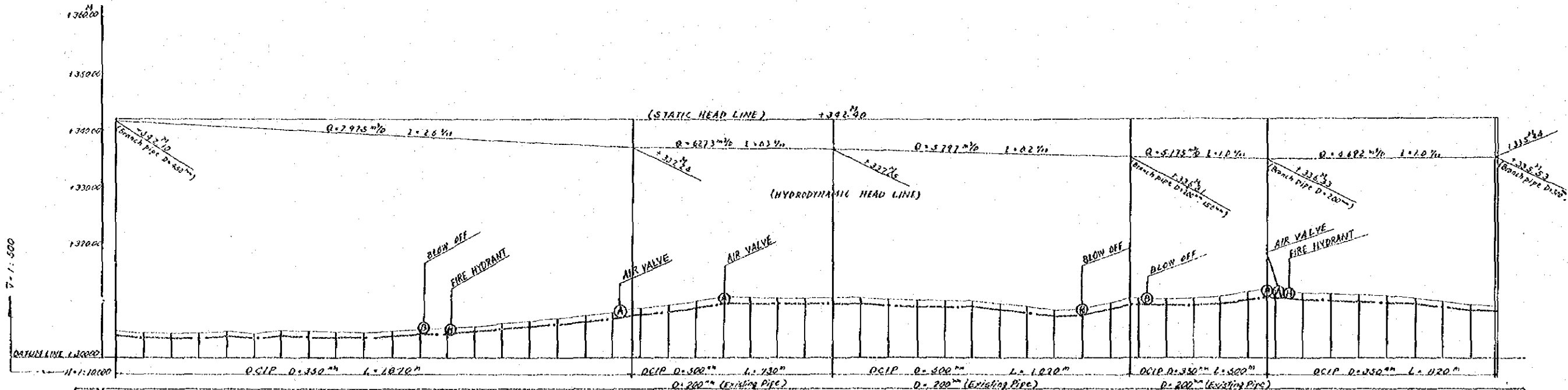
STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND HEIGHT	CENTRAL HEIGHT OF PIPE	RELATIVE HEAD	HYDRODYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
0	0	0	308.50	307.00	33.00	32.10	341.40
	100	100	307.90				
	200	200	307.80				
	300	300	307.60				
	400	400	307.97				
	500	500	307.90				
	600	600	307.91				
	700	700	307.79				
	800	800	307.35				
	900	900	307.51				
1	1000	1000	307.10	306.60	26.40	33.00	
	1100	1100	306.07				
	1200	1200	306.90				
	1300	1300	306.87				
	1400	1400	306.72				
	1500	1500	306.77				
	1600	1600	306.70				
	1700	1700	306.65				
	1800	1800	306.65				
	1900	1900	306.39				
2	2000	2000	306.60	306.09	15.71	32.26	
	2100	2100	306.53				
	2200	2200	306.51				
	2300	2300	306.43				
	2400	2400	306.50				
	2500	2500	306.72				
	2600	2600	306.60				
	2700	2700	306.26				
	2800	2800	306.26				
	2900	2900	306.20				
	3000	3000	306.00	305.10	8.00	312.60	
3	3100	3110	306.00	306.50	5.50	311.00	341.40



STATION	SECTION DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND HEIGHT	CENTRAL HEIGHT	EFFECTIVE HEAD	HYDRO-STATIC HEAD	STATIC HEAD
0	0	0	308.50	307.16	27.90	346.40	346.40
	100	100	307.20				
	200	200	307.35				
	300	300	307.45				
	400	400	307.67				
	500	500	307.90				
	600	600	307.91				
	700	700	307.79				
	800	800	307.25				
	900	900	307.47				
1	100	1,000	307.16	306.81	30.84	332.00	332.00
	100	1,100	306.97				
	100	1,200	306.70				
	100	1,300	306.87				
	100	1,400	306.72				
	100	1,500	306.77				
	100	1,600	306.73				
	100	1,700	306.63				
	100	1,800	306.55				
	100	1,900	306.39				
2	100	2,000	306.49	305.10	22.11	329.60	329.60
	100	2,100	306.55				
	100	2,200	306.57				
	100	2,300	306.45				
	100	2,400	306.56				
	100	2,500	306.72				
	100	2,600	306.66				
	100	2,700	306.29				
	100	2,800	306.26				
	100	2,900	306.28				
3	100	3,000	305.90	304.59	15.26	321.20	321.20
	100	3,100	305.66				
	100	3,200	305.55				
	100	3,300	305.71				
	100	3,400	305.49				
	100	3,500	305.03				
	100	3,600	305.57				
	100	3,700	305.77				
	100	3,800	305.51				
	100	3,900	305.50				
4	100	4,000	305.60	304.05	7.40	312.80	312.80
	100	4,100	305.30				
	00	4,190	305.40	304.05	5.80	311.20	311.20

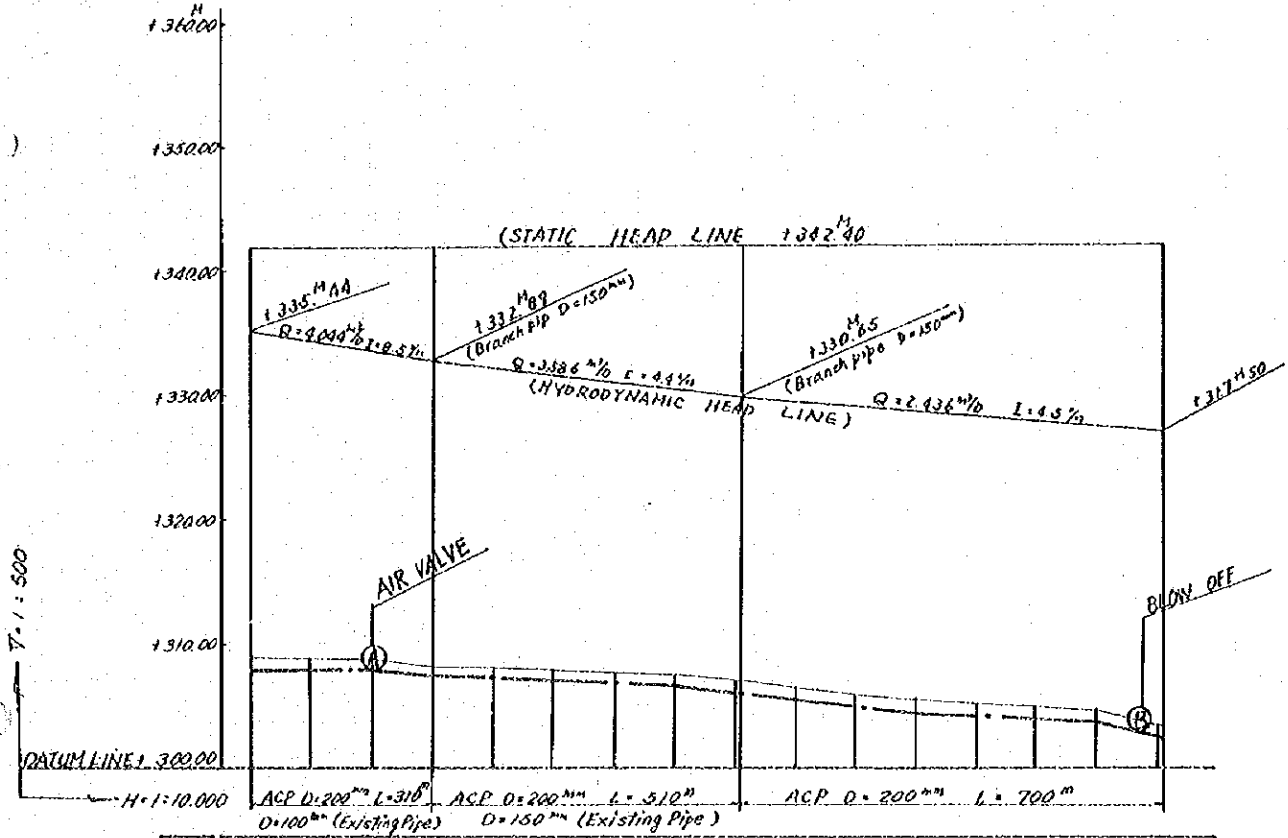


STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND MEAN ELEVATION	VERTICAL ALIGNMENT ELEVATION	EFFECTIVE HEAD	HYDRODYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
0	0	0	307.50	307.00	32.93	341.40	341.40
	100	100	307.38				
	200	200	307.35				
	300	300	307.46				
	400	400	307.07				
	500	500	307.90				
	600	600	307.97				
	700	700	307.79				
	800	800	307.35				
	900	900	307.61				
1	1000	1000	307.16	305.66	24.65	341.00	
	1100	1100	306.97				
	1200	1200	306.90				
	1300	1300	306.87				
	1400	1400	306.72				
	1500	1500	306.77				
	1600	1600	306.72				
	1700	1700	306.63				
	1800	1800	306.55				
	1900	1900	306.39				
2	2000	2000	306.69	305.99	15.71	322.20	
	2100	2100	306.55				
	2200	2200	306.57				
	2300	2300	306.93				
	2400	2400	306.56				
	2500	2500	306.72				
	2600	2600	306.56				
	2700	2700	306.25				
	2800	2800	306.20				
	2900	2900	306.26				
	3000	3000	306.60	303.10	6.00	312.50	
3	3100	3100	306.00	306.00	5.50	311.50	341.40
	3110	3110	306.00	306.00			

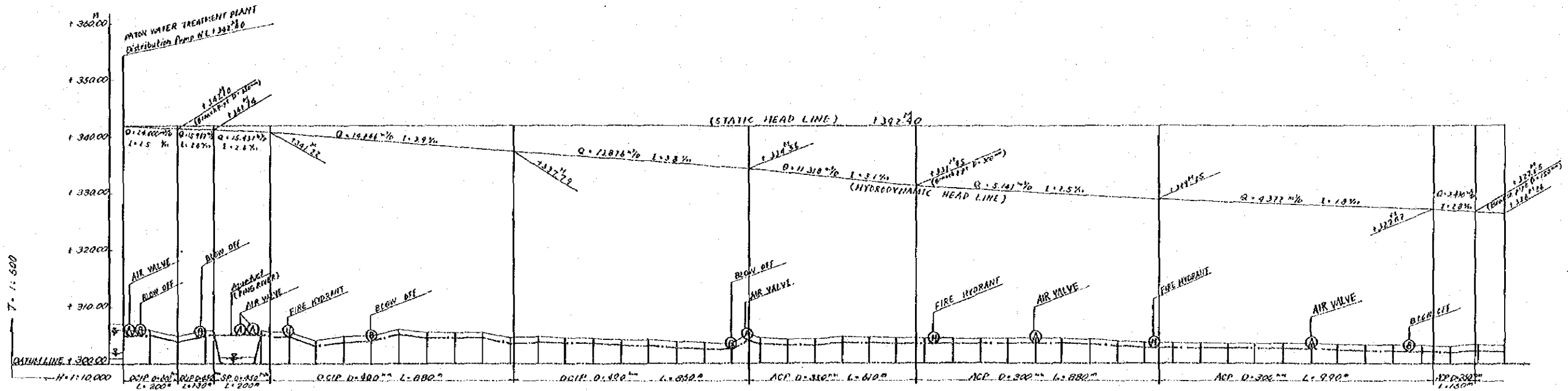


STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND ELEVATION	INTERNAL HEAD	EFFECTIVE HEAD	STATIC HEAD	STP-TIC HEAD
2	0	0	304.70	303.36	37.32	342.10	342.40
	100	100	304.63				
	200	200	304.67				
	300	300	304.56				
	400	400	304.71				
	500	500	304.38				
	600	600	304.78				
	700	700	304.58				
	800	800	304.82				
	900	900	304.53				
	1000	1000	304.67				
	1100	1100	304.94				
	1200	1200	305.10				
	1300	1300	305.47				
	1400	1400	305.93				
	1500	1500	305.24				
	1600	1600	306.87				
	1700	1700	307.20				
	1800	1800	307.91				
1	70	1870	308.62	307.69	28.60	337.54	337.54
	50	1920	308.68				
	100	2000	309.03				
	100	2100	309.80				
	100	2200	310.69				
	100	2300	310.57				
	100	2400	310.57				
	100	2500	310.63				
21	100	2600	310.60	308.96	24.55	337.65	337.65
	100	2700	310.55				
	100	2800	310.24				
	100	2900	310.09				
	100	3000	310.62				
	100	3100	310.02				
	100	3200	309.67				
	100	3300	309.12				
	100	3400	308.24				
	100	3500	308.66				
	100	3600	309.60				
	70	3670	310.57	309.65	21.22	329.81	329.81
	30	3700	310.57				
22	100	3800	310.30	309.76	21.68	328.58	328.58
	100	3900	310.55				
	100	4000	310.87				
	100	4100	311.18				
	70	4170	312.22	311.76	21.22	330.98	330.98
	30	4200	311.18				
23	100	4300	311.50	311.50	21.50	330.00	330.00
	100	4400	311.20				
	100	4500	311.20				
	100	4600	311.06				
	100	4700	310.57				
	100	4800	309.90				
	100	4900	309.57				
24	90	5000	309.18	307.70	21.48	328.48	328.48
	10	5000	309.18				

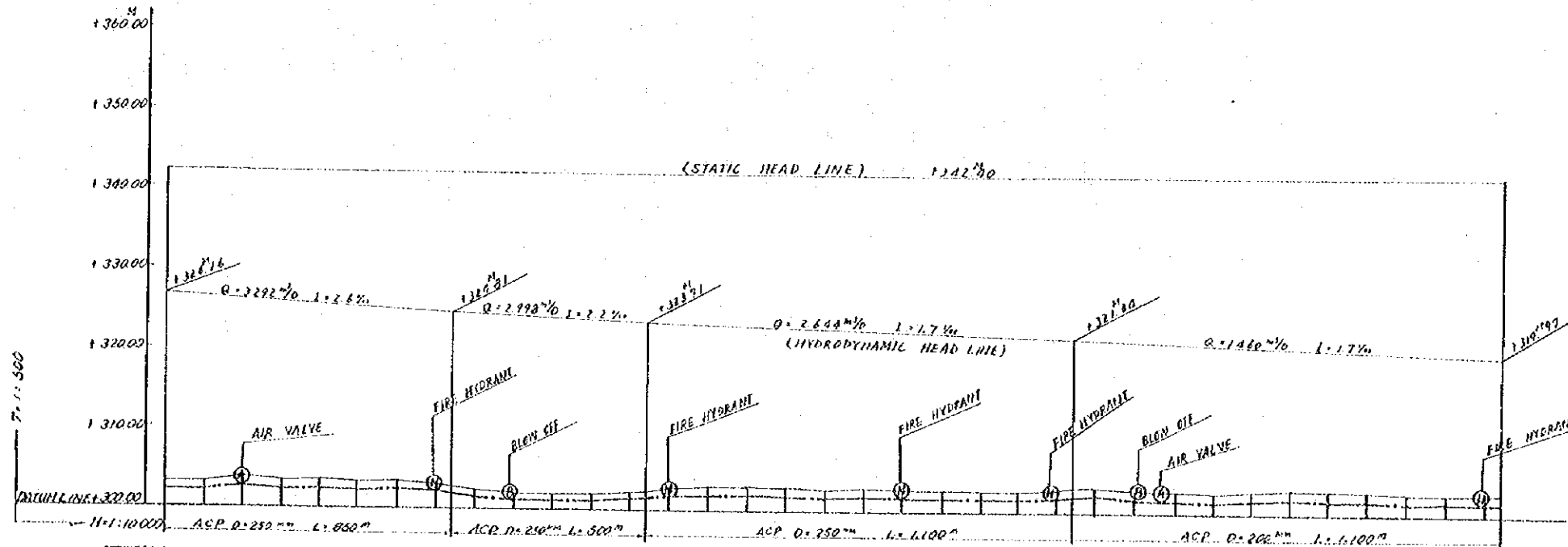
From PATON WATER TREATMENT PLANT TO MOE HIA (AD1980) 2/2



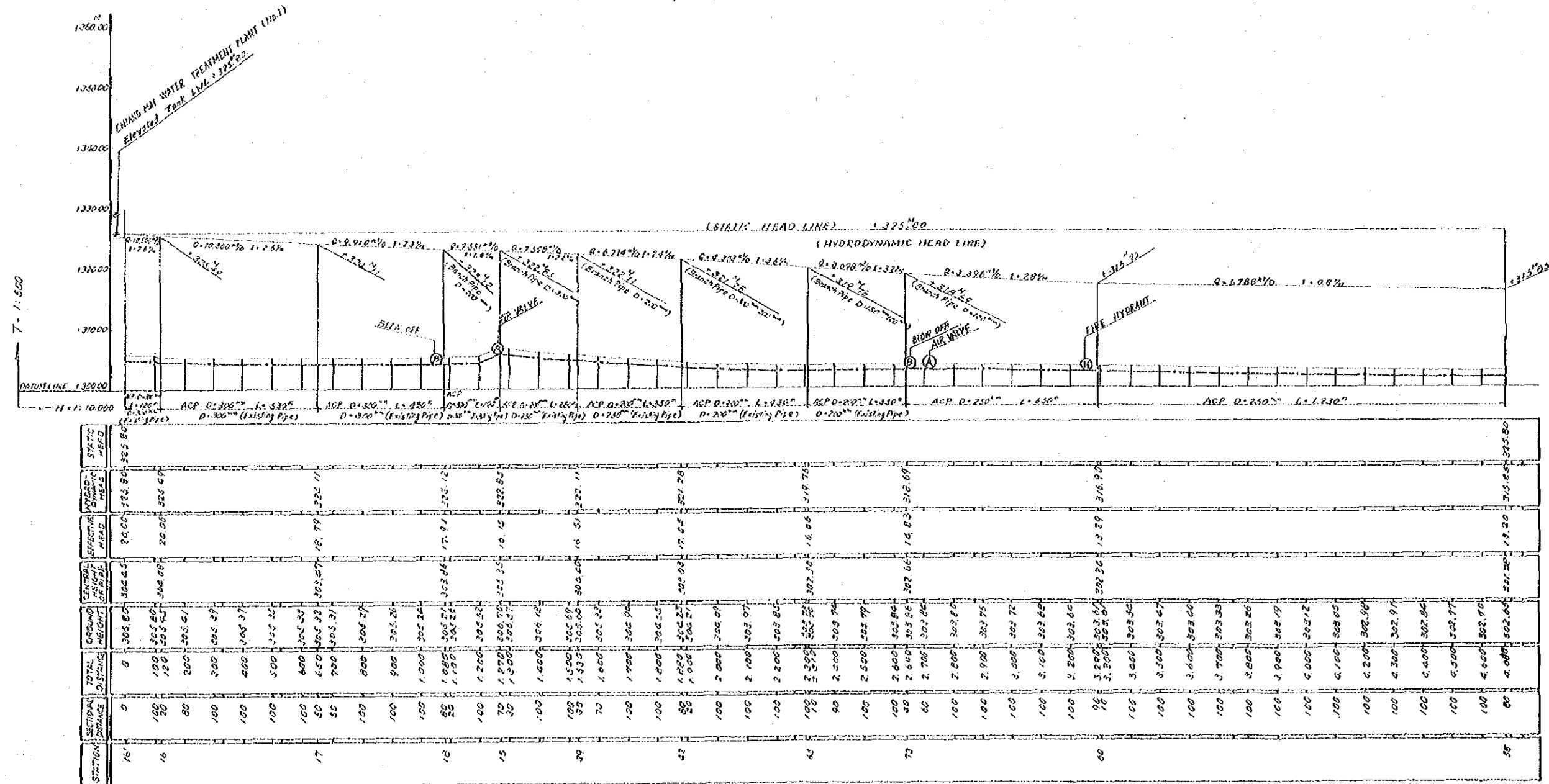
STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND HEIGHT	CENTRAL HEIGHT OF PIPE	EFFECTIVE HEAD	HYDROT. DYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
	10	5.000	309.15	307.96	26.28	335.44	342.40
	100	5.100	308.99				
	100	5.200	308.89				
68	100	5.300	308.50	307.10	26.59	332.89	
	100	5.400	308.28				
	100	5.500	308.01				
	100	5.600	307.87				
	100	5.700	307.63				
	100	5.800	307.18	305.94	23.51	330.65	
69	100	5.900	306.58				
	100	6.000	306.19				
	100	6.100	305.72				
	100	6.200	305.27				
	100	6.300	304.93				
	100	6.400	304.63				
	100	6.500	304.55				
70	100	6.500	303.67	302.47	23.83	327.50	342.40

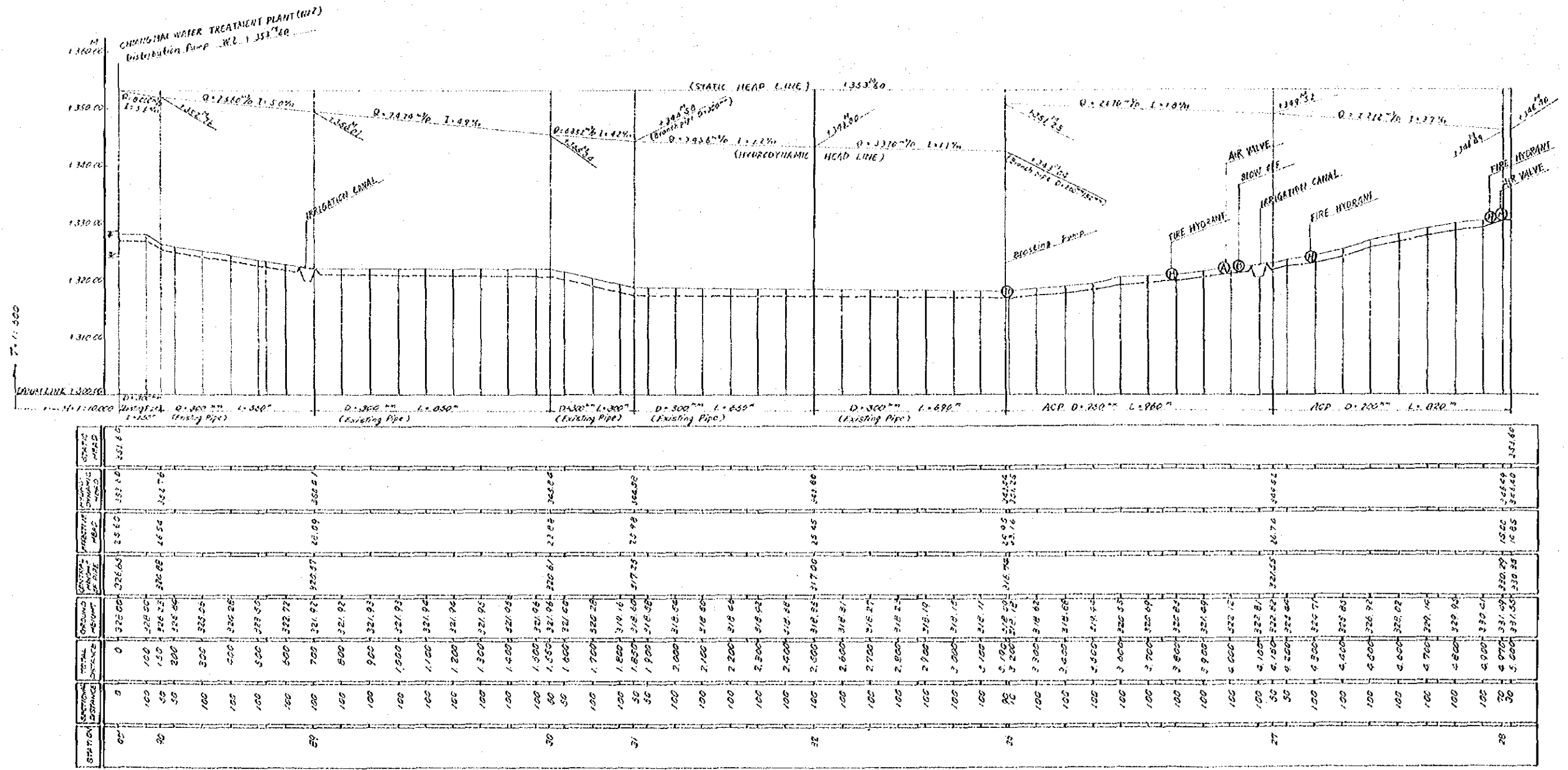


STATION	STATION DISTANCE	GROUND HEIGHT	STATIC HEAD	HYDRODYNAMIC HEAD	EFFECTIVE HEAD	VELOCITY	FRIC. LOSS	MINOR LOSS	TOTAL HEAD
4	0	306.00	342.80	342.80	34.90	3.630	306.30	0	342.80
	100	306.00	342.80	342.80	34.90	3.630	306.30	0	342.80
2	200	306.75	342.10	342.10	37.32	3.630	303.08	0	342.10
3	300	305.75	341.74	341.74	38.04	3.630	302.13	0	341.74
	400	305.50	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
5	500	305.85	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	600	305.47	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	700	303.90	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	800	304.65	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	900	304.75	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1000	305.86	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1100	305.27	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1200	305.38	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1300	305.40	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1400	305.55	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1500	306.63	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1600	306.60	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1700	306.32	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1800	306.12	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	1900	302.92	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2000	302.72	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2100	302.50	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2200	302.37	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2300	305.25	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2400	306.68	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2500	306.28	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2600	306.61	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2700	306.63	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2800	306.49	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	2900	306.42	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3000	306.45	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3100	306.45	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3200	306.45	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3300	306.55	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3400	306.50	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3500	306.29	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3600	302.95	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3700	302.72	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3800	302.72	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	3900	302.59	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4000	302.64	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4100	302.64	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4200	303.55	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4300	303.66	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4400	303.65	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4500	302.61	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4600	302.20	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4700	302.20	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4800	302.33	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	4900	302.33	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	5000	302.25	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	5100	302.12	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	5200	302.19	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	5300	302.54	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	5400	302.54	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	5500	302.36	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22
	5600	302.16	341.22	341.22	38.72	3.630	301.50	0	341.22



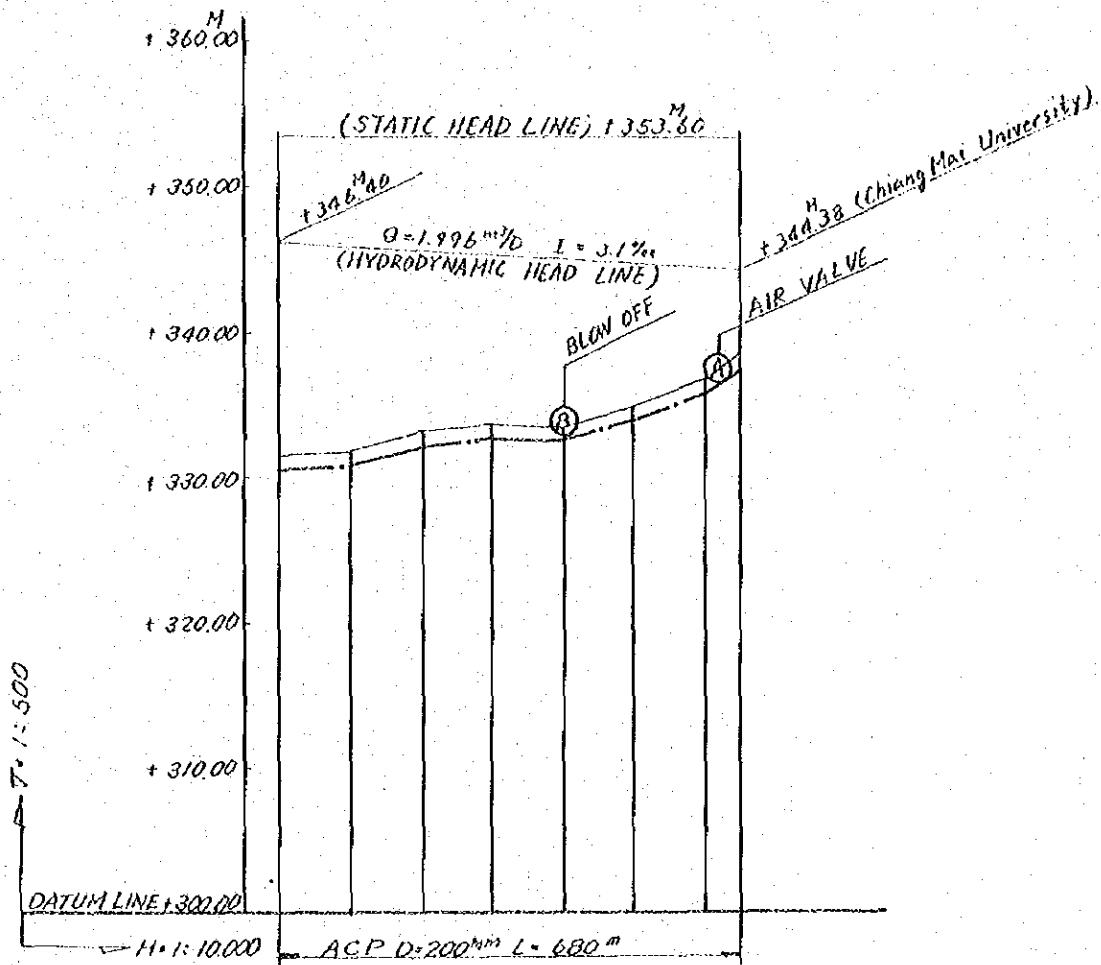
STATION	SECTIONAL CLOSURE	TOTAL DISTANCE	GROUND ELEVATION	CENTRAL HEIGHT OF PIPE	INVERTIVE PIPE	HYDRAULIC HEAD	STATIC HEAD
	100	5.000	302.36	302.16	23.42	326.76	342.90
	100	5.100	302.32				
	100	5.200	302.31				
	100	5.300	302.65				
	100	5.400	302.56				
	100	5.500	302.32				
	100	5.600	302.69				
54	100	5.700	302.30				
	50	5.750	302.64	301.84	21.77	328.81	
	50	5.800	302.67				
	100	5.900	302.18				
	100	6.000	302.20				
	100	6.100	302.07				
55	100	6.200	302.32				
	50	6.250	302.40	301.20	21.21	323.71	
	50	6.300	302.70				
	100	6.400	302.11				
	100	6.500	302.06				
	100	6.600	302.02				
	100	6.700	302.65				
	100	6.800	302.62				
	100	6.900	302.87				
	100	7.000	302.85				
	100	7.100	302.65				
	100	7.200	302.66				
	100	7.300	302.12				
	50	7.350	302.42	302.22	18.42	321.34	
	50	7.400	302.38				
	100	7.500	302.09				
	100	7.600	302.74				
	100	7.700	302.82				
	100	7.800	302.85				
	100	7.900	302.32				
	100	8.000	302.18				
	100	8.100	302.13				
	100	8.200	302.02				
	100	8.300	302.85				
56	100	8.400	302.82				
57	50	8.450	302.95	301.75	17.23	319.07	342.90



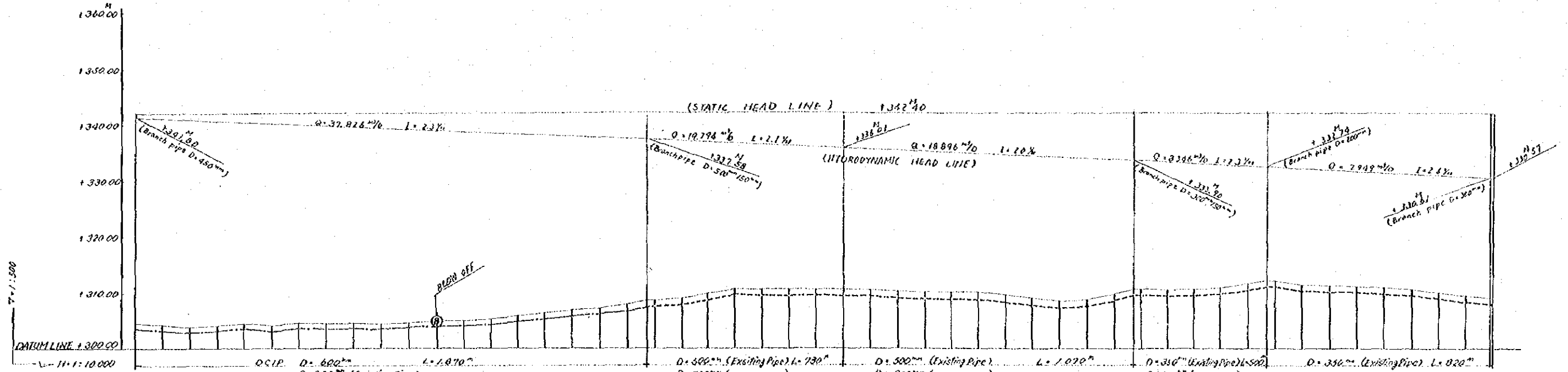


STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	ROUNDING HEAD (MB.D)	LOSS IN PIPE (MB.D)	LOSS IN VALVE (MB.D)	LOSS IN CANAL (MB.D)	LOSS IN HYDRANT (MB.D)	LOSS IN AIR VALVE (MB.D)	LOSS IN SLOW PIPE (MB.D)	LOSS IN IRIGATION CANAL (MB.D)	LOSS IN RESTING PUMP (MB.D)	LOSS IN DISTRIBUTION PUMP (MB.D)	STATIC HEAD (MB.D)	HYDRODYNAMIC HEAD (MB.D)
0+00	0	0	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+100	100	100	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+200	200	200	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+300	300	300	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+400	400	400	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+500	500	500	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+600	600	600	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+700	700	700	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+800	800	800	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
0+900	900	900	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+000	1000	1000	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+100	1100	1100	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+200	1200	1200	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+300	1300	1300	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+400	1400	1400	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+500	1500	1500	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+600	1600	1600	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+700	1700	1700	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+800	1800	1800	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
1+900	1900	1900	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+000	2000	2000	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+100	2100	2100	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+200	2200	2200	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+300	2300	2300	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+400	2400	2400	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+500	2500	2500	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+600	2600	2600	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+700	2700	2700	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+800	2800	2800	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
2+900	2900	2900	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+000	3000	3000	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+100	3100	3100	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+200	3200	3200	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+300	3300	3300	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+400	3400	3400	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+500	3500	3500	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+600	3600	3600	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+700	3700	3700	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+800	3800	3800	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
3+900	3900	3900	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+000	4000	4000	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+100	4100	4100	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+200	4200	4200	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+300	4300	4300	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+400	4400	4400	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+500	4500	4500	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+600	4600	4600	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+700	4700	4700	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+800	4800	4800	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
4+900	4900	4900	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80
5+000	5000	5000	325.00	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1353.80	1353.80

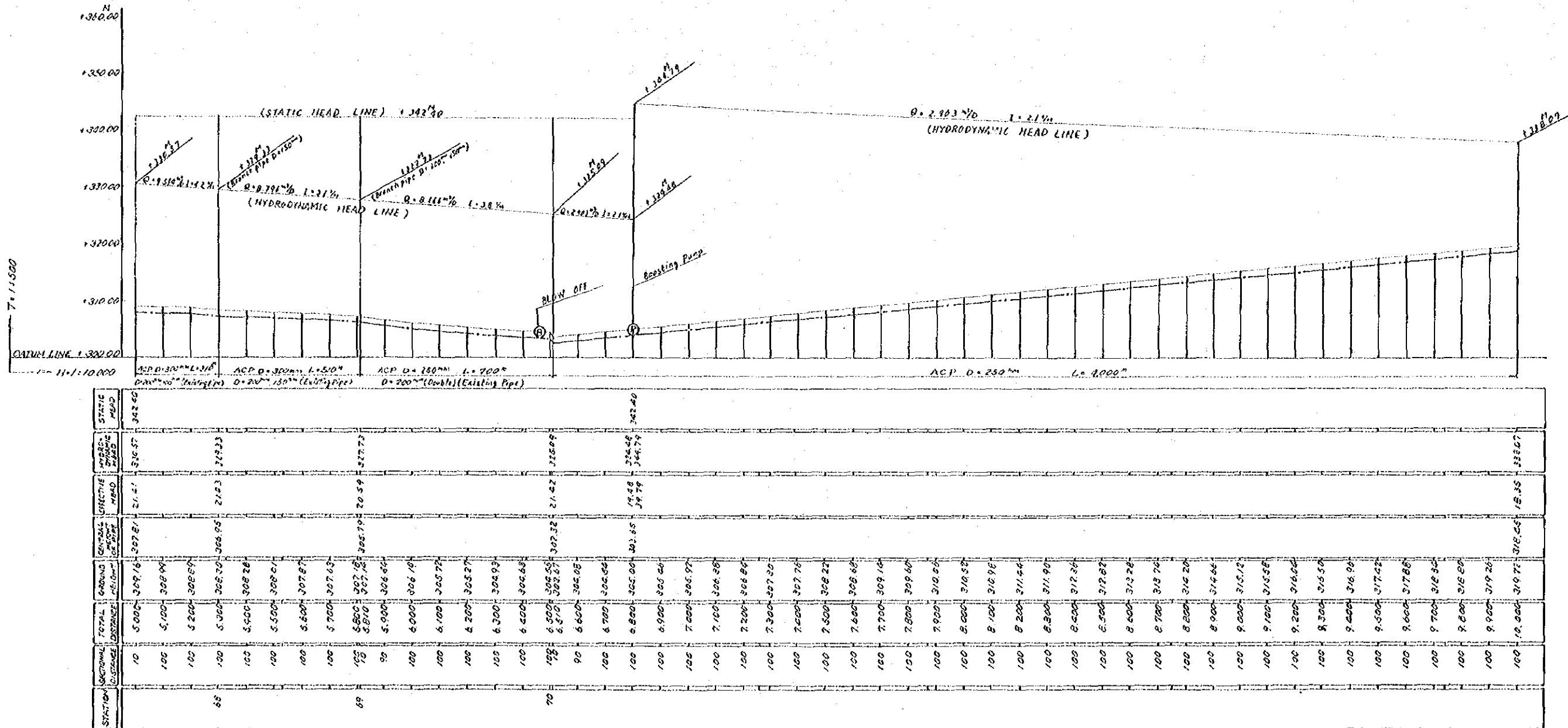
From CHIANGMAI WATER TREATMENT PLANT(No.2) TO CHIANGMAI UNIVERSITY (AD 1900) 2/2



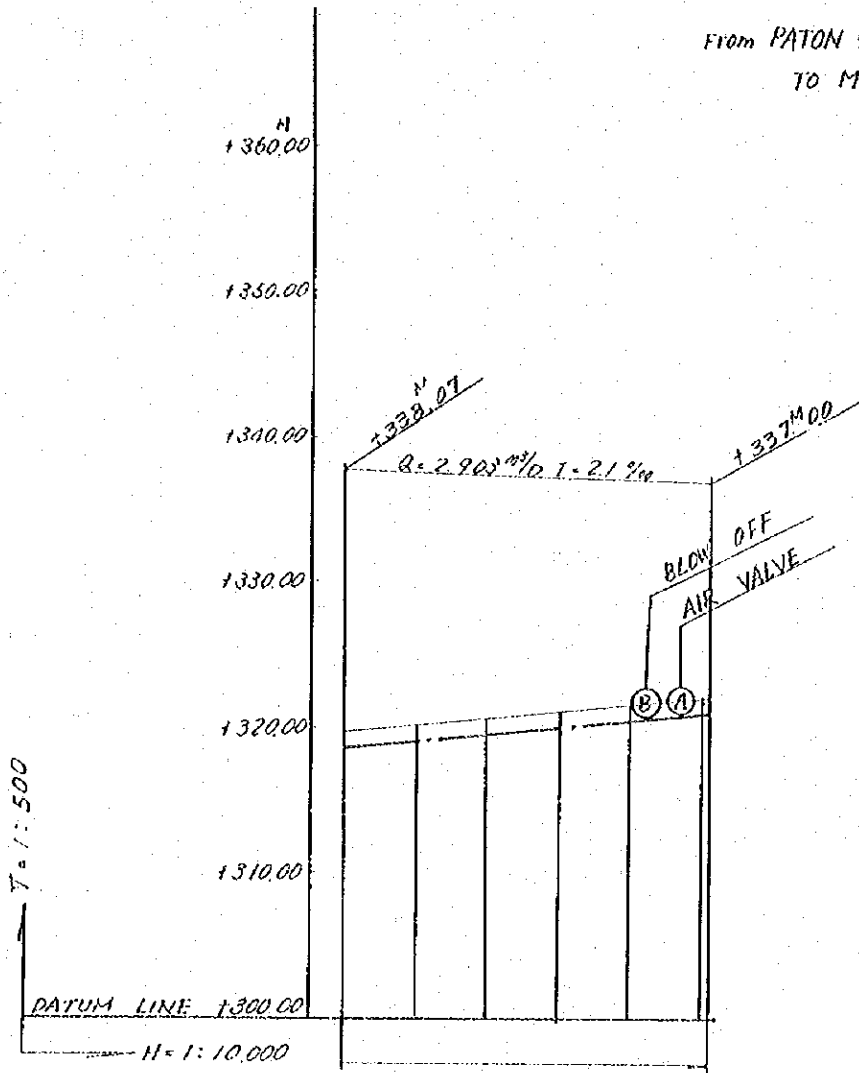
DN	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND HEIGHT	CENTRAL HEIGHT OF PIPE	EFFECTIVE HEAD	HYDRO-DYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
	30	5.000	331.55	330.55	15.25	306.60	353.60
	100	5.100	331.85				
	100	5.200	333.16				
	100	5.300	335.63				
	100	5.400	332.21				
	100	5.500	334.67				
	100	5.600	335.71				
	50	5.650	338.62	337.42	5.76	244.38	303.60



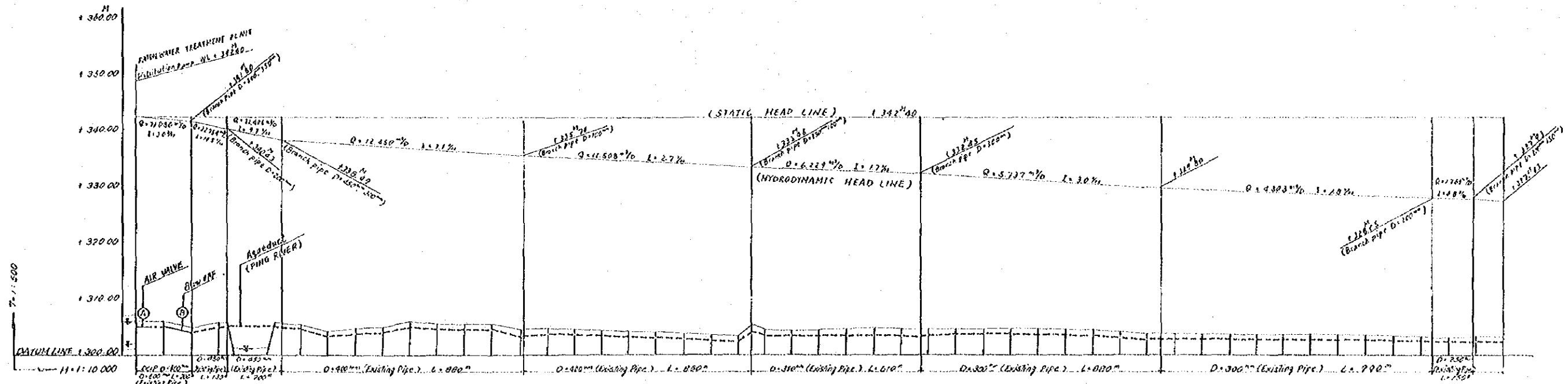
STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND HEIGHT	STATIC HEAD	LOSS HEAD	EFFECTIVE HEAD	STARTING HEAD
2	0	0	306.78	372.02	34.18	342.40	342.40
	100	100	306.55				
	200	200	306.41				
	300	300	306.26				
	400	400	306.11				
	500	500	305.96				
	600	600	305.81				
	700	700	305.66				
	800	800	305.51				
	900	900	305.36				
	1000	1000	305.21				
	1100	1100	305.06				
	1200	1200	304.91				
	1300	1300	304.76				
	1400	1400	304.61				
	1500	1500	304.46				
	1600	1600	304.31				
	1700	1700	304.16				
	1800	1800	304.01				
	1900	1900	303.86				
	2000	2000	303.71				
	2100	2100	303.56				
	2200	2200	303.41				
	2300	2300	303.26				
	2400	2400	303.11				
	2500	2500	302.96				
	2600	2600	302.81				
	2700	2700	302.66				
	2800	2800	302.51				
	2900	2900	302.36				
	3000	3000	302.21				
	3100	3100	302.06				
	3200	3200	301.91				
	3300	3300	301.76				
	3400	3400	301.61				
	3500	3500	301.46				
	3600	3600	301.31				
	3700	3700	301.16				
	3800	3800	301.01				
	3900	3900	300.86				
	4000	4000	300.71				
	4100	4100	300.56				
	4200	4200	300.41				
	4300	4300	300.26				
	4400	4400	300.11				
	4500	4500	300.00				
	4600	4600	299.85				
	4700	4700	299.70				
	4800	4800	299.55				
	4900	4900	299.40				
	5000	5000	299.25				
	5100	5100	299.10				
	5200	5200	298.95				
	5300	5300	298.80				
	5400	5400	298.65				
	5500	5500	298.50				
	5600	5600	298.35				
	5700	5700	298.20				
	5800	5800	298.05				
	5900	5900	297.90				
	6000	6000	297.75				
	6100	6100	297.60				
	6200	6200	297.45				
	6300	6300	297.30				
	6400	6400	297.15				
	6500	6500	297.00				
	6600	6600	296.85				
	6700	6700	296.70				
	6800	6800	296.55				
	6900	6900	296.40				
	7000	7000	296.25				
	7100	7100	296.10				
	7200	7200	295.95				
	7300	7300	295.80				
	7400	7400	295.65				
	7500	7500	295.50				
	7600	7600	295.35				
	7700	7700	295.20				
	7800	7800	295.05				
	7900	7900	294.90				
	8000	8000	294.75				
	8100	8100	294.60				
	8200	8200	294.45				
	8300	8300	294.30				
	8400	8400	294.15				
	8500	8500	294.00				
	8600	8600	293.85				
	8700	8700	293.70				
	8800	8800	293.55				
	8900	8900	293.40				
	9000	9000	293.25				
	9100	9100	293.10				
	9200	9200	292.95				
	9300	9300	292.80				
	9400	9400	292.65				
	9500	9500	292.50				
	9600	9600	292.35				
	9700	9700	292.20				
	9800	9800	292.05				
	9900	9900	291.90				
	10000	10000	291.75				



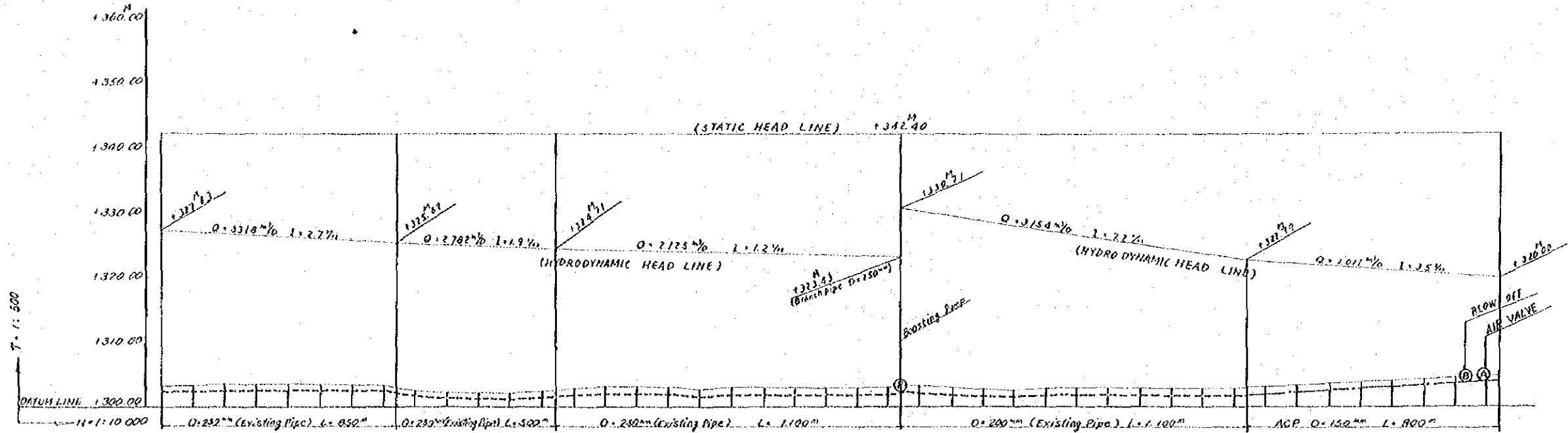
From PATON WATER TREATMENT PLANT
TO MOE HIA (AD 2.000) 3/3



STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND HEIGHT	CENTRAL HEIGHT OF PIPE	EFFECTIVE HEAD	HYDRO-DYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
	100	10.000	319.72	318.45	18.35	338.07	
	100	10.100	320.18				
	100	10.200	320.64				
	100	10.300	321.10				
	100	10.400	321.56				
	100	10.500	321.95	320.73	15.00	337.00	
87	10	10.510	322.00				

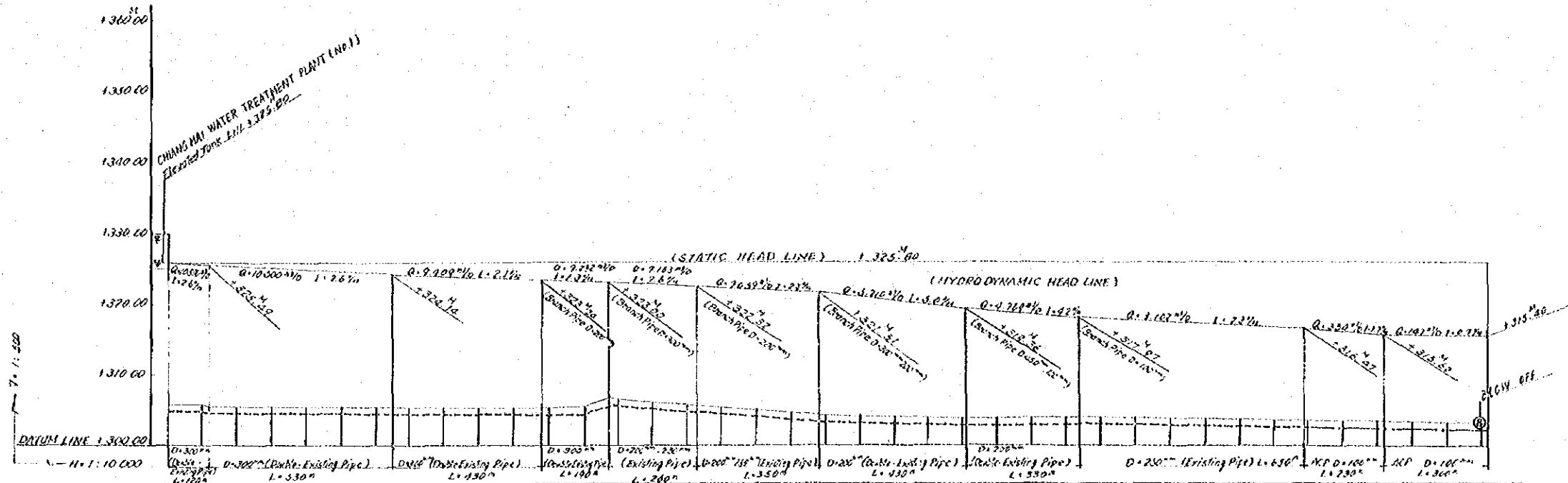


STATION	RELATIVE DISTANCE	GROUND ELEVATION	CENTRAL ELEVATION OF PIPE	EFFECTIVE HEAD	HYDRODYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
4	0	306.00	306.43	36.43	342.40	342.40
	100	306.00				
2	100	306.00	303.27	37.27	341.80	341.80
	200	306.70	303.15	37.55	340.63	340.63
3	300	305.70				
	400	305.70	303.92	31.72	339.49	339.49
5	500	305.60				
	600	305.50	302.08	33.42	335.76	335.76
6	700	305.40				
	800	305.30				
	900	305.20				
	1000	305.10				
	1100	305.00				
	1200	304.90				
	1300	304.80				
	1400	304.70				
	1500	304.60				
	1600	304.50				
	1700	304.40				
	1800	304.30				
	1900	304.20				
	2000	304.10				
	2100	304.00				
	2200	303.90				
	2300	303.80				
	2400	303.70				
	2500	303.60				
	2600	303.50				
	2700	303.40				
	2800	303.30				
	2900	303.20				
	3000	303.10				
	3100	303.00				
	3200	302.90				
	3300	302.80				
	3400	302.70				
	3500	302.60				
	3600	302.50				
	3700	302.40				
	3800	302.30				
	3900	302.20				
	4000	302.10				
	4100	302.00				
	4200	301.90				
	4300	301.80				
	4400	301.70				
	4500	301.60				
	4600	301.50				
	4700	301.40				
	4800	301.30				
	4900	301.20				
	5000	301.10				
	5100	301.00				
	5200	300.90				
	5300	300.80				
	5400	300.70				
	5500	300.60				
	5600	300.50				
	5700	300.40				
	5800	300.30				
	5900	300.20				
	6000	300.10				
	6100	300.00				
	6200	299.90				
	6300	299.80				
	6400	299.70				
	6500	299.60				
	6600	299.50				
	6700	299.40				
	6800	299.30				
	6900	299.20				
	7000	299.10				
	7100	299.00				
	7200	298.90				
	7300	298.80				
	7400	298.70				
	7500	298.60				
	7600	298.50				
	7700	298.40				
	7800	298.30				
	7900	298.20				
	8000	298.10				
	8100	298.00				
	8200	297.90				
	8300	297.80				
	8400	297.70				
	8500	297.60				
	8600	297.50				
	8700	297.40				
	8800	297.30				
	8900	297.20				
	9000	297.10				
	9100	297.00				
	9200	296.90				
	9300	296.80				
	9400	296.70				
	9500	296.60				
	9600	296.50				
	9700	296.40				
	9800	296.30				
	9900	296.20				
	10000	296.10				

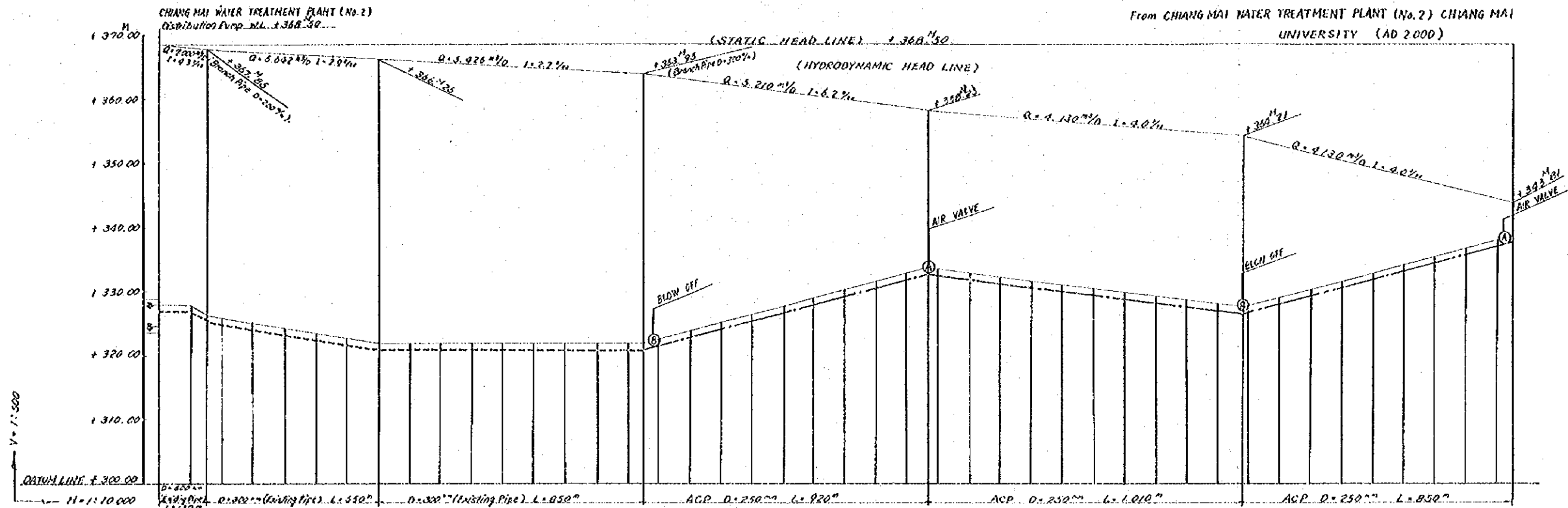


STATION	SECTION DISTANCE	ORIG. ELEVATION	CONV. ELEVATION	HYDRO. DYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
55	100	303.30	302.10	22.27	324.57
	100	302.35	301.15	22.27	324.57
	100	302.38	301.18	22.27	324.57
	100	302.51	301.31	22.27	324.57
	100	302.62	301.42	22.27	324.57
	100	302.56	301.36	22.27	324.57
	100	302.22	301.02	22.27	324.57
	100	302.45	301.25	22.27	324.57
	100	302.30	301.10	22.27	324.57
	50	302.05	300.85	22.27	324.57
	50	302.05	300.85	22.27	324.57
	56	100	302.70	301.50	22.31
100		302.12	300.92	22.31	324.71
100		302.20	301.00	22.31	324.71
100		302.57	301.37	22.31	324.71
100		302.36	301.16	22.31	324.71
50		302.36	301.16	22.31	324.71
50		302.45	301.25	22.31	324.71
50		302.70	301.50	22.31	324.71
100		302.12	300.92	22.31	324.71
100		302.12	300.92	22.31	324.71
100		302.85	301.65	22.31	324.71
57		100	302.85	301.65	20.01
	100	302.17	300.97	20.01	322.83
	50	302.42	301.22	20.01	322.83
	50	302.38	301.18	20.01	322.83
	100	302.09	300.89	20.01	322.83
	100	302.76	301.56	20.01	322.83
	100	302.67	301.47	20.01	322.83
	100	302.85	301.65	20.01	322.83
	100	302.85	301.65	20.01	322.83
	100	302.32	301.12	20.01	322.83
	100	302.18	300.98	20.01	322.83
	100	302.13	300.93	20.01	322.83
58	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98
	100	302.83	301.63	14.85	317.98

From CHIANG MAI WATER TREATMENT PLANT (No.1) TO CHIANG MAI CITY
(AD 2.000)



STATION	SECTIONAL DISTANCE	TOTAL DISTANCE	GROUND ELEVATION	VERTICAL ALIGNMENT OF PIPE	EFFECTIVE HEAD	HYDRAULIC HEAD	STATIC HEAD
16+	0	0	305.80	305.80	20.00	325.80	325.80
16	100	100	305.80	305.80	20.00	325.80	325.80
	20	200	305.80	305.80	20.00	325.80	325.80
	80	300	305.80	305.80	20.00	325.80	325.80
17	100	400	305.37	305.37	18.86	324.23	324.23
	100	500	305.35	305.35	18.86	324.21	324.21
	100	600	305.33	305.33	18.86	324.19	324.19
18	100	700	305.31	305.31	18.86	324.17	324.17
	100	800	305.29	305.29	18.86	324.15	324.15
	100	900	305.26	305.26	18.86	324.12	324.12
19	100	1,000	305.20	305.20	18.86	324.04	324.04
	80	1,080	305.21	305.21	18.86	324.05	324.05
	20	1,100	305.26	305.26	18.86	324.12	324.12
20	100	1,200	305.22	305.22	18.86	324.06	324.06
	70	1,270	305.20	305.20	18.86	324.04	324.04
	30	1,300	305.37	305.37	18.86	324.23	324.23
21	100	1,400	305.13	305.13	18.86	323.27	323.27
	100	1,500	305.09	305.09	18.86	323.41	323.41
	30	1,530	305.60	305.60	18.86	324.46	324.46
22	70	1,600	305.32	305.32	18.86	324.18	324.18
	100	1,700	305.94	305.94	18.86	324.80	324.80
	100	1,800	305.35	305.35	18.86	324.21	324.21
23	20	1,820	305.23	305.23	18.86	324.37	324.37
	20	1,840	305.27	305.27	18.86	324.41	324.41
	100	1,940	305.99	305.99	18.86	325.85	325.85
24	100	2,000	305.99	305.99	18.86	325.85	325.85
	100	2,100	305.97	305.97	18.86	325.83	325.83
	100	2,200	305.86	305.86	18.86	325.72	325.72
25	100	2,300	305.75	305.75	18.86	325.61	325.61
	10	2,310	305.70	305.70	18.86	325.56	325.56
	90	2,400	305.74	305.74	18.86	325.60	325.60
26	100	2,500	305.79	305.79	18.86	325.65	325.65
	100	2,600	305.82	305.82	18.86	325.68	325.68
	100	2,700	305.86	305.86	18.86	325.72	325.72
27	100	2,800	305.80	305.80	18.86	325.66	325.66
	100	2,900	305.70	305.70	18.86	325.56	325.56
	100	3,000	305.72	305.72	18.86	325.58	325.58
28	100	3,100	305.69	305.69	18.86	325.55	325.55
	100	3,200	305.69	305.69	18.86	325.55	325.55
	100	3,300	305.67	305.67	18.86	325.53	325.53
29	100	3,400	305.65	305.65	18.86	325.51	325.51
	100	3,500	305.65	305.65	18.86	325.51	325.51
	100	3,600	305.65	305.65	18.86	325.51	325.51
30	100	3,700	305.16	305.16	18.86	324.30	324.30
	100	3,800	305.20	305.20	18.86	324.34	324.34
	20	3,820	305.27	305.27	18.86	324.41	324.41
31	100	3,920	305.27	305.27	18.86	324.41	324.41
	100	4,000	305.27	305.27	18.86	324.41	324.41
	100	4,100	305.27	305.27	18.86	324.41	324.41
32	100	4,200	305.20	305.20	18.86	324.34	324.34
	100	4,300	305.20	305.20	18.86	324.34	324.34
	100	4,400	305.20	305.20	18.86	324.34	324.34



STATION	SECTION DISTANCE	TOTAL DYNAMIC HEAD	RESIDUAL HEAD	CENTRAL HEAD	HEAD LOSS	HYDRO DYNAMIC HEAD	STATIC HEAD
00	0	0	328.00	328.64	60.30	308.50	368.50
00	100	100	328.00	328.65	61.82	307.85	
	50	50	325.00				
	100	100	325.00				
	150	150	325.00				
	200	200	325.00				
01	300	300	325.00				
	400	400	325.00				
	500	500	325.00				
	600	600	325.00				
	700	700	325.00				
02	800	800	325.00				
	900	900	325.00				
	1000	1000	325.00				
	1100	1100	325.00				
	1200	1200	325.00				
03	1300	1300	325.00				
	1400	1400	325.00				
	1500	1500	325.00				
	1600	1600	325.00				
	1700	1700	325.00				
04	1800	1800	325.00				
	1900	1900	325.00				
	2000	2000	325.00				
	2100	2100	325.00				
	2200	2200	325.00				
05	2300	2300	325.00				
	2400	2400	325.00				
	2500	2500	325.00				
	2600	2600	325.00				
	2700	2700	325.00				
06	2800	2800	325.00				
	2900	2900	325.00				
	3000	3000	325.00				
	3100	3100	325.00				
	3200	3200	325.00				
07	3300	3300	325.00				
	3400	3400	325.00				
	3500	3500	325.00				
	3600	3600	325.00				
	3700	3700	325.00				
08	3800	3800	325.00				
	3900	3900	325.00				
	4000	4000	325.00				
	4100	4100	325.00				
	4200	4200	325.00				
09	4300	4300	325.00				
	4400	4400	325.00				
	4500	4500	325.00				
	4600	4600	325.00				
	4700	4700	325.00				
10	4800	4800	325.00				
	4900	4900	325.00				
	5000	5000	325.00				
	5100	5100	325.00				
	5200	5200	325.00				
11	5300	5300	325.00				
	5400	5400	325.00				
	5500	5500	325.00				
	5600	5600	325.00				
	5700	5700	325.00				
12	5800	5800	325.00				
	5900	5900	325.00				
	6000	6000	325.00				
	6100	6100	325.00				
	6200	6200	325.00				
13	6300	6300	325.00				
	6400	6400	325.00				
	6500	6500	325.00				
	6600	6600	325.00				
	6700	6700	325.00				
14	6800	6800	325.00				
	6900	6900	325.00				
	7000	7000	325.00				
	7100	7100	325.00				
	7200	7200	325.00				
15	7300	7300	325.00				
	7400	7400	325.00				
	7500	7500	325.00				
	7600	7600	325.00				
	7700	7700	325.00				
16	7800	7800	325.00				
	7900	7900	325.00				
	8000	8000	325.00				
	8100	8100	325.00				
	8200	8200	325.00				
17	8300	8300	325.00				
	8400	8400	325.00				
	8500	8500	325.00				
	8600	8600	325.00				
	8700	8700	325.00				
18	8800	8800	325.00				
	8900	8900	325.00				
	9000	9000	325.00				
	9100	9100	325.00				
	9200	9200	325.00				
19	9300	9300	325.00				
	9400	9400	325.00				
	9500	9500	325.00				
	9600	9600	325.00				
	9700	9700	325.00				
20	9800	9800	325.00				
	9900	9900	325.00				
	10000	10000	325.00				
	10100	10100	325.00				
	10200	10200	325.00				

4-2-6 配水管の管厚計算

4-2-6-1 考慮する荷重

a) 内圧

静水圧 P_s , 衝水圧 P_a

b) 外圧

土被り , トラック荷重およびその衝撃

4-2-6-2 計算式

a) 誘導

内圧によつて発生する引張応力 σ_t

$$\sigma_t = \frac{(P_s + P_a) \cdot d}{2t} \dots \dots \dots (1)$$

ここに

d : 管内径 t : 管厚

外圧によつて発生する曲げ応力 σ_b

$$\sigma_b = \frac{6(M_t + M_s)}{t^2} + \frac{6(K_s W_t + K_t W_s) R^2}{t^2} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = K_t \cdot W_t \cdot R^2 \dots \dots \dots (3)$$

$$M_s = K_s \cdot W_s \cdot R^2 \dots \dots \dots (4)$$

ここに

M_t : 土被りにより発生する曲げモーメント

M_s : トラック荷重により発生する曲げモーメント

W_t : 土被りによる土圧

W_s : トラック荷重による土圧

R : 溝巾

曲げ応力 σ_b を引張応力に換換するために 0.7 を乗じ、許容応力を σ_a とすると、管厚は次式を満足するように決定すればよい。

$$\sigma_t + 0.7 \sigma_b \leq \sigma_a \dots \dots \dots (5)$$

b) 安全率

静水圧に対して 2.5
 衝水圧
 土被り } に対して 2.0
 トラック荷重

c) 方式

管材料抗張力をSとすると式(6)は、次のようになる。

$$2.5 \sigma_s + 2.0 \sigma_{cs} + 1.4 \sigma_{ts} = S \quad \dots\dots\dots (6)$$

σ_s : 静水圧による応力

σ_{cs} : 衝水圧による応力

R = d/2 において、(1)について解くと、

$$t = \frac{1.25 P_s + P_{cs} + \sqrt{(1.25 P_s + P_{cs})^2 + 8.4 (K_1 W_1 + K_2 W_2) S}}{2 S} d$$

$$W_1 = \gamma \cdot H$$

γ : 土の単位重量

H : 土被り深さ

$$W_2 = \frac{2 P (1 + i)}{(2 H + 0.2) (2 H + 2.25)}$$

i : 衝撃率

P : 後輪荷重

4-2-6-3 設計条件

静水圧 P_s : 4.0 kg/cm^2

衝水圧 P_{cs} : 5.5 kg/cm^2

土被りによる土圧分布 : 図 A に示すとおりとして

$$K_1 = 0.223$$

トラック荷重による土圧分布 : 図 B に示すとおりとして

$$K_2 = 0.011$$

土の単位重量 γ : 1.6 g/cm^3

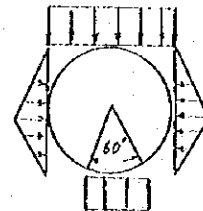


図 A

トラック荷重：T = 20

トラック荷重による衝撃率：0.5

管材料抗張力S：

Steel : 4100 Kg/cm²

Cast iron : 3800 Kg/cm²

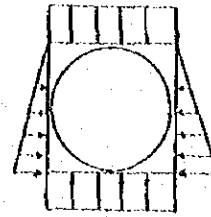


図 B

4-2-6-1 計 算

a) クラッキングパイプ用鋼管 (静水圧・衝水圧は作用しない)

口 径 (d) (mm)	土 破 (D) (cm)	Wt (Kg/cm ²)	Wt (Kg/cm ²)	計算管厚 (t) (cm)	採用管厚 (t) (cm)
φ 800	300	0.48	0.048	0.59	0.71
φ 600	300	0.48	0.048	0.35	0.60

b) Ductile Cast Iron Pipe

口 径 (d) (mm)	土 破 (D) (cm)	Wt (Kg/cm ²)	Wt (Kg/cm ²)	計算管厚 (t) (cm)	採用管厚 (t) (cm)
φ 600	140	0.225	0.159	0.64	3種管 0.90
φ 500	130	0.208	0.176	0.51	" 0.80
φ 450	135	0.216	0.160	0.47	" 0.75
φ 400	130	0.208	0.176	0.41	" 0.70
φ 350	125	0.200	0.187	0.35	" 0.65

第 5 章 施 工 計 画

この施工計画は概略の施工計画であるから工事実施に当つては落札業者が施工計画を作成の上提出し監督の承認を得てそれに従い施工するものである。

5-1 施工の基本条件

計画樹立に際し考慮を払う点は次の事項である。

5-1-1 現地に於ける自然条件

5-1-1-1 降雨状況：年間の内12月から翌年6月迄の7ヶ月間は殆ど降雨がない。7月のカオパンツ（KAO PUN SA）以降は確実に多くの降雨がある。

5-1-1-2 Nam ping river：川水は常に濁り乾期には水位は低下するが取入口付近では1m程度の水深がある。

5-1-1-3 浄水場予定地：ハイウェイ沿いの田圃で低地であるから先づ埋立て工事が必要である。

5-1-1-4 水替用排水路：取水場は川に面しているので特に排水路を築造する必要はない。新浄水場予定地の周囲には農業用水路があり、かんがい期には用水が流れている。

5-1-2 現地で調達可能な材料及び施工機械

5-1-2-1 材 料

現地で調達の可能な材料はコンクリート用の粗骨材、砂、セメント、鉄筋、煉瓦、この地方産の硬石 Silaraeng、型枠用木材、碎石、建設機械用の燃料である。

5-1-2-2 施工機械器具

現地で調達可能な土工用機械は Tractor, Bull Dozer, Roller, Dump Car 等がある。

杭打機は Drop hammer 式が多くみられる。

Boring 用機械、コンクリート用鋼製型枠等を有する建設業者は殆どない状況である。

5-1-2-3 熟練労務者

自動車運転手は手配可能であるが特殊土工用機械の運転手は数が少ない。

配管に関する熟練者の現地採用は可能である。

以上の概念に基づき施工上無理のない経済的能率的な施工計画をたてなければならない。

5-2 請負人の準備すべき事項

工事着手に先立ち請負業者は次の事項を実施せねばならない。

5-2-1 現場周辺の踏査

5-2-1-1 取水場建設に当つては道路を挟んだ隣接地を材料置場、加工場として使用できる。この土地は運輸管理者用宿舍の建設用地である。

5-2-1-2 ハイウェイから取水場迄の道路状況を調査し一部道路面の補修が必要となる。

5-2-1-3 新浄水場予定地はハイウェイに隣接している。この為工事最盛期には車輛の出入が頻繁となるから一般車との交通事故を防止する必要がある。尚取付道路は2ヶ所必要である。

5-2-1-4 工事に必要な電気、水道の準備が必要である。動力源は必ずしも電気によらなくともよい。

5-2-2 関係官庁に対する手続き

河川関係の工事届け、道路敷さくの届け、ハイウェイ占用位置の打ち合せ、工事用資機材の輸入（custom）運搬関係、その他一切の手続きをする。

5-2-3 現場事務所及び倉庫

監督用事務所、請負人事務所、倉庫等を現場附近に建設する。

取水場、新浄水場の2ヶ所に必要である。

5-2-4 建設用資機材の手配

現地で調達不可能な資機材、その他特殊製品の輸入並に現地産材料、砂、砂利、セメント、砕石、木材、鉄筋、石材等の手配をおこなう。特に埋立て用上砂は相当量必要なので着手前に入手源、入手可能量、一日当りの運搬能力等を確かめる必要がある。

5-2-5 労務者の手配

特殊技能者についてはこの工事を落札した業者が他処より導入しなければならないからこれらの宿舍の手配が必要である。一般労務者は現地に於て雇用する。但し原則として工事現場内に宿舍を建設することは許されない。

5-3 各工事の施工計画

5-3-1 取水用仮締切工事

工事はピン用の水位が比較的低い乾期におこなう。取入口周辺を防護する為木ぐいと柵を用い内部に土砂を詰め込んで仮締切工事をおこなう。

5-3-2 沈砂池土留工事

沈砂池の工事は掘さく深度が地上より約10m下る為その掘さく影響圏の範囲が広がる。この範囲を縮小する目的と水替え時カット面の侵蝕崩壊を防ぐ目的でシートパイルに依る土留工事をおこなう。

水替工事はダイセルエンジン駆動によるポンプ運転をおこなってその排出先は川側とする。

掘さくした土砂のうち残土となる分は新計画浄水場へ運搬する。

5-3-3 取水施設埋戻し工事

地下水の影響により浮力が働くから埋戻しの方法と時期については慎重に計画を樹て、構造物の転倒を防止する。

5-3-4 導水管の布設工事

導水管は既設浄水場へのφ300mmと新設浄水場へのφ400mmを同時に布設する。

この場合、掘さく埋戻しを同時におこなう。

ハイウェイの横断箇所はφ400mm導水管に対してφ800mmの鋼管をφ300mm導水管に対してφ600mmの鋼管を導水管の防護用ケーシング管として使用する。

5-3-5 計画浄水場の地盛工事

着水井、沈砂池、ろ過池、配水池は現地盤のまま各構造物の建設をおこないその後地盛り仕上げをする。地盛り工事は敷地内の1st stage工事において必要となる区域を1306.0mまで盛土するものである。

5-3-6 沈でん池のサンドマット工事

着水井および沈でん池の基礎は現地盤高よりやや高めになるのでくい打ち工事の前にサンドを敷き均し搗き固めるものである。

5-3-7 配水池の基礎工事

配水池の基礎面は現在地盤より約3.5m下る。ボーリングの結果によれば地層はこの基礎面より約1m下つた所で粘土層から砂層に変っている。

この砂層を基盤としてこの上に約1m厚さのサンドを敷き均す。

配水池の掘さくは現地盤より約4.5mの深さになるので水替による影響などを考慮して附近に被害をおよぼさないように完全な土留工事をおこなうものとする。

5-3-8 着水井、沈でん池、急速ろ過池、高架水槽の基礎工事

構造物の重量が大きいのでいづれも砂利層迄到達する様コンクリートぐいを打ち込む。

5-3-9 配水管布設工事

5-3-9-1 埋設位置

掘さくに先立ち図面に埋設管の位置が示されているも、関係者と現場立会いをおこなう。

5-3-9-2 舗装道

舗表面のカッティングは管路掘さく巾の片側 1/3 巾 即ち両側で 2/3 巾を増巾する。
舗装道のカッティング部分については道路管理者に対し道路復旧負担金を支払う。

5-3-9-3 管の上被り

掘さく標準図に基き管径別に上被りが定められている。

5-3-9-4 水管橋

ハイウェイ沿いのピン川横断部分は水道管専用の独立橋とする。上流側に隣接する道路橋の橋脚支間に揃えてコンクリート柱を建て込みこれを支持点とする。

第 6 章 工事請負契約に関する書類

6-1 入札関係書類

入札にかけるための入札関係書類は、次のものから成立っている。

- | | |
|--------------|--------------------------------------|
| (I) 入札案内書 | Invitation to Tenders |
| (II) 応札者への指示 | Instructions to Tenderers |
| (III) 入札書 | Tender |
| (IV) 入札保証書 | Tender Guarantee |
| (V) 契約書 | Contract Agreement |
| (VI) 契約保証書 | Performance Bond |
| (VII) 契約々款 | Conditions of Contract |
| Part I | General Conditions |
| Part II | Conditions of Particular Application |
| (VIII) 仕様書 | Specification |
| (IX) 数量明細書 | Bill of Quantities |
| (X) 図面 | Drawings |

以上の書類は、工事を国際入札にかけることを目的として作製してある。

6-2 Instructions to Tenderers について

Instruction to Tenderers には、入札手続きに関する指示と注意が記載されている。
主な項目を述べると

- (I) 入札書に記入する時の注意
- (II) 工事施工のプログラムの提出
- (III) 入札保証の提出
- (IV) 外貨分の資料の提出
- (V) 代案提出の注意
- (VI) 書類を機密に取扱うこと
- (VII) 請負人が入札について要した経費に対して発注者は何等支払いをしないこと
- (VIII) 入札書の提出方法
- (IX) 入札の撤回
- (X) 書類の返還

6-3 Conditions of Contract について

この工事は別冊の Specification の中に組み込まれている General Conditions

と Special Conditions に従って行なわれるものであるから Conditions of Contract を補足するものとして Contractor は熟知する必要がある。

6-4 仕様書について

Specification には、仮設工事、材料、Workmanship に対する詳細な Specification の他に、description of Works と List of Drawings を含ませている。

国際入札を行なうために、仕様書又は数量明細書に述べてある規格は、主として ISO 規格又は同程度の規格によつてゐる。

寸法、重さ、強度などの単位は、タイ国で現在採用されているメートル法によつてゐる。

6-5 数量明細書について

数量明細書に記入される金額は、パーセントで示される。

数量明細書に記載してある数量は概算である。各工事の施工後、数量明細書に述べてある方法によつて、正味完成高の測定を行ない、支払いのための数量を確定する。

数量明細書に請負人が記載した単価と確定数量を掛けて、支払金額を定める。

6-6 入札スケジュール

この工事は、選定された指名業者による国際競争入札とする。

工事を履行する請負業者を決定し、発注者が、その業者と契約を結ぶまでには、次のような業務を行なわなければならない。

- i 廣 告
- ii 入札希望業者の資格審査と選考
- iii 応札業者の決定
- iv 入 札
- v 入札書類の審査
- vi 落札業者の決定
- vii 請負契約の締結

6-7 廣 告

請負業者に、入札が行なわれることを知らせ、入札参加の申込みを受入れる為に、普及度の高い新聞又は雑誌に広告を行なう。広告には、発注者名、コンサルタント名、工事の種類、内容と場所、提出を要求する書類、締切日などを記載する。入札希望業者に求める提出書類には、会社名、場所、資本金、取引銀行、最近の工事実績、従業員数などを記載したものを含む。

締切りは、広告後60～90日が適正である。

6-8 入札希望業者の資格審査と選考

入札参加を希望する業者の書類を調べ、適格性を審査する。この業務は、発注者とコンサルタントが協力して行なうものとする。そして、この工事の施工に適していると思われる請負候補者を選ぶ。

この審査と選考には、書類締切後30～40日必要である。

6-9 応札業者の決定

請負候補者について、Central Tender Boardにおいて審議して、8～10業者を選定し、応札業者と決定する。

この作業には約30日が必要と考えられる。

6-10 入札

応札業者に入札関係文書を交付する。入札締切りは、文書交付後30日が適当である。

6-11 入札書類の審査

応札業者より提出された入札書類をコンサルタントが審査し、発注者にその結果を報告する。審査の重点は、入札書類の完全性、入札価格、施工方法、施工期間、施工能力、保証などである。

この入札書類の審査に約30日を要する。

6-12 落札業者の決定

発注者は、入札書類の審査結果に意見を付し、Tender Boardに報告する。Tender Boardは上位ランクの業者を呼び、商議を行ない、最終的に落札業者及び落札価格を決定する。この作業に約30日を要する。

6-13 請負契約の締結

落札業者の決定後、直ちに発注者と業者は契約合意書にサインを行なう。