

インドネシア共和国

ジャカルタ大都市圏鉄道輸送計画
(チェンカレン空港鉄道新線計画)調査

詳細設計報告書

昭和59年8月

国際協力事業団

開一
SC
84-085

JICA LIBRARY



1034271[6]

インドネシア共和国

ジャカルタ大都市圏鉄道輸送計画
(チェンカレン空港鉄道新線計画)調査

詳細設計報告書

昭和59年8月

国際協力事業団

国際協力事業団	
受入 月日 '84. 9. 18	108
登録No. 10677	61.6
	SDF

マイクロ
フィッシュ作成

序 文

日本国政府は、インドネシア共和国政府の要請に基づき、ジャカルタ大都市圏鉄道輸送計画の一環として、現在建設中で1985年4月に開港が予定されているチェンカレン空港とジャカルタ市を結ぶ鉄道新線建設計画について、詳細設計を行うことを決定し、国際協力事業団がその調査を実施した。

当事業団は、日本交通技術海外部長 小山正直 氏を団長とする39名の専門家からなる調査団を編成するとともに、運輸省運輸政策局情報管理部管理課長 高島等 氏を委員長とする作業監視委員会を設け調査の推進を図った。

調査団は、昭和58年7月から3ヶ月に亘り、現地において同国政府関係者との討議ならびに広範な現地調査、資料収集等を行い、帰国後、更に解析・検討作業を進め本報告書を取りまとめた。

本報告書が、プロジェクトの進展に寄与するとともに、日伊両国の友好親善関係の促進に役立つことを願うものである。

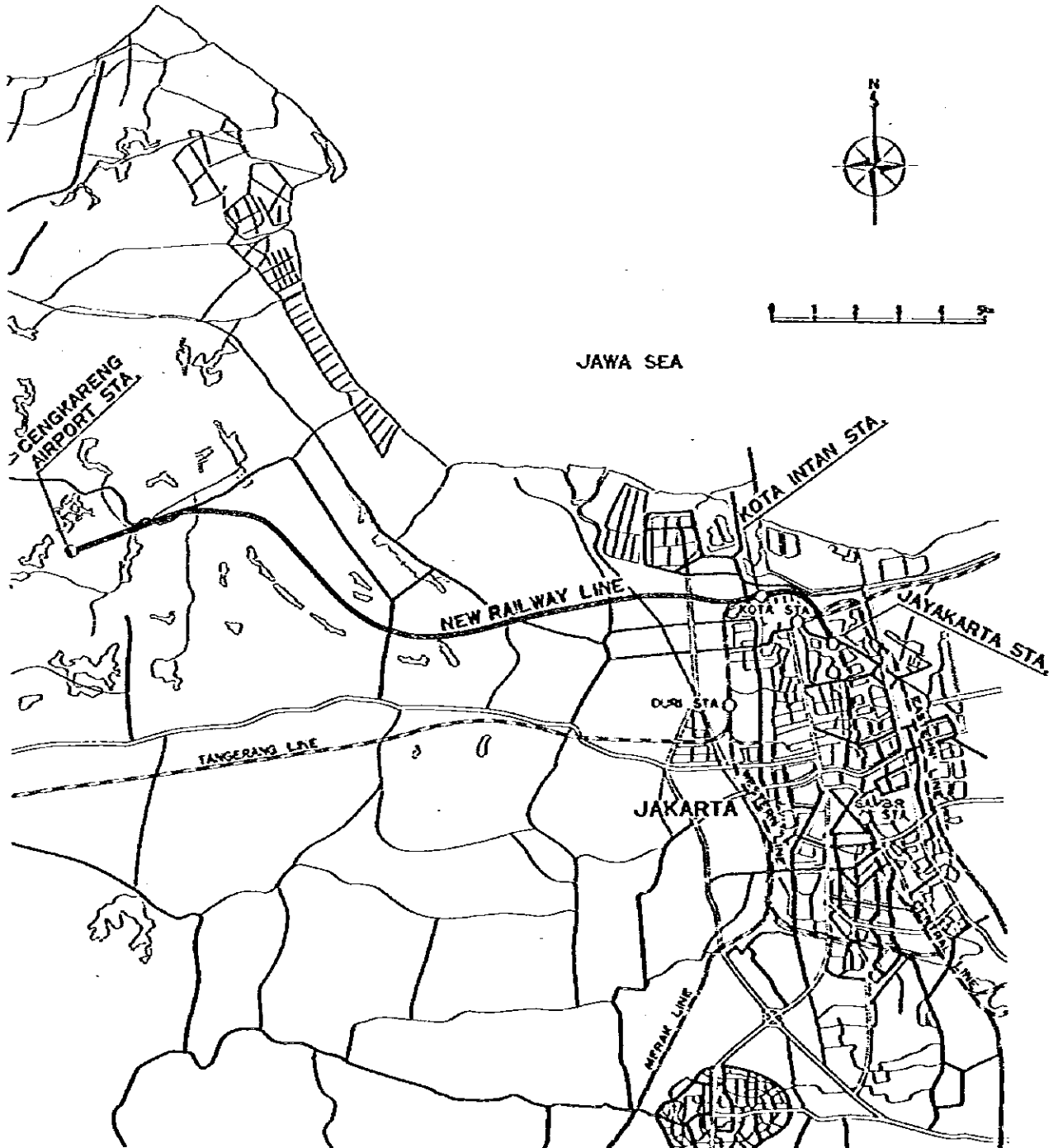
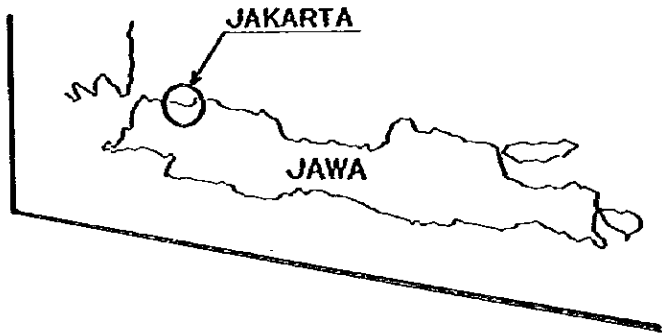
最後にこの調査の実施にあたり、多大なる御協力と御支援をいただいたインドネシア共和国政府ならびに日本国政府関係機関の各位に対し、厚く御礼申し上げる次第である。

昭和59年 8 月

国際協力事業団

総裁 有 田 圭 輔

PROJECT LOCATION MAP

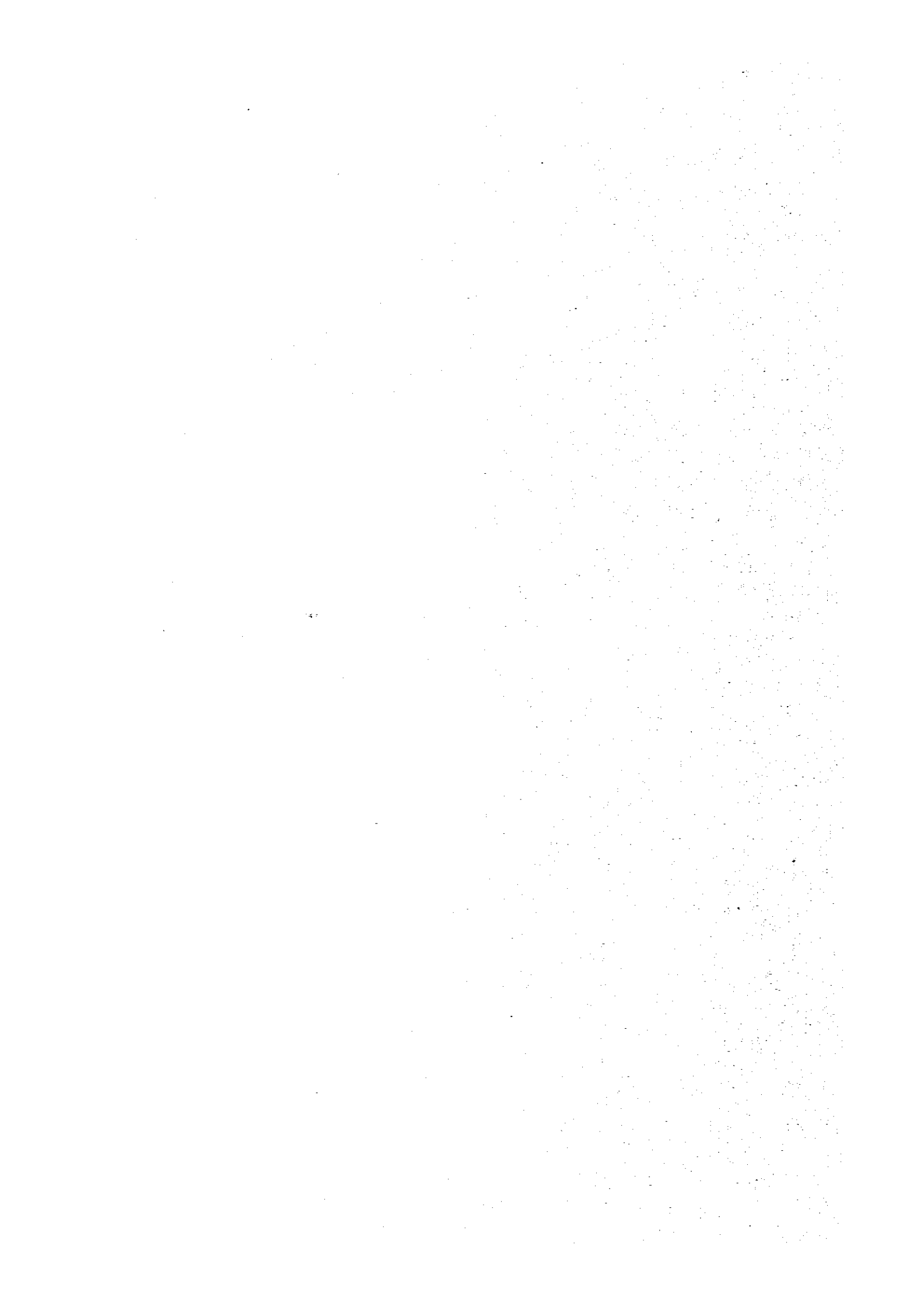


目 次

第1章 序 論	1-1
第2章 調査業務実施の基本方針	2-1
第3章 技術的基礎調査	3-1
3-1 測 量	3-1
3-2 地質調査	3-9
3-3 水文調査	3-56
第4章 列車運転計画	4-1
4-1 列車運転の基本構想	4-1
4-2 運転曲線と列車ダイヤ	4-1
4-3 車両計画	4-11
第5章 設計基準	5-1
5-1 基本概念	5-1
5-2 設計基準の決定	5-1
第6章 詳細設計及び図面	6-1
6-1 用 地	6-1
6-2 路 線	6-5
6-3 停車場配線	6-11
6-4 路 盤	6-25
6-5 橋りょう及び高架橋	6-32
6-6 軌 道	6-55
6-7 駅設備	6-83
6-8 空港駅	6-91
6-9 変 電	6-96
6-10 電車線路	6-111
6-11 配電線路	6-113

6-12	信 号	6-119
6-13	通 信	6-131
第7章	技術仕様書及び工事数量明細書	7-1
7-1	技術仕様書	7-1
7-2	工事数量明細書	7-1
第8章	入札書類	8-1
8-1	入札指示書	8-1
8-2	契約条件書	8-1
第9章	工事費及び工事工程	9-1
9-1	工事費積算の基本方針	9-1
9-2	工事費	9-2
9-3	工事工程	9-2
付属書		
1.	収集資料のリスト	AP-1
2.	会議記録	AP-4
3.	工事工程短縮の検討	AP-37

第1章 序 論



第1章 序 論

増大する空の輸送需要に対処するため、新国際空港がジャカルタ市の北西約15kmの地域で建設されており、その第一期工事は、1984年12月に完成される予定である。

インドネシア国政府は、航空旅客、送迎客及び空港関係者の便に供するための最適な交通手段として、新空港とジャカルタ市の中心部を結ぶ鉄道新線を建設することを計画した。

インドネシア国政府の要請に答えて、日本国政府は、JICA調査団によるフェージビリティ・スタディを実施し、最終報告書を1983年7月に提出した。このフェージビリティ・スタディの終了に引続き、日本国政府は、詳細設計のための調査団を派遣し、現地調査が1983年7月に開始された。

インドネシアにおける3カ月の調査期間中、詳細設計調査団は、インドネシア国政府の協力を得て、現場での各種調査及び必要な資料、情報の収集を行なった。インドネシアにおける調査の結果は、プログレス・レポートにまとめられ、1983年10月下旬に、レポートの説明、討議が行なわれた。

日本帰国後、調査団は、討議記録書に記載された方針及びコメントを反映させて、設計業務を進め、詳細設計に引続き、図面、入札書類の作成、工事費積算及びインテリム・レポートの作成が行なわれた。

1984年2月28日及び29日の両日にわたり、インテリム・レポートの説明、討議が行なわれ、討議の結果は、インドネシア国政府と日本側監理委員会との間の討議記録書に記載され、署名がなされた。

調査団は、この討議記録書のコメントを反映させるとともに、最終的な内容の調整を行なって、ファイナル・レポートを作成した。

この調査の業務範囲は、以下に示すとおりである。

- (1) 技術的基礎調査(測量、地質調査及び水文調査)
- (2) 詳細設計及び図面作成
- (3) 技術仕様書及び工事数量明細書の作成
- (4) 入札書類の作成
- (5) 工事費積算

なお、この調査は、以下に示す組織によって実施された。

Indonesian Steering Committee Members

1. Ir. Giri S Hadihardjono MSE: Directorate General of Land Transport and Inland Waterways
2. Gatot Soedjantoko: Directorate General of Land Transport and Inland Waterways
3. Ir. Wuryanto: Directorate General of Air Transportation
4. Hajadi: Jakarta International Airport Cengkareng
5. Sampoerna Rafioedin: Indonesian State Railways
6. Drs. Darmawan: Board of National Development Plan (Bappenas)
7. Nurdin Manurung: Directorate General of Bina Marga
8. Agung Alfian: Biro I Department of Transportation
9. Ir. Pantiarso: Jabotabek Railway Project
10. Ir. Soeparto: Jabotabek Railway Project
11. Sampoerno Rafioedin: Indonesia State Railways
12. M. Arief: Department of Transportation
13. Ir. Bambang S.P.: Directorate General of Cipta Karya
14. Abdul Razak Ad: Directorate General of Bina Marga
15. Ir. Parlindungan Tarigan: Directorate General of Land Transport and Inland Waterways
16. Mardjono: Jabotabek Railway Project
17. Kenang: Indonesian State Railways
18. Wahjudi: Indonesian State Railways
19. Ir. Budihardjo Sukmadi: Region Planning and Development Board of DKI Jakarta
20. Bachtiar M: Department of Transport, Communication and Tourism
21. Thamrin S. H.: Department of Communication, Transportation and Tourism
22. Mr. Yulvi: Department of Communication, Transportation and Tourism
23. Ir. Wahyono: Research and Development of Land Transport and Inland Waterways

Japanese Supervisory Committee Members

1. **Mr. Hitoshi, TAKASHIMA**
(Chairman) Ministry of Transport
2. **Mr. Tatsuo, KAMIYAMA**
(Concrete Structure) Railway Construction
Public Corporation
3. **Mr. Koichi, AOKI**
(Soil Structure) Railway Construction
Public Corporation
4. **Mr. Kenichi, NOGAMI**
(Track) Ministry of Transport
5. **Mr. Kaoru, UMEMOTO**
(Station) Japanese National Railway
6. **Mr. Nobuyuki, KUMAGAI**
(Electrification) Japanese National Railway
7. **Mr. Satoru, ONOYAMA**
(Signal, Telecom) Ministry of Transport
8. **Mr. Nobuo, HAZEYAMA**
(Cost Estimate) Overseas Economic
Cooperation Fund

Japanese Study Team Members

1. Mr. Masanao, KOYAMA	Project Manager
2. Mr. Kiyoshi, YAMADA	Technical Advisor
3. Mr. Kohei, MURATA	Deputy Project Manager
4. Mr. Sakuzo, INOUE	Surveying
5. Mr. Tatsujiro, KUBO	Surveying
6. Mr. Masaaki, SHIMOJIMA	Surveying
7. Mr. Harumi, NANMA	Surveying
8. Mr. Minoru, MIZUSAWA	Surveying
9. Mr. Makoto, MASUDA	Surveying
10. Mr. Tsutomu, KURATA	Surveying
11. Mr. Tadayuki, YAMADA	Surveying
12. Mr. Fumio, NISHIYASU	Surveying
13. Mr. Katsuya, YONEYAMA	Surveying
14. Mr. Toshiyuki, TERAOKI	Geological Survey
15. Mr. Hiroshi, AKIMOTO	Geological Survey
16. Mr. Takatoshi, YAMADA	Roadbed
17. Mr. Shigeto, KURIMARU	Roadbed
18. Mr. Kairyu, AGATA	Bridge & Viaduct
19. Mr. Kenji, SATA	Bridge & Viaduct
20. Mr. Masataka, YABUKI	Bridge & Viaduct
21. Mr. Masami, SEKINE	Bridge & Viaduct
22. Mr. Toru, KUMAMARU	Bridge & Viaduct
23. Mr. Shinji, SHIBATA	Bridge & Viaduct
24. Mr. Isamu, MIZUNO	Track Layout
25. Mr. Toshiaki, NAKAMURA	Track Layout
26. Mr. Makoto, KAGAMI	Track
27. Mr. Shuichi, ONUMA	Track
28. Mr. Kimihiko, MITSUMOTO	Track
29. Mr. Masayuki, KAMAE	Track
30. Mr. Tadayuki, OKINAKA	Station Facilities
31. Mr. Koichi, ISUMI	Air Terminal Station
32. Mr. Kiyomasa, USHIROGATA	Telecommunication

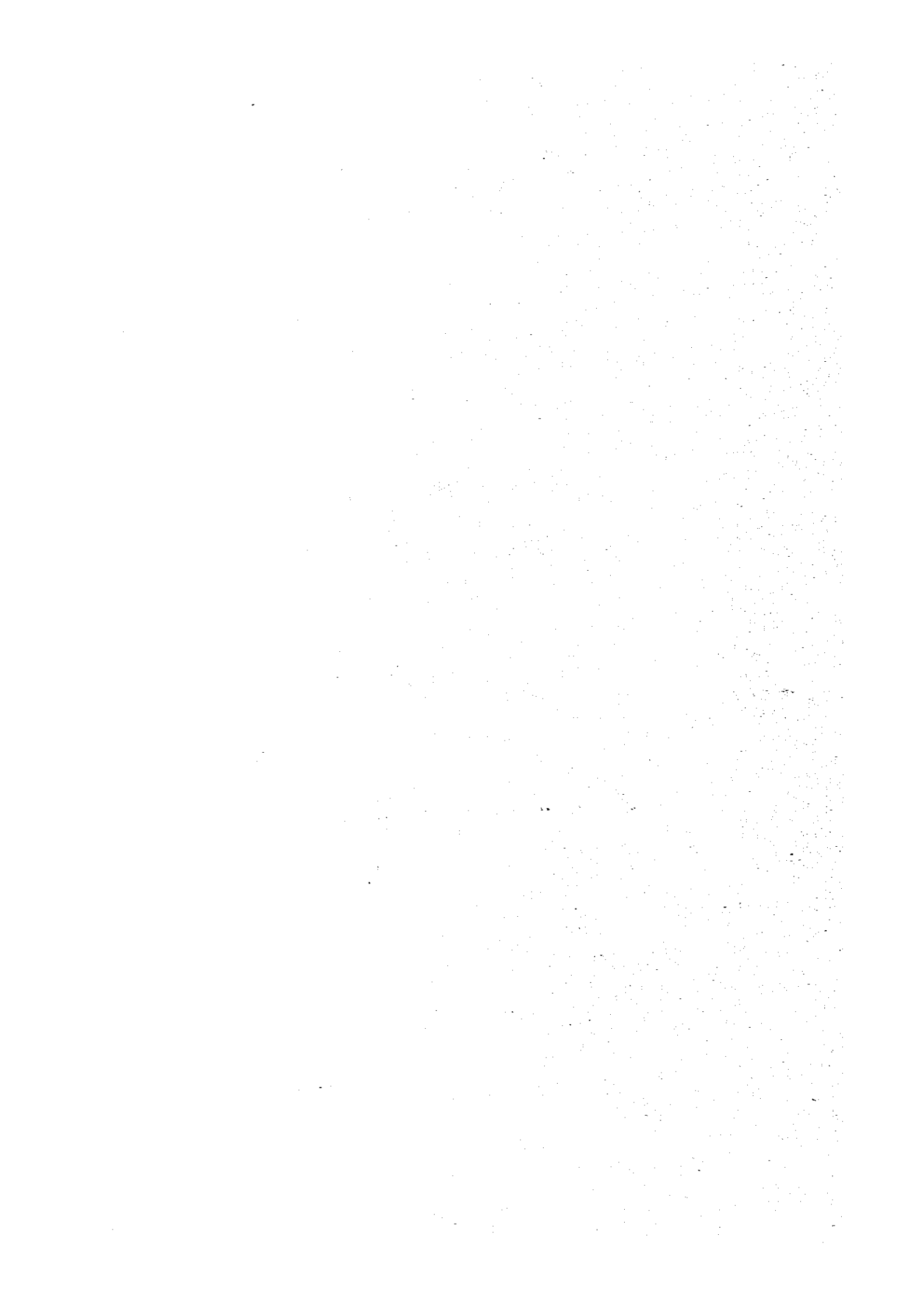
- | | |
|-----------------------------------|---|
| 33. Mr. Noriyuki, TERAUCHI | Transformer |
| 34. Mr. Shoji, HASEGAWA | Electrification |
| 35. Mr. Norikazu, YAMAUCHI | Power Supply |
| 36. Mr. Tsuneharu, AJIMI | Signalling |
| 37. Mr. Tamotsu, NAKAJIMA | Tender Documents, Technical Specifications |
| 38. Mr. Yukichi, USHIISHI | Cost Estimates |
| 39. Mr. Kazuhiko, DENDA | Cost Estimates |

Indonesian Counterpart Members

1. Ir. Budi Santoso	Project Officer	JAYA CONSULTANT
2. Ir. Sutoyo Martohardjono	Project Officer	JAYA CONSULTANT
3. Ir. Amirul Zulkarnain	Administrator	JAYA CONSULTANT
4. Tohir Kartabrata	Administrator	JABOTABEK
5. Ir. Hary Sunaryo	City Planner	JAYA CONSULTANT
6. Ir. Harjono Soewardjo	Train Operation Planner	JAYA CONSULTANT
7. Tohir Kartabrata	Train Operation Planner	JABOTABEK
8. Ichwan Sentosa Budijono, Dipl. Ing	Civil Engineers	JAYA CONSULTANT
9. Ir. A. Budhi Santosa	Civil Engineers	JAYA CONSULTANT
10. Ir. Alex Mamesah	Civil Engineers	JAYA CONSULTANT
11. Ir. Diaz Mareno	Civil Engineers	JAYA CONSULTANT
12. Yayat Tanuwijaya, Dipl. Ing	Civil Engineers	JAYA CONSULTANT
13. Ir. Hadisoetrisno	Civil Engineers	JAYA CONSULTANT
14. Ir. Soetaryono	Civil Engineers	JAYA CONSULTANT
15. Ir. Emil Anwar	Civil Engineers	JABOTABEK
16. Ir. Nico DH	Civil Engineers	JABOTABEK
17. Ir. Suryanto	Civil Engineers	JABOTABEK
18. Ir. Julizon Arifin	Civil Engineers	JABOTABEK
19. Ir. Agus Mulyanto	Station Planner	JAYA CONSULTANT
20. Ir. Iskandar	Station Planner	JAYA CONSULTANT
21. Ir. Rudy Lunardi	Station Planner	JAYA CONSULTANT
22. Ir. Nugroho	Station Planner	JABOTABEK
23. Ir. Djadjat S. Wardja	Electrical Planner	JAYA CONSULTANT
24. Ir. Sutjipto. H	Electrical Planner	JAYA CONSULTANT
25. Ir. Daniel Asril	Electrical Planner	JABOTABEK
26. Ir. Manuriyanto	Electrical Planner	JABOTABEK
27. Drs. Umar Said, BEE	Signal/Telecom Planner	JAYA CONSULTANT
28. Ir. F. X. Godong	Signal/Telecom Planner	JAYA CONSULTANT
29. Ir. M. Hidayat	Signal/Telecom Planner	JABOTABEK
30. Ir. Syaiful Said	Signal/Telecom Planner	JABOTABEK
31. Ir. Berlin Arnold Silaen	Rolling Stock	JAYA CONSULTANT

32. Ir. Arief Heriyanto	Rolling Stock	JABOTABEK
33. Simon Silalahi, Dipl. Ing	Site Surveyor	JAYA CONSULTANT
34. Ir. James Tampubolon	Site Surveyor	JAYA CONSULTANT
35. Ir. Suharto	Site Surveyor	JABOTABEK

第2章 調査業務実施の基本方針



第2章 調査業務実施の基本方針

本調査業務の対象であるチェンカレン空港鉄道新線の詳細設計は、以下に述べる基本方針に沿って実施された。

(1) 空港鉄道新線の使命

空港鉄道新線は、チェンカレン新空港と JABOTABEK の在来鉄道路線を結び、新空港とジャカルタ市街並びにその他地域間を往来する旅客に迅速、安全、正確な交通手段として、優れたアクセス・サービスを提供するために建設されるものである。こうした鉄道の使命を十分認識のうえ、"Report on Feasibility Study of New Railway Line for Cengkareng Airport" (Jul. 1983, JICA) に基づき、インドネシア国政府が決定したルートについての最適な設計を実施する。

(2) 空港鉄道新線の計画概要

空港鉄道新線計画上の主要項目は、次のとおりである。

路 線	チェンカレン空港駅と中央線のジャヤカルタ駅を結ぶ路線
軌 間	1,067mm
線 数	単線(将来、複線を予定)
駅 数	空港駅、コタ・インタンの2駅
信号場の数	2箇所
動力方式	電化、直流1500V
使用車両	電車(性能、諸元は現在 JABOTABEK に使用されているものと同じ)
1列車当り編成車両数	4両(将来、8両を予定)
最高速度	100km/h
最小運転時間	20分(将来、10分を予定)
閉そく方式	自動閉そく

(3) JABOTABEK 関連プロジェクトとの適合性

本プロジェクトは、JABOTABEK プロジェクトの一部として計画されており、これらの各プロジェクトと矛盾がないように計画する。特に、すでに詳細設計の終了した西線の電化計画及びフェーズビリティ・スタディの終了した中央線の高架化計画とは密接な関係があるので、これらを考慮して設計を行ない、不必要な投資を避けるよう配慮する。

(4) 中央線との接続

空港鉄道新線は、ジャヤカルタ付近で高架化される予定の中央線に接続する計画であるが、

中央線の高架化が遅れる場合を考慮して、本調査においては、暫定的に空港線が地平で現在の中央線に接続する設計を行なう。

なお、将来高架化された中央線に接続する場合についても、概略の設計を行なう。

(5) 景観と環境保全

空港鉄道新線は、近代的にデザインされた新空港とジャカルタ市街を結び、インドネシア国のみならず、外国からの旅客にも多く利用されるもので、いわば、インドネシア国を代表する重要な交通機関である。したがって、空港地域内に建設される空港駅の建物及び施設は、新空港の諸施設にマッチするよう細心の考慮を払って設計する。また、コタ・インタン駅その他の施設についても、同様の考慮を払う。

更に、空港線は、都心及び都心近くの住宅地及び商工業地帯を通過する。したがって、列車の通過に伴って生ずる振動、騒音を低減することを考慮するとともに、構造物の設計に当っては、都市の景観を損わないように留意する。

(6) 列車運転の安全性、高速性及び正確性の確保

空港鉄道新線は、空港と都心を結び、往来する旅客に安全、高速、正確なサービスを提供するものである。これらの要求を満たすため、設計に当っては、自動閉そくシステム・磁電連動装置・自動列車停止装置・道路との平面交差部における自動しや断機その他施設の導入を図るとともに、路線の線形、停車場配線及び軌道構造等の設計についても、上記の要求が満たされるよう十分考慮する。

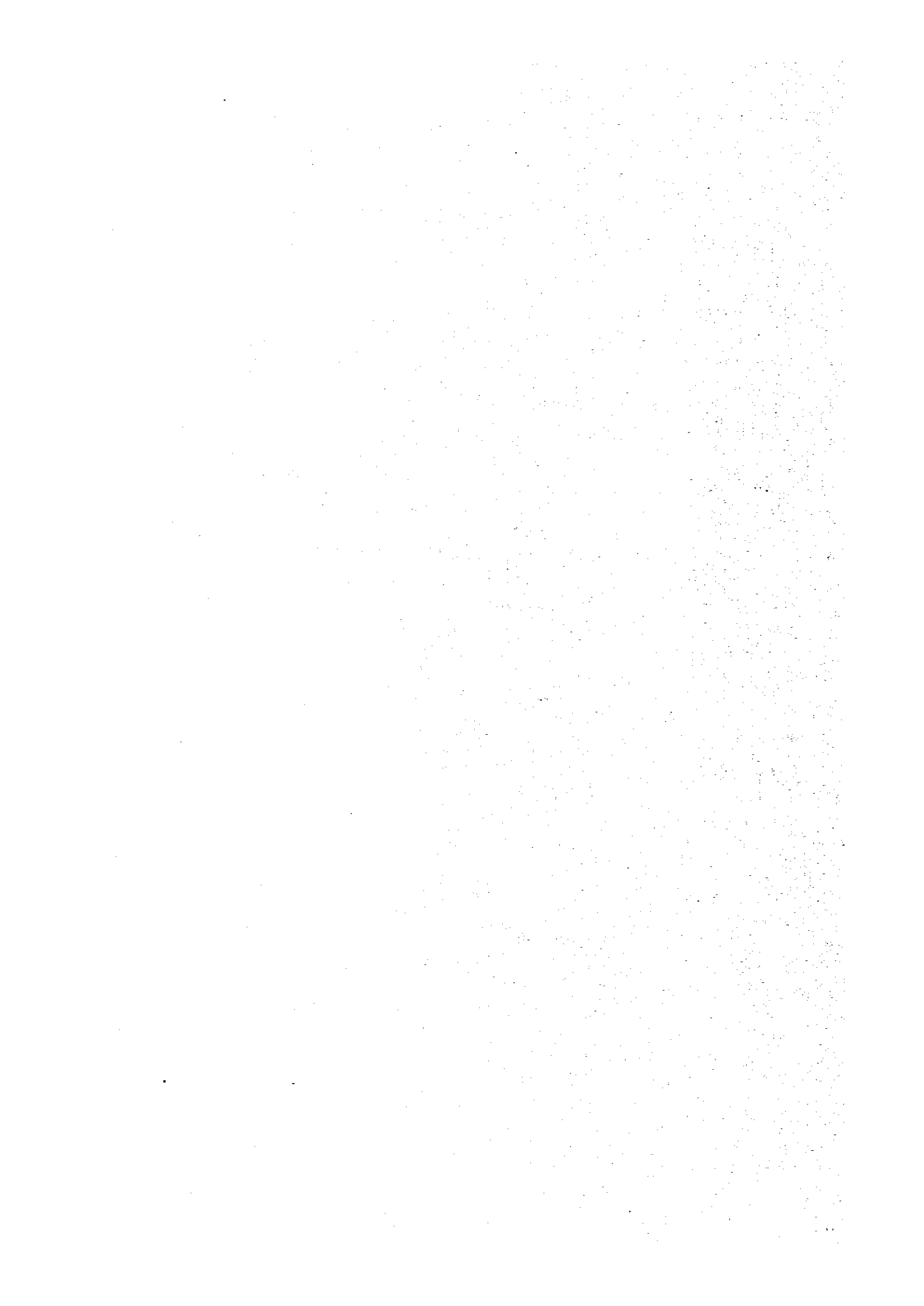
(7) 単線鉄道と将来の複線化との関連

空港鉄道新線は、(2)項に述べたように、当初は単線で設計されるが、将来輸送需要の増大に対応して複線化が予定されている。今回の設計に当っては、これに対する適切な考慮を払う。例えば、当初の段階において、複線分の用地を同時に確保することが望ましく、また、橋台・橋脚は、複線分を同時施工することが得策と考えられる。

(8) 工事費の節減

必要かつ、十分な機能を満たす施設を建設し、しかも、工事費を最少にとどめることは、設計・計画における基本的な課題であり、空港鉄道新線の設計・計画においても、この課題は十分考慮する。また、この設計に当っては、将来の輸送需要増大による複線化を考慮するが、初期投資はできるだけ低く抑えるよう配慮する。

第 3 章 技術的基礎調查



第3章 技術的基礎調査

3-1 測 量

3-1-1 3級及び4級基準点測量

鉄道中心線付近に設置されているDK Iの基準点を使用して、3級及び4級基準点測量を実施した。この測量で使用した基準点は、次のとおりである。

DK I 394, 397, 438, 439, 445, 446, 538 及び 539

(1) DK I 成果の特徴

DK I は測量方法として環閉合法を用いた。その網図は次のとおりである。



(2) 本プロジェクトでの作業法

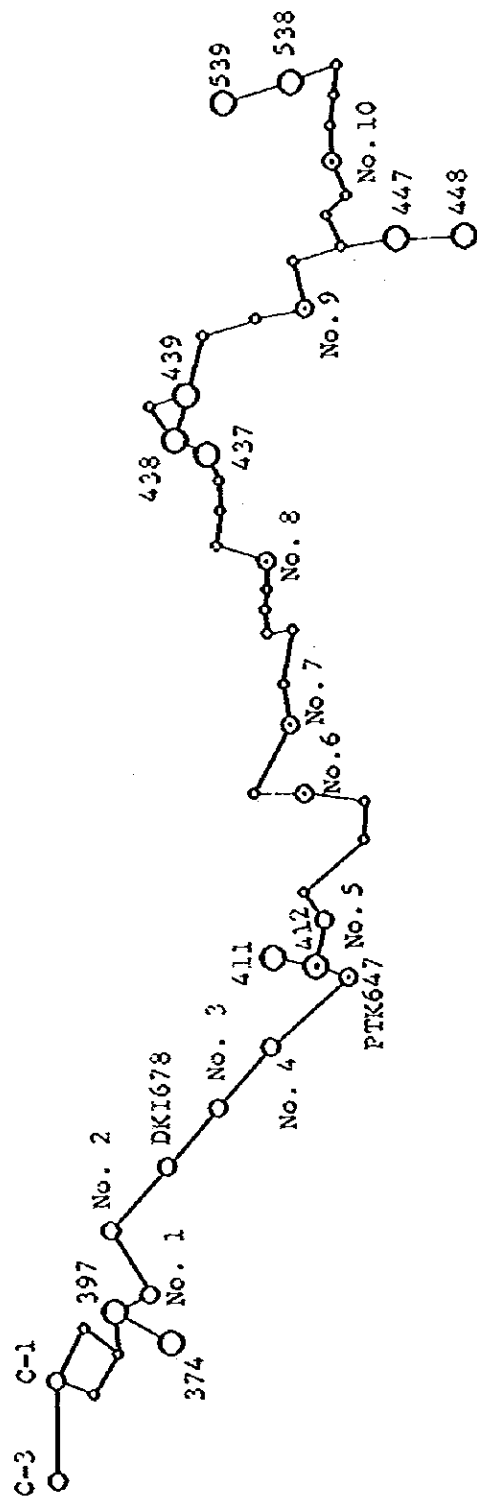
これらは上述のようにDK Iの成果で、各区画内の成果は問題ないが、環閉合法で起こりがちなねじれ現象が、前の区画から次の区画へ移るときに、隣接する結合点で起こった。

このプロジェクトで、約20kmにわたる路線測量の際、二つの区画が互に隣接する点で同様な現象が起こった。

このような問題が起こらぬようにするため、路線の中間におけるDK Iの設定した点には結合しなかったが、その代り、終点付近に設置された点に結合した。

(3) DK I 成果と新成果との比較

DK I 成果と新成果との比較は表3-1-1のとおりである。



- DK1 Control Point
- 3rd Grade Control Point
- ◉ Supplemental Point
- ⊗ Control Point with Azimuth Sign

图 3-1-1 3 級基準点網图

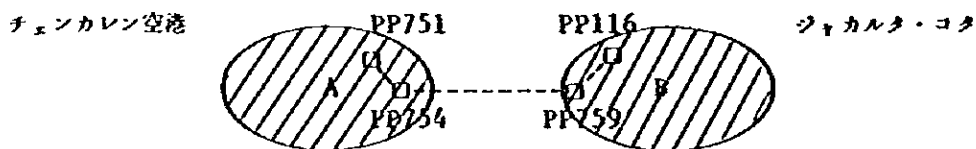
表 3-1-1 DK I 成果と新成果との比較

Upper: DK I Results

Lower: Re-measured Results

Control Points	X	Y	Vector ΔS
DKI 412	+ 11595.976	- 7497.070	
	+ 11596.156	- 7497.050	6°20'25"
Difference	- 0.180	- 0.020	0.181
DKI 438	+ 12855.529	- 491.908	
	+ 12855.243	- 492.037	204°16'40"
Difference	+ 0.286	+ 0.129	0.314
DKI 439	+ 12805.836	+ 201.216	
	+ 12805.709	+ 201.117	217°56'15"
Difference	+ 0.127	+ 0.099	0.161
DKI Control Points used as Additional Points			
DKI 445	+ 10828.968	+ 1907.207	
DKI 397	+ 14060.619	- 12040.287	
DKI 539	+ 11054.615	+ 3910.710	

3-1-2 水準測量



1983年4月に実施したPP751~PP759（今回の調査では工事のため事故点）間の水準測量の結果では、A、B地区間に0.217mの段差が生じたため、今回の路線測量作業で再度点検を実施し、前回実施した3級水準測量は、所定の制限内にあることが分かった。

上記結果から、B地区にあるDKI水準点の成果を路線測量に必要な水準点として使用した。また、A地区にあるDKI水準点成果に0.217mを加えて使用した。

PP751~PP754~PP116 区間の測定結果

	前回測定成果	今回測定成果
I (往)	- 0.136	- 1.492
II (復)	+ 0.134	+ 1.487

PP751~PP116

測定平均比高	- 0.135	- 1.490	- 1.625
--------	---------	---------	---------

DKI 成果を使用した結果	PP751	2.772
	PP116	1.311
成果比高		- 1.461

$$\epsilon = (\text{成果比高} - \text{測定平均比高}) = + 0.164$$

B地区を基準とした3級水準測量の結果	PP751	2.989 (+0.217mした成果)
	PP116	1.351
成果比高		- 1.638

$$\epsilon = - 0.013$$

表 3 - 1 - 2 D K I 水準点成果比較

DKI	PP No.	I DKI Results	II Results Based on B Area	II - I = ϵ
(A)	PP 705	4.509	4.726	+ 0.217
	PP 707	4.043	4.260	+ 0.217
	PP 711	4.100	4.317	+ 0.217
	PP 712	3.512	3.729	+ 0.217
	PP 716	5.196	5.413	+ 0.217
	PP 721	4.526	4.743	+ 0.217
	PP 730	5.914	6.064	Accident Point + 0.150
	PP 728	6.199	6.416	+ 0.217
	PP 751	2.772	2.989	+ 0.217
	PP 754	2.732	2.850	+ 0.118
	PP 757	3.172	3.733	Accident Point + 0.561
	PP 718	6.096	6.313	+ 0.217
(B)	PP 116	1.311	1.351	Accident Point + 0.040
	PP 125	3.509	3.509	0
	PP 130	2.811	2.811	0
	PP 131	2.906	2.906	0
	PP 137	1.603	1.603	0
	PP 780	1.769	1.661	Accident Point - 0.108
	PP 128	1.251	1.092	Accident Point - 0.159
	PP 778	2.452	2.452	0
	PP 759	1.991	1.991	0

The altitude of bench mark of which $\epsilon = 0$ at B Area was used for the bench mark surveying under this study.

3-1-3 チェンカレン空港内水準点との関係

水準測量で記述したように、DKI成果のA地区、B地区の差0.217mを考慮して、B地区の水準面にA地区内にあるすべてのDKI水準点成果を修正した結果は下記のようになる。

工事用測点	I 空港公団成果	II DKI成果 コナ倒(B地区)	差(I-II)
C1	6.129	6.094	+0.035
R500	5.546	5.502	+0.044
R501	6.188	6.149	+0.039
R502	6.690	6.645	+0.045
C3	7.562	7.528	+0.034

この表の数値から判断すると、+0.04mは観測誤差と考えれば、コナ倒(B地区)の水準面と一致している。

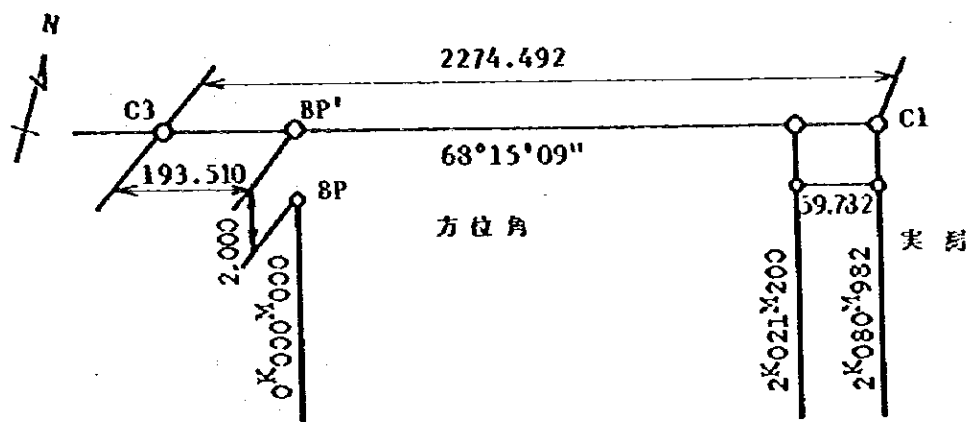
3-1-4 チェンカレン空港内の鉄道起点

空港内に設置してある工事用測点C₁、C₃間の距離を検測した結果は、次のとおりである。

空港公団成果C₃~C₁ 2274.492m
 検測結果C₃~C₁ 2274.537m
 差 +0.045m

上記の成果を比較検討した結果、C₃~C₁の距離は異状ないと思われるが、現在工事中の2Km040m付近に位置している橋りょう及び2Km097m付近に位置している空港境界線に桁程のずれが生じたため、1/500設計図から、C₃~BP' (鉄道起点)の距離193.510mを用いて計算し、BP'点から南斜え直角に2000mの点を鉄道起点とした。橋りょう中心の桁程は実測した数値から算出し、空港境界線はC₁の点とした。方位角はDKI成果を用いた。

C₃~C₁の距離は空港公団成果を用い、DKI成果に換算した。



BPの座標 U + 13069.183
 (DKI 成果) T - 14854.400

3-1-5 中心線測量

(1) 中心くい設置

4級基準点より座標法で、50m間隔及び変換点、曲線主要点に中心くいを設置した。
また、湿地、水田地帯で、中心くい設置ができない点は、竹棒(2m~3m)を設置し、住宅地で中心くいが設置できない点は、縦方向、横方向に控くいを設置した。

(2) 縦断測量

中心線測量実施区域の縦断測量を実施した。

(3) 横断測量

50m間隔及び変換点、主要点で巾60mの横断測量を実施し、駅部については、指示された範囲まで実施した。

(4) 控くい設置測量

曲線主要点のBTC, BCC, IP, SF, ECC, ETCに控くいを設置した。型式は現場の状況及び精度を考慮し、X型、T型は不適合と判断し三角型式とした。

三角型式とした理由は、控くいの保全及び多角点の代用となり、将来まで利用できる利点がある。

三角形は主要点1点に2個以上の三角形を相成するよう選点し設置した。

(5) 中心くい、控くいの精度及び色別

中心線測量のくい設置は、仕様書に準拠し、控くいの観測は、4級基準点の仕様書に準拠した。色別は、中心線が赤ペイント、主要点が青ペイント、控くいが白ペイントとした。

3-2 地質調査

3-2-1 地形

計画路線は、主として海岸平野に位置しているが、地形的に下記の3地域に分けることができる。

空港付近(西部)	0 Km~4.0 Km付近
空港~ジャカルタ市郊外(中部)	4.0 Km~13.5 Km付近
ジャカルタ市街(東部)	13.5 Km~19.5 Km付近

(1) 空港付近

当地域は、海岸平野上に、主要河川であるチサダン川のはん蓋たい積物によって形成された自然堤防や、河川こう配が1/1,000とゆるいため発達しただ行州等の微高地が数多く存在する。自然堤防は、はん蓋たい積物のうち、比較的粗粒な安山岩、玄武岩系のれきから成り、表層はゆるいが、下層は持っている。だ行州は、だ行河道のつ岸側に生ずるたい積地形であり、攻撃斜面で浸食された物質が、滑走斜面にたい積することにより形成される。一般には、上部はシルト、細砂、下部は粗砂より成ることが多い。微高地間は後背湿地となっており、こう水時に自然堤防を越流した細粒の物質がたい積し、水はけが悪いため、植物が繁茂しやすく、有機物質を含む軟弱層を形成しやすい。微高地と低地の比高は2~3 m以下であり、微高地は居住地及び畑として利用され、低地は水田及び湿地となっている。微高地の標高は5~6 mである。

(2) 空港~ジャカルタ市郊外

当地域は、多数の海岸に平行な浜堤列より成る浜堤平野である。浜堤平野は、前進しつつある海岸にみられ、微高地とその間にある低地の集合によって形成されている。成因としては、沿岸流の方向が変化するとき、暴風時の浜堤が幾つか重なるときなど、色々ある。構成物質は、波浪によって打上げられた貝がらを含むれき、砂、どろなどから構成され、一般には、とうたが良好で、円形度、偏平度が高い。いそ波帯にかけてみられるたい積物は、沿岸漂流によって移動し、寄せ波帯では、海浜漂流により移動する。このため、たい線付近のたい積物は、沿岸方向に粒径、れき種、円形度が徐々に変化していることが多い。微高地と低地の比高は2 m前後であり、微高地は居住地や畑として利用され、低地は水田、湿地となっている。

(3) ジャカルタ市街

当地域は、チリウン川によって形成された三角州上に位置している。三角州は、丘陵地を流下してきた河川の流速が河口で急速に衰え、土砂運搬能力が低下し、砂、シルト、粘土等をたい積して形成されるため、たい積物は、河口付近が粗粒な砂で、三角州の先端では細粒な粘土である。一般には、海岸に向かって軟弱な粘土層が厚く

なる。ジャカルタ市内のジャンダ通り付近には、かつて浜堤があったため、チリウン川は、その付近で東西に流れを変えたものと地形から判断される。したがって、以前はジャカルタ市北部にも微高地が存在していたが、市街化のため整地が進み、現在では、標高が2～3mで、ほぼ平坦な地形である。

3-2-2 地 質

計西地域の地質構成を表3-2-1に、その分布を図3-2-1に示す。

表3-2-1 地 質 構 成

Geological Period		Formation	Description
Quaternary	Holocene	Alluvium	Unconcrete sediments such as clayey and sandy soil covering diluvium
	Pleistocene	Diluvium	Volcanic ash covering Genteng Formation
Neogene	Pliocene	Genteng Formation	Fine-grained, tuffaceous sandstone and muddy rocks

沖積層は、海岸平野を形成している未固結の砂質土、粘性土及び腐植土などのたい積物で、三角州、浜堤、後背湿地、自然堤防等を含む。洪積層は、火山灰質土であり、主に南方の丘陵を形成している。また、深部まで風化作用によりラテライト化している。ラテライト化とは、当地のような湿潤熱帯気候下では、生物の活発な活動により有機物が分解され、けい酸塩鉱物が強く風化され、塩基やけい酸が溶脱されて鉄などの酸化物が相対的に富化したものであり、赤かっ色を呈している。第三紀の鮮新世に形成されたグンテン層は、凝灰質の細粒砂岩であり、粗粒層をきょう在する。風化層を除けば、構造物の支持層として十分な地耐力を有する。

圖3-2-1 位置圖
SCALE 1:50,000

○ SOUNDING SITE
○ BORING SITE

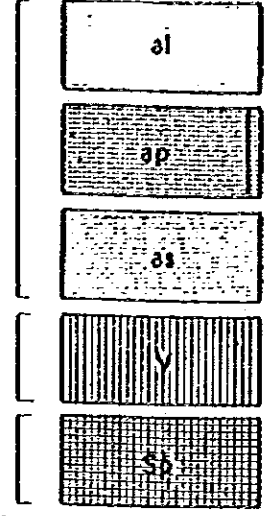
GEOLOGY

TOPOGRAPHY

HOLOCENE

PLEISTOCENE

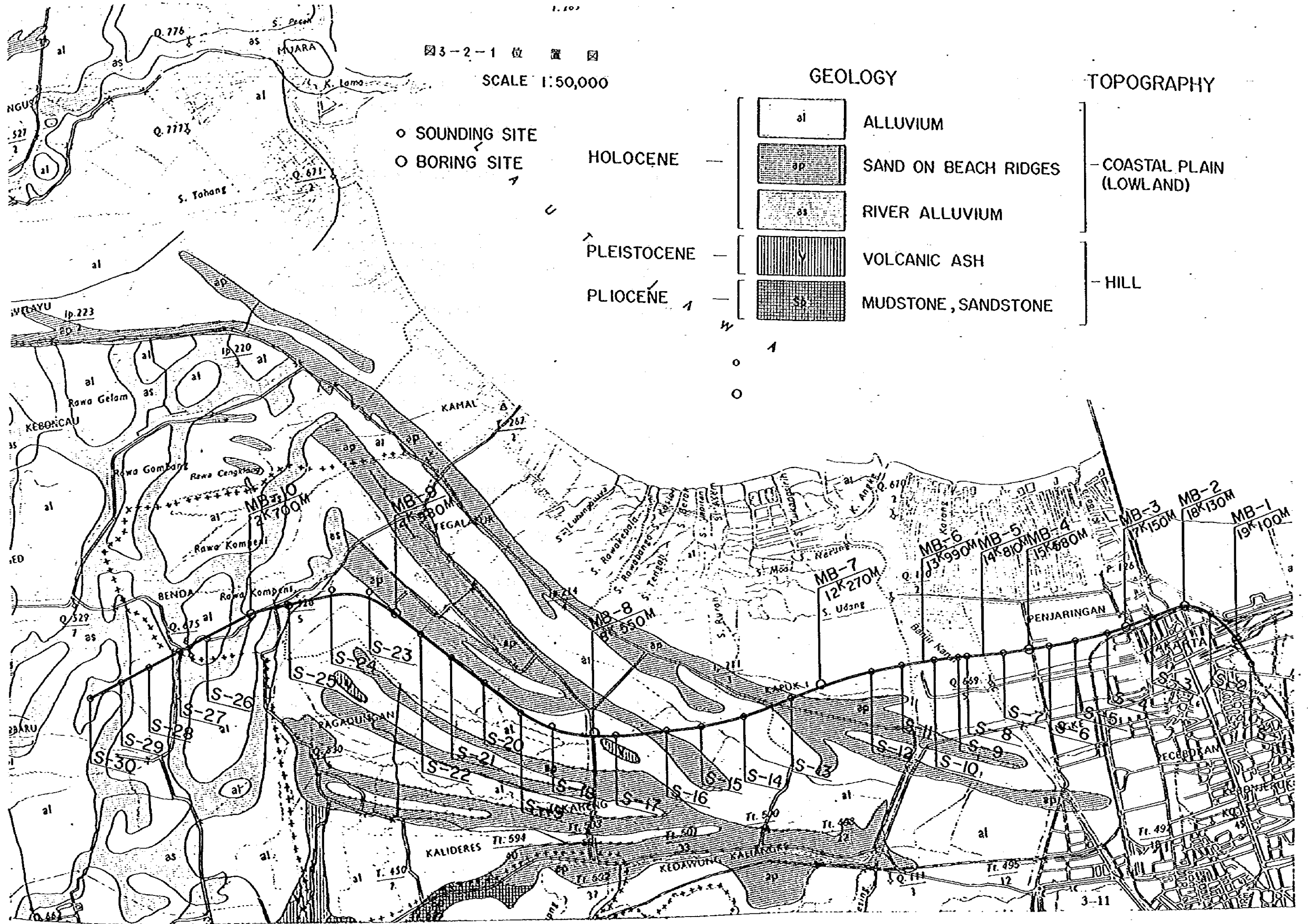
PLIOCENE



al ALLUVIUM
 sp SAND ON BEACH RIDGES
 as RIVER ALLUVIUM
 VOLCANIC ASH
 Mudstone, SANDSTONE

COASTAL PLAIN (LOWLAND)

HILL



3-2-3 地質調査結果

計画路線沿いにおいて、主要構造物の建設地点及び軟弱地盤地域を対象に、地層状況、支持力及び土の力学的性質を確認するため、ボーリング調査及びサウンディング調査を実施した。地質調査作業は、調査団の監督のもとに、現地コンサルタントが行なった。実施概要は、下記のとおりである。

調査目的：橋りょう、高架橋等主要構造物基礎の設計及び盛土支持地盤の検討に必要な土質資料を得ること。

調査期間：1983年7月～1983年10月

調査内容：ロータリー式機械ボーリング 20m×4地点 10地点、
30m×6地点 延べ260m

(標準貫入試験は、2mごとに延べ130回)

サウンディング(ダッチ・コーン) 30地点、延べ438.20m

調査作業数量の詳細については、表3-2-2を参照

調査位置：図3-2-1を参照

当調査路線における地形、地質の概要は、先に述べたように、空港付近の河川はん濫原平野、空港からジャカルタ市郊外にかけての浜堤及び低湿地、ジャカルタ市街の三角州の三つに大別される。

以下に、3地域における地層状況及び土質性状を、今回の調査結果をもとに述べる。

(Ⅲ) 空港付近(0Km000m～4Km000m付近)

河川はん濫原平野で数多くの砂層をきょう在し、全体的に複雑な地層状況を形成している。自然堤防やポイントバーには、シルトや砂などがたい積し、比較的良好な地盤を形成するが、後背湿地には、シルトや粘土などの細粒土がたい積し、軟弱地盤を形成している。

盛土区間で、圧密対象層となる軟弱な地層($N < 5$ 、 $g_c < 10 \text{ kg/cm}^2$)の厚さは全体的には1～4mと比較的薄い。2Km800m付近には埋没谷があり、軟弱な粘性土が14mほどたい積している。

この谷は、旧河川部に当る地点と考えられ、沖積層の最下位には、旧河床と思われる地層(れき交り砂質土)が薄くたい積している。

このような谷は、河川はん濫原平野では間々見られ、基盤層深度に大きな変化を与えていることが多く、今回の調査区間においても、中・重量構造物の支持層となりうる地層($N > 30$ 、 $g_c > 200 \text{ kg/cm}^2$)の上位面深度は、12m～25m以上と大きく変化している。

表 3-2-2 調査作業数量

Location No.	Kilometerage (km)	Depth (m)	Standard Penetration Test (time)	Location No.	Kilometerage (km)	Depth (m)	Standard Penetration Test (time)
S-1	19.47	16.40		S-14	10.96	11.20	
MB-1	19.10	30	15	S-15	10.23	14.80	
S-2	18.68	23.20		S-16	9.80	14.60	
MB-2	18.13	30	15	S-17	8.96	25.00	
S-3	17.59	22.80		MB-8	8.55	20	10
MR-3	17.15	30	15	S-18	7.89	9.80	
S-4	16.81	18.80		S-19	7.40	14.40	
S-5	16.37	19.40		S-20	6.68	25.00	
S-6	16.03	18.80		S-21	6.05	11.60	
MB-4	15.58	30	15	S-22	5.44	14.20	
S-7	15.12	16.60		MB-9	4.98	20	10
MB-5	14.81	30	15	S-23	4.50	8.80	
S-8	14.42	6.00		S-24	4.03	6.60	
S-9	14.29	4.00		S-25	3.31	12.60	
S-10	14.02	11.80		MB-10	2.70	20	10
MB-6	13.99	30	15	S-26	1.99	8.00	
S-11	13.40	16.80		S-27	1.49	18.20	
S-12	12.99	13.40		S-28	0.99	22.20	
MB-7	12.27	20	10	S-29	0.50	12.20	
S-13	11.68	8.40		S-30	0.00	12.60	
Total	Depth (S = 438.20 m) (MB = 260 m) Standard Penetration Test (130 times)						

(2) 空港～ジャカルタ市郊外（4 Km 000 m～13 Km 500 m 付近）

この区間は浜堤及び低湿地から成り、計画路線は4 Km 000 m～8 Km 000 m 付近までが浜堤沿いの低湿地を、8 Km 000 m～13 Km 500 m 付近までが浜堤を横断する。

浜堤部は砂質土を主体とした地層で、盛土に対しては比較的良好的な地盤であるが、横断的に通過するのみであり、通過延長は短く、路線のほとんどが浜堤間の低湿地を通過することになる。

低湿地部上位の土質は、粘性土を主体とした軟弱なもので、厚い砂層のきょう在は見られない。

盛土区間（0 Km 000 m～12 Km 765 m）内における、当区間の圧密対象層となる地層の厚さは3～8 mで、盛土による圧密沈下が特に問題となりそうな区間は、5 Km 500 m～7 Km 000 m、8 Km 000 m、11 Km 000 m～12 Km 765 m 付近である。

高架橋区間において、支持層となりうる堅固な地層の上位面深度は、14 m 程度である。

(3) ジャカルタ市街（13 Km 500 m～19 Km 500 m 付近）

チリウン川により運搬、たい積されてできた三角州で、粘土やシルトなどの細粒度が厚くたい積している。

沖積層は、有機物質を含んだ河川たい積物と貝がらを含んだ青灰色の海成層より成り、層厚は10～20 mと厚い。沖積層は、ほとんどが圧密対象土層で、非常に軟弱な粘性土から成り、MB-1及びMB-2地点では、 $N=0$ を示す部分が見られる。

当区間は高架橋区間であり、構造物の基礎形式は、すべてくい基礎となるため、鉄道建設による軟弱地盤の圧密沈下については問題ないが、 g_c 値の結果から見ると、沖積層の深度方向への強度増加が余り見られず、自然圧密未終了の地層と考えられること、また、工場及びビルの専用井戸による工業用水や生活用水などの揚水による地下水位の低下に伴う地盤沈下が考えられるため、くいに働くネガティブ・フリクションについては十分な検討を要する。また、軟弱地盤であるため、横方向地盤反力も余り期待できず、くいの水平変位に対する検討も必要となろう。くい基礎の支持層となりうる地層の上位面深度は、12～23 mで、17 Km 000 m～19 Km 000 m 付近は深い谷となっている。

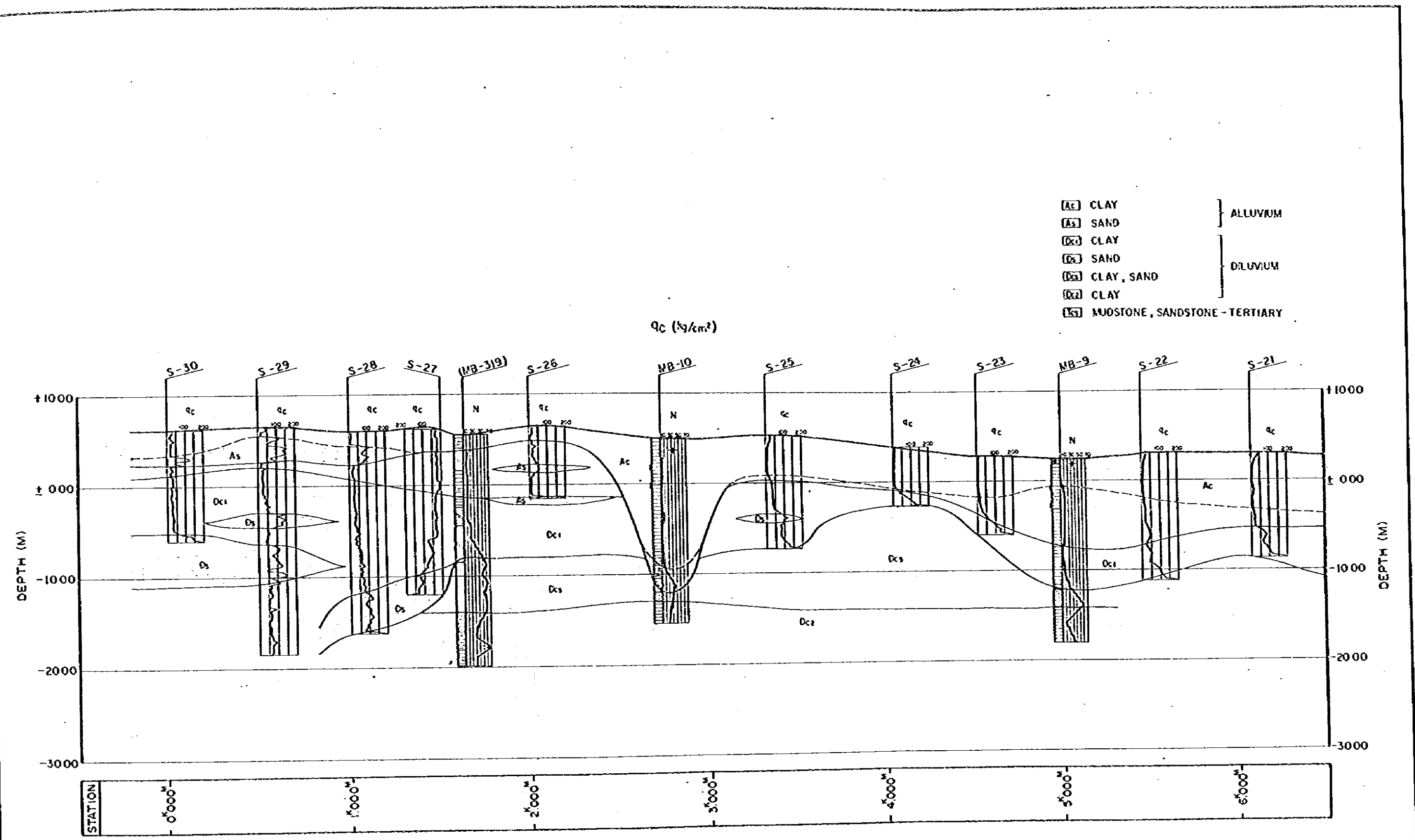


圖3-2-2 地質縱断面圖

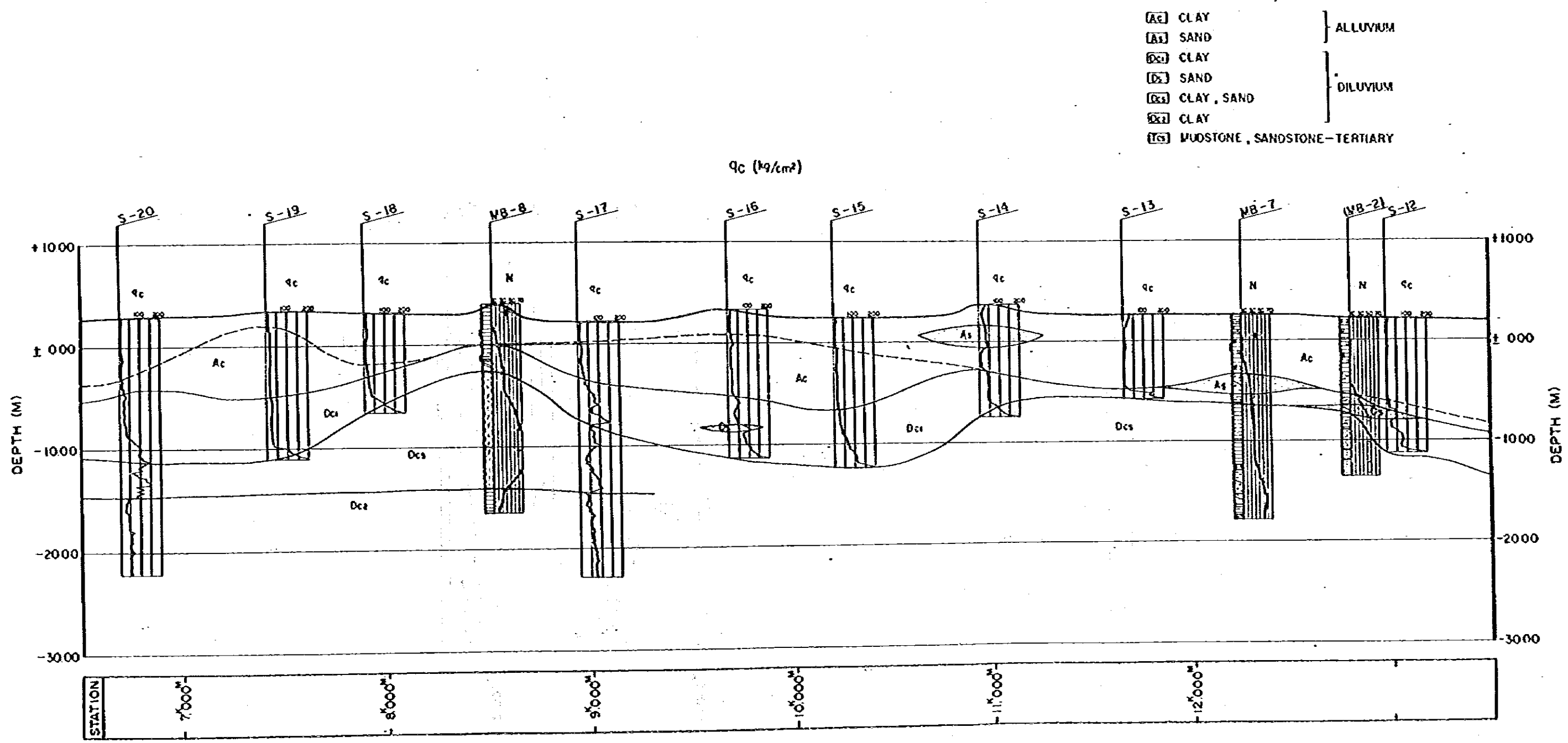


圖3-2-3 地質橫斷面圖

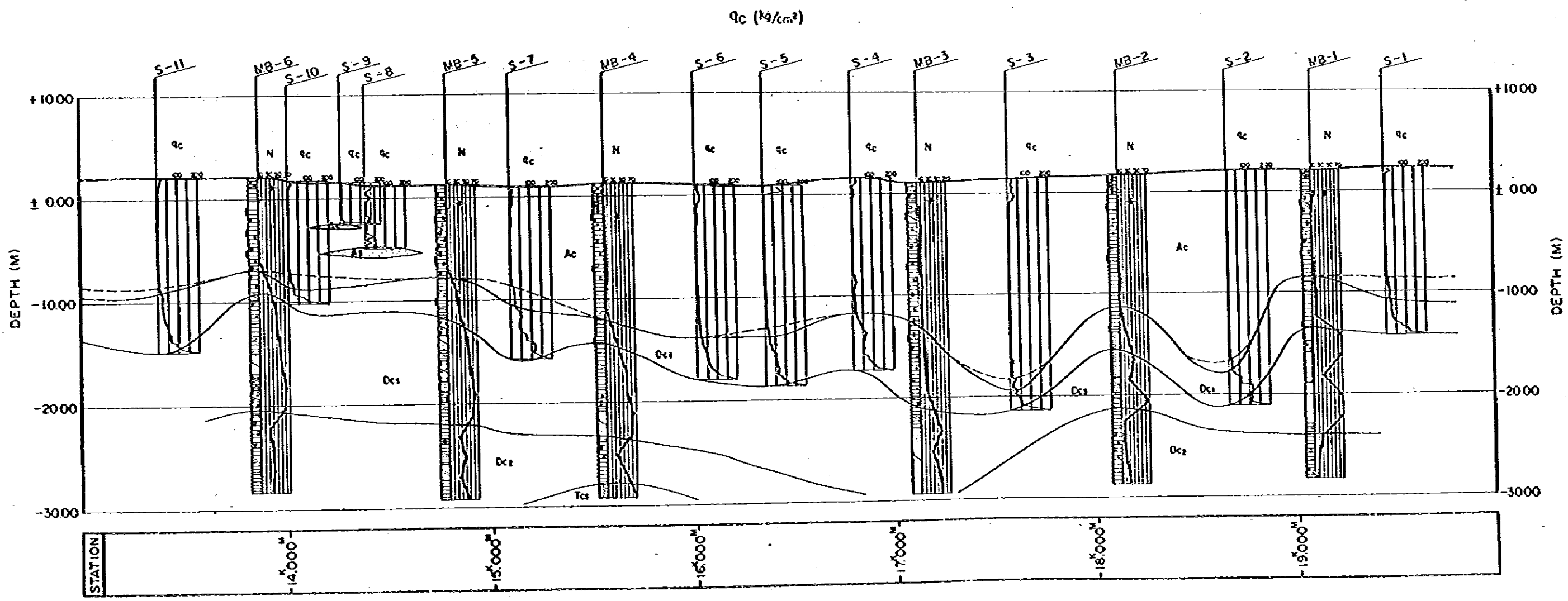


圖 3-2-4 地質橫斷面圖

3-2-4 室内試験結果

ボーリング実施箇所での乱されない土の試料の採取は、高架橋区間で3箇所、盛土区間で2箇所について行われた。室内試験は、以下の項目について実施された。

- 比 重
- 含 水 量
- 粒 度
- 液性限界
- 塑性限界
- 単位体積重量
- 一軸圧縮試験
- 三軸圧縮試験
- 圧密試験

なお、高架区間については、非圧密・非排水試験の条件で三軸圧縮試験を行なった。また、盛土区間については、上記試験の条件に加えて、緩速施工の場合の圧密による強度増加率をうるために、圧密・非排水試験の条件で三軸圧縮試験を行なった。

室内試験の結果及び土性図は、表3-2-3及び図3-2-5から3-2-14に示した。

表 3-2-3 室內試驗結果 (1)

Sample Number	BM. 1		BM. 2		BM. 3		BM. 4		BM. 5		
	3.00 ~ 3.50	8.00 ~ 8.50	15.00 ~ 15.50	3.00 ~ 3.50	8.00 ~ 8.50	15.00 ~ 15.50	3.00 ~ 3.60	8.00 ~ 8.55	15.00 ~ 15.55	3.00 ~ 3.60	7.00 ~ 7.60
Grain Size Properties	Gravel (over 2000 μ)(%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sand (75-2000 μ)(%)	71.8	13.8	1.8	5.7	5.1	0.4	84.95	3.8	1.4	4.3
	Silt (5 μ -75 μ)(%)	19.2	55.2	67.7	58.8	58.3	63.6	15.05	64.2	67.6	68.7
	Clay (less than 5 μ)(%)	9.0	31.0	30.5	35.5	36.0	36.0	0.0	32.0	31.0	27.0
	Maxim Grain Size (mm)	4.76	4.76	4.76	2.00	9.52	4.76	9.52	4.76	4.76	4.76
Consistency Properties	Coefficient of Uniformity U _c	28.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Coefficient of Curvature U _c	4.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Classification of Soil	Liquid Limit wL (%)	46.80	92.60	91.00	80.00	112.50	85.40	NP	100.80	128.00	102.30
	Plastic Limit wp (%)	28.30	47.81	54.51	37.36	33.57	34.72	NP	56.73	65.76	68.75
	Plasticity Index Ip	18.50	44.79	36.49	42.64	78.93	50.68	-	44.07	62.24	33.55
	Consistency Index Ic	0.336	-0.056	1.016	0.535	0.297	0.649	-	0.403	0.334	0.291
Strength Properties	Specific Gravity G _s	2.657	2.661	2.658	2.650	2.653	2.662	2.667	2.661	2.664	2.667
	Water Content w (%)	40.58	95.13	53.93	57.13	89.08	52.49	26.56	83.05	107.23	92.54
	Unit Weight γ (kg/cm ³)	1.815	1.464	1.674	1.670	1.527	1.496	1.932	1.530	1.380	1.450
	Void Ratio e	1.058	2.548	1.443	1.495	2.283	1.714	0.747	2.183	3.000	2.542
	Saturation Sr (%)	100	99.35	99.34	100	100	81.52	94.83	100	95.22	97.09
Consolidation Properties	Compressive Strength q _u (kg/cm ²)	0.081	0.070	1.203	0.135	0.113	0.505	NP	0.089	0.420	VS
	Modulus of Deformation E ₅₀ (kg/cm ²)	1.76	3.50	60.15	1.930	1.378	31.56	NP	3.34	11.66	16.83
	Sensitivity Ratio S _i	1.361	1.045	1.174	1.483	1.948	1.097	1.854	1.00	2.10	2.465
	Cohesion C (kg/cm ²)	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU	UU
	Angle of Shearing Resistance ϕ^*	0.16	0.08	0.42	0.10	0.085	0.40	0.02	0.17	0.13	0.13
Consolidation Properties	Yield Stress P _y (kg/cm ²)	0.72	0.90	0.97	0.68	1.00	0.87	0.67	0.85	0.63	0.75
	Compression Index C _c	0.70	1.49	0.39	0.71	0.25	0.54	0.08	1.50	1.13	0.67

Remarks: Unconsolidated-Undrained Shear Test : UU
 Consolidated-Undrained Shear Test : CU
 Consolidated-Drained Shear Test : CD

表 3-2-3 室內試驗結果 (2)

Sample Number	BM. 6		BM. 7		BM. 8		BM. 9		BM. 10		
	3.00 ~ 3.60	5.00 ~ 5.60	7.00 ~ 7.60	3.00 ~ 3.60	8.00 ~ 8.55	2.50 ~ 3.00	5.00 ~ 5.50	3.00 ~ 3.50	5.00 ~ 5.50	3.00 ~ 3.50	8.00 ~ 8.50
Gravel (over 2000 μ) (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.2	0.0	9.2	0.0	0.0
	22.6	12.3	5.9	26.7	16.1	1.4	33.8	8.0	30.8	13.3	0.7
Sand (7 μ -2000 μ) (%)	38.4	50.7	62.1	41.3	44.4	58.6	16.0	53.0	37.0	46.2	61.3
Silt (5 μ -74 μ) (%)	39.0	37.0	32.0	32.0	39.5	40.0	6.0	39.0	23.0	40.0	38.0
Clay (less than 5 μ) (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Maximum Grain Size (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Coefficient of Uniformity U _c	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Coefficient of Curvature U _c ²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Liquid Limit w _L (%)	69.20	90.40	111.40	70.20	85.20	104.80	NP	83.80	56.85	47.60	80.10
Plastic Limit w _p (%)	46.55	33.345	30.475	31.235	32.33	30.57	NP	30.635	36.16	21.15	42.755
Plasticity Index I _p	22.65	30.475	80.925	38.965	52.87	74.23	-	33.165	20.69	26.45	37.345
Consistency Index I _c	-0.079	-0.112	0.131	-0.030	0.235	0.740	-	0.039	0.298	0.588	0.646
Soil Classification											
Specific Gravity G _s	2.664	2.663	2.652	2.656	2.658	2.661	2.664	2.661	2.659	2.661	2.655
	72.89	94.12	100.78	71.38	72.78	49.88	35.76	62.50	50.68	32.06	55.96
Water Content w (%)	1.578	1.484	1.451	1.605	1.527	1.737	1.932	1.592	1.590	1.756	1.673
	1.918	2.486	2.673	1.835	2.007	1.296	0.872	1.715	1.520	1.001	1.474
Void Ratio e	100	100	99.99	100	96.50	100	100	97.0	88.66	85.22	100
	VS	VS	VS	VS	VS	VS	VS	VS	VS	VS	VS
Compressive Strength q _u (kg/cm ²)	VS	VS	VS	0.127	0.295	0.688	NP	0.325	0.315	0.151	0.890
	VS	VS	VS	4.536	24.58	34.4	NP	21.66	35.0	13.87	24.72
Modulus of Deformation E ₅₀ (kg/cm ²)	VS	VS	VS	1.512	0.797	1.764	CU	2.77	2.25	0.909	1.435
	VS	VS	VS	CU	CU	CU	CU	CU	CU	CU	CU
Sensitivity Ratio S _i	VS	VS	VS	0.26	0.30	0.25	CU	0.50	1.18	1.00	0.05
	VS	VS	VS	7.69	25.13	11.00	CU	11.59	4.00	5.43	18.26
Cohesion C (kg/cm ²)	0.84	0.93	0.87	0.90	0.90	0.95	0.85	0.080	0.85	0.76	0.80
	1.87	0.93	1.53	1.11	0.32	0.38	0.37	0.39	0.49	0.17	0.35
Angle of Shearing Resistance ϕ	0.84	0.93	0.87	0.90	0.90	0.95	0.85	0.080	0.85	0.76	0.80
	1.87	0.93	1.53	1.11	0.32	0.38	0.37	0.39	0.49	0.17	0.35
Yield Stress P _y (kg/cm ²)	0.84	0.93	0.87	0.90	0.90	0.95	0.85	0.080	0.85	0.76	0.80
	1.87	0.93	1.53	1.11	0.32	0.38	0.37	0.39	0.49	0.17	0.35
Compression Index C _c	0.84	0.93	0.87	0.90	0.90	0.95	0.85	0.080	0.85	0.76	0.80
	1.87	0.93	1.53	1.11	0.32	0.38	0.37	0.39	0.49	0.17	0.35
Soil Classification											
Remarks:	Unconsolidated-Undrained Shear Test : UU										
	Consolidated-Undrained Shear Test : CU										
Consolidated-Drained Shear Test : CD											

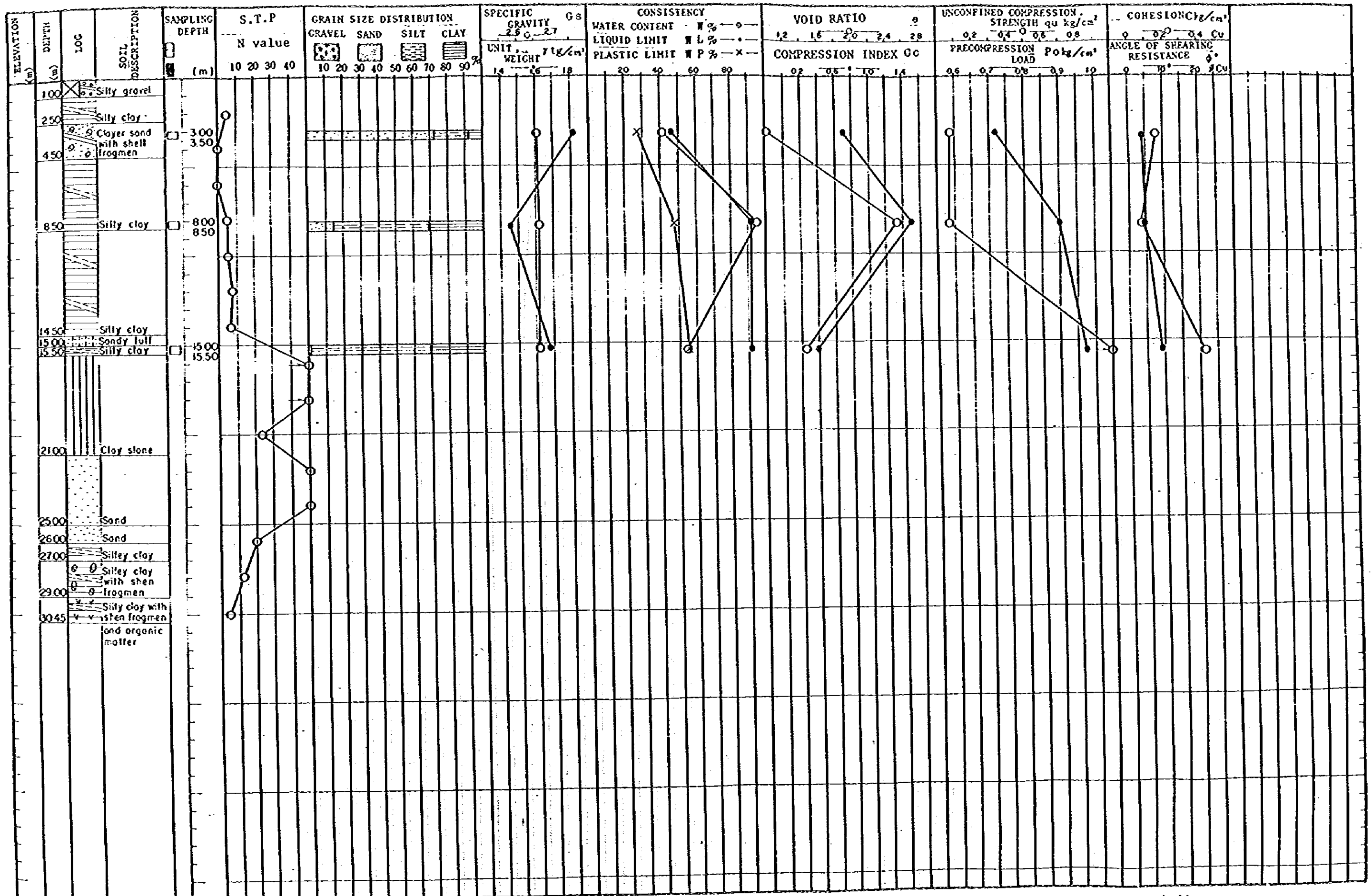
图 3-2-5 土性图

KILOMETERAGE

B.M. 1

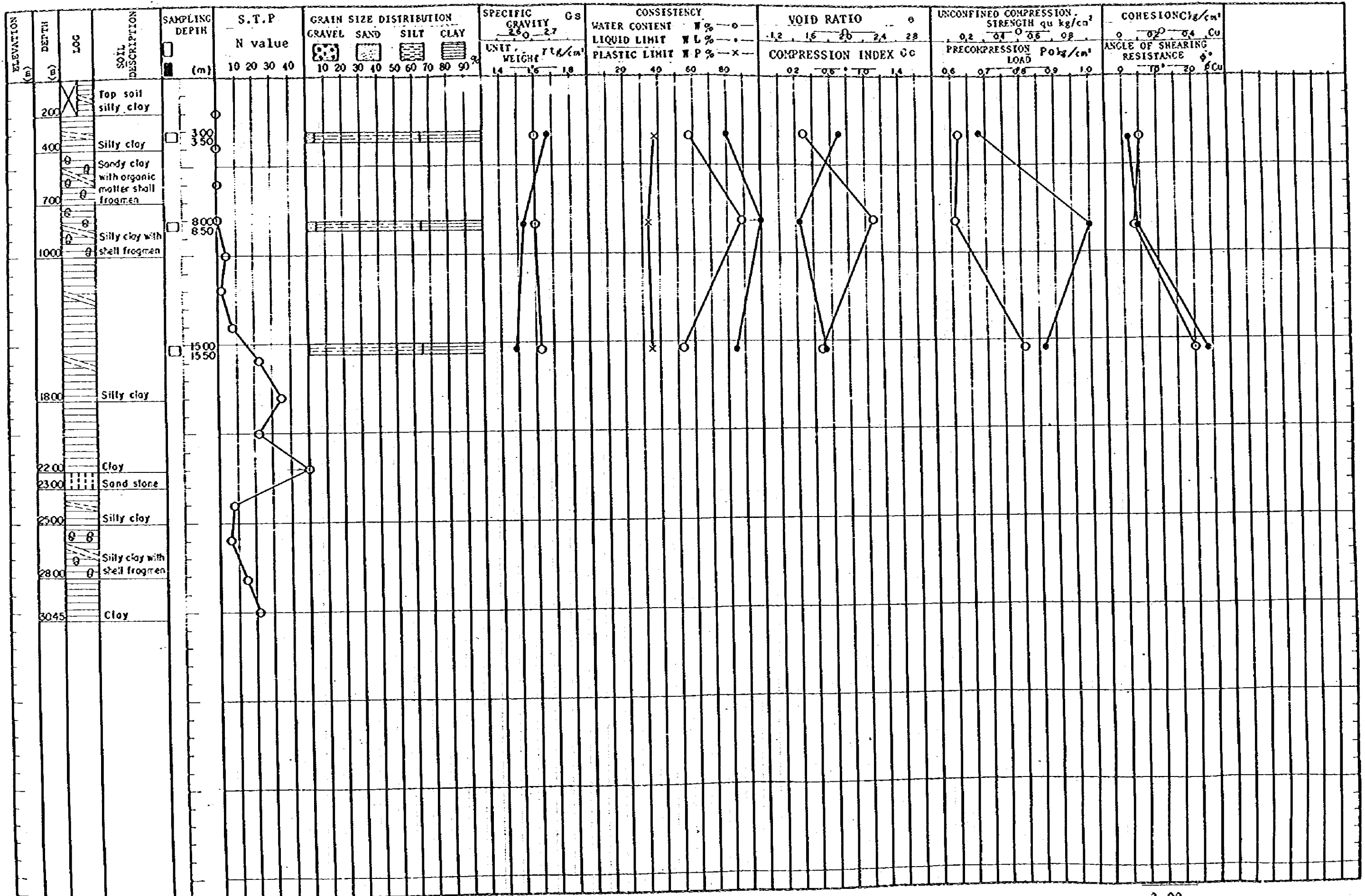
ELEVATION +1.367 m

GROUND WATER LEVEL -2.35 m

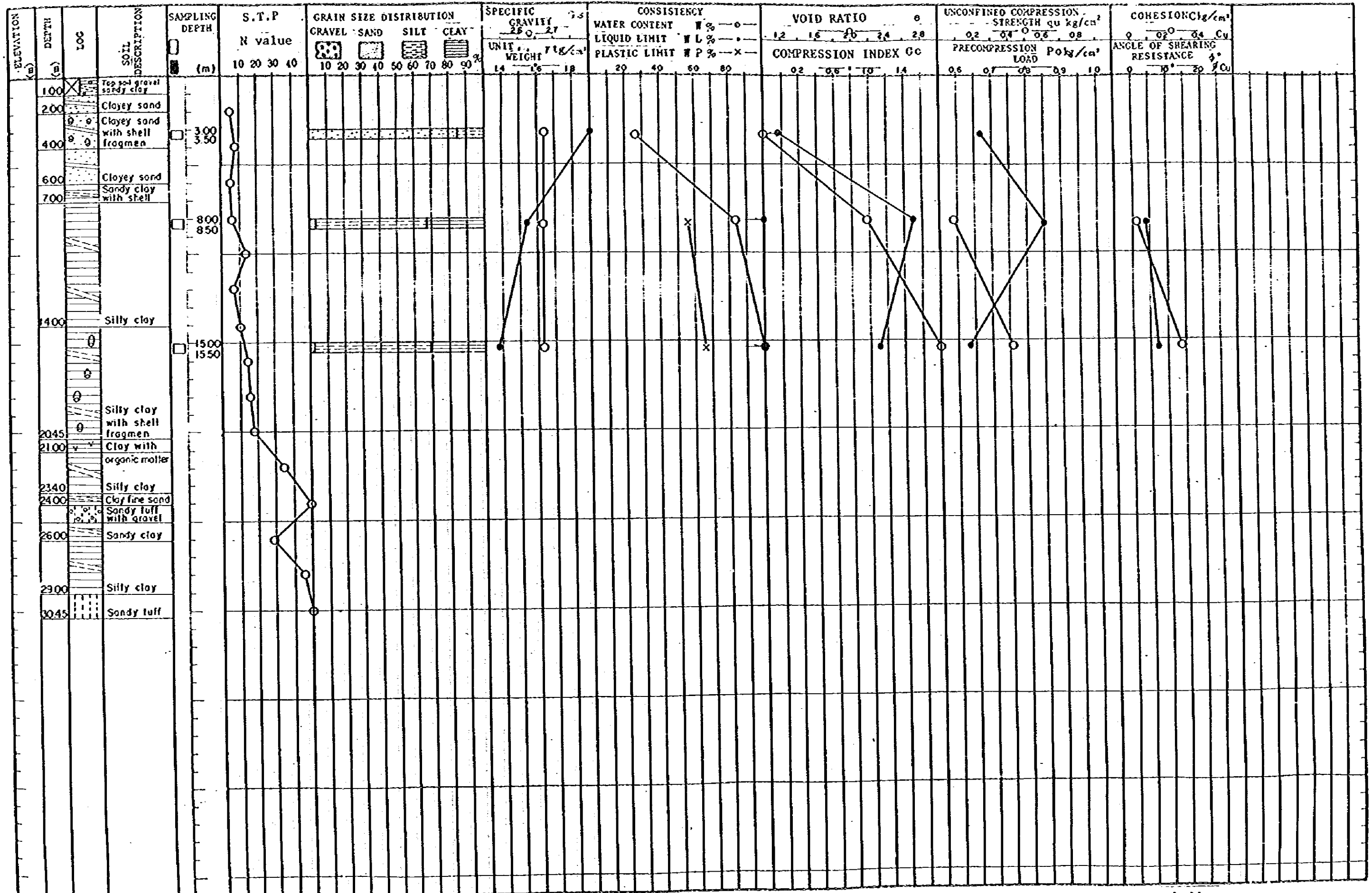


ELEVATION +1.190 m

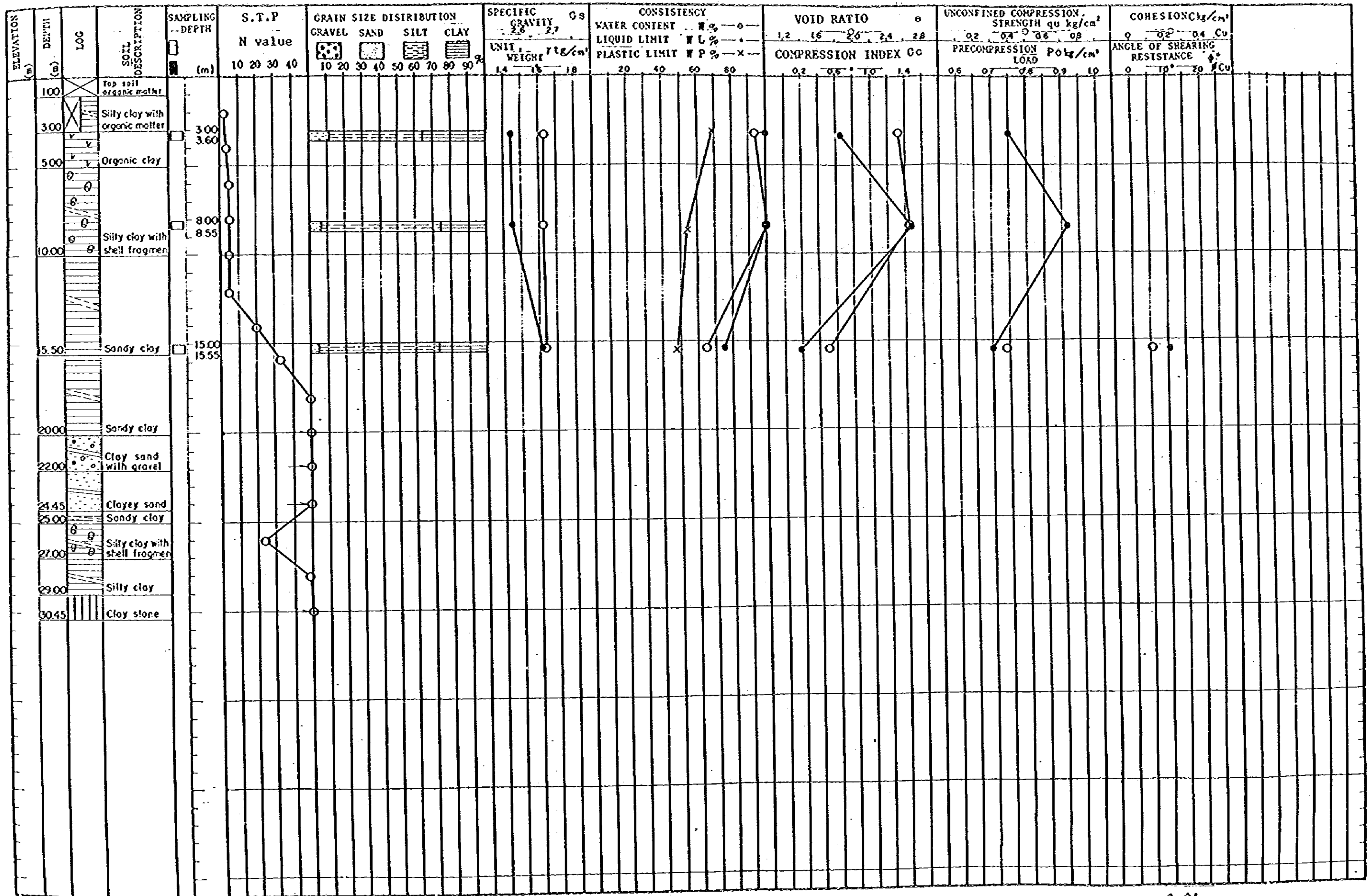
GROUND WATER LEVEL -2.70 m



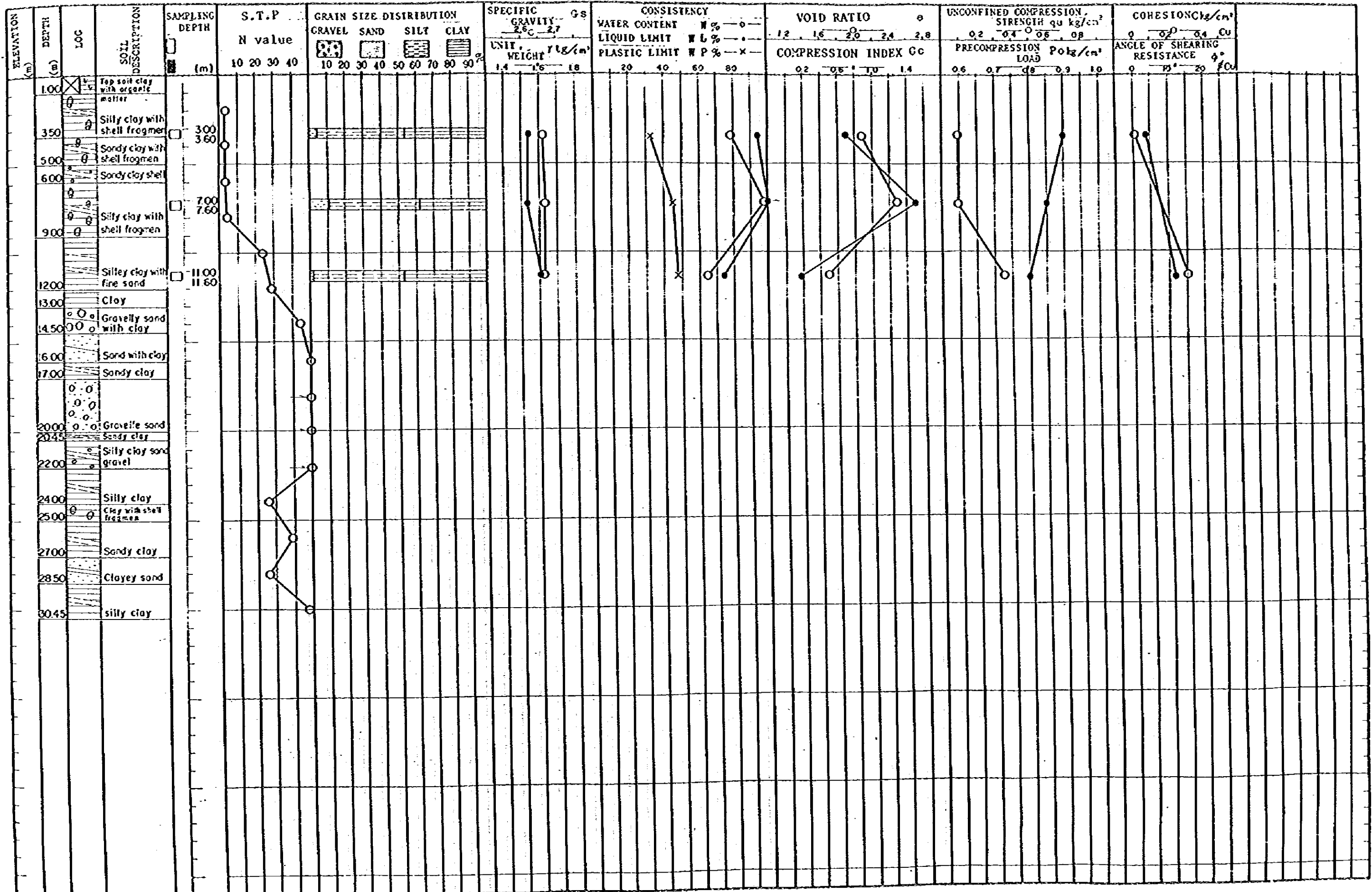
ELEVATION +0.077 GROUND WATER LEVEL -1.50



ELEVATION +0.023 m GROUND WATER LEVEL -3.20 m



ELEVATION +1.318 GROUND WATER LEVEL -1.80



ELEVATION +1.133 m GROUND WATER LEVEL -1.00 m

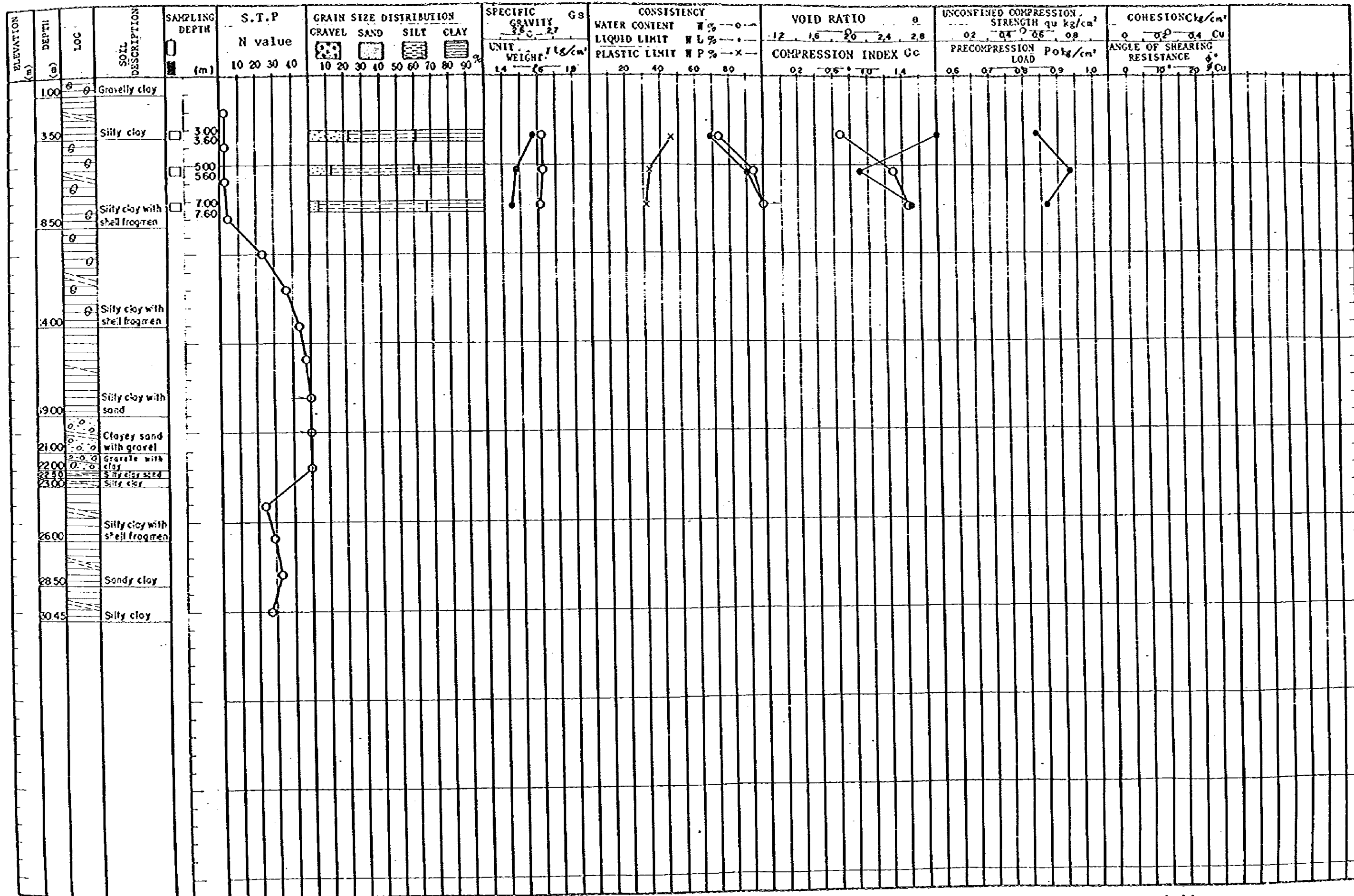


圖3-2-11 土性圖

KILOMETERAGE B.M. 7

ELEVATION +0.548 GROUND WATER LEVEL -2.10

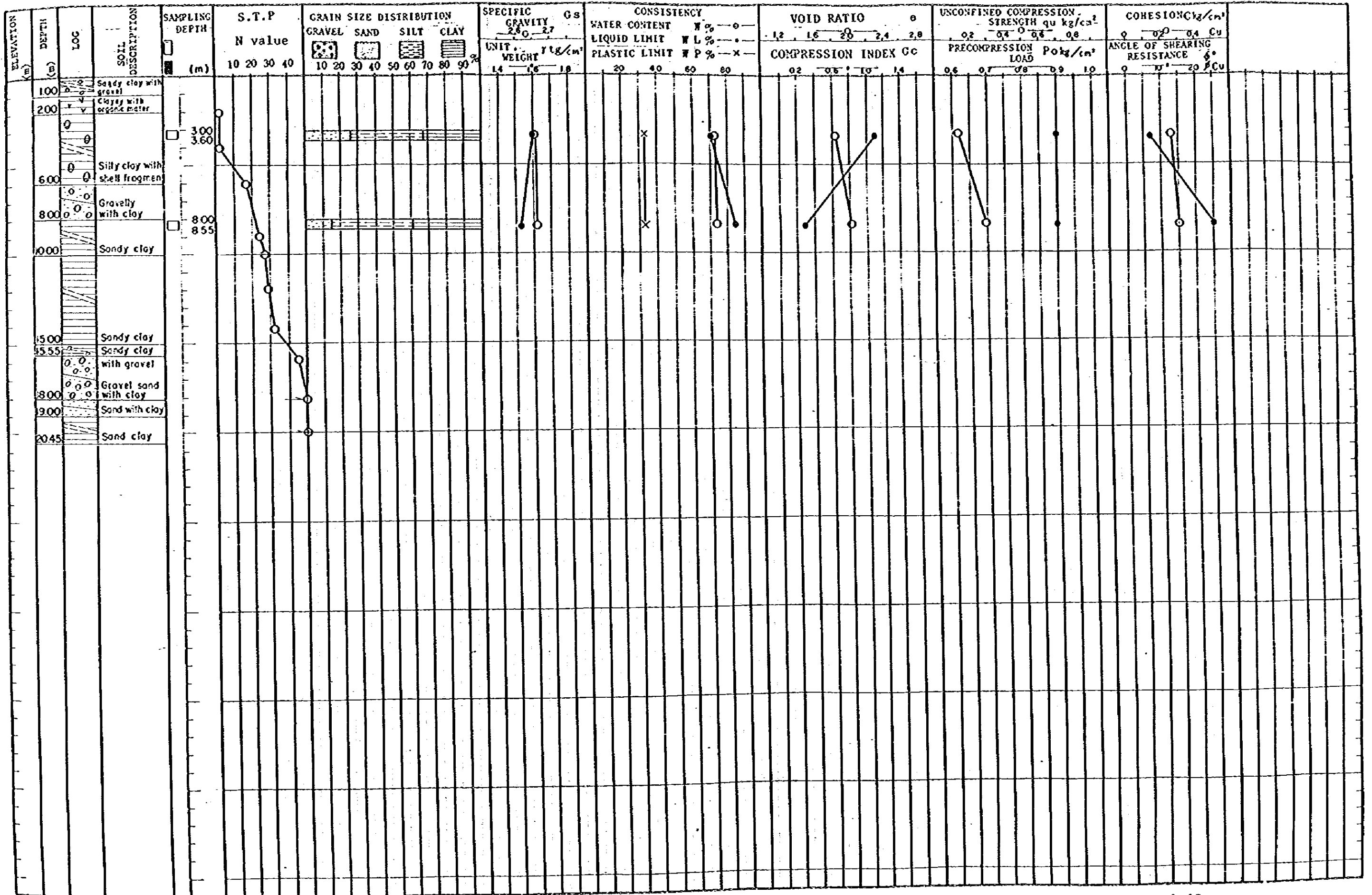
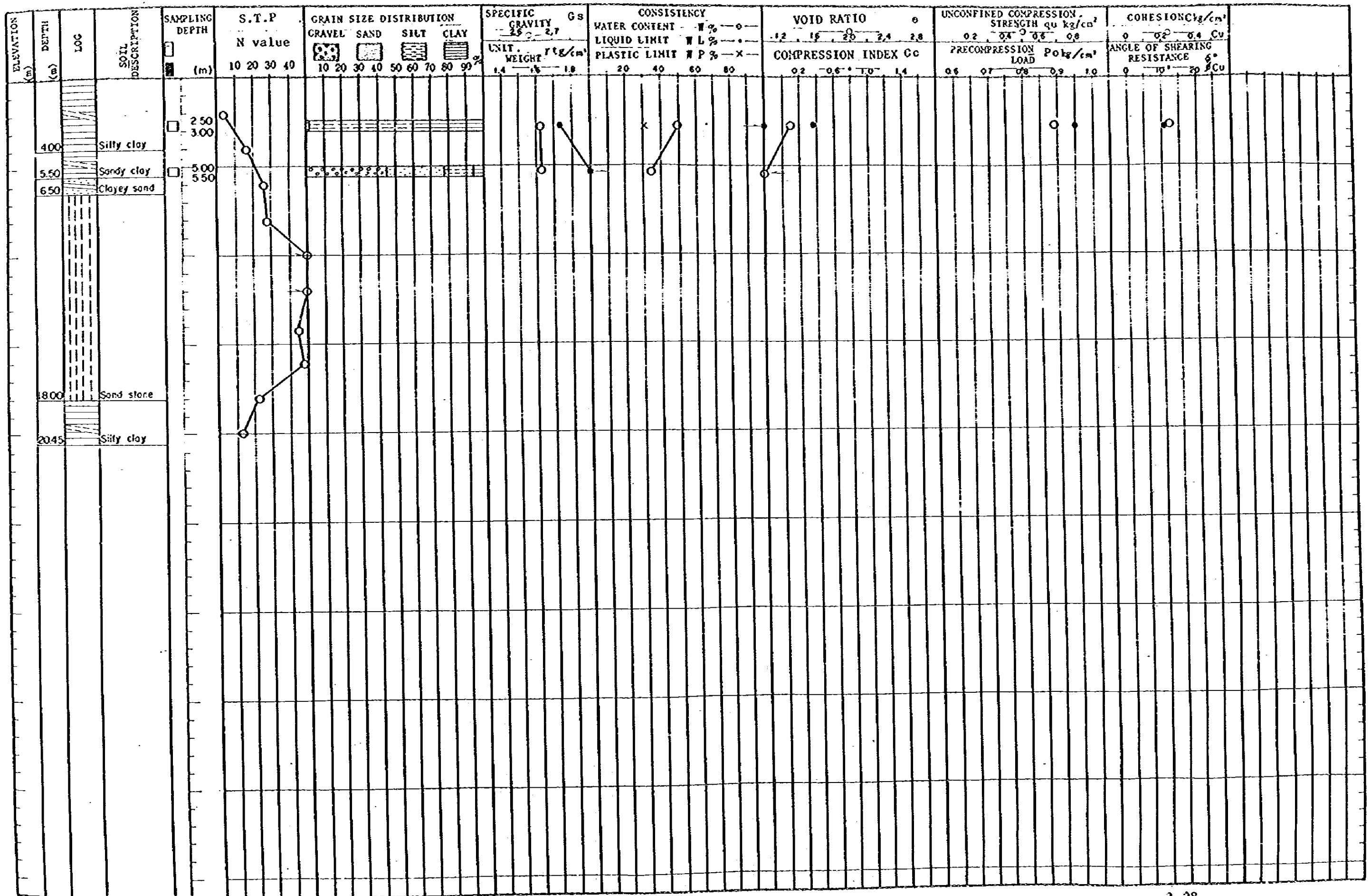


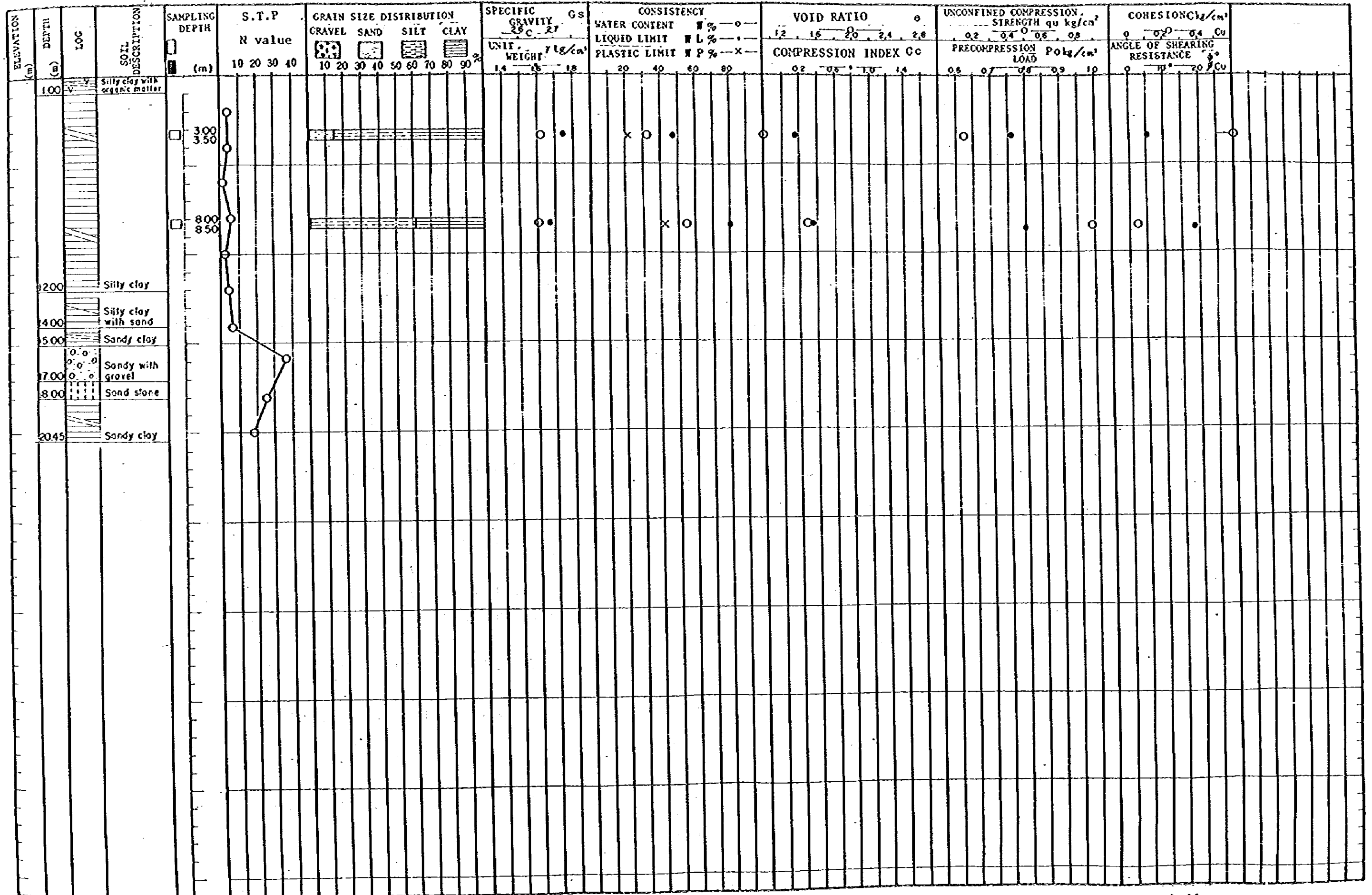
图3-2-12 土性图

KILOMETERAGE B.M. 8

ELEVATION + 3.528 m GROUND WATER LEVEL - 0.80 m



ELEVATION + 4.700 m GROUND WATER LEVEL - 1.30 m



3-2-5 土質試験結果の評価

土質試験を行なった土質サンプルは、沖積世の砂層、粘土層、洪積世の砂層、粘土層の四つの土質に分類できる。

以下に各層の土質柱状について述べる。

(II) 土の基本的性質

1) 粒度分析

各土質の粒度組成の結果は、表3-2-4に示すとおりである。

表3-2-4 各層の粒度分析

Soil Formation	Gravel (%)		Sand (%)		Silt (%)		Clay (%)	
	Range	Mean Value	Range	Mean Value	Range	Mean Value	Range	Mean Value
Alluvial Sand (As)	0	0	72-85	78.5	10-19	14.5	5-9	7.0
Alluvial Clay (Ac)	1-9	3.0	1-31	10.0	37-67	53.0	23-46	34.0
Diluvial Sand (Ds)	44.2	-	33.8	-	16.0	-	6.0	-
Diluvial Clay (Dc)	0	0	1-16	4.2	44-69	60.6	27-47	35.2

粒度組成は上表で明らかなように、沖積世、洪積世の粘土層とも調査地点によってその分級割合が異なり、変化に富む組成状態を示している。

砂層についてはサンプル数が少ないためか、調査地点の違いによる粒度組成状況の変化は比較的少ない。

2) 土のコンシステンシ-特性

コンシステンシ-特性は沖積粘土と洪積粘土の双方について行なった。

この結果を、含水量と液性限界との関係で整理したものを図3-2-15に示す。

当調査地の土質は、図3-2-15を見て明らかなように、Ac層の数値を除いては大半が $W_n < LL$ の状況にある。 $W_n > LL$ の状態の地点は盛土区間であるBM6、BM7、BM9の地表部の粘土層に認められる。

コンシステンシ-指数(I_c)は、 $-0.112 \sim 1.016$ の範囲を示し、平均0.31でやや安定性に欠ける柱状を有している。

塑性図による分類では、本層は“MH”あるいは“CH”に属する。

(注) MH……無機質シルト、要母質またはけい酸質細砂またはシルト、弾性のあるシルト
CH……塑性の高い無機質粘土、粘性の高い粘土

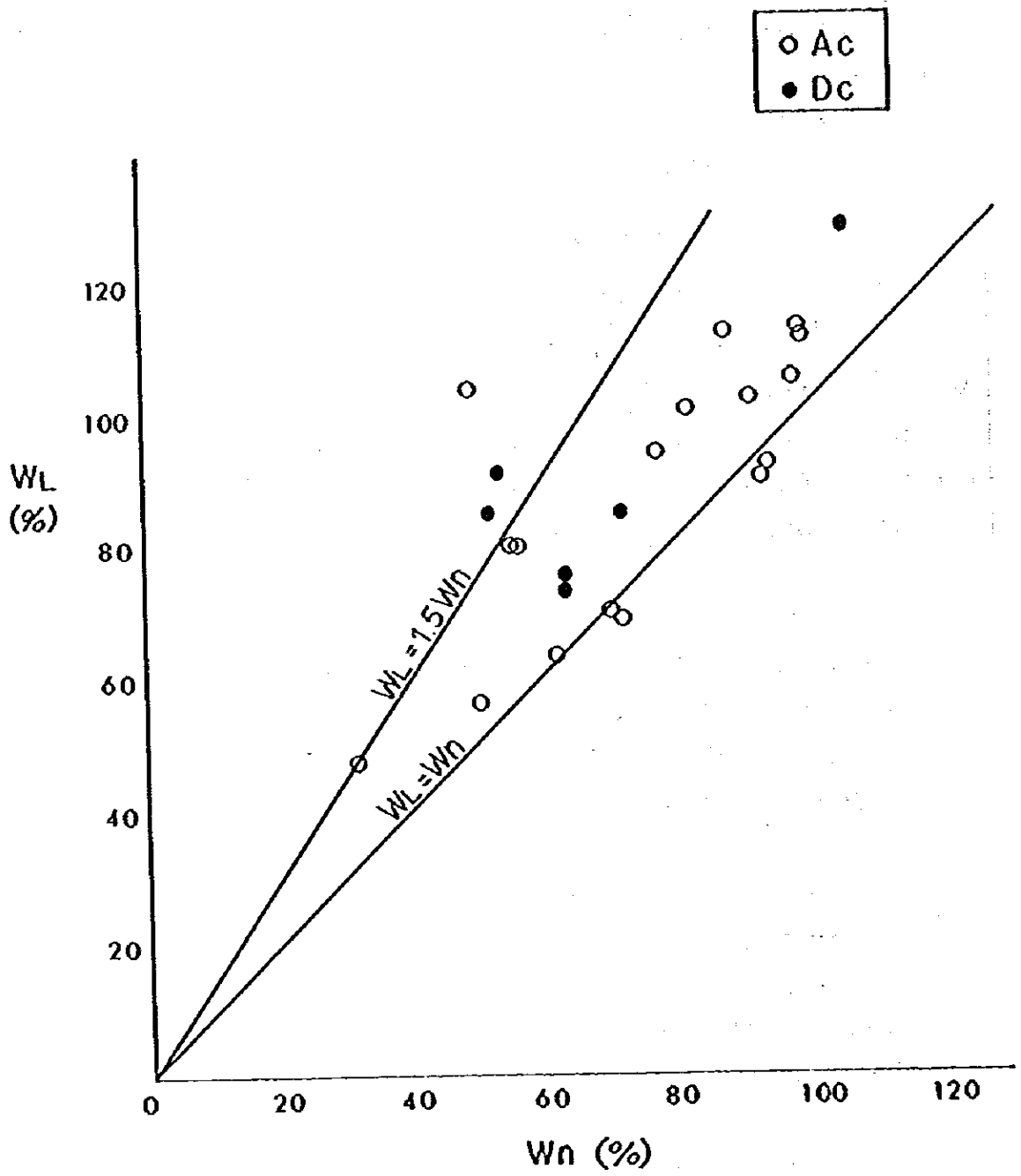


図3-2-15 含水量と液性限界の関係

3) 比重、単位重量、間げき比

a) 比 重

比重は図 3-2-16 に示すように Ac 層、Dc 層双方とも $G_s \approx 2.65$ を示す。

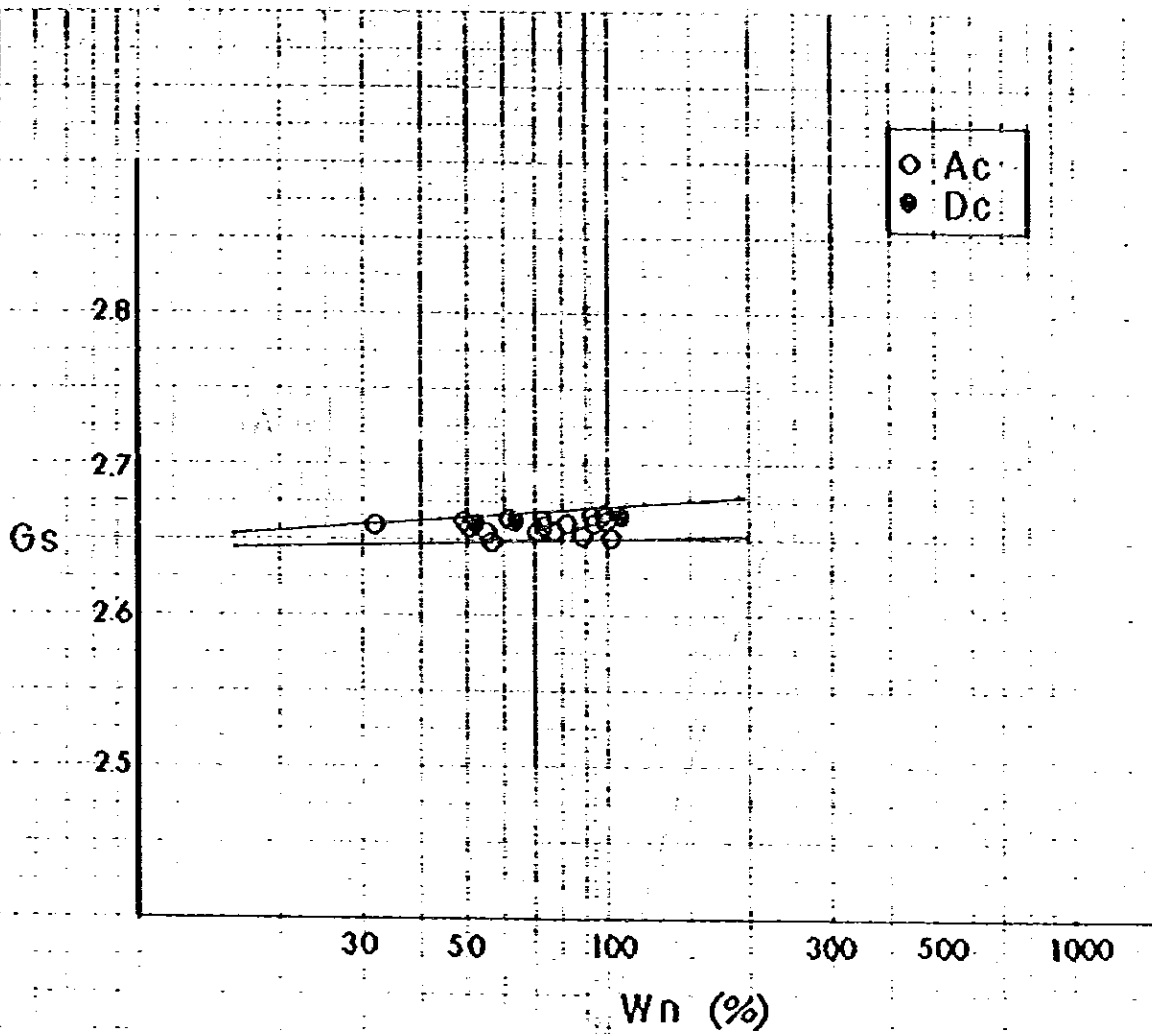


図 3-2-16 含水量と比重の関係

b) 単位重量

単位重量は、Ac層で1.45~1.75 g/cm³、Dc層で1.38~1.67 g/cm³を示すように、双方とも幅のある値が得られている。

Ac層、Dc層の平均単位重量は $\bar{x} = 1.565 \text{ g/cm}^3$ 、標準偏差値は $\sigma = 0.1$ である。

沖積砂の単位重量は1.82~1.93 g/cm³で、ほぼ1.85 g/cm³の平均値を示す。一方、洪積砂の単位重量は1.93 g/cm³である。

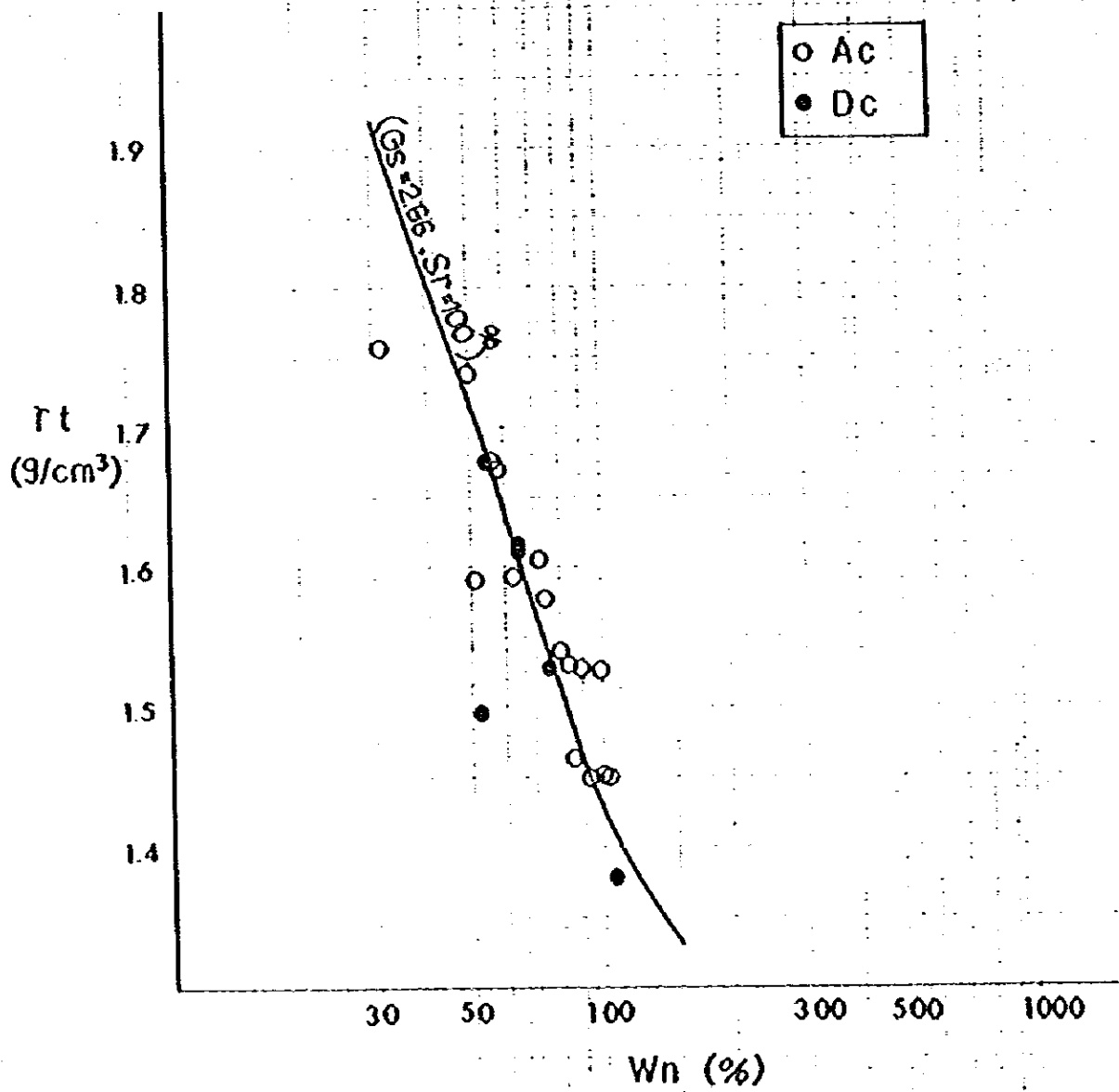


図3-2-17 単位重量と含水量の関係

c) 間げき比

間げき比は、図3-2-18に含水量との関係で整理する。

この図から粘土層の間げき比は、 $e = 1.3 \sim 3.0$ の範囲を示し、含水量の増加に伴ないその値も増大する一般的な傾向を示す。

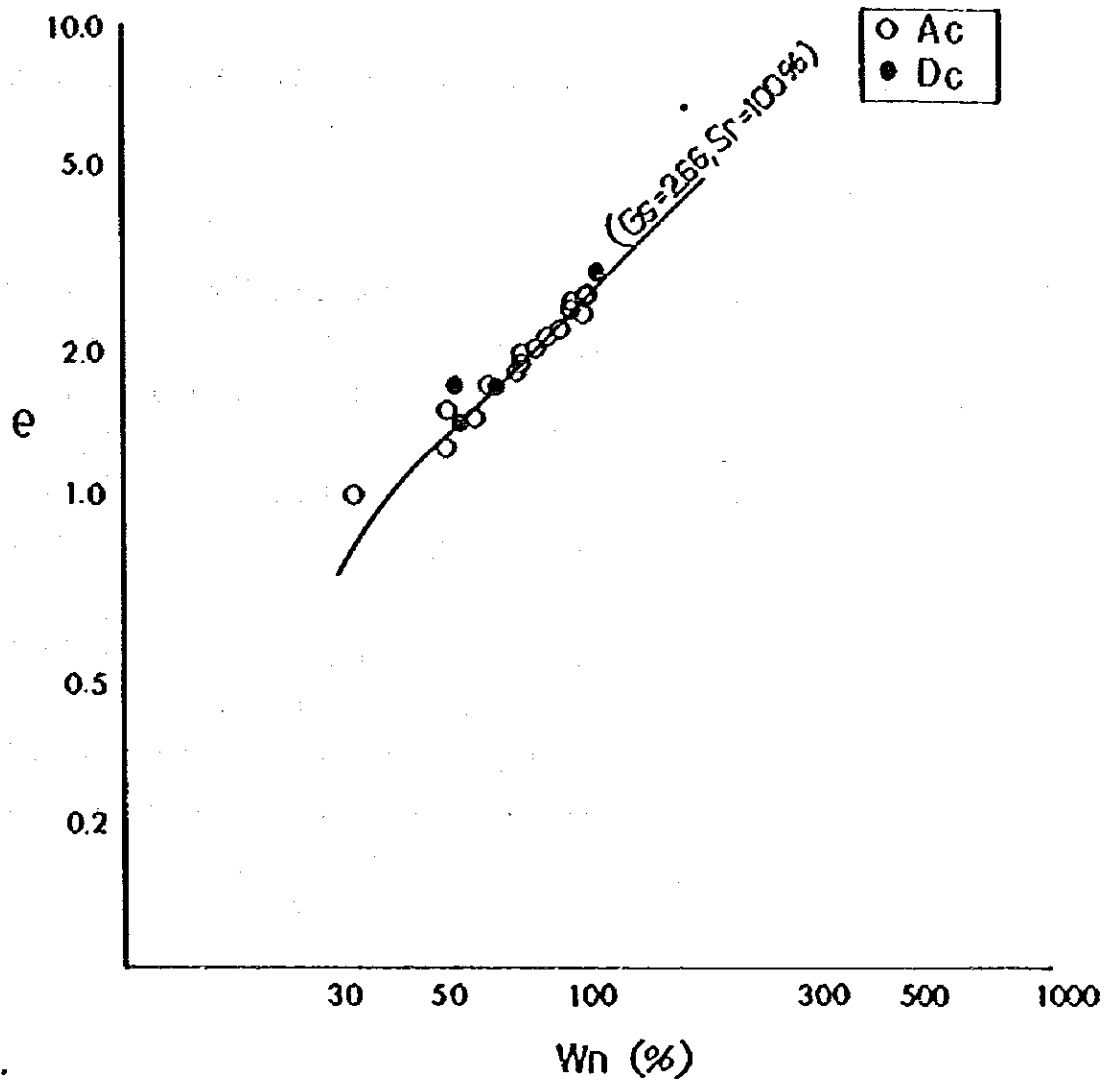


図3-2-18 間げき比と含水量の関係

4) 土の基本的性質の評価

- 沖積粘土と洪積粘土は双方とも飽和した土質である。
- 土質分類は無機質シルトあるいは粘土に属する弾性のあるシルト(MH)、高粘性の粘土(CH)の土である。
- コンシステンシー指数は、平均値で0.31を示すものであるが、盛土区間にあたるBM6~BM9地点では、大半は $W_n > LL$ を示す不安定な土質状況となっている。
- 粒度分析は沖積粘土、洪積粘土双方とも分級度合が悪く、変化に富む組成状況を示している。

(2) 土の力学的性質

1) 一軸圧縮試験結果

一軸圧縮強度(q_u)は、図3-2-19に深度との関係、図3-2-20にひずみとの関係、図3-2-21に E_{50} との関係で整理した。

これらの図表から判断できることは、サンプルのかく乱によるひずみの増大、強度の低下が認められることである。

一般に、一軸圧縮強度で求まるひずみは、沖積粘性土層の場合5%程度を境として、5%未満はかく乱の影響が少なく、5%以上はかく乱の度合が多いと考えられている。

本件の場合は、図3-2-20でも明らかのように、得られている q_u 値の60%程度は、かく乱による影響の含まれた強度であると思われる。

かく乱されていないと考えられる(ひずみ5%以下) q_u 値から当地域の強度を考えると、沖積粘土層で $q_u = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ 、洪積粘土層で $q_u = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ は最少限期待できる。図3-2-21に q_u 値と E_{50} との関係を参考までに求めると、

$$E_{50} = 43.8 q_u + 2.6 (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots q_u > 0.05 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

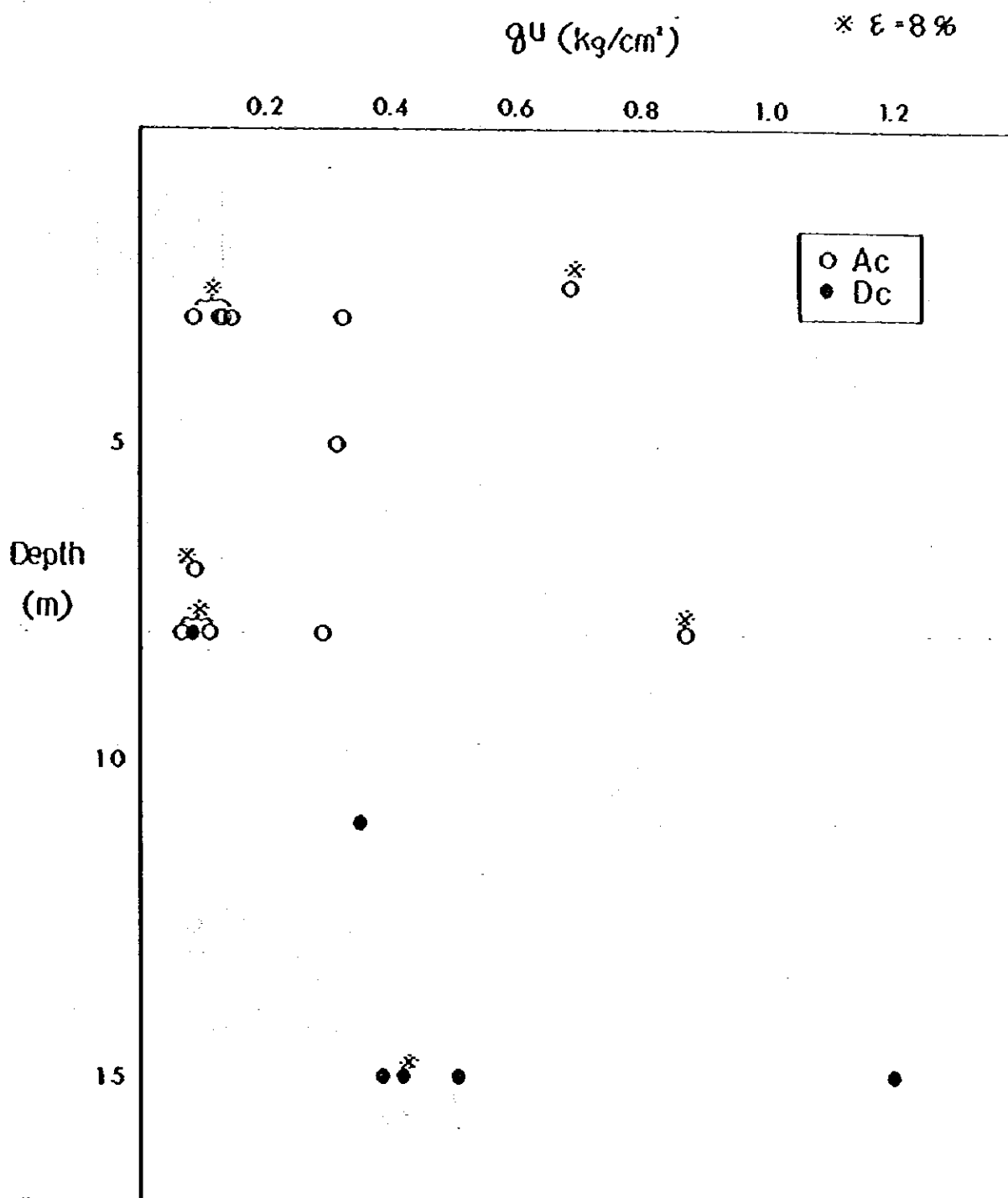


図3-2-19 一軸圧縮強度と深度の関係

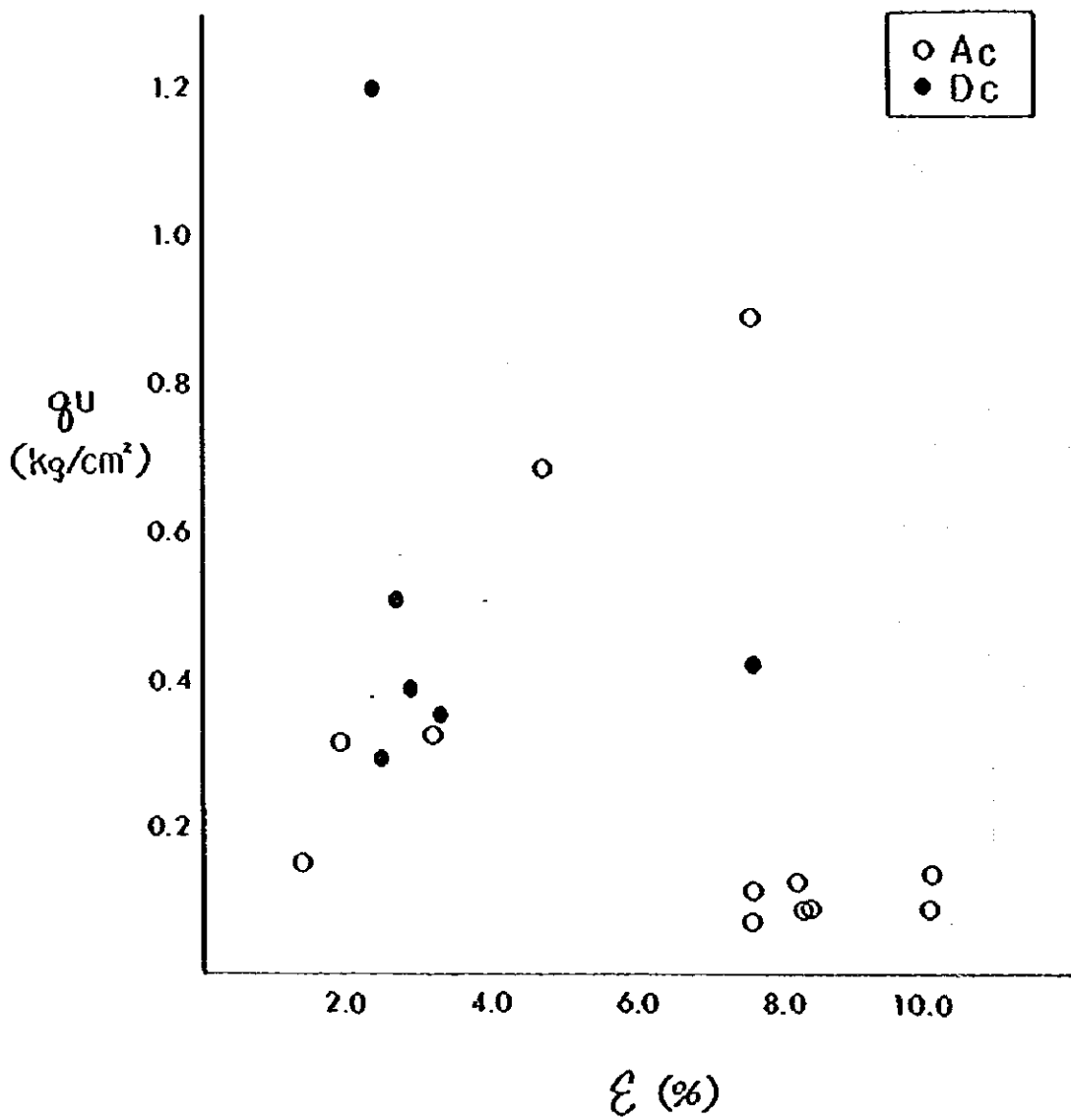


図 3-2-20 一軸圧縮強度とひずみの関係

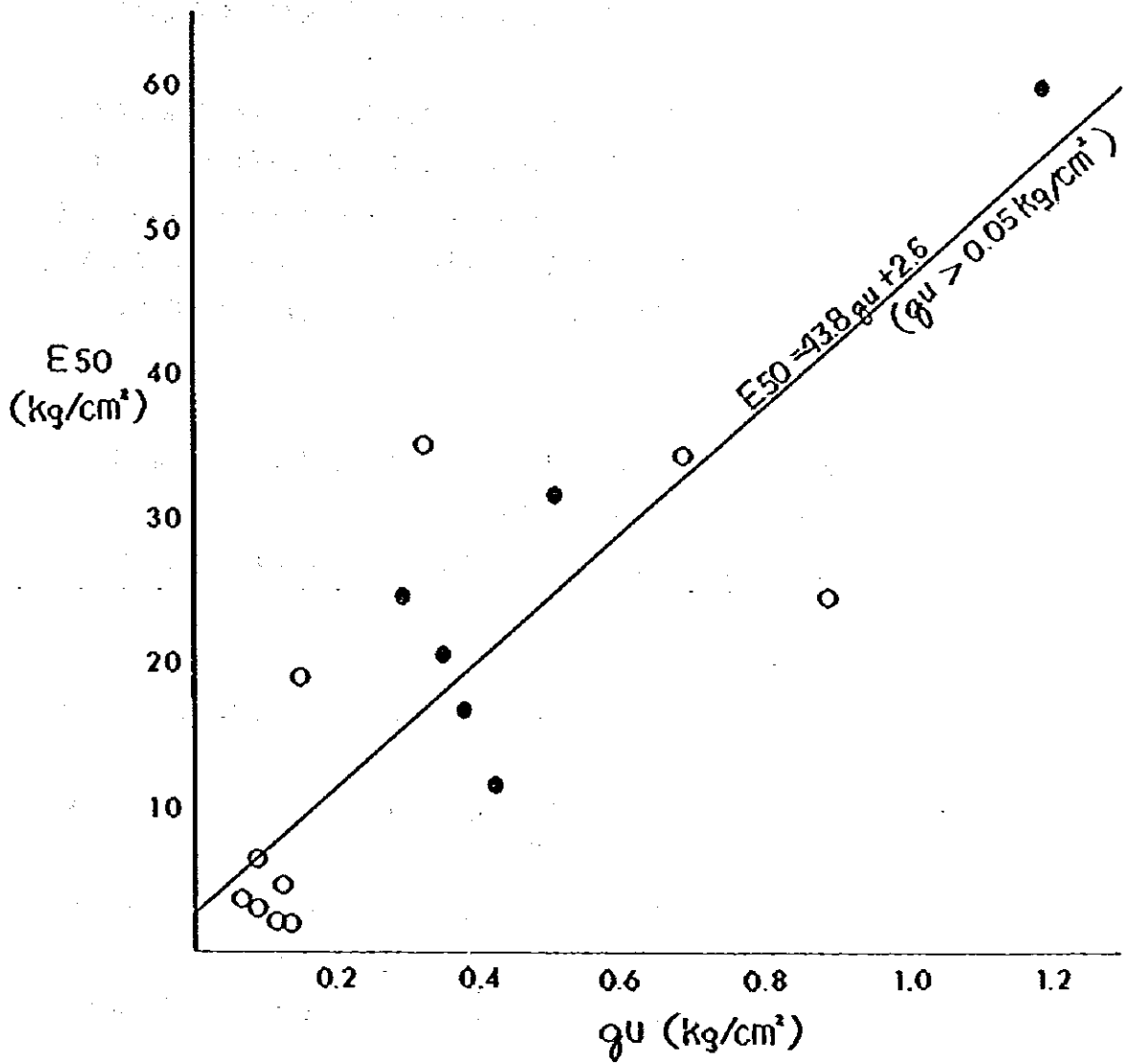


図 3-2-2 1 一軸圧縮強度と変形係数の関係

2) 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験は、BM1 から BM6 地点までは、非圧密・非排水(UU)の状態、BM7 から BM10 地点までは、圧密・非排水(CU) の状態で試験を実施した。UU 試験の結果は、沖積粘土層で $C=0.02\sim 0.16\text{kg/cm}^2$ の範囲を示し、平均 0.08kg/cm^2 である。一方、せん断抵抗角は $\phi=3^\circ\sim 4^\circ$ の範囲の軟弱な粘土層の一般的な値を示している。

洪積粘土層は $C=0.13\sim 0.42\text{kg/cm}^2$ の範囲を示し、平均 0.28kg/cm^2 となっている。せん断抵抗角は $\phi=7^\circ\sim 23.5^\circ$ の範囲を示し、 $\phi=10^\circ$ 程度が支配的な強度定数を示している。

CU試験の結果は、全応力について整理すれば、強度定数 C_{cu} 、 ϕ_{cu} が求められる。しかし、この定数をクレーンの破壊規準に代入して、 $\tau_f=C_{cu}+\sigma \tan \phi_{cu}$ として計算することはできない。これは、 ϕ_{cu} は圧密終了後に現れる強さの増加を示すものであって、UU の状態のせん断抵抗角とは性格が異なるので注意が必要である。

本件で得られた ϕ_{cu} は、沖積粘土層で $\phi_{cu}=4^\circ\sim 18.26^\circ$ 、洪積粘土層で $\phi_{cu}=25.13^\circ$ である。

3) 初期圧密度

露土区間である BM1 地点、BM7 から BM10 地点の 2 地区について、深度と圧密降伏応力の関係を図 3-2-22 に整理する。

当地区における圧密降伏応力は $P_c=0.76\sim 0.95\text{kg/cm}^2$ で、いずれの値も過圧密状況にある。

4) 土の力学的性質の評価

- 一軸圧縮強度は最少限、沖積粘土層で $q_u=0.3\text{kg/cm}^2$ 、洪積粘土層で $q_u=0.4\text{kg/cm}^2$ は期待できる。

- 三軸試験で得られた粘着力は、沖積粘土層で $C=0.1\text{kg/cm}^2$ 、洪積粘土層で $C=0.3\text{kg/cm}^2$ である。

せん断抵抗角は、沖積粘土層で $\phi=3^\circ\sim 4^\circ$ 、洪積粘土層で $\phi=10^\circ$ が期待できる。

強度の増加度合を示す ϕ_{cu} は、 $\phi_{cu}=10^\circ$ 程度が支配的である。

- 圧密降伏応力は、露土区間に限って言うと、いずれの深度も過圧密領域に入る値が得られている。

3) 基礎工の設計に対する土質条件について

1) 土質係数

本項では、基礎工の設計に当り必要な土質係数について検討する。本件で得られた土の強度に関する係数は、前記のように土のかく乱による影響を受けているので、強度定数値としては実際より小さめの値となっている。サンプリングの採取方法の相違による強度の変化は、チューブ型式(固定ピストン型式、デニソン型式等)の

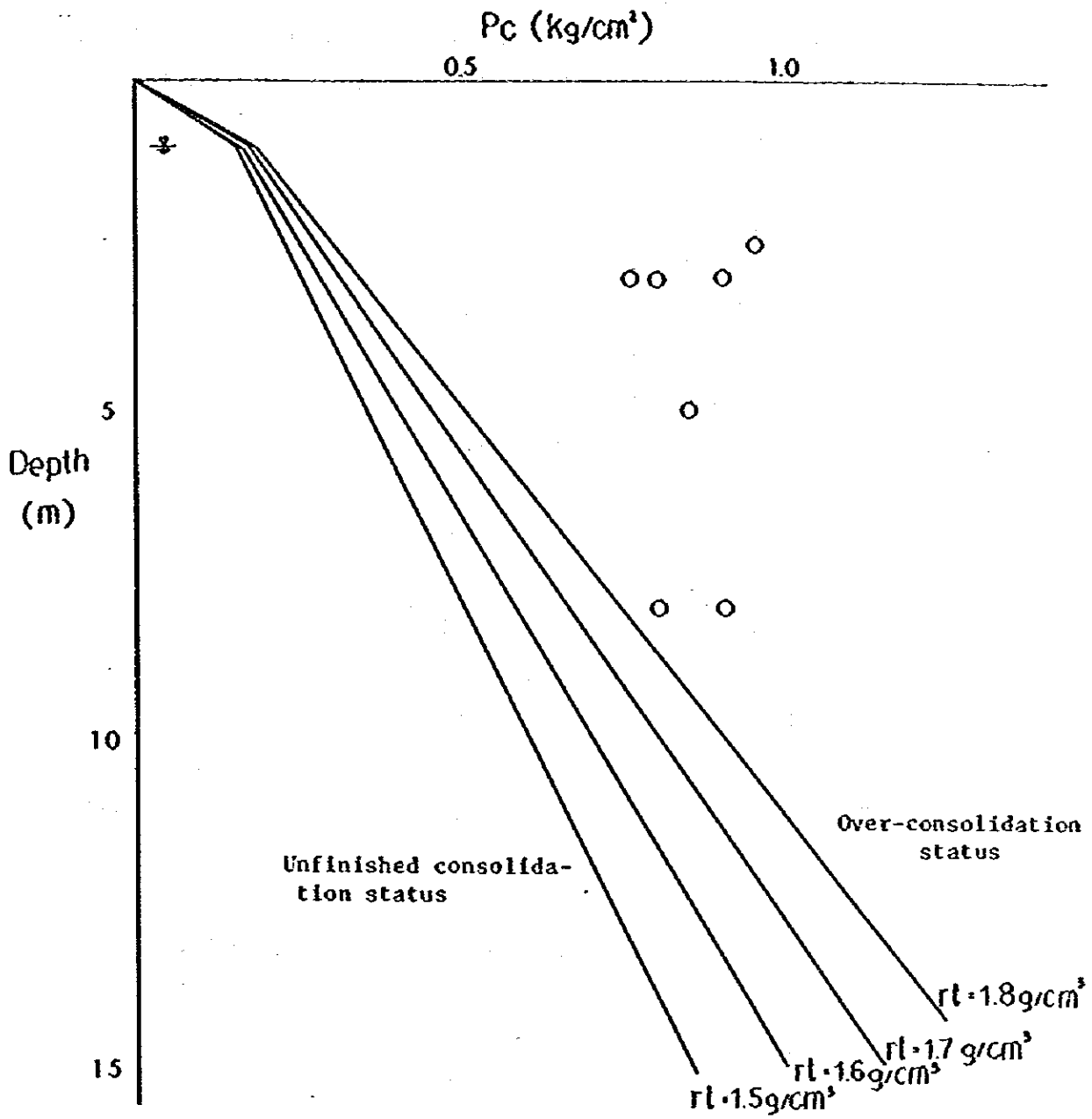


図3-2-22 深度と圧密降伏応力の関係

ものと、ブロック・サンプルで採取した方式とでは、その差は約3割程度とされている。一般に、チューブ型式におけるサンプルの乱れは、サンプリング器具の機構、サンプルのシール、サンプルの運搬等によって避けられない問題である。したがって、この点を考慮して、軟弱粘性土の現位置における強度は、得られた試験値より3割大きいと判断する。

a) 土の粘着力とせん断抵抗角

土の粘着力を求める方法として、次があげられる。

- 一粘圧縮試験より求めたC値

土の乱れの少ないサンプルから得た q_u 値は、沖積粘土層で $q_u=0.3\text{Kg/cm}^2$ 、洪積粘土層で $q_u=0.4\text{Kg/cm}^2$ である。

したがって、沖積粘土層の一粘強度は

$$q_u=0.3 \times 1.3=0.39 \div 0.4\text{Kg/cm}^2$$

洪積粘土層の一粘強度は

$$q_u=0.4 \times 1.3=0.52 \div 0.5\text{Kg/cm}^2$$

と考えることができる。

よって、 $C=q_u/2$ より（但し $\phi=0^\circ$ の条件）

$$\text{沖積粘土層} \quad C \div 0.2\text{Kg/cm}^2$$

$$\text{洪積粘土層} \quad C \div 0.25\text{Kg/cm}^2$$

- 三粘圧縮試験より求めたC値

三粘圧縮試験に供したサンプルは、いずれも乱れによる影響が著しく、試験結果を利用することはむずかしい。

- N値より求めたC値

沖積層の粘土層は $C=0.63N$ 、洪積層の粘土層は $C=N$ で表現できる。

本件の沖積粘土層のN値は平均で3.7、洪積粘土層で平均15.8である。

したがって、N値から推定できるC値は

$$\text{沖積粘土層} \quad C \div 2.3 \text{ t/m}^2 \div 0.23\text{Kg/cm}^2$$

$$\text{洪積粘土層} \quad C \div 15.8 \text{ t/m}^2 \div 1.6 \text{ Kg/cm}^2$$

- ダッチ・コーンの g_c 値より求めたC値

g_c 値は、S-1からS-13までの区間とS-13以降の区間では、同時代に生成した沖積層においてもその値を異にする。

S-1からS-13までの区間では、Ac層の g_c 値は平均 3.6Kg/cm^2 (450データ)を示している。S-13以降の区間では、Ac層の g_c 値は平均 1.6Kg/cm^2 (363データ)である。(ただし、深度は5m以深の地層)

洪積層の粘土層は最小値でも $g_c \geq 2.0\text{Kg/cm}^2$ は期待できる。これらの値よりC値を推定する。

(沖積層)

$\phi=3^\circ$ とした場合

S-1からS-13区間 $C = \frac{\phi \cdot c}{15} = \frac{3.6}{15} = 0.24 \div 0.20 \text{Kg/cd}$

S-13以降 $C = \frac{\phi \cdot c}{15} = \frac{11.6}{15} = 0.77 \div 0.75 \text{Kg/cd}$

$\phi=10^\circ$ とした場合

S-1からS-13区間 $C = \frac{3.6}{20} = 0.18 \div 0.15 \text{Kg/cd}$

S-13以降 $C = \frac{11.6}{20} = 0.58 \div 0.55 \text{Kg/cd}$

ただし、S-13以降については、5m以浅はS-1からS-13区間と同様の値が考えられる。

(洪積層)

$\phi=3^\circ$ とした場合 $C = \frac{20}{15} = 1.33 \div 1.3 \text{Kg/cd}$

$\phi=10^\circ$ とした場合 $C = \frac{20}{20} = 1.00 = 1.0 \text{Kg/cd}$

以上の検討結果より、サンプリング試料の乱れを考慮すれば、軟弱層の粘着力は、 $0.2 \text{Kg/cd} \sim 0.55 \text{Kg/cd}$ 、せん断抵抗角は、 $3^\circ \sim 10^\circ$ 程度と考えられる。しかし、粒度組成、土質の地域特殊性を考慮して、せん断抵抗角は 0° 、初期粘着力は下表のように定めた。

ボーリング名	使用領域	初期粘着力 (1/m)
1	19Km000m~19Km500m	1.1
7	11Km500m~13Km600m	0.8
8	6Km000m~1Km750m 8Km530m~11Km500m	3.4
9	5Km000m~7Km500m	1.6
10	1Km750m~5Km000m 7Km500m~8Km530m	1.1

b) 土の単位体積重量

土の単位体積重量は(II-3)で記述してあるように、沖積粘土層、洪積粘土層は $\gamma_t = 1.69 / \text{cd}$ 、沖積砂層は $\gamma_t = 1.859 / \text{cd}$ 、洪積砂層は $\gamma_t = 1.99 / \text{cd}$ と考えることができる。

c) 水平地盤係数 (Kh)

水平地盤係数は、一軸圧縮試験から求めた変形係数 (E₅₀) を用いて求める。
 くい水平抵抗は、地表から 1/β までの地盤の強度が関与する。くい基礎を計測している区間の、地表から 1/β までの深さの E₅₀ の平均は 2.2Kg/cm² であるが、計算に用いる E₅₀ は、2.0Kg/cm² と定める。Kh は(II)式を用いて求める。

$$Kh = 0.4 \alpha \alpha' E_0 B h^{-\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (II)$$

ここでくい頭露結の条件を考慮し、 $Bh = \sqrt{\ell y \cdot D}$ とおくと、チャンの式より

$$\ell y = \frac{3}{4} \frac{\pi}{\beta} \quad , \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{Kh D}{4EI}} \quad , \quad Kh = \frac{4EI}{D} \cdot \beta^4$$

となり、くい頭の条件によって(II)式は、(2)、(3)式のようになる。

$$\text{くい頭固定} \quad Kh = 0.27 (\alpha E_0)^{1193} \cdot D^{-9310} \cdot (EI)^{-4103} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{くい頭ピン} \quad Kh = 0.32 (\alpha E_0)^{1193} \cdot D^{-9310} \cdot (EI)^{-4103} \dots \dots \dots (3)$$

ここで

- E₀ : 土の変形係数 (Kg/cm²)
- α : E₀ の算定方法及び荷重条件に対する補正係数
 (一軸圧縮試験の場合、常時 4、一時 8)
- α' : くいの形状に対する係数 (円の場合 1.2)
- D : くい径 (cm)
- E : くいの弾性係数 (Kg/cm²)
- I : くいの断面 2 次モーメント (cm⁴)

くいの弾性係数を 3.5 × 10⁵ Kg/cm² とすると、Kh は表 3-2-5 のように求まる。

表 3-2-5 Kh の 値

Pile Diameter (cm)	Load Condition	Pile Head Fixed (kg/cm ²)	Pile Head Pinned (kg/cm ²)
35 t = 6.5 cm	Ordinary	0.076	0.091
	Temporary	0.164	0.195
40 t = 7.5 cm	Ordinary	0.070	0.082
	Temporary	0.149	0.177

上表の Kh より、水平力が 1ton 作用した時のくい頭部の変位量を求めると、表 3-2-6 のようになる。

表 3-2-6 くいの頭変位量

Pile Diameter (cm)	Load Condition	Pile Head Fixed (cm)	pile Head Pinned (cm)
35	Ordinary	0.89	1.54
	Temporary	0.50	0.87
40	Ordinary	0.75	1.31
	Temporary	0.42	0.74

以上のように、高架橋計画区間の沖積粘性土の水平地盤係数が小さく、水平抵抗力が期待できないため、高架橋の基礎には斜くい等水平抵抗力を増す対策が必要である。

2) 支持層の選定

支持層は、基礎に作用する荷重の規模によって異なるが、一般に目安として、砂層、砂れき層においては、N値が30以上、粘性土層では、N値が20以上であれば良質な支持層として差つかえない。しかし、N値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その厚さが薄い場合、支持層の下に相対的に弱い層や圧密層がある場合には、下部の影響も考慮する必要がある。

当地域において計画される高架橋区間は、12km付近～19km付近までである。この区間の支持層は、N値から考えるとDcs層がその対象となる。

Dcs層は、土層の変化とその下にDcs層より若干N値の低い粘土層のたい積が認められるので、支持層は中間層的な要素が強い。Dcs層の土質は、粘土層と砂質土層が複雑にたい積し構成されているので、N値にバラツキが認められる。以上のことを考慮して、ここではくいの支持層をN値30以上の位置とする。支持層への根入れ長さについては、くいの施工法によって異なるが、打込み工法の場合は、最少根支持層に50cm以上かつくい径以上貫入する必要がある。

くい先端地盤の設計N値は、くいの根入れ長さ、支持層の形態によって異なる。本件の場合は、支持層の形態が中間層的であるので、くいの根入れを十分とったとしても安全を考えて、下式によって求めることが適当である。

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

ここで、 \bar{N} = 設計N値

N_1 = くい先端位置のN値

N_2 = くい先端から上方えきDの範囲における平均N値

なお、N値の上限は50とする。

ボーリング 点	支持深度 (OL- π)	N_1	N_2	\bar{N}	備 考
BM-1	165	50	28	39	くい径(D) は400%
BM-2	185	30	28	29	
BM-3	240	34	30	32	
BM-4	175	40	35	38	
BM-5	135	40	35	38	
BM-6	135	40	38	39	

(4) 盛土区間の検討に対する土質条件について

盛土工が計画されている区間は、0k_n~12k_n付近までと19k_n付近である。

1) 軟弱層厚について

軟弱層厚の判定については、次の方法で考える。土の強さを表現する方法は、テルツァギー・ベックによって、土のコンシステンシー、相対密度から分類することができる。軟弱層と表現される土は、コンシステンシー「柔らかい~非常に柔らかい」に属する。

強度的に見ると軟弱層は、一軸圧縮強度が0.5kg/cm²以下、コーン指数が0.4kg/cm²以下、N値が1以下がその対象となる。この判定規準に準拠し、軟弱層の下限線を推定地層断面図に破線で表わす。

2) 軟弱層の圧密諸特性について

a) 設計用 e-log p 曲線

盛土区間の軟弱層に属する e-log p 曲線のデータを図化すると、図3-2-23となる。この図の e-log p 曲線は、BM7地点の3 π とBM1地点の8 π を除いて、他は類似した曲線が得られている。すなわち、BM7地点の上層部(OL-6.0 π)とBM1地点の下部層(OL-4.5 π ~8.5 π)を除いた地域は、盛土の圧密荷重が同じであれば、軟弱層はほぼ類似した圧密現象を起こすものと判断できる。

したがって、設計に当っては、BM1地点の下部層とBM7地点は、これらのデータを使用し、他の地点については、BM8~BM10地点の平均 e-log p 曲線を使用するという考え方で取扱うこととする。(図3-2-24参照)

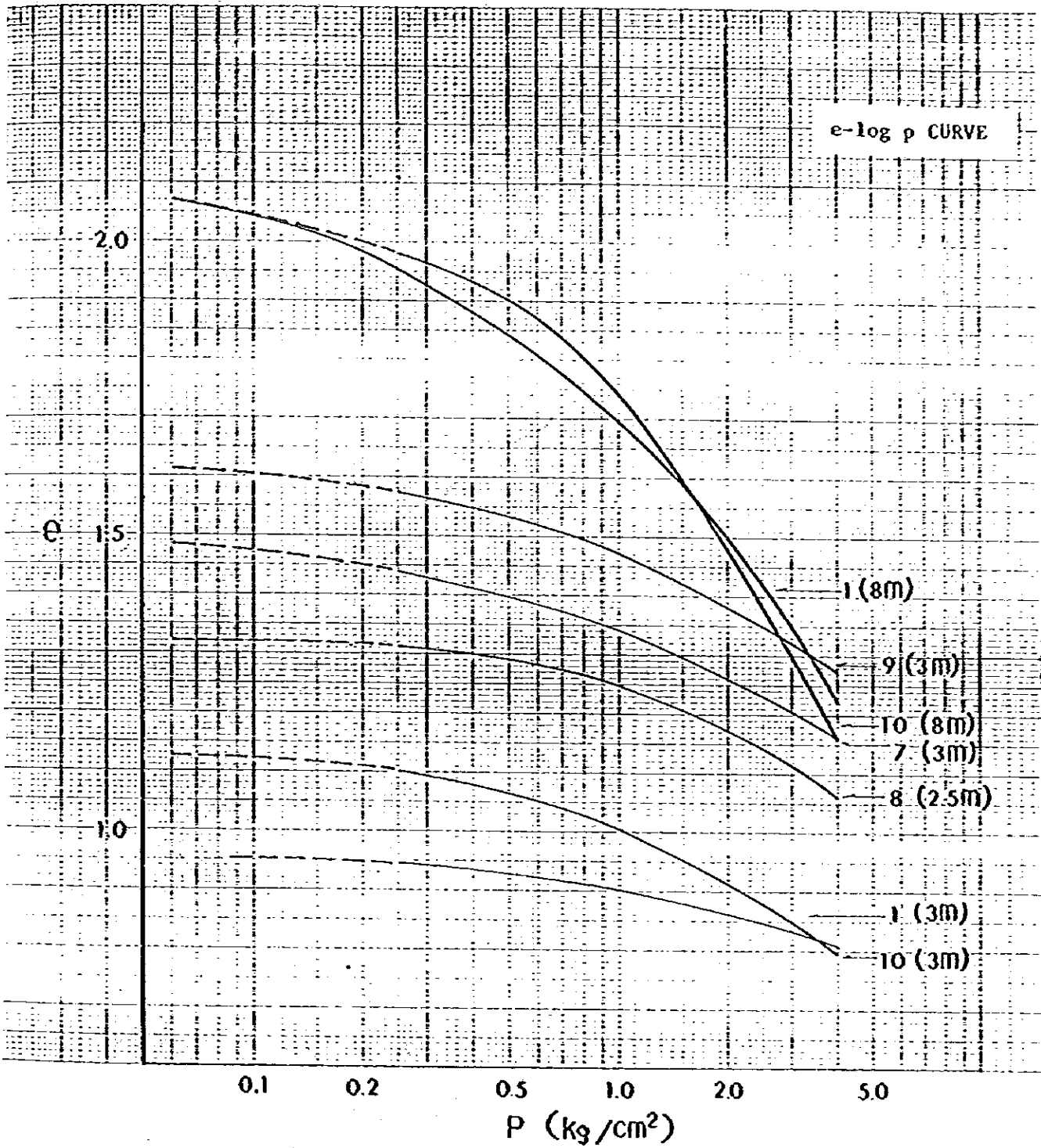


図 3-2-23 軟弱層の $e - \log p$ 曲線

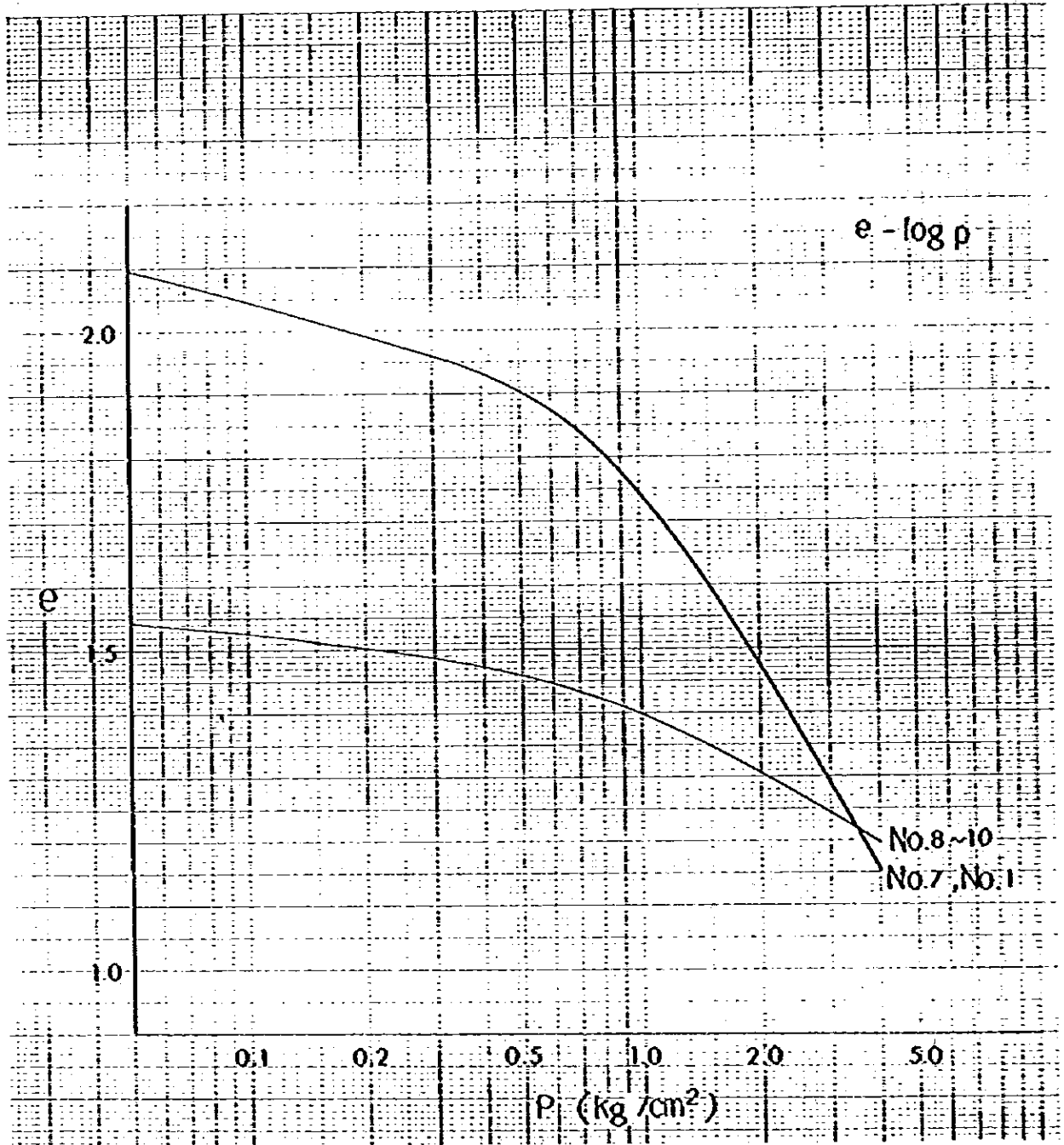


圖 3-2-24 設計用 $e - \log p$ 曲線

b) 設計用CV曲線

CV曲線を $e - \log p$ 曲線と同様に整理すると、図3-2-25となる。この結果を見ると、 $e - \log p$ 曲線と同様に、BM 1の下部層とBM 7の上層部を除いては、ほぼ類似した圧密係数を示していると言える。

したがって、このCV値についても、 $e - \log p$ 曲線と同様の取扱いで設計CV値(図3-2-26)を決定する。

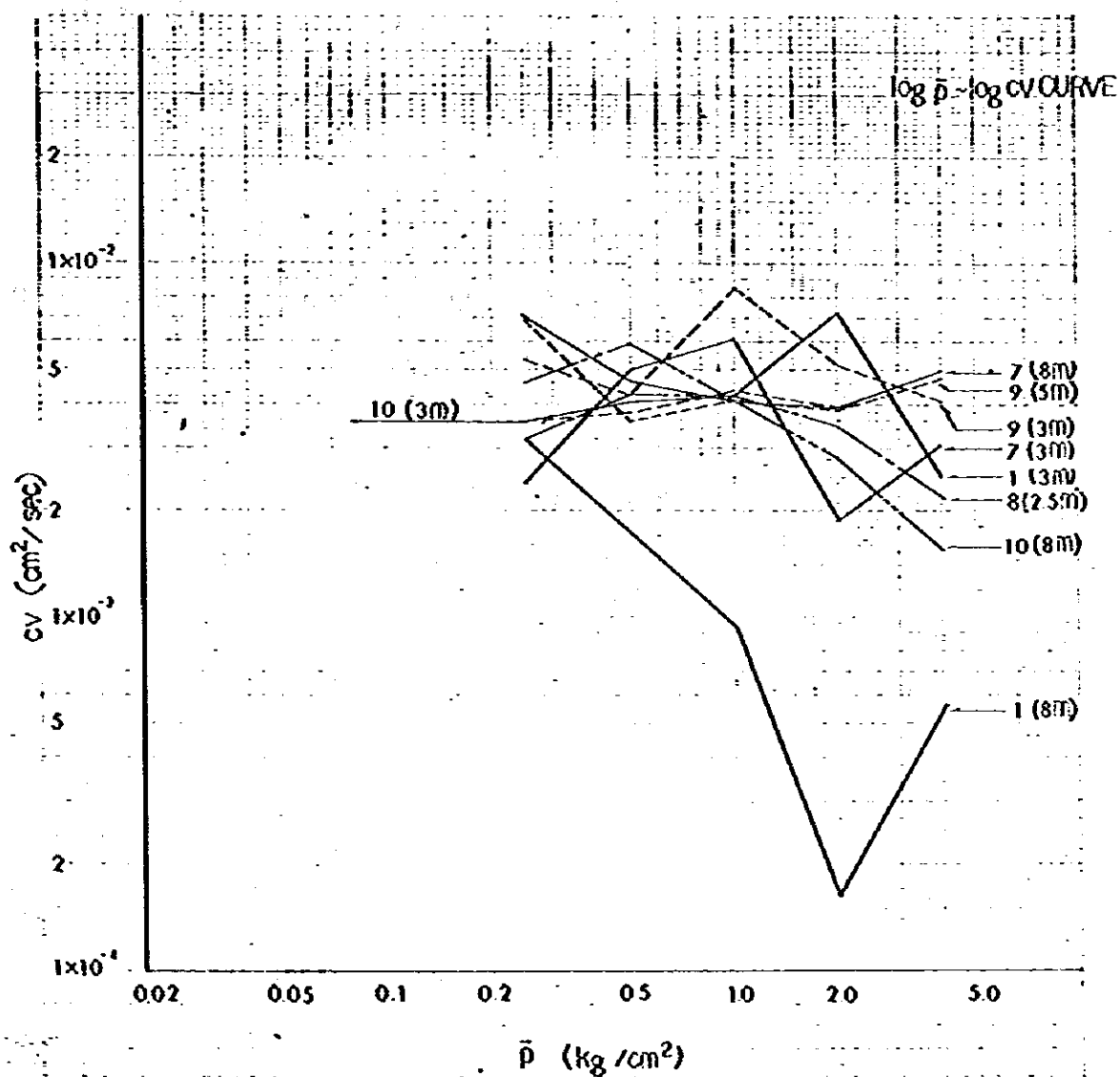


図3-2-25 CV - P 曲線

$\log \bar{p} \sim \log cv$

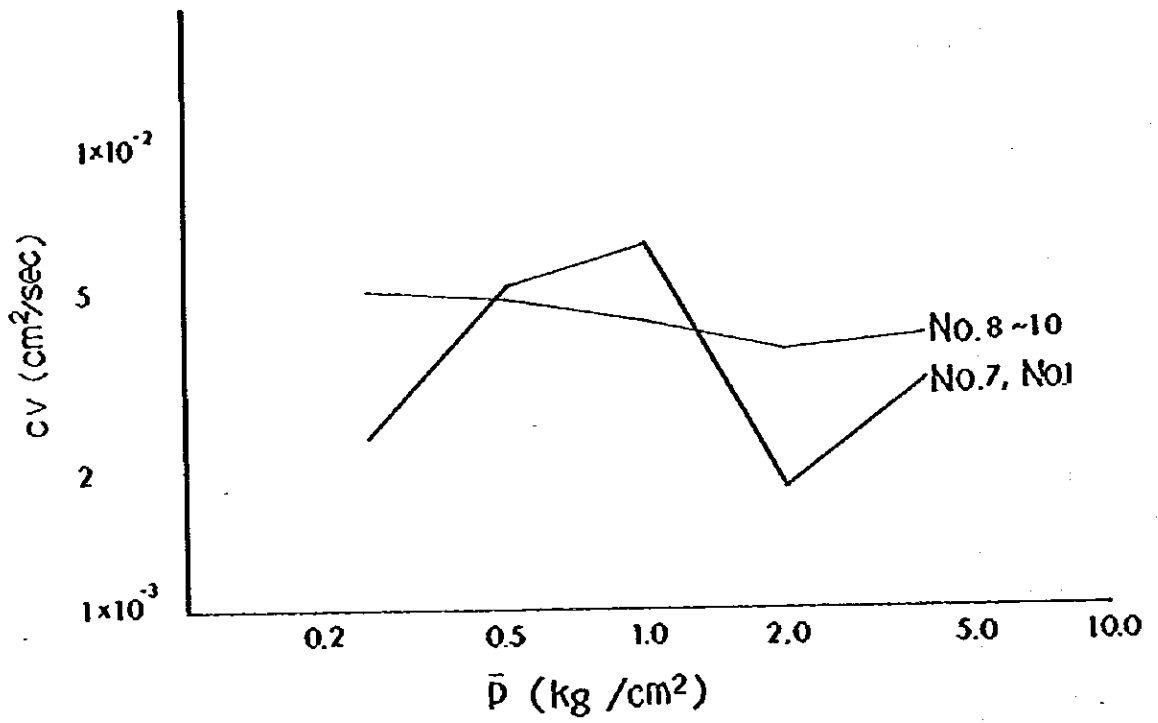


圖 3-2-26 設計用 $CV - \bar{p}$ 曲線

c) 圧密沈下に伴う軟弱地盤の強度増加率について

土は圧密されることによって密度を増し、その強度が増加する。一般に、正規圧密粘土層は、土の物理性状より、スケンプトンの式で求めることができる。

$$Cu / p = 0.11 + 0.0037 Ip \quad (W < W_L < 100\%)$$

一方、三軸圧縮試験 (Cu) から求める方法としては下式がある。

$$Cu / p = \frac{2 \sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}} \quad (\text{全応力解析の場合})$$

上記の二つの式を用いて、各地点について Cu/p を求めてみる。

ボーリング名	スケンプトンより	三軸試験より
BM 1	0.18	—
BM 7	—	0.31
BM 8	—	0.47
BM 9	0.23	0.50
BM 10	0.21	0.21

BM 8, 9 の三軸試験結果より求めた Cu/p は、粒度組成を考慮すると大き目だと判断される。したがって、盛土区間の設計に用いる強度増加率を、下表のように定めた。

ボーリング名	使用領域	強度増加率
1	19Km000m ~ 19Km600m	0.18
7	11Km500m ~ 13Km600m	0.31
8	0Km000m ~ 1Km750m 8Km530m ~ 11Km500m	0.30
9	5Km000m ~ 7Km500m	0.23
10	1Km750m ~ 5Km000m 7Km500m ~ 8Km530m	0.21

3-2-6 盛土材料

(1) 採取位置

盛土材料としての適否を判定するため、図 3-2-27 に示した 3 地区で、ラテライト化した粘性土の採取を行なった。

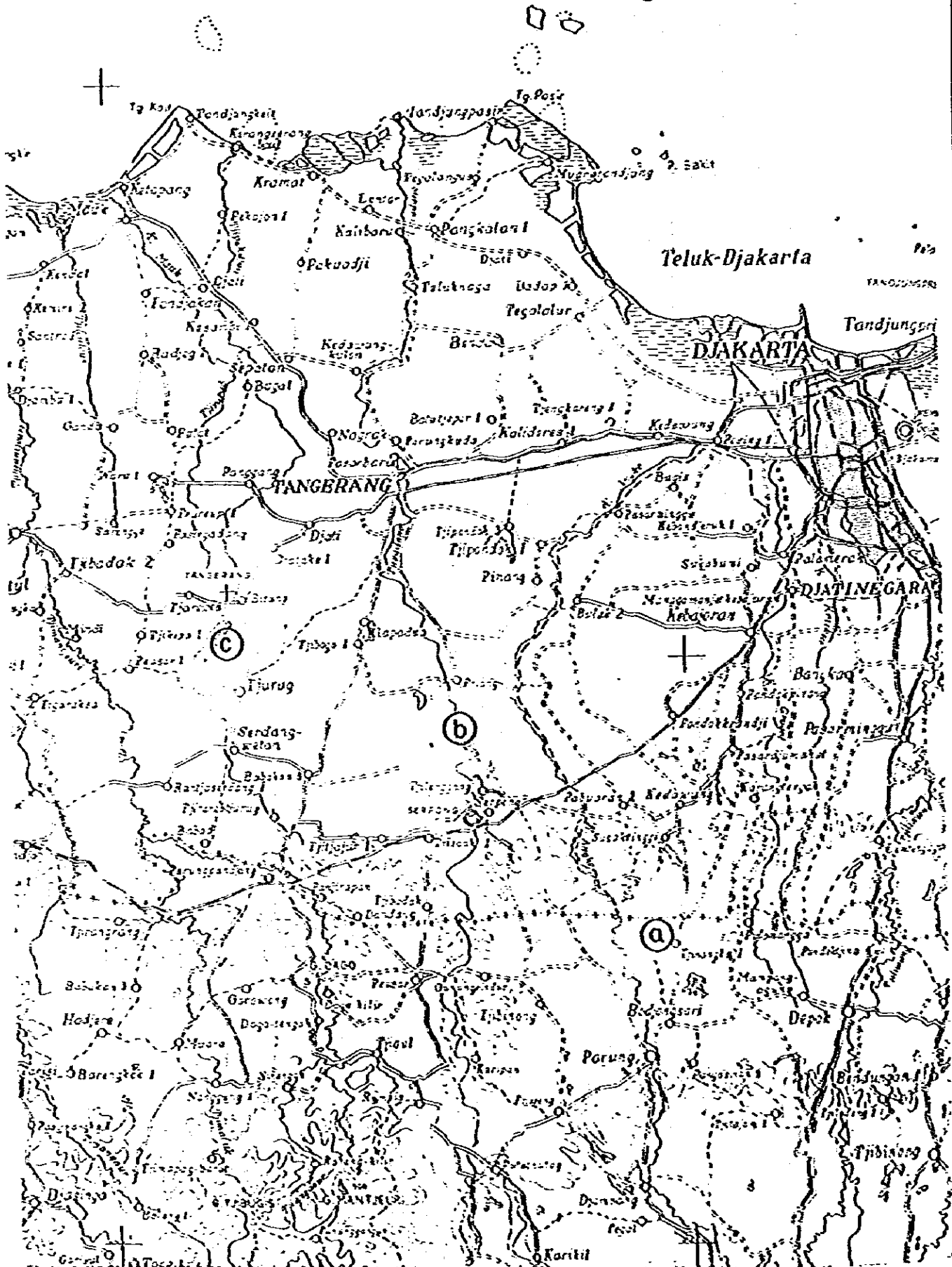
a) ボンドク・ブティール (TP-1, TP-2)

ジャカルタ市の南西約 2.5 Km に位置し、現在タイヤ式トラクター・ショベルで掘削積み込みが行なわれている。採掘可能な面積は約 20,000 m²、採掘層の厚さは 6 m であるため、採掘土量は 120,000 m³ 程度である。路線建設予定位置までの運搬にはジャカルタの市街地を通過しなければならず、時間的には多少不利である。

図3-2-27 盛土材料の採取地

SCALE 1:250,000

○ BORROW PIT



b) レンゴン・グダン (TP-3, TP-4)

タンゲランの南約11Kmに位置し、現在タイヤ式トラクター・ショベルで掘削積み込みが行なわれている。採掘可能な面積は約20,000㎡、採掘層の厚さは5mであるため、掘削土量は100,000㎡程度である。当地域では発出台数が多く、主産地となっている様子である。

c) チュルグ (TP-5)

タンゲランの南西約12Kmに位置し、現在タイヤ式トラクター・ショベルで掘削積み込みが行なわれている。採掘可能な面積は約10,000㎡、採掘層の厚さは4mであるため、掘削可能土量は40,000㎡程度である。

計画路線での盛土材料の使用量は約220,000㎡であり、現時点では上記の3地区から掘削すれば、十分まかなえるが、最近では、新しい道路の建設や低地の埋め立てが盛んに行なわれており、当計画路線建設時に3地区からの掘削だけでは、必要量をまかなえないかもしれない。しかし、現場近くに採集中の適切な土取場が無い場合、土地所有者との協議により、現場周辺の未利用丘陵地を採掘し、住宅地に転用することが比較的容易に行なわれている。また、盛土材料の試験結果では、かなり距離が隔たった3地区の試料にもかかわらず、土質的な違いは少ない。したがって、盛土材料の供給については、建設上障害は無い。

表3-2-7 試料採取の深度

Site	Quantity (pieces) of Collected Sample	Sample Collecting Depth (GL-m)
Pondok Petir	2	1.0, 2.7
Lengkong Gudang	2	1.0, 2.5
Curug	1	2.0

(2) 土質試験結果

盛土区間の路盤材料としての適否を判定するため、採取した試料について下記の試験を行なった。

- 比重
- 粒度
- 液性限界
- 塑性限界
- ランマー使用による締固め試験
- 修正CBR試験

室内試験結果を表3-2-8に示した。

採取試料は、洪積世の古い積物であるラテライト化した粘土であり、粘土分が多く砂

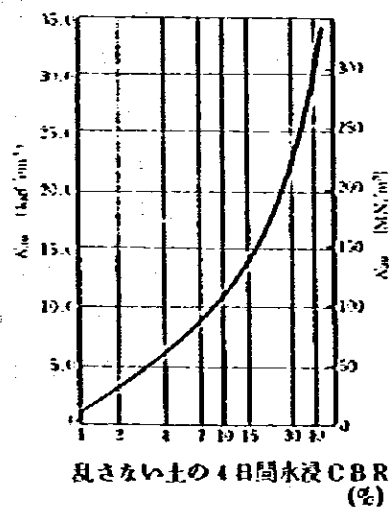
表 3-2-8 室内試驗結果

Sample Number		TP-1	TP-2	TP-3	TP-4	TP-5	
Depth (m)		1.00	2.00	1.00	2.50	1.00	
Grain Size Properties	Gravel (over 2000 μ) (%)	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	
	Sand (74 - 2000 μ) (%)	1.7	3.0	3.2	2.3	4.7	
	Silt (5 μ - 74 μ) (%)	43.3	40.0	29.5	44.7	30.3	
	Clay (less than 5 μ) (%)	55.0	57.0	67.0	53.0	65.0	
	Maxim Grain Size (mm)	4.76	4.76	9.52	4.76	4.76	
	Coefficient of Uniformity U _c	-	-	-	-	-	
	Coefficient of Curvature U _c	-	-	-	-	-	
Consistency Properties	Liquid Limit W _L (%)	110.80	87.02	92.50	91.80	91.50	
	Plastic Limit w _p (%)	35.69	36.21	52.53	36.42	38.21	
	Plasticity Index I _p	75.11	50.81	33.97	55.38	53.29	
	Consistency Index I _c						
Classifi- cation of Soil							
Specific Gravity G _s		2.656	2.656	2.657	2.659	2.658	
Compaction Properties	Water Content w (%)	44.80	46.31	53.62	50.29	43.13	
	Unit Weight γ_t (g/cm ³)						
	Dry Density ρ_d (g/cm ³)						
	Void Ratio e						
	Saturation S _r (%)						
Compaction Properties	Method of Test						
	Optimum Moisture Content w _{opt} (%)	35.0	37.5	39.5	39.5	34.32	
	Maximum Dry Density $\rho_{d\ max}$ (t/m ³)	1.321	1.302	1.233	1.224	1.359	
C. B. R. Properties	Water Content w (%)						
		Dry Density ρ_d (t/m ³)					
		C.B.R. (%)					
	Water Content W (%)						
		Dry Density ρ_d (t/m ³)					
		Modificatory C.B.R. (%)	6.9	3.4	4.8	3.9	9.1

分をほとんど含まないのが特徴である。自然含水比は塑性限界に近く、安定した状態にある。締固め試験による最適含水比は34%~40%であり、最大乾燥密度は1.2 t/m³~1.4 t/m³であり、粘性土としては大きい値である。路盤の強度特性を調べるため行なった修正CBR値は3.4~9.1%である。参考として、日本における土質別の現場CBR値を示せば、粘土、シルト分が多くしかも含水量の高い土、含水量の多い火山灰質ロームで3未満、粘土、シルト分が多くても含水量の少ない土、含水量の余り多くない火山灰質の土は3~5程度、火山灰質土でないローム質の土で3~7のものが多い。また、砂質ローム、含水量の少ないロームは7~10程度である。これらの土質別のCBR値と比較しても、火山灰質土として3.4~9.1%は比較的良い値であるが、砂質土(7~15)に比べれば小さい。

修正CBR値と地盤係数(K_{30})とは、下図に示したような関係があり、同図より K_{30} 値を読み取ると5 kg/cm²~8 kg/cm²であり、締固め時の含水量の管理を十分する必要がある。

CBRと K_{30} 値の関係



3-3 水 文 調 査

3-3-1 現 況

ジャカルタ周辺の地形は、北部の低平な海岸平野と南部の丘陵地からなる。海岸平野は標高 P.P. 1~3 m 程度であり、海岸に平行して 3~5 Km の幅で帯状に分布している。南部の丘陵地は標高 P.P. 5~25 m 程度で、アンケ川やチリウン川等の諸河川により広範囲に浸食され、斜面は緩傾斜になっている。海岸平野と丘陵地の間には標高 P.P. 3~5 m 程度の浜堤があるため、水系の形状は、この付近で異なっている。丘陵地側で、規模が大きく水量の豊富な河川は、河川こう配が緩いため斜方浸食が主になり、著しくだ行している。これらの河川は、浜堤までは、ほぼ真北に流れているが、浜堤にさえぎられ、流路を東西方向に変え、浜堤間の標高の低い部分で海岸に流下している。海岸平野側では、河川こう配が更に緩くなるため、斜方浸食するだけの流速がなく、河川は直線的な形状をなしている。河川の水位は雨期と乾期でおよそ 0.2~1 m 程度の差を生じている。計画地域周辺の水系を図 3-3-1 に示す。

3-3-2 地下水位及び水質

既存資料がないため、計画路線沿線において、井戸の地下水位及び水質の聞込み調査を乾期末に行なった。その調査結果を表 3-3-1 に示す。

当地域における井戸の地下水位は、乾期末には G.L. - 2 m ~ - 3 m であるが、雨期には G.L. - 0.5 m 前後となり、約 1~2 m の水位上昇となる。その水質は淡水とかん水があり、河川の水が淡水であることを考えれば、河川の水位と通じている地下水は少ない。特に、浜堤上では淡水の出る井戸は少なく、大部分はかん水であり、ポケット状に淡水脈があることが判断される。また、土木工学上の問題としては、地下水位がかん水のため、鋼管くい等、塩基によって腐しよくされるような基礎材料を採用する場合は、その対策が必要となる。

3-3-3 気象データ

(1) 降 雨 量

気象データよりピックアップした 1 時間当り、1 日当り及び 1 カ月当りの最大降雨量を下記に示す。

表 3-3-1 地下水位及水质調査表

Location (km)	Water Table (Dry Season) (G.L. - m)	Water Table (Rainy Season) (G.L. - m)	Water Quality	Remarks
19.0	2.0 ~ 3.5	0.4 ~ 1.5	Salty Water	Flooded in heavy rain
18.6	1.0	0	Salty Water	Chlorinated due to reclamation of adjacent canal
17.7	1.9 ~ 3.0	0.4 ~ 1.5	Fresh Water	
17.0	2.2	1.2	Salty Water	Water table of adjacent river is G.L. - 0.5 m
16.0	2.0 ~ 2.3	0 ~ 0.2	Salty Water	
15	1.8	1.2	Salty Water	
14	1.8	1.8	Salty Water	
11	3.5 ~ 4.0	0.8 ~ 1.3	Fresh Water	
10	3	0.8	Salty Water	
8.5	1	0.1	Salty Water	
7.5	1.9 ~ 2.2	0.7 ~ 1.3	Fresh Water	North side of Proposed Route
6.7	1.9	1.2	Salty Water	
6.7	1.7	0.4	Fresh Water	
6.1	2.4	0	Salty Water	North side of Proposed Route
6.1	2.2	0.4	Fresh Water	
5.5	2.0 ~ 2.8	0.6 ~ 2.0	Fresh Water	
4.0	1.6 ~ 1.9	0.6	Fresh Water	North side of Proposed Route
4.0	2.1	1.1	Salty Water	
3.3	1.3 ~ 1.8	0.9 ~ 1.4	Fresh Water	
2.7	1.6 ~ 3.0	1.0	Salty Water	
2.7	2.1	0.5	Fresh Water	
2.5	2.4	0.5	Fresh Water	

(mm)

年 度	1時間当り	1日当り	1カ月当り
1973	61.8	90.2	367.6
1974	61.1	101.8	573.7
1975	50.8	68.4	287.9
1976	89.8	110.0	305.3
1977	78.0	203.9	660.3
1978	54.9	72.8	274.1
1979	95.7	198.0	734.0
1980	—	92.2	526.0
1981	—	125.2	576.0
1982	—	65.3	354.0

(2) 風 速

気象データよりピックアップした瞬間最大風速を下記に示す。

(m/sec)

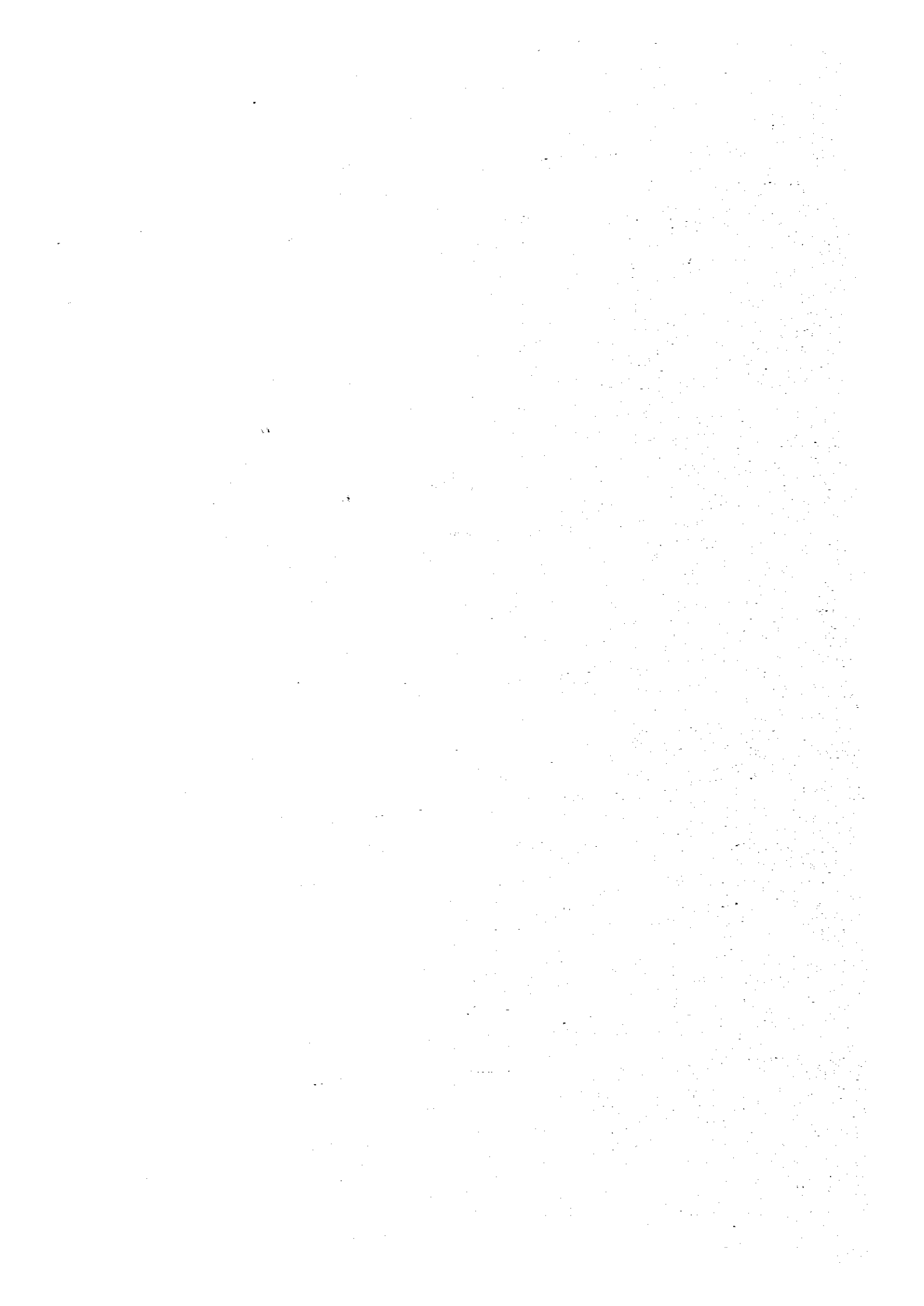
年 度	月	方 向	瞬間最大風速
1973	7	E	11.5
1974	11	NE	12.5
1975	11	S	13.0
1976	6	SW	12.0
1977	6	SE	10.0
1978	3	W	10.0
1979	1	N	10.5
1980	2	N	9.5
1981	3	W	10.0
1982	1	NW	6.5

(3) こう水及びその対策

本路線の通る区間は、地理学的に見て、海岸沿いに位置し、大小河川の入江に接している。また、熱帯地方特有の気候により、雨期には集中豪雨がある。しかし、現在この地域には十分な排水網がなく、地形的に平坦であるため、こう水がひん発しているが、この水害の調査記録はないもようであり、収集できなかった。

なお、ジャカルタのこう水問題は、インドネシア共和国の首都であることから、地方自治体のみならず、中央政府の関心事である。そこで、1973年インドネシア国政府は、オランダのネデコ・コンサルタントの協力を得て、ジャカルタ市こう水対策のマスター・プランを作成した。それは、ジャカルタ市の南から市の東側と西側を通り市を取囲むように西パンジール・カナルと東パンジール・カナルを建設することを示唆している。現在、いずれも建設中であるが、西パンジール・カナルについては、用地取得の困難さからルートの変更を余儀なくされているとのことである。

第4章 列車運転計画



第4章 列車運転計画

4-1 列車運転計画の基本構想

チェンカレン空港鉄道新線における列車運転計画の基本概念は、“Report on Feasibility Study of New Railway Line for Cengkareng Airport, Japan International Cooperation Agency, 1983”（以下、F/S Reportと記す）に述べられているように、主要点は次のとおりである。

4-1-1 輸送需要予測

チェンカレン空港線を經由して、チェンカレン空港に発着する1日当り鉄道旅客数の予測値は、F/S Reportにより、図4-1-1に示すとおりとする。

4-1-2 運転計画の基礎条件

- (1) チェンカレン空港線に運転される列車の運転区間は、4-1-1項に述べられている旅客の流れを考慮して、空港駅からチェンカレン空港線、中央線を經由してジャティネガラ駅に至る区間とする。
- (2) 初期の段階では、1990年時点の輸送需要に対応して、列車編成両数は4両（動力車2両、付随車2両）、最小運転間隔は20分とする。
- (3) チェンカレン空港線に使用される電車の性能は、現在JABOTABEK地域に使用されている電車と同一のものとする。これは、山項に述べられているように、空港線の電車は、中央線に直通運転される関係上、在来の電車と同一の性能を有することが、運転計画に望ましいことによる。
上記電車列車の運転性能曲線並びにこう配における起動時の加速度曲線を図4-1-2及び図4-1-3に示す。これらの図から分かるように、提案された電車列車は25%こう配においても60km/hの速度で走行することができ、また、25%こう配における起動も可能である。
- (4) チェンカレン空港線における信号方式は、高速かつ、高密度の列車運転の安全を保つために、自動信号システムを採用し、かつ、自動列車停止装置を設置するものとする。
- (5) チェンカレン空港線の営業時間帯は、4時30分から22時30分までとする。

4-2 運転曲線と列車ダイヤ

4-2-1 運転曲線

電車の運転曲線は、次の条件に基づいて作成された。中央線は現在の地平のままとし、チェンカレン空港線がジャヤカルタ付近において、中央線に接続されるものとする。なお、

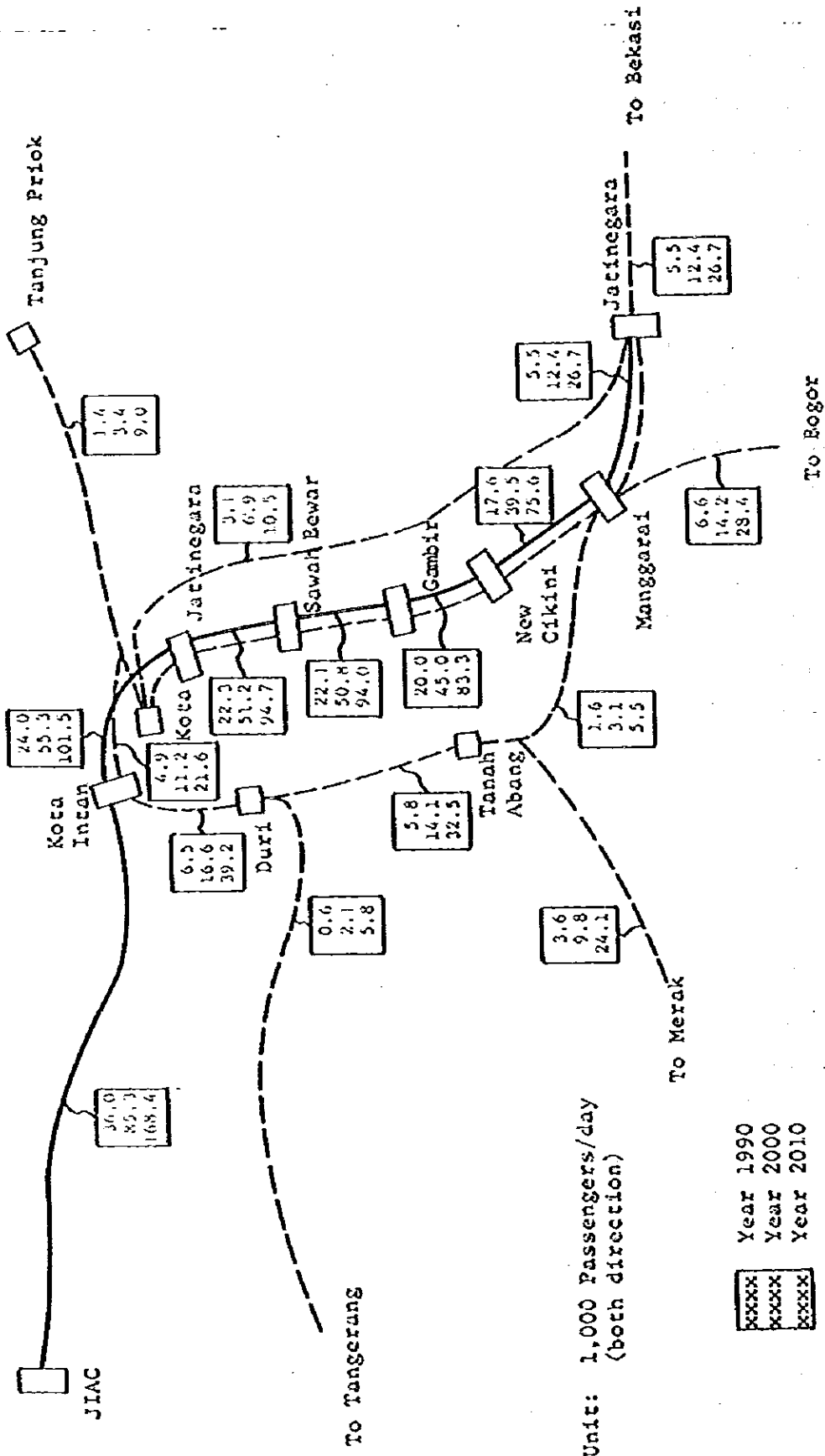


図 4-1-1 鉄道旅客数の予測値
(F/S Reportより複製)

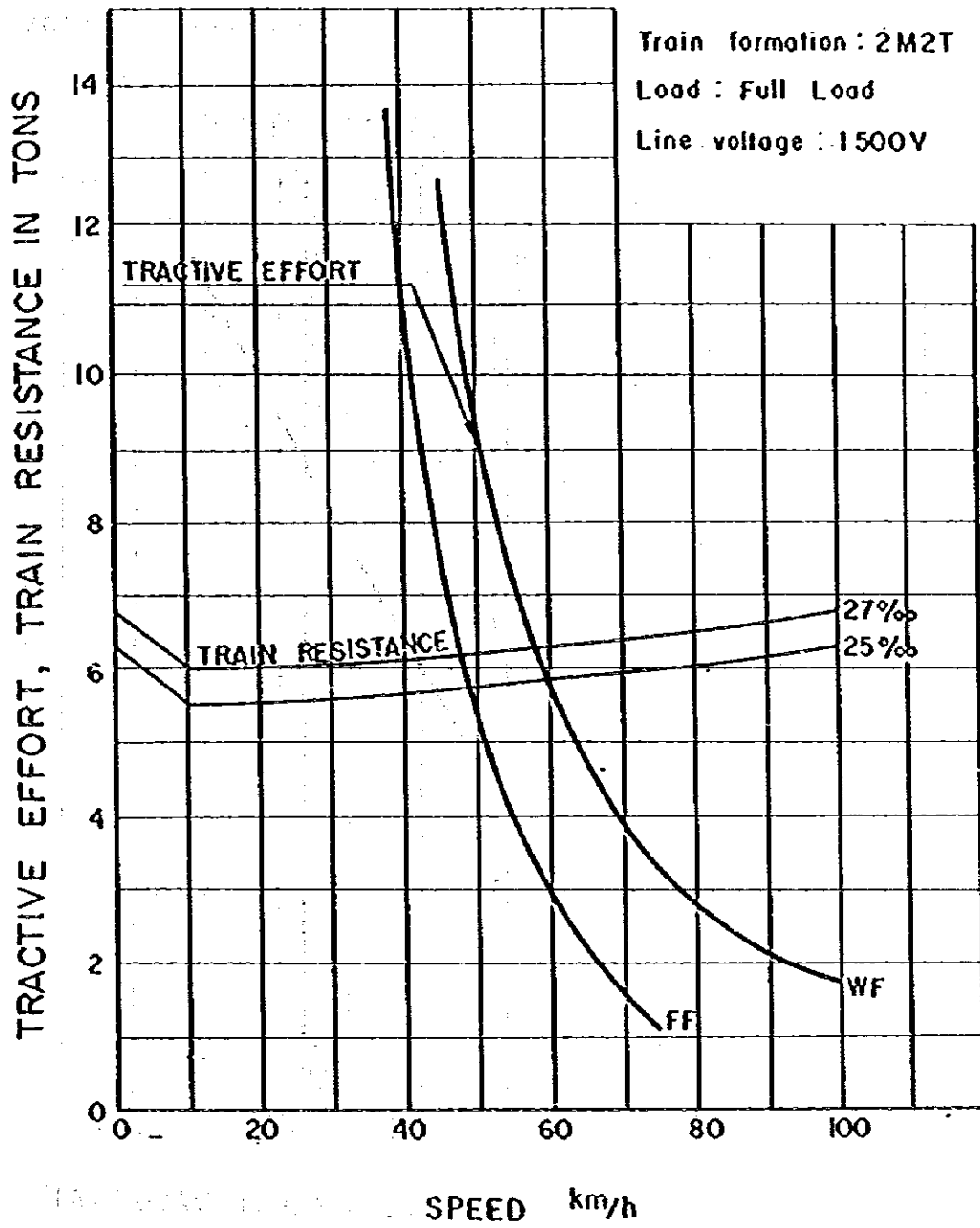


図4-1-2 電車列車の運転性能曲線

Train formation : 2M2T
Load : Full Load
Line voltage : 1500V

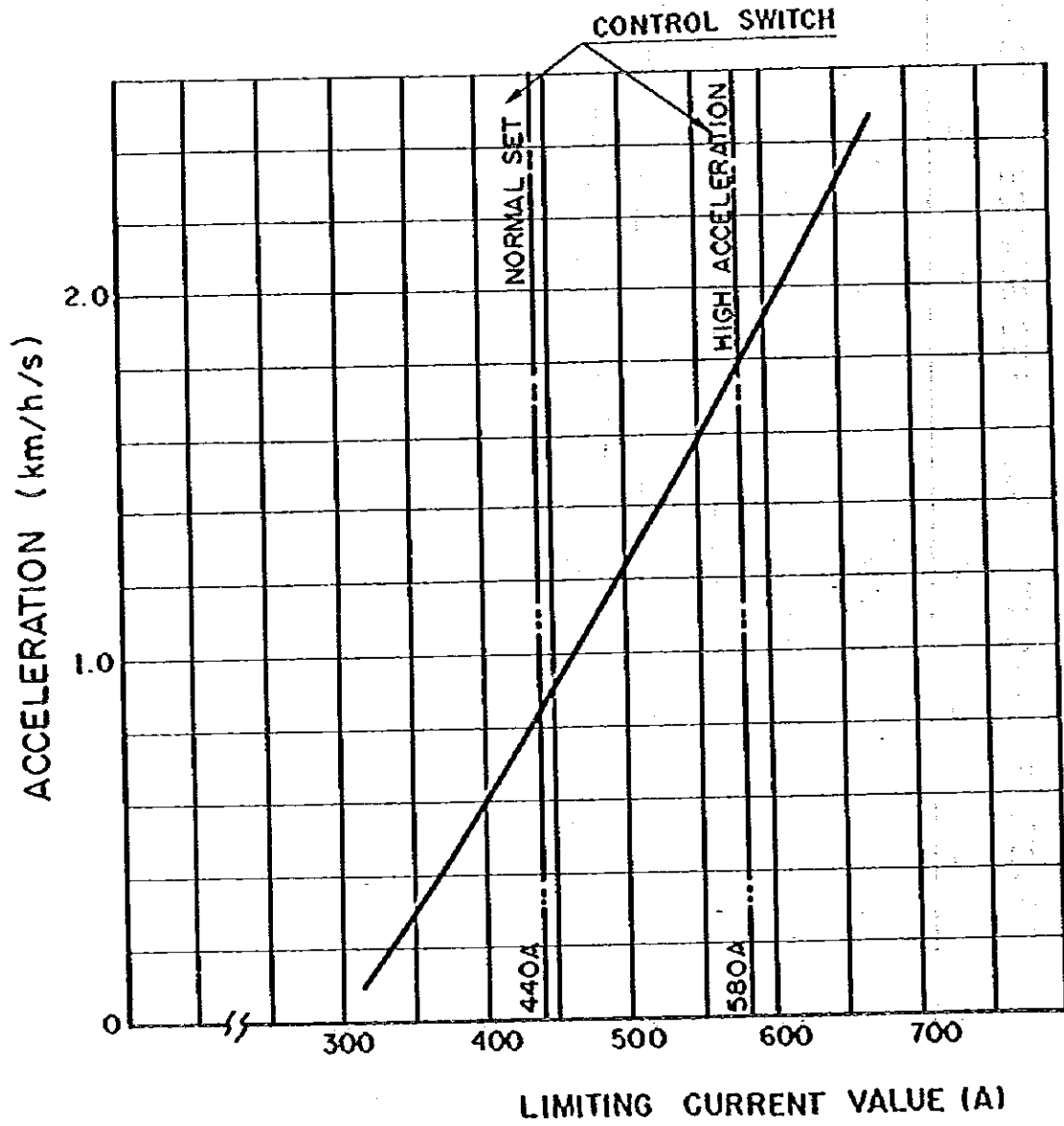


図4-1-3 電車列車の27%こう配における起動時の加速度曲線

中央線が高架化された場合の検討も行なった。

- (1) チェンカレン空港線における最高速度は100 Km/hとする。中央線における最高速度は地平の場合60 Km/h、高架の場合100 Km/hとする。
- (2) チェンカレン空港線においては、各駅の分岐器の分岐側を通過するときの制限速度は45 Km/hとする。中央線のマンガライ駅における制限速度は、地平の場合25 Km/h、高架の場合35 Km/hとする。
- (3) 中央線の平面及び縦断線形は、地平の場合は現状どおりとし、高架の場合は
" Report on Feasibility Study on Track Elevation of Central Line. JICA, 1982 " に示されているとおりとする。
- (4) 架線電圧は、1,350 V (1,500 V の10%減) とし、荷重は、100%とする。
- (5) 空港駅においては、列車は2面のホームに交互に着発するものとするが、運転曲線は、分岐器の分岐側を走行するものとして描かれている。

以上の条件に基づいて作成された運転曲線を図4-2-1及び図4-2-2に示す。

4-2-2 運転時分

4-2-1項に述べた運転曲線から求めた駅間運転時分を、表4-2-1に示す。また、中間駅における停車時分を1分として計算した空港駅、ジャティネガラ駅間の到達時分を同じ表に示す。

4-2-3 列車ダイヤ

4-2-2項に述べた運転時分に基づき、運転時隔を20分として描いた列車ダイヤのパターンを図4-2-3及び図4-2-4に示す。

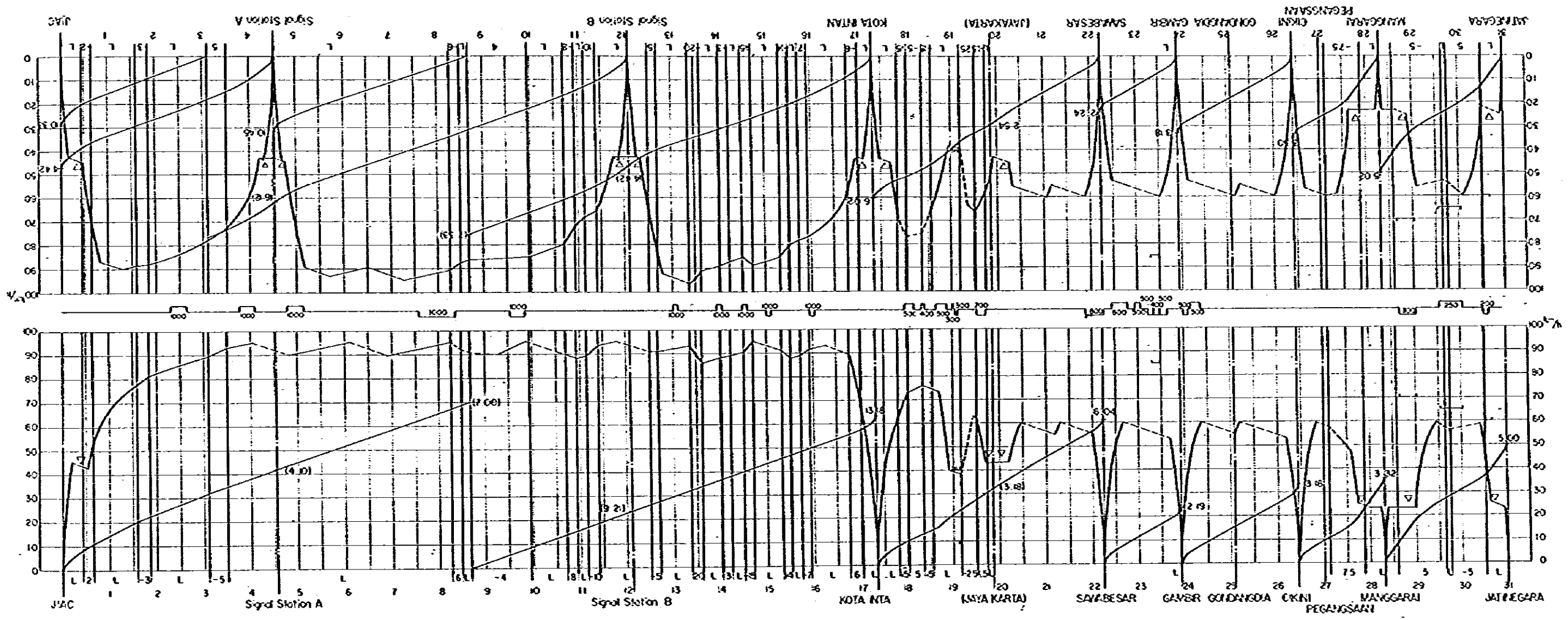


圖4-2-1 運 轉 曲 線
(中央線：地平)

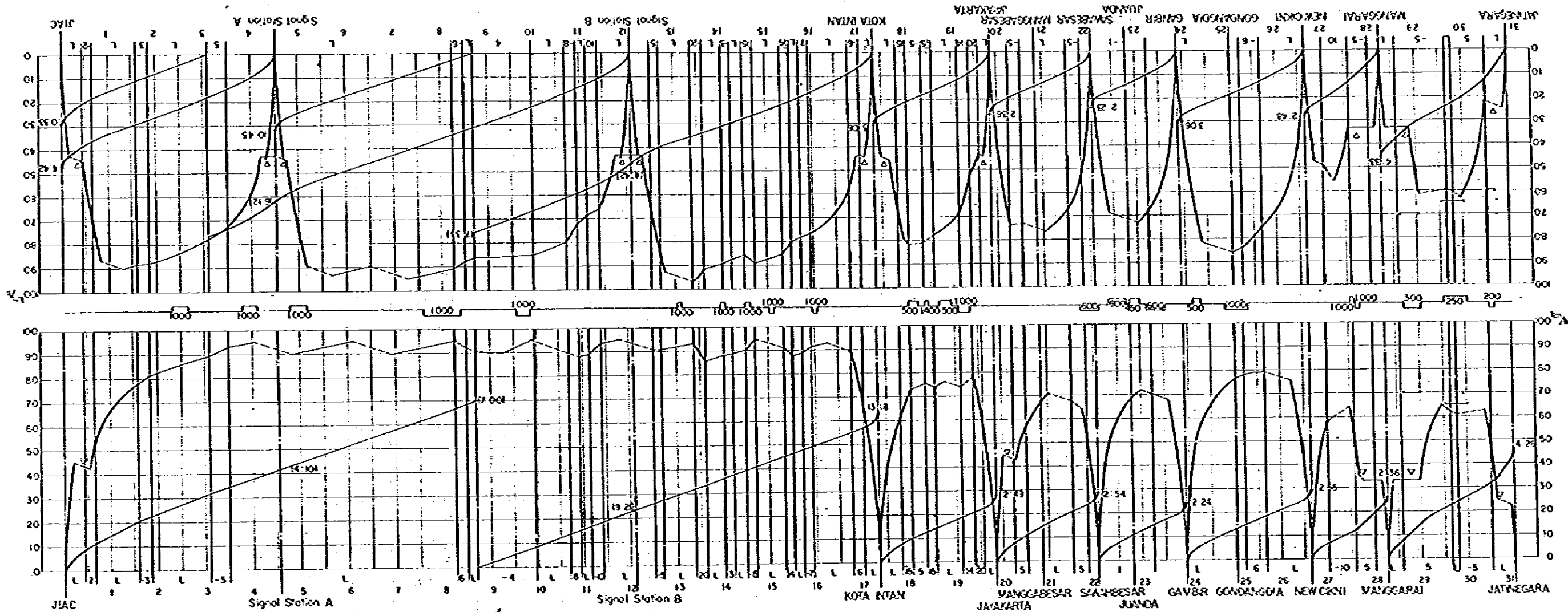


図4-2-2 運転曲線
(中央線：高架)

表 4 - 2 - 1 運転時分

(Ground Level Central Line)

(min. : sec.)

	Kilometer	Station Distance	For Jatinegara		For JIAC	
			Calc.	Adjusted	Calc.	Adjusted
JIAC	0	4.540 (km)	4:10	4:30	4:42	5:00
Signal Station A	4.540		5:11	5:00	6:03	6:00
Signal Station B	12.100	5.265	3:57	4:00	4:42	4:30
Kota Intan	17.365	2.499	3:10	3:30	3:08	3:30
Jayakarta	(19.864)	2.190	2:54	3:00	2:54	3:00
Sawahbesar	22.054	1.860	2:19	2:30	2:24	2:30
Gambir	23.914	2.483	3:18	3:30	3:18	3:30
Cikini	26.397	1.857	3:32	3:30	3:30	3:30
Manggarai	28.254	2.746	5:00	5:30	5:02	5:30
Jatinegara	31.000	31.000	33:31	35:00	35:43	37:00
Total						
Travel time (inc. Station Stop)				40:00		43:00

(Elevated Central Line)

	Kilometer	Station Distance	For Jatinegara		For JIAC	
			Calc.	Adjusted	Calc.	Adjusted
JIAC	0	4.540 (km)	4:10	4:30	4:42	5:00
Signal Station A	4.540		5:11	5:00	6:03	6:00
Signal Station B	12.100	5.265	3:57	4:00	4:42	4:30
Kota Intan	17.365	2.499	2:49	3:00	3:06	3:00
Jayakarta	19.864	2.190	2:54	3:00	2:36	3:00
Sawahbesar	22.054	1.860	2:24	2:30	2:23	2:30
Gambir	23.914	2.750	2:55	3:00	3:06	3:00
New Cikini	26.664	1.590	2:36	2:30	2:48	3:00
Manggarai	28.254	2.746	4:26	5:00	4:33	5:00
Jatinegara	31.000	31.000	31:20	32:30	33:59	35:00
Total						
Travel time (inc. Station stop)				38:30		42:00

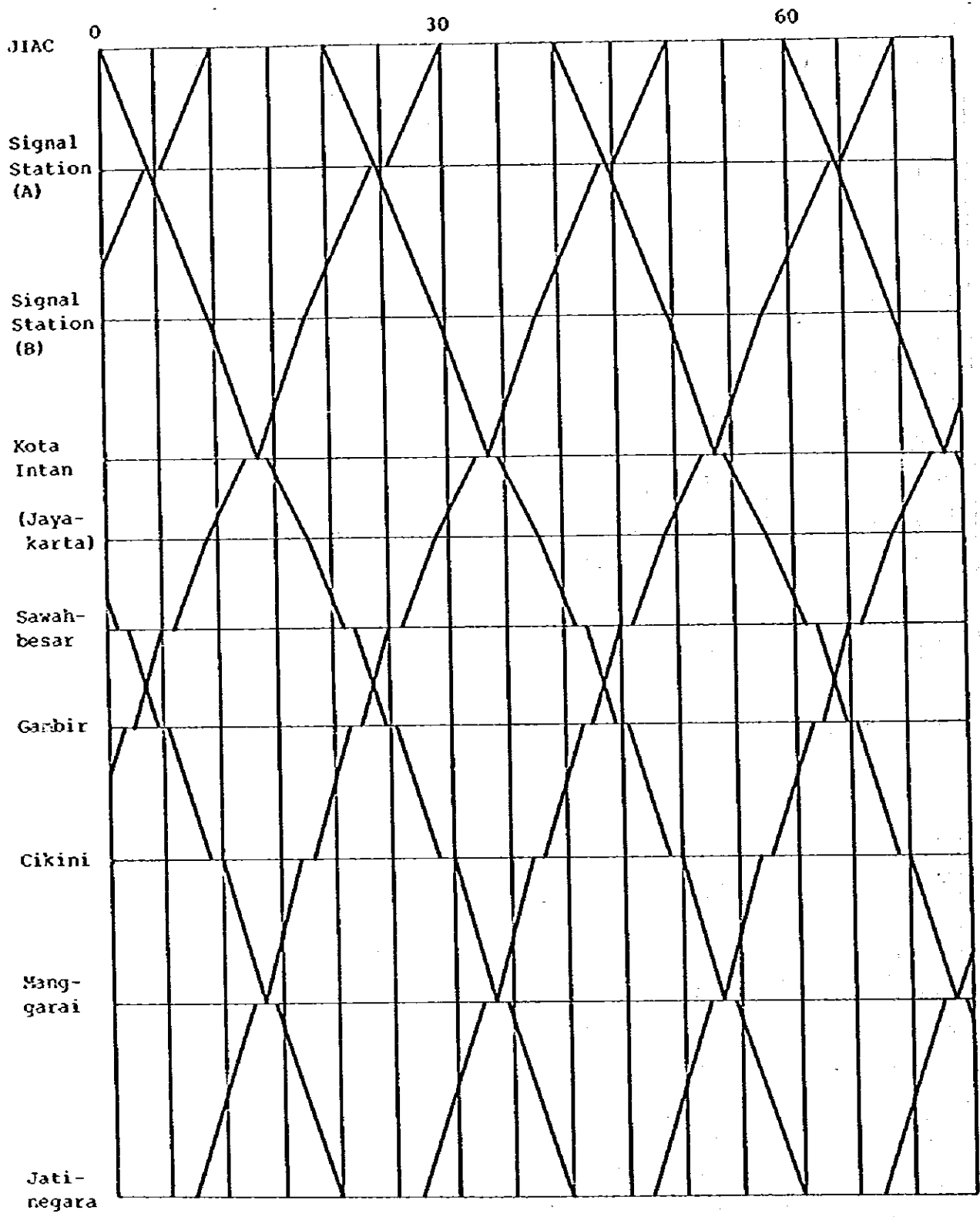


図 4-2-3 列車ダイヤ
(中央線：地平)

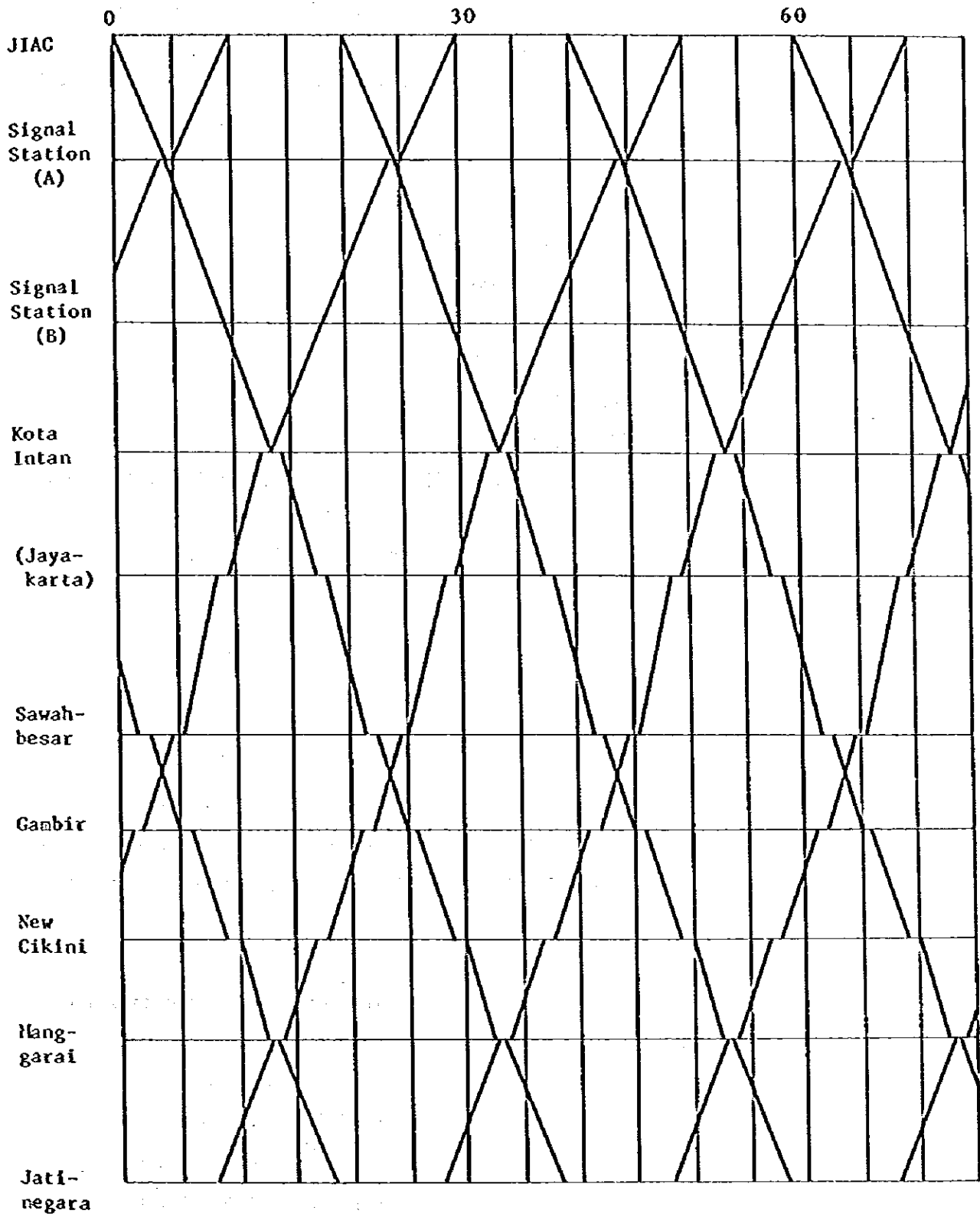


図4-2-4 列車ダイヤ
(中央線:高架)

4-3 車両計画

4-3-1 所要車両数

空港駅とジャティネガラ駅間の1ラウンド・トリップに要する時分は、次のとおりである。

中央線地平の場合

$$\underbrace{40 + 43}_{\text{運転時分}} + \underbrace{10 + 7}_{\text{空港駅及びジャティネガラ駅における折り返し時分}} = 100 \text{分}$$

中央線高架の場合

$$\underbrace{38.5 + 42}_{\text{運転時分}} + \underbrace{10 + 9.5}_{\text{空港駅及びジャティネガラ駅における折り返し時分}} = 100 \text{分}$$

したがって、運転時隔を20分とすると、運用列車編成数は、5編成となる。これに予備の1編成を加えると、所要列車編成数は6編成となる。

初期の段階においては、列車編成両数は4両であるから、所要車両数は、

$$4 \text{両} \times 6 = 24 \text{両}$$

となる。

4-3-2 車両の運用及び検修

(1) 車両の運用

車両は、その運用及び検修の効率化を考慮して、チェンカレン空港線の列車が停車するマンガライ駅に近接したブキト・ドゥリ車両基地に配置する。また、夜間の滞泊箇所は、列車運転を効率良く行なうため、運用5編成のうち、3編成はブキト・ドゥリ車両基地、2編成は空港駅とする。

(2) 車両の検修

車両の検修の種別は、“Report on Urban / Suburban Railway Transportation in JABOTABEK Area”に示されているとおりとする。

検査種別	検査周期
仕業検査	48時間あるいは3,000Km
交番検査	60日あるいは30,000Km
6カ月(台車)検査	1年あるいは150,000Km
要部検査	2年あるいは300,000Km
全般検査	4年あるいは600,000Km

これらの検査のうち、仕業検査、交番検査及び6カ月（台車）検査は車両基地で施行されるが、要部検査及び全般検査は工場で施行されなければならない。

チェンカレン空港線に使用される電車については、仕業検査はブキト・ドリ車両基地において施行され、交番検査及び6カ月検査は、マスター・プランに沿って建設されるデポック車両基地で施行されるものとする。要部検査及び全般検査はマンガライ工場で行われるものとする。

第5章 設計基準

第5章 設計基準

5-1 基本概念

採用すべき設計基準については、特に次の諸点に留意して検討、協議し、決定された。

- (1) 空港線は、特に列車運転の高速性、安全性、正確性及び快適さが要求される旅客線である。
- (2) 最小の投資で最大の機能を発揮できる施設とする。
- (3) 空港線の計画は、「ジャカルタ大都市圏鉄道輸送計画」の一環であるので、同プロジェクトの設計基準と一貫したものとす。
- (4) F/Sレポートに示された設計基準に基づくものとするが、一部の項目は、D/DKにおいて、更に検討して最終決定する。
- (5) インドネシア国鉄の関係諸基準及び規程に可能な限り従うものとする。

5-2 設計基準の決定

空港線建設に採用すべく提案し、決定された設計基準を表5-2-1に示す。

なお、この表に示される項目のうち、特に5-1の(4)項の対象になった主なものは以下のとおりである。

(1) こう配

空港線は、旅客専用線であり、電車は現在JABOTABEK地域で使用されているものと同じ性能のものにする計画であるが、この電車の運転可能な最急こう配は25%と推定される。現在線の最急こう配は15%であること、また、将来空港線に貨物列車を運転する可能性があることなどを考慮し、最急こう配は17%を限度としたいとの意向もあったが、貨物列車は、JABOTABEK地域の有効長からみて、けん引トン数5301が限度であり、25%のこう配でもあらたにBLを導入すれば運転上問題はない。したがって、空港線の最急こう配は25%を採用することとした。

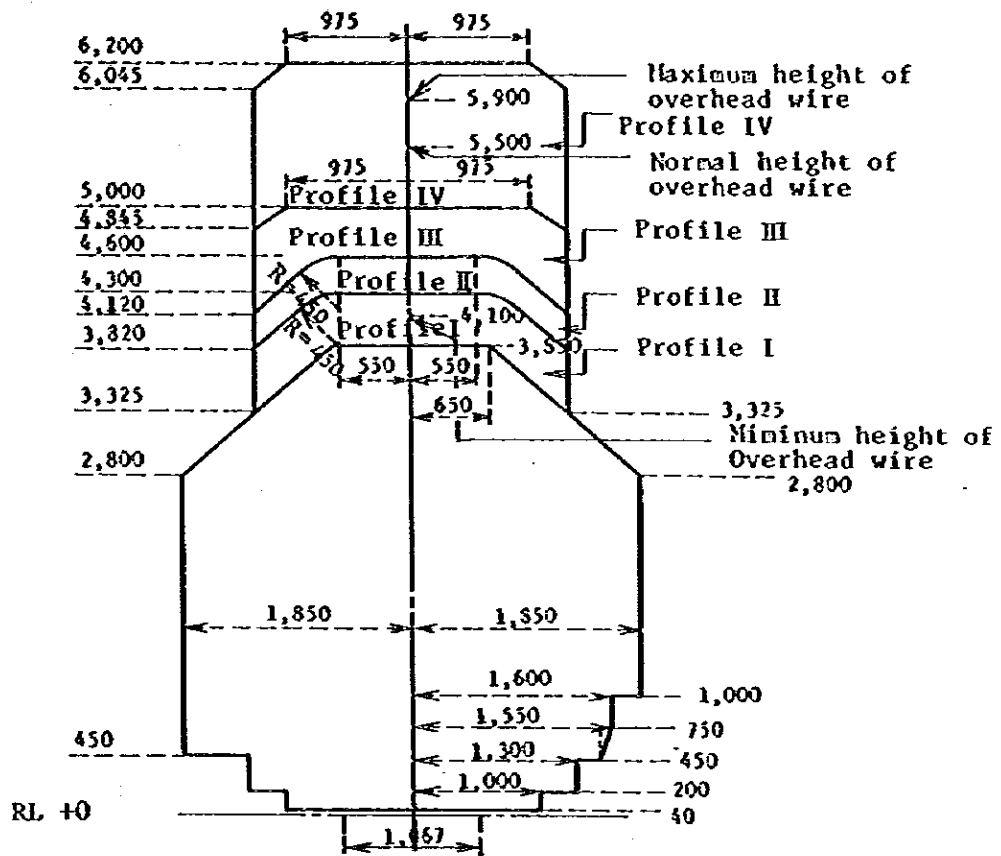
(2) 設計列車荷重

空港線は、電車専用線であるので、KS-12相当の荷重で十分である。ただ、将来貨物列車等の運転の可能性があるとして、KS-18程度にしたいとの意向もあったが、現在PJKAで一般的に採用しているKS-16相当の“RM75φ1921”の荷重系で十分である。したがって、設計列車荷重として、KS-16相当の荷重を採用することとした。

表 5 - 2 - 1 設 計 基 準

Item		Standard
Min. radius of curvature	Main track	600m (300)
	Turnout curve behind frog	320m (160)
	Section along platform	600m (500)
	Side track	160m (turnout curve behind frog)
Max. gradient	Main track	25 o/oo
	Main track in station	1.5 o/oo
Track-center distance	Outside of station	4.0m (3.8m), 5.5m for viaduct
	Inside of station	4.0m (3.8m)
	Gauge	1.067m
	Weight of rail	R54
Track	Sleeper	Prestressed concrete
	Ballast thickness of track	300mm
	Turnout	#12, #10 for side track
Width of formation level (from track center; respectively)		2.70m 2.95m for viaduct
Bridge bearing capacity (design train load)		kS-16
Others	Maximum design speed	100km/h
	Maximum cant	110mm
	Transition curve	Cubic parabola L = 60m in the case of R = 500m L = 60m in the case of R = 1000m L = 25m in the case of R = 1400m L = transition curve length R = radius of curve
	Vertical curve	3000m in the case where radius of horizontal curve $R \geq 800m$ 4000m in other cases
	Construction gauge	As shown in Fig. 5-2-1

Note 1: Indication in parenthesis is applicable to unavoidable cases.



- Profile I : Minimum profile for Bridge with speed restriction 60 km/hour
- Profile II : Minimum profile for Tunnel and Viaduct with speed restriction 60 km/hour and for Bridge, no restriction
- Profile III : Minimum profile for New Viaducts and New Construction, except tunnels and bridges
- Profile IV : Normal profile for Electric Car

图5-2-1 建筑限界

