

タイ国かんがい技術センター計画
モデルインフラ整備事業実施設計調査

報 告 書

昭和63年 5 月

国際協力事業団

JICA LIBRARY



1067901[7]

タイ国かんがい技術センター計画
モデルインフラ整備事業実施設計調査

報 告 書

18147

昭和63年5月

国際協力事業団

国際協力事業団

18147

序 文

本プロジェクトはタイ国における食糧増産のための農業基盤整備事業の推進に寄与するため、灌漑排水施設の計画、設計、施工にかかる適正技術を開発、整備し、併せて中堅灌漑技術者の育成を目的として、昭和60年 4月 1日より 5ヶ年間の協力が開始された。

本プロジェクトの一環として軟弱地盤上に農業水利施設を構築するに当り、調査の手法、計画、設計基準の確立に関し、技術的諸問題を明らかにするため試験水路の設置が必要であり、農林水産省農業土木試験場造構部造構第一研究室長、川口 徳忠氏を団長とした実施設計調査団が、昭和63年 2月13日から昭和63年 3月31日まで派遣された。

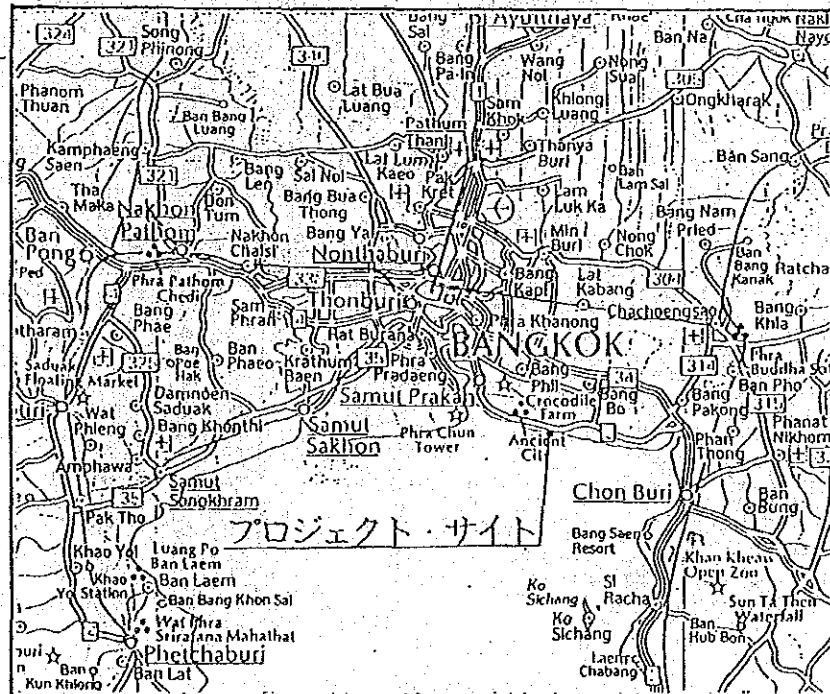
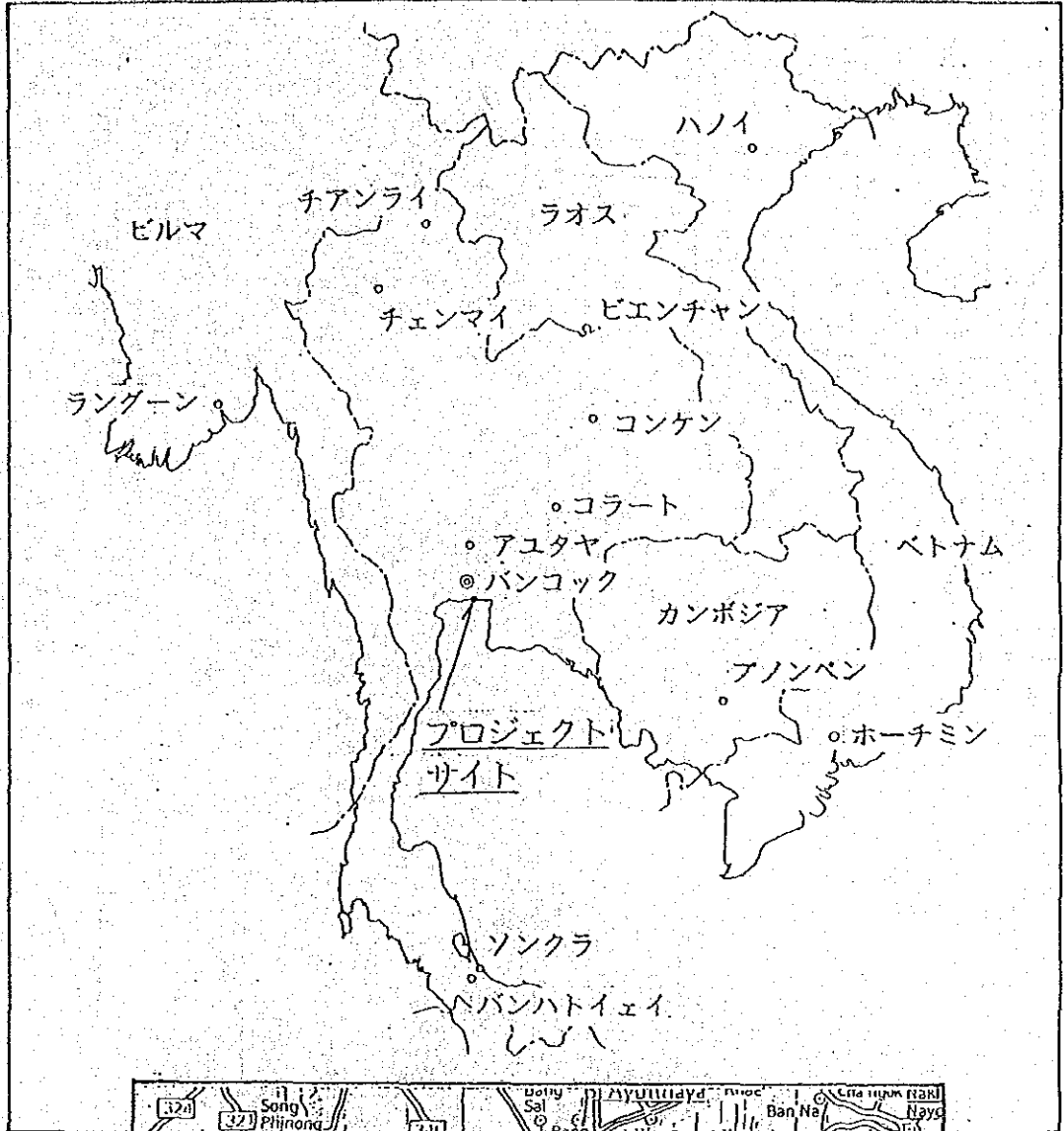
本報告書は現地での調査結果及び国内作業結果を取りまとめたものであり、今後予定されるモデルインフラ整備事業の指針として活用されることを願うものである。

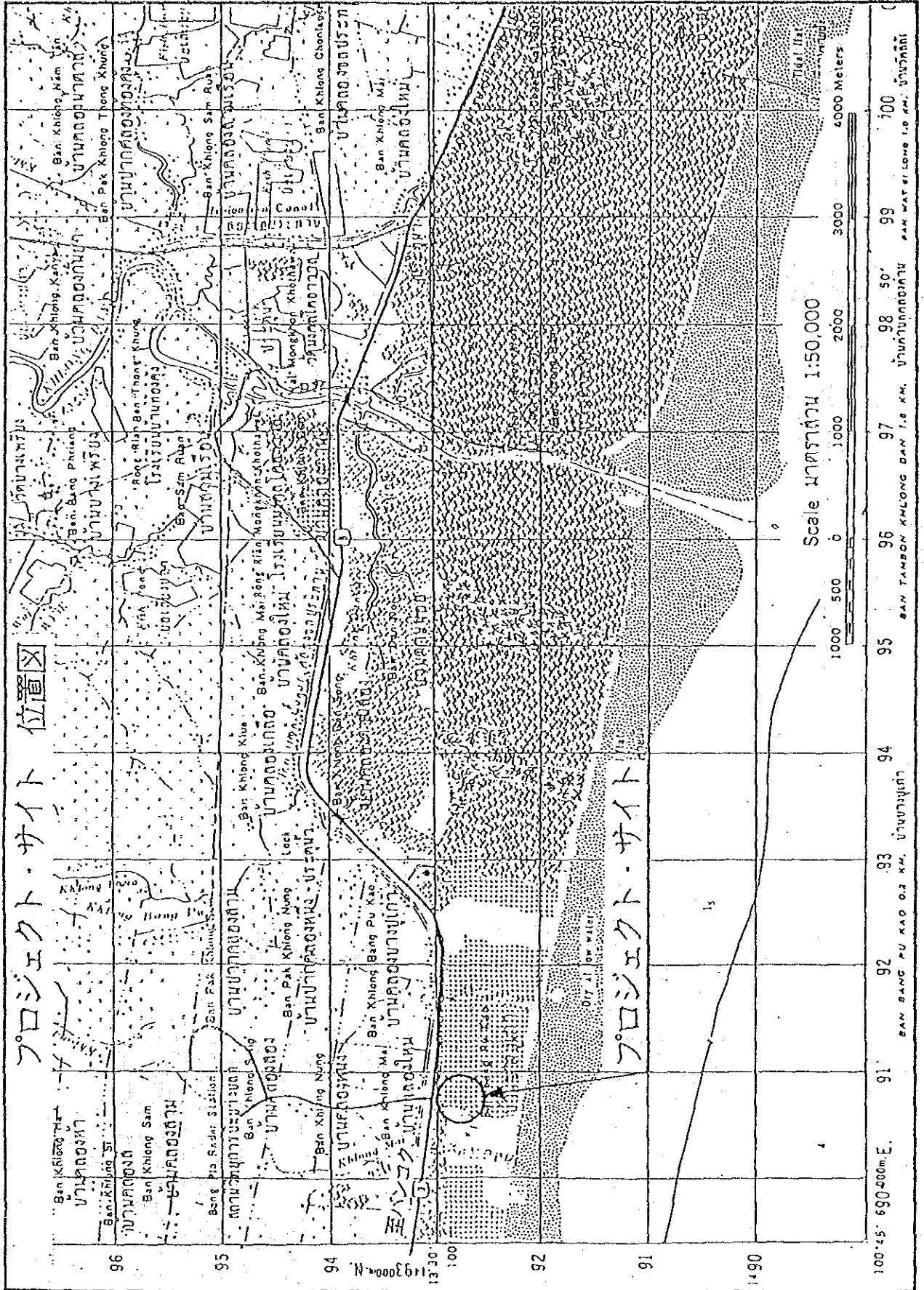
最後に、本調査実施に当り、御協力いただいた関係各位に対し、深甚な謝意を表する次第である。

昭和63年 5月

国際協力事業団
農業開発協力部
宮 本 和 美

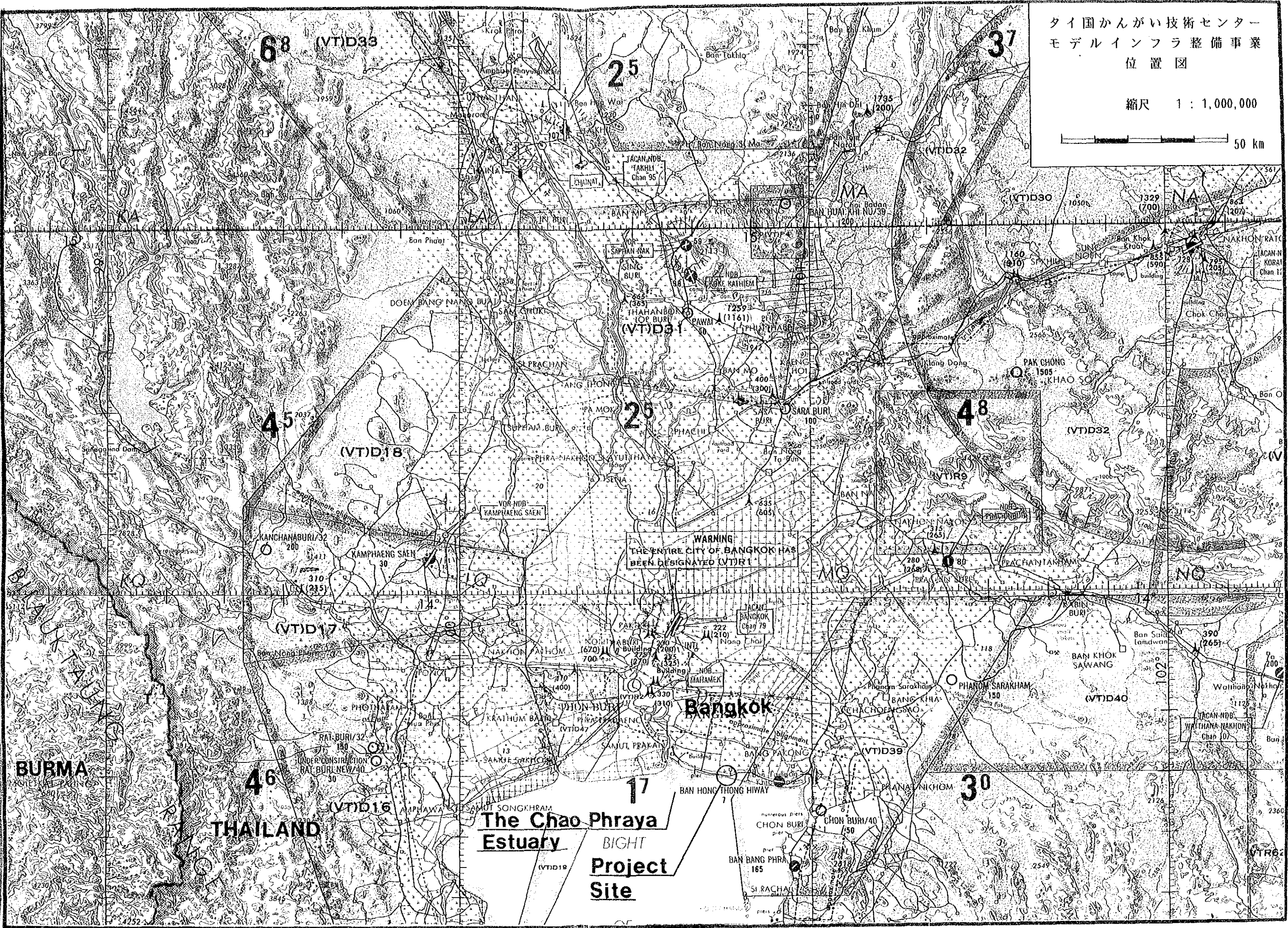
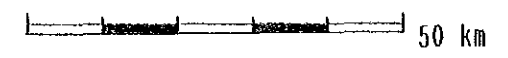
プロジェクト・サイト 位置図





タイ国かんがい技術センター
モデルインフラ整備事業
位置図

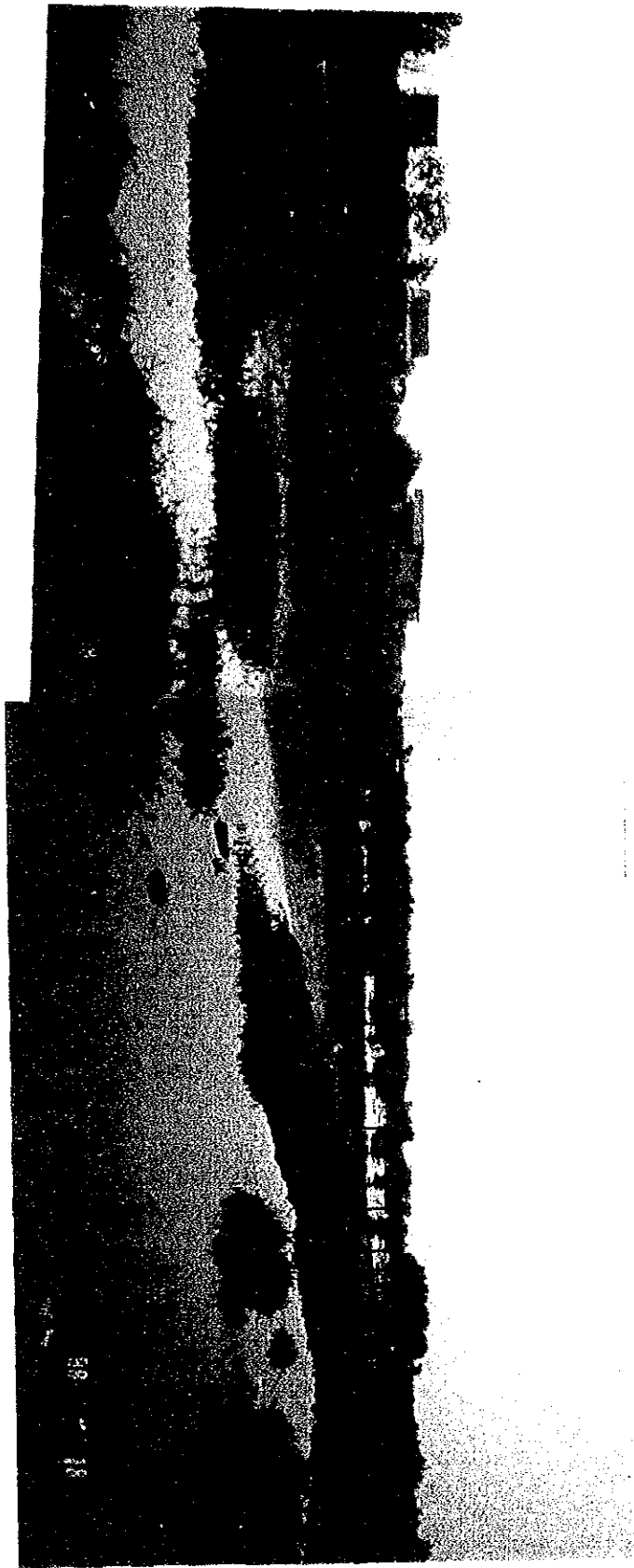
縮尺 1 : 1,000,000



WARNING
THE ENTIRE CITY OF BANGKOK HAS
BEEN DESIGNATED (VTR1)

The Chao Phraya
Estuary
BIGHT
Project
Site

No. 1 新大塚サイト全景

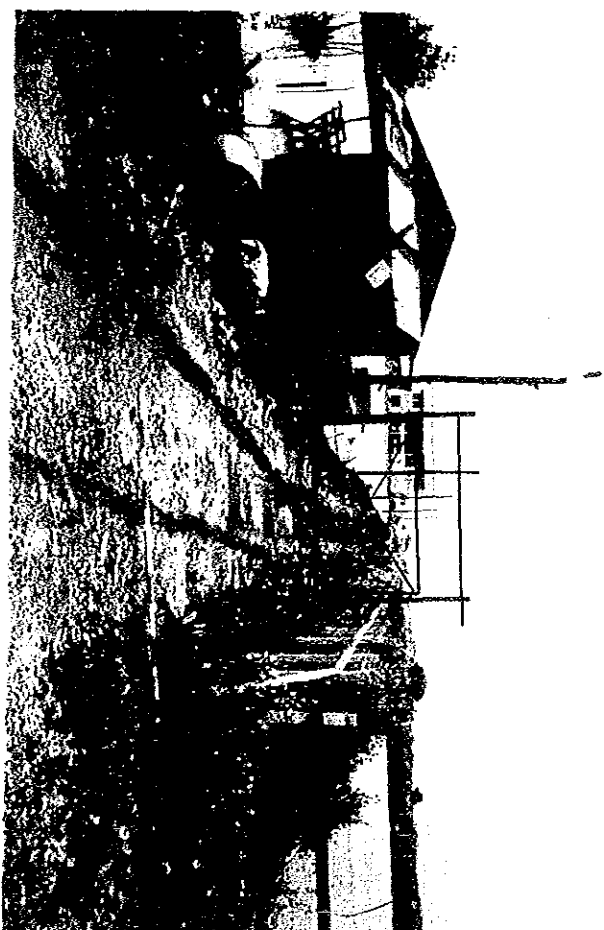


5



No. 2 テストサイト北側 国道沿い部

フェンスより約25 m離れた位置から5011 Conough Column工法による
法面改良を施工予定 (Column径 1,000 mm, 長さ 6.0~15.0 m)



No. 3 テストサイト東側部

フェンスより約25 m離れた位置が法面となる。
法面標高 0.50 m、法勾配標高 -3.50 m、法勾配 1 : 40
本切開断面



No. 4 サイト付近 ベンコンツク粘土の乾燥、収縮状況
亀裂深さ約 50 cm, 亀裂幅約 5 cm



No. 5 テストサイト内土質調査

主要工事の概要

I. 工事概要

1. 試験水路の規模

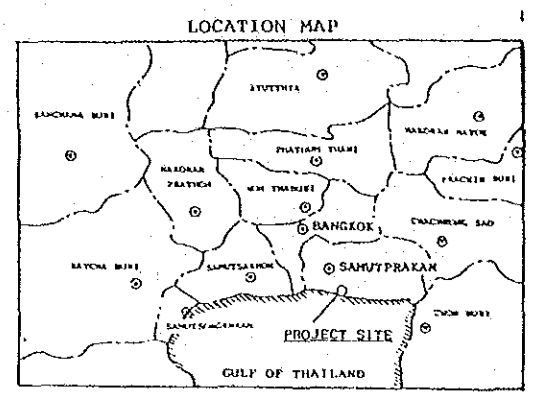
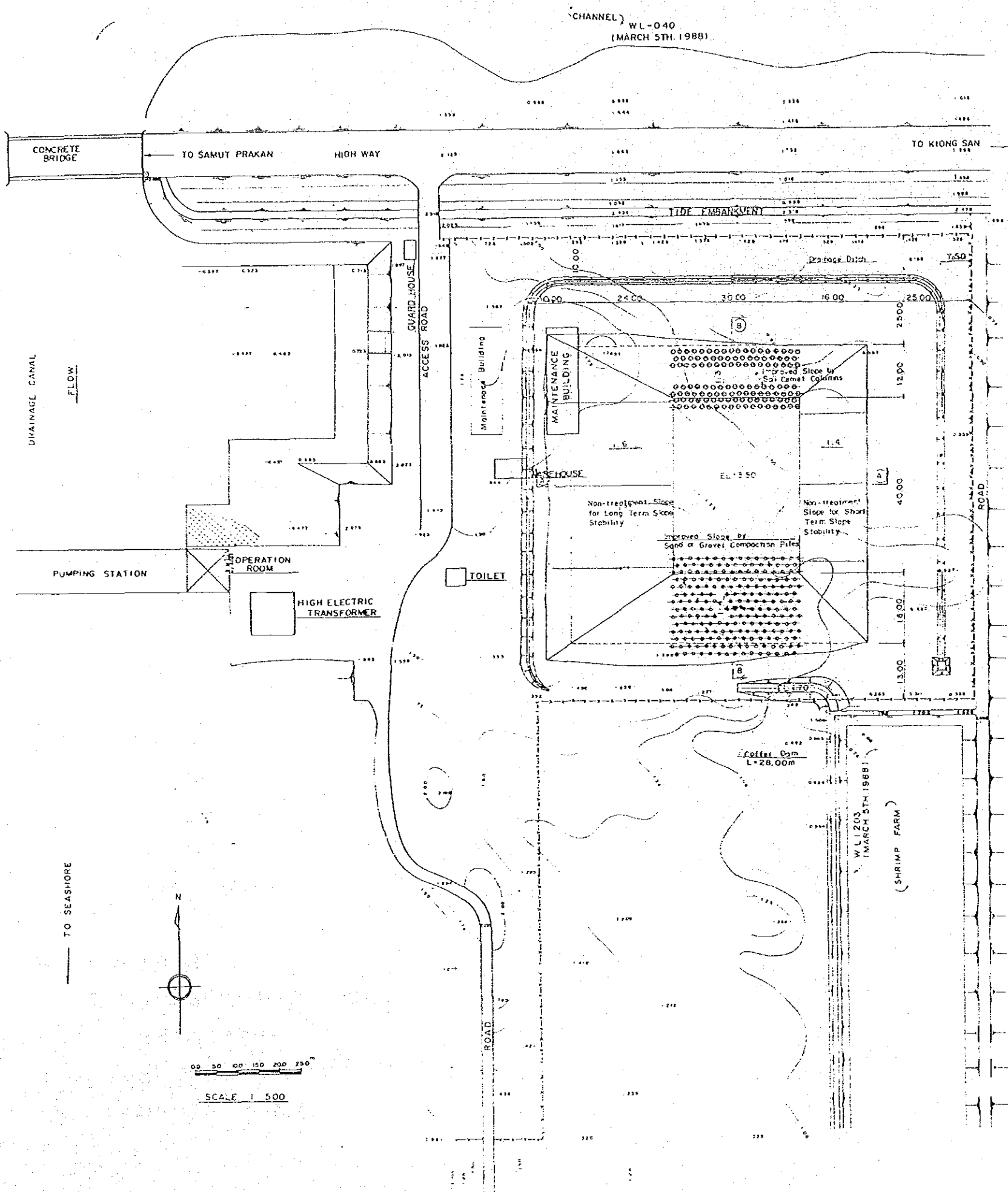
- 1) 掘削深さ : 4 m
- 2) 水路底の寸法 : 40×30m
- 3) 構成斜面 :

工 種	斜 面 勾 配	位 置
*無処理斜面(短期安定)	1 : 4	エビ養殖場側
*無処理斜面(長期安定)	1 : 6	ポンプ場側
*サンドコンパクションパイルによる処理斜面	1 : 4	海側
*ソイルセメントコラムによる処理斜面	1 : 3	国道側

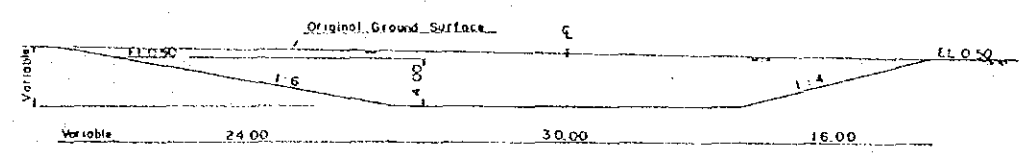
2. 計測計器の設置(供与機材)

II. 主要工事数量

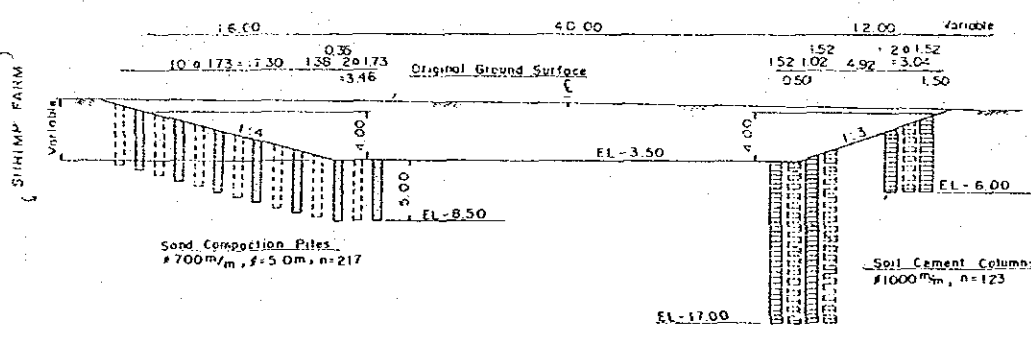
工 種	仕 様	数 量
1. 試験水路工事		
1) 試験水路掘削		15,700m ³
2) サンドコンパクションパイル	ケイシンシング 0.40m 仕上り径 0.70m	1,085m
3) ソイルセメントコラム	仕上り径 1.00m	1,257m
4) 変位杭の設置	木製杭	104本
2. 計測計器設置		
1) 傾斜計(自動計測)	地中水平変位計測	1ヶ所
傾斜計(手動計測)	同 上	5ヶ所
2) 伸縮計	地表水平変位計測	1ヶ所
3) 層別沈下計	鉛直変位計測	7ヶ所
4) 間隙水圧計	間隙水圧計測	6ヶ所
5) 水位スタンドパイプ	地下水位計測	2ヶ所
6) 記録装置		一式



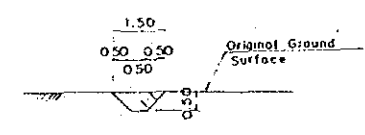
SECTION A-A 5:1:300



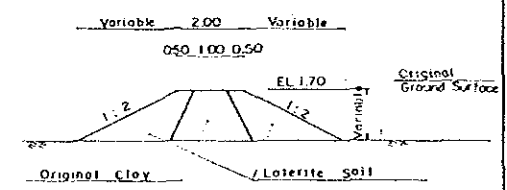
SECTION B-B 5:1:300



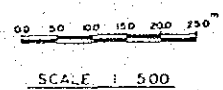
TYPICAL SECTION OF DRAINAGE DITCH 5:1:100



TYPICAL SECTION OF COFFER DAM 5:1:100



TO SEASHORE



ROYAL IRRIGATION DEPARTMENT
 THE MODEL INFRASTRUCTURE PROJECT OF
 SOFT SOIL FOUNDATION FOR
 THE IRRIGATION ENGINEERING CENTER PROJECT

GENERAL PLAN OF
 TESTING CANAL FACILITY

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY DMG. NO. TOKYO

目 次 ページ

序 文
 位 置 図
 現 況 写 真
 工 事 の 概 要

第1章	基本方針	1- 1
第2章	試験水路の概要と目的	2- 1
2-1	試験水路の位置及び現況	2- 1
2-2	試験水路の目的と形状	2- 5
第3章	土質調査・試験	3- 1
3-1	現位置試験	3- 1
1)	試験の目的	3- 1
2)	調査数量	3- 1
3)	調査結果	3- 2
3-2	室内試験	3- 2
1)	試験の目的	3- 2
2)	調査数量	3- 2
3)	調査結果	3- 2
3-3	土質調査・試験の評価	3-12
第4章	試験水路の設計	4- 1
4-1	試験水路斜面勾配の決定（予備解析）	4- 1
1)	斜面安定計算の解析手法と手順	4- 1
2)	設計パラメータの決定方法	4- 3
3)	設計パラメータの算定	4- 9

4) 解析モデルの決定	4-26
5) 地下水位及び試験水路内の水位	4-32
6) 解析結果及び斜面勾配の決定	4-33
7) 試験水路の斜面の配置計画	4-40
4-2 円弧すべり面による斜面安定解析	4-42
1) 解析条件と設計パラメータの算定	4-42
2) 解析モデルの決定	4-43
3) 解析結果	4-49
4-3 有限要素法(粘弾塑性モデル)による斜面挙動のシミュレーション	4-54
1) 解析手法	4-54
2) 解析パラメータの決定	4-55
3) 解析モデルの決定	4-61
4) 解析結果と評価	4-69
5) Appendix	4-113
4-4 地盤改良工の設計	4-125
第5章 計測システムの設計	5-1
5-1 目的	5-1
5-2 計測項目及び計測計器	5-1
5-3 計測計器の配置計画	5-3
5-4 自動計測システムの構成	5-3
5-5 データ処理プログラムの構成	5-8
5-6 計測計器の設置方法	5-9
5-7 測定方法及び測定スケジュール	5-9
5-8 計測計器の仕様と設置位置	5-18
第6章 施工計画	6-1
6-1 施工条件及び施工順序	6-1
6-2 締切堤及び水替工事	6-1
6-3 仮設道路及び地盤改良工仮設工事	6-4
6-4 地盤改良工試験工事	6-10

6-5	地盤改良工事	6-14
6-6	掘削工事	6-36
6-7	土捨場工事	6-45
6-8	施工日程	6-47
第7章	工事費積算	7- 1
7-1	供与機材の調達	7- 2
7-2	事業費	7- 3
第8章	契約図書(案)	8- 1
8-1	工事契約書(案)	8- 2
8-2	工事仕様書(案)	8-40
第9章	添付図面	9- 1
その他添付資料		10- 1

第1章 基本方針

本プロジェクトのモデルインフラ整備事業の内容としては、軟弱地盤上に設けられる試験水路であるが、この試験水路はIECプロジェクトの一環としてその果たす役割は大きなものがある。即ち、試験水路は、軟弱地盤上に設置する施設等の計画、設計基準の作成に関するケーススタディを行うために建設されるものである。

従って、この主旨を踏まえたモデルインフラ整備事業とするよう今回の実施設計の基本方針における目的を下記のとおりとした。

この目的は、モデルインフラ整備事業によって設けられる施設における具体的なIECプロジェクトの協力内容を示すものでもある。

1) 事業の目的

- a. 軟弱地盤を掘削して設けられる試験水路の動態を観測するためのモニタリングシステムの確立
- b. 試験水路の動態の把握
- c. 円弧すべり面法による斜面安定解析法の適用性の検討
- d. 粘弾塑性モデルを用いた有限要素法(FEM)解析による挙動予測の検討
- e. 軟弱地盤の調査、設計に関する技術的示唆、勧告を得ること

2) 試験水路の設置場所

試験水路の設置場所は、RIDが用意したCharoenrajポンプ場の隣接地とする。
(バンコク東南約40km)

3) 試験水路の基本計画

試験水路は、上記の目的及び敷地等の条件を考慮して、4断面とし、無処理地盤に設ける水路と改良地盤に設ける水路からなるものとする。

無処理地盤の水路は、長期間の安定性及び短期間の安定性を試験する2つの断面から構成される。

改良地盤の水路は、残りの2断面とし、改良工法はこれまでに提案された三種の工法(サンドコンパクションパイル、グラベルコンパクションパイル及びソイ

ルセメントカラム)の中から工事費、改良効果等を比較検討した上で選定することとする。なお、改良工法は非常に多くの工法があるので、その中の一例として実施するものである。

4) モニタリングシステム

モニタリングシステムは、自動計測によるモニタリングシステムと測量による観測、調査からなるものとする。自動計測装置は、試験施設内に設置され、計測されたデータを現地で記録するものとする。

なお、自動計測装置は、機材として購入されるものである。

第2章 試験水路の概要と目的

2-1 試験水路の位置と現況

試験水路の建設は、RIDが準備したバンコク市中心部より直線距離で約40km、南東の海岸部の用地で行う。現場は、ほぼ北緯13°30'，東経100°45'でタイ湾の海岸線より約600m内陸に位置し、行政的には中部タイ、サムットブラーカーン県に属している。

この用地は近隣するチャロエンラポンプ場建設時に取得したもので、現在はポンプ場の管理職員の宿舎等に利用されている。

図-2.1.1に示される様に、プロジェクト予定地はほぼ四角形で、面積は約1.5ha、北方は国道3号線、西方はチャロエンラポンプ場と排水路、東方には民営のエビ養殖場に接している。この用地より上記の排水路沿いに巾約50mで、海岸まではRID用地となっている。この排水路沿いの用地には、ポンプ場建設に設けられた工事用道路の跡が見られるが、ほとんどがすべり破壊を起こし、原形をとどめていない。

プロジェクト予定地の標高はEL1.75~EL0.13mで、そのうち標高ではほぼEL1.00m以下の地盤は潮位の影響を受け、常時海水でおおわれている。

土質調査、試験結果に基づいて作成した予定地の地質状況は、図-2.1.2及び2.1.3に示す通りである。

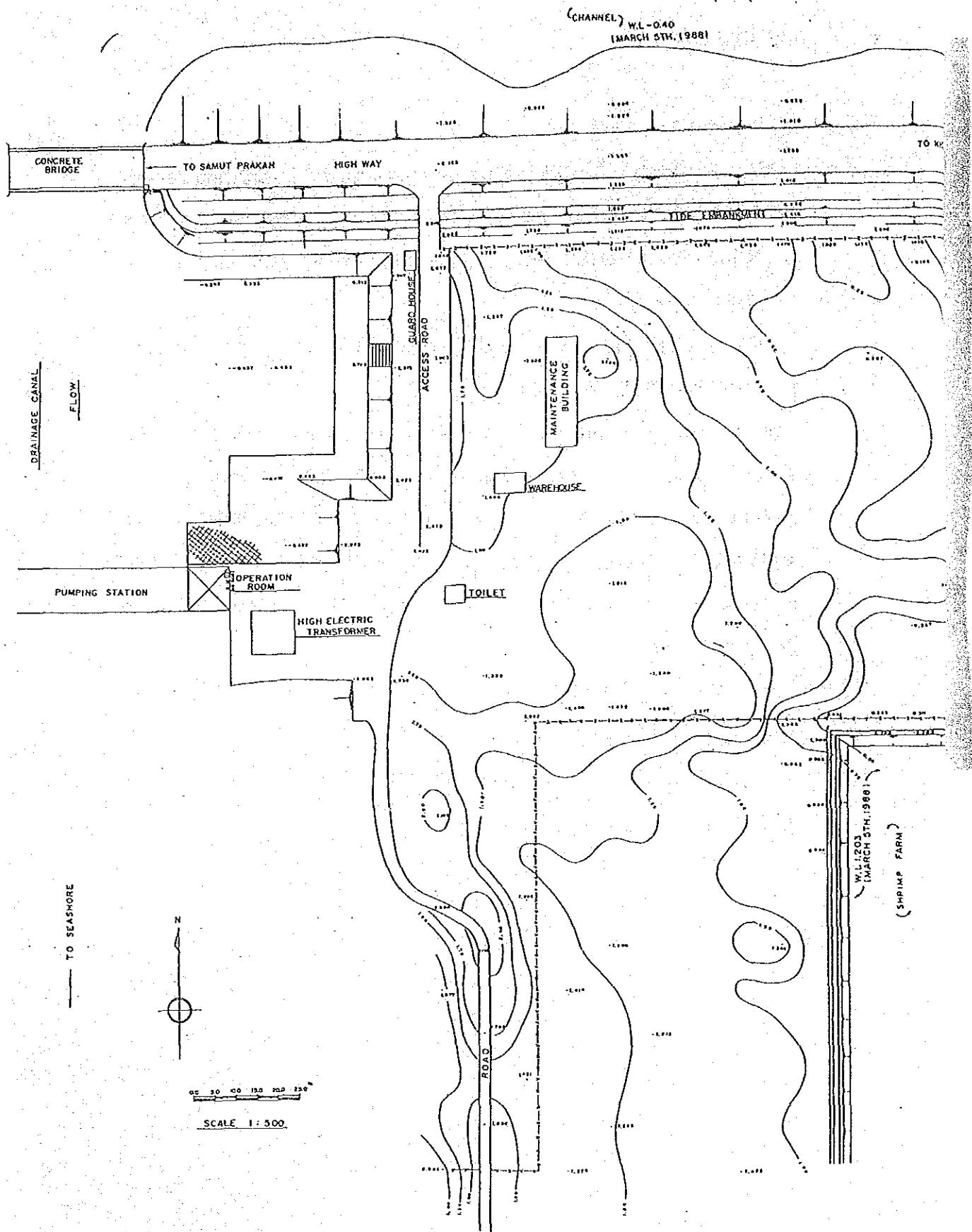


図 2. 1. 1 プロジェクトサイトの地形

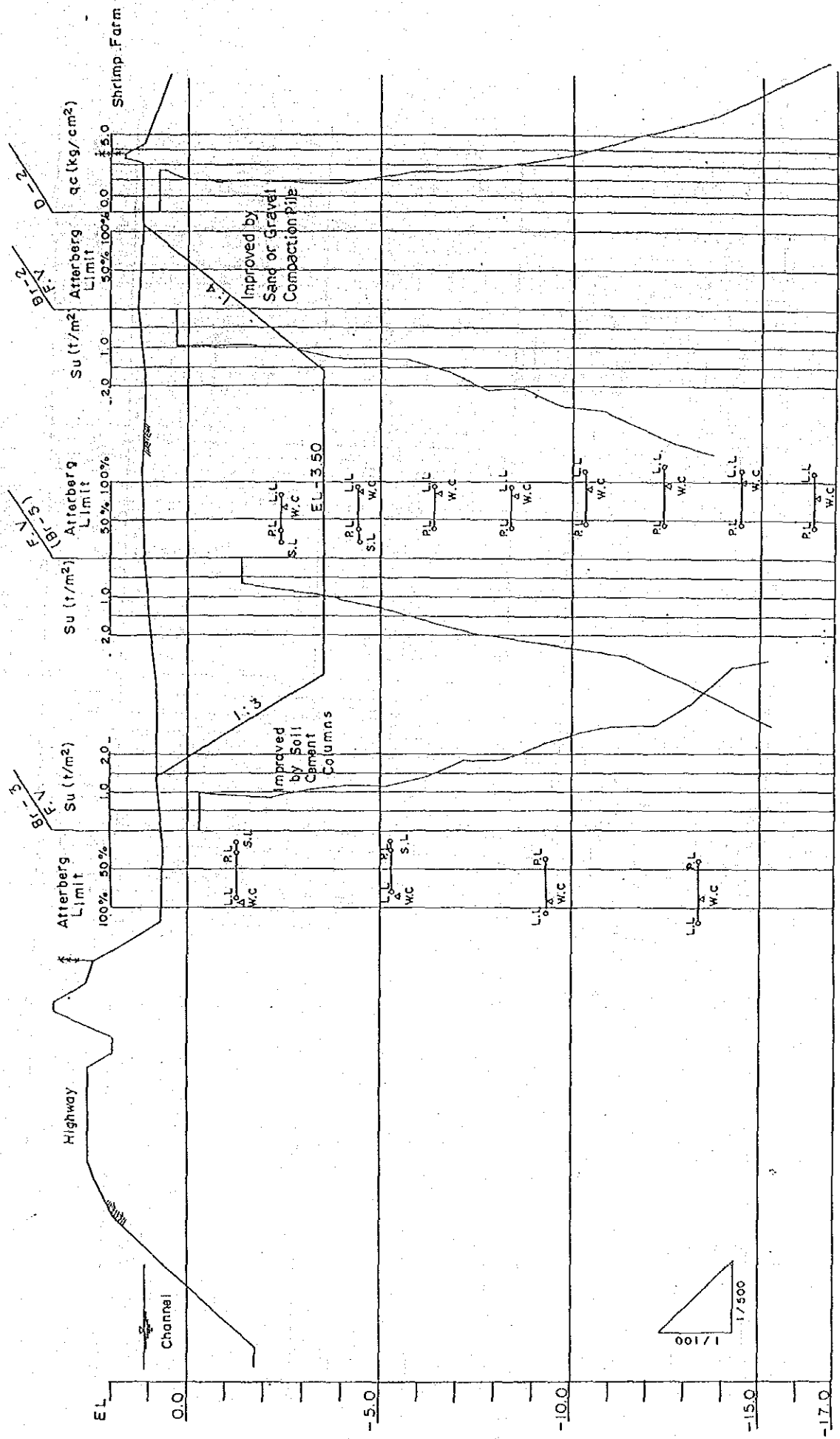


図 2.1.2 プロジェクトサイトの地質概要(1)

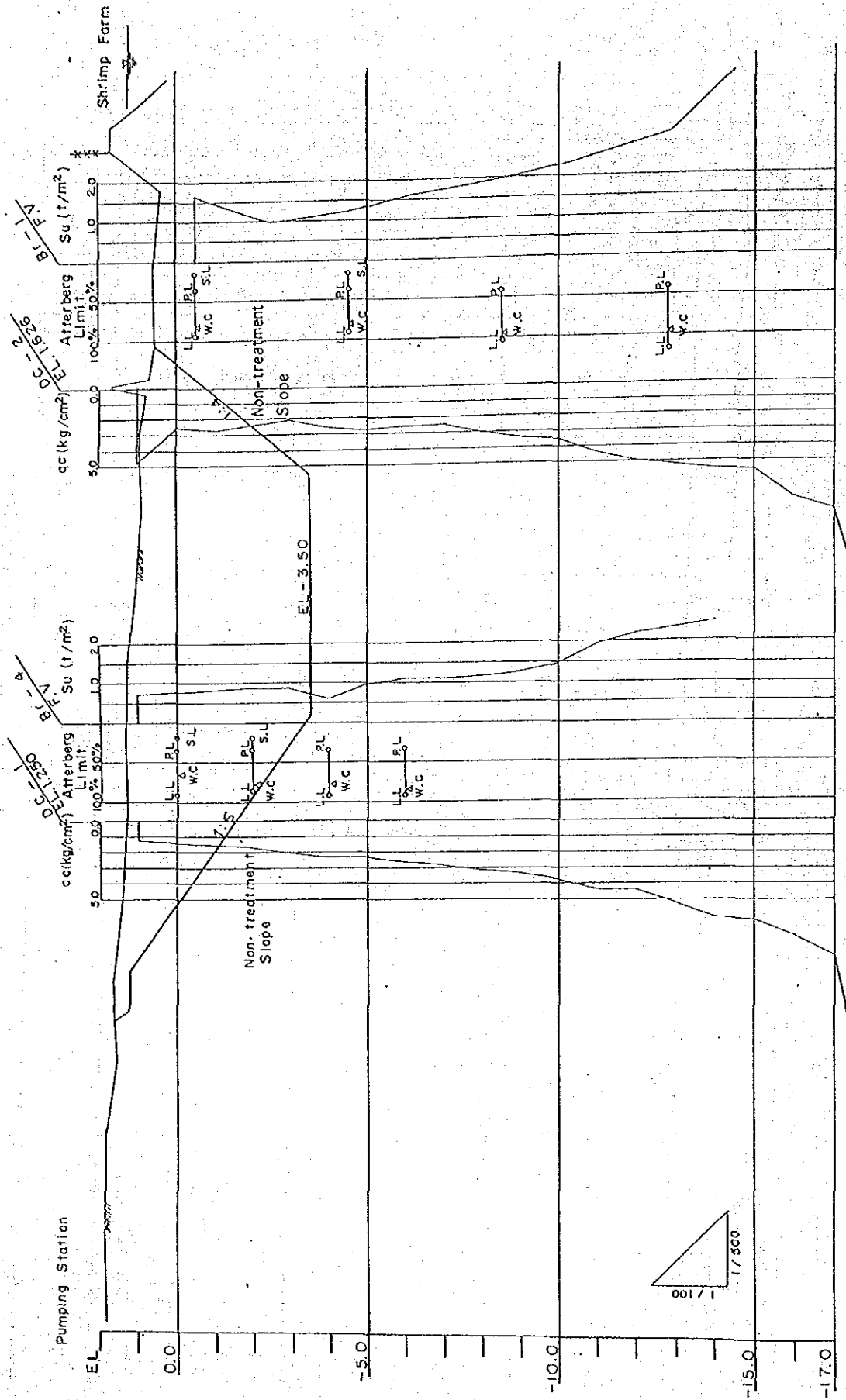


図 2.1.3 プロジェクトサイトの地質概要(2)

2-2 試験水路の目的と形状

本試験水路建設は、1-2に示した基本方針に従い、軟弱地盤の掘削に伴う地盤挙動を観測し、今後の設計調査に対する指針，提案を行うことを目的として行なわれるもので、用地の広さ及び工事費の制約と用地を囲む既設構造物の安全を考慮し、次の4断面形状を持つ試験水路を計画する。(図 4. 1. 1 参照)

- 試験水路掘削深さ : $H=4.0\text{m}$ (但し、水路敷標高 $\text{EL}-3.50\text{m}$)
- 無処理断面 : 2断面
短期安定を観測する斜面及び長期安定を観測する斜面
- 改良断面 : 2断面
国道3号線の安定を図る工法を用いた斜面及び改良効果を観測する斜面

第3章 土質調査・試験

本実施設計調査に必要な土質データを得る為、次の様な土質調査・試験がRID及び Siam Testing Soil Co.によって行なわれた。

3-1 原位置試験

1) 試験の目的

a. ダッチコーンテスト

ダッチコーンテストは、コーンの貫入抵抗を調べることにより土層の性状を探查することであり、この調査結果は地盤の非排水粘着強度とコーン支持力との相関を出す為にも利用される。

b. フィールドベーンテスト

粘土のせん断強さを測定するには、乱さないサンプリングを行ない、その試料を使って実験室で圧縮あるいはせん断試験を行えばよいが、その粘土が軟弱であると、サンプリングの際に乱されやすいし、外に取り出すと周囲の応力状態が一変するので原位置の粘土の持っている強さの一部が失われてしまう。それで地下の土層から試料を取り出すことなく、もともとの位置、深さの状態粘土のせん断強さを測定するのがフィールドベーンテストである。

フィールドベーンテストはベーンの高さと巾の比を変えて試験することにより、せん断強度の異方性を知ることが出来、又、練り返した状態で試験することで鋭敏比を出すことが出来る。

c. サンプリング

室内試験を行う為の試料の採取をボーリングホール孔を利用し、シンウォールサンブラにて行う。

2) 調査数量

現位置試験の調査数量は表-3. 1. 1に示す通りである。

また、調査位置は図-3. 1. 1に示す。

3) 調査結果

調査結果のまとめは、図 3. 1. 2～図 3. 1. 7 に示す通りである。

3-2 室内試験

1) 試験の目的

a. 物理試験

物理試験により、粘土の物理的性質及び安定解析と F E N 解析に使用する設計パラメーターと物理的性質の相関関係を示すことが出来る。

b. 力学試験

i) K_0 圧密三軸試験

現場の圧密非排水条件で軟弱地盤上で発生する応力状況を再現する目的で K_0 圧密三軸試験を行ない、円弧すべり面法による解析にはこの試験結果を用いる。

また、粘弾塑性モデルを用いた F E N 解析に用いる 9 つの設計パラメーターも同様にこの試験結果より求める。

ii) 圧密試験

粘弾塑性モデルを用いた F E N 解析に用いる 3 つの設計パラメーターはこの試験結果より求める。

また、円弧すべり面法による解析に用いるせん断強度の決定には圧密試験結果を参考に現地盤の圧密と膨潤を考えて決定する。

c. 化学試験

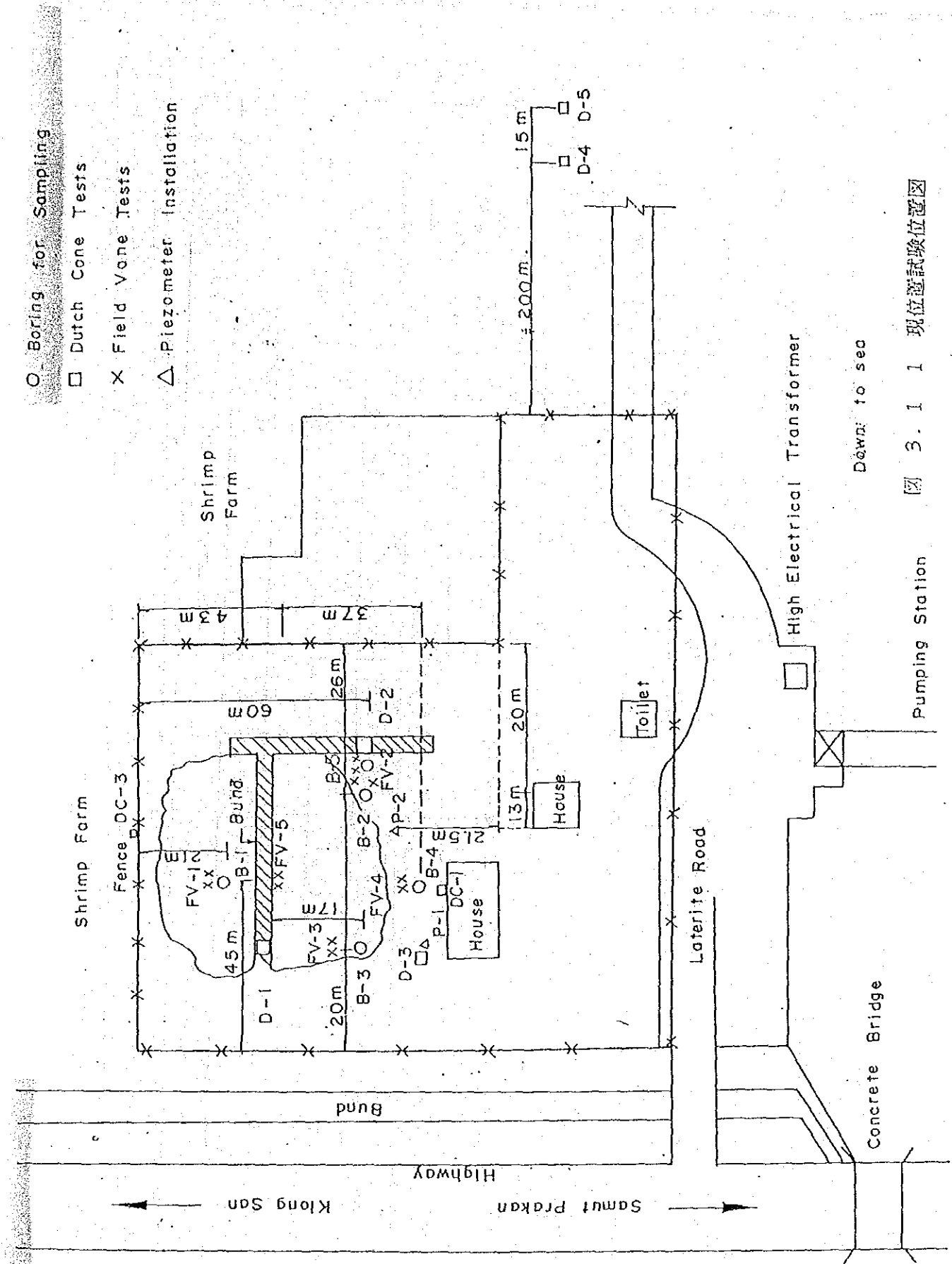
化学試験により得られる化学的性質、主として溶脱及び化学的膨潤は斜面の長期安定解析に用いることができる。

2) 試験数量

室内試験の数量は表 3. 2. 1 に示す通りである。

3) 試験結果

調査結果のまとめは、図 3. 1. 2～図 3. 1. 7 に示す通りである。



○ Boring for Sampling

□ Dutch Cone Tests

× Field Vane Tests

△ Piezometer Installation

圖 3. 1. 1 現位試驗位置圖

表 3. 1. 1 現位地質試驗調查數量

Items	Thin Wall Sampling by Boring					Field Vane Tests (2 Holes / Location)					Dutch Cone Test	
	Br-1	Br-2	Br-3	Br-4	Br-5	Near Br-1	Near Br-2	Near Br-3	Near Br-4	Near Br-5		FV-5
Depth from GL												
-1.0 (m)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	DC-1 } DC-2 } at the Project DC-3 } site Depth : 20m Measuring : at every 1.0 m
-3.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
-5.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
-7.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
-9.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
-11.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		D-1 } D-2 } at the Project D-3 } site
-13.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
-15.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
-17.0					○							D-4 } D-5 } at the sea side Depth : 20m Measuring: at every 20 cm
-20.0												
Amount	8	8	8	8	9	16	16	16	16	23	16	
Total	41 Samples					103 Times					8 Places	

表 3. 2. 1 室内試驗數量

Items	Physical Properties of Soil							Mechanical Tests					Chemical Properties		Physical Properties of Sand			
	① Specific Gravity ② Natural Moisture C. ③ Wet Density ④ Grain Size ⑤ Liquid Limit ⑥ Plastic Limit ⑦ Shrinkage Limit							Triaxial Compression Consolidation Tests					1 PH 2 Chloride C. 3 Sulfate C. 4 Organic M. 5 Salinity 6 Mineral C.					
	Br-1	Br-2	Br-3	Br-4	Br-5	Br-1	Br-3	Br-5	Br-1	Br-3	Br-5	Br-1	Br-2					
Depth from GL (m)								CKoUC										
-1.0	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	Sand taken from Mae Klong river and Chao Phya river.
-3.0	①~③			①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
-5.0	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	①~⑦	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
-7.0	①~③	①~③		①~⑥	①~⑥	①~⑥	①~⑥	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
-9.0	①~⑥	①~⑥	①~⑥		①~⑥	①~⑥	①~⑥	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
-11.0	①~③	①~③		②,③	①~⑥	①~⑥	①~⑥	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
-13.0	①~⑥	①~⑥	①~⑥		①~⑥	①~⑥	①~⑥	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
-15.0	①~③	①~③		②,③	①~⑥	①~⑥	①~⑥	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
-17.0					①~⑤	①~⑤	①~⑤											
Amount	8	7	4	6	9	8	4	8	8	4	8	4	4	4	4	4	4	
Total	34 Samples							20 Samples					21 Samples		8 Samples		4 Samples	

Remarks ; ○^x : One cycle & secondary consolidation
 ○[⊙] : Two cycle & secondary consolidation

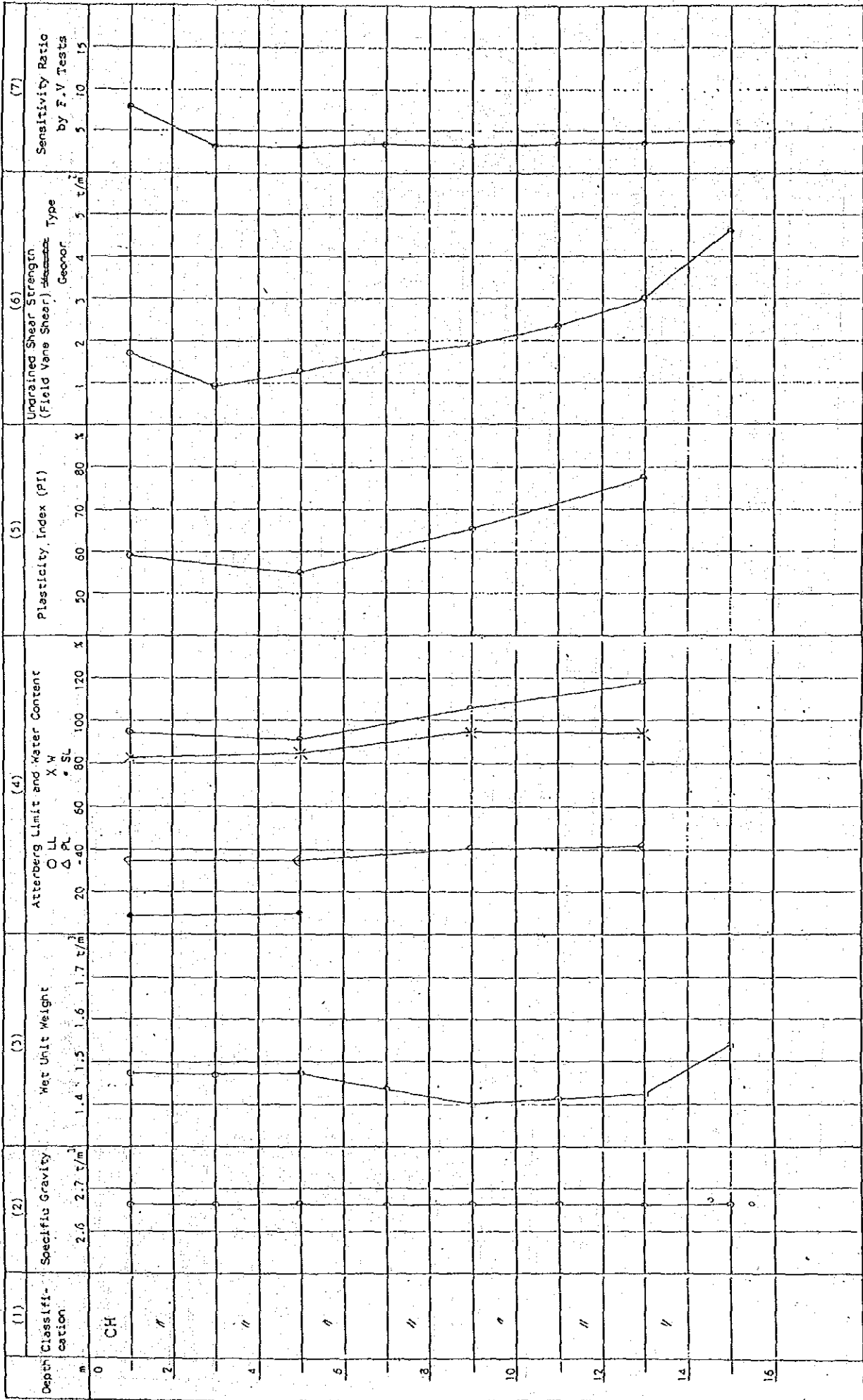


表 3. 1. 2 調査・試験結果のまとめ (B r -- 1)

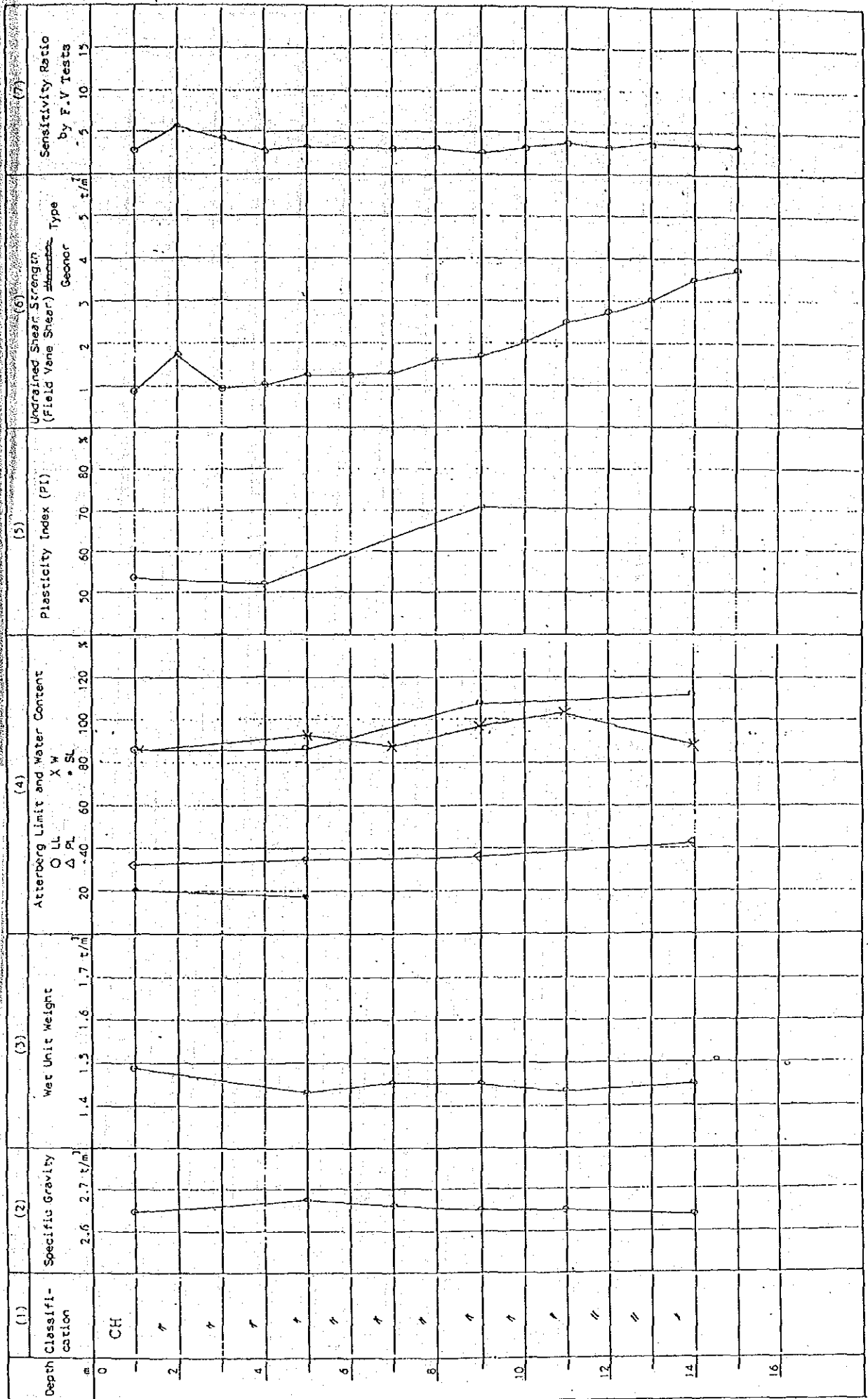


図 3. 1. 3 調査・試験結果のまとめ (B r - 2)

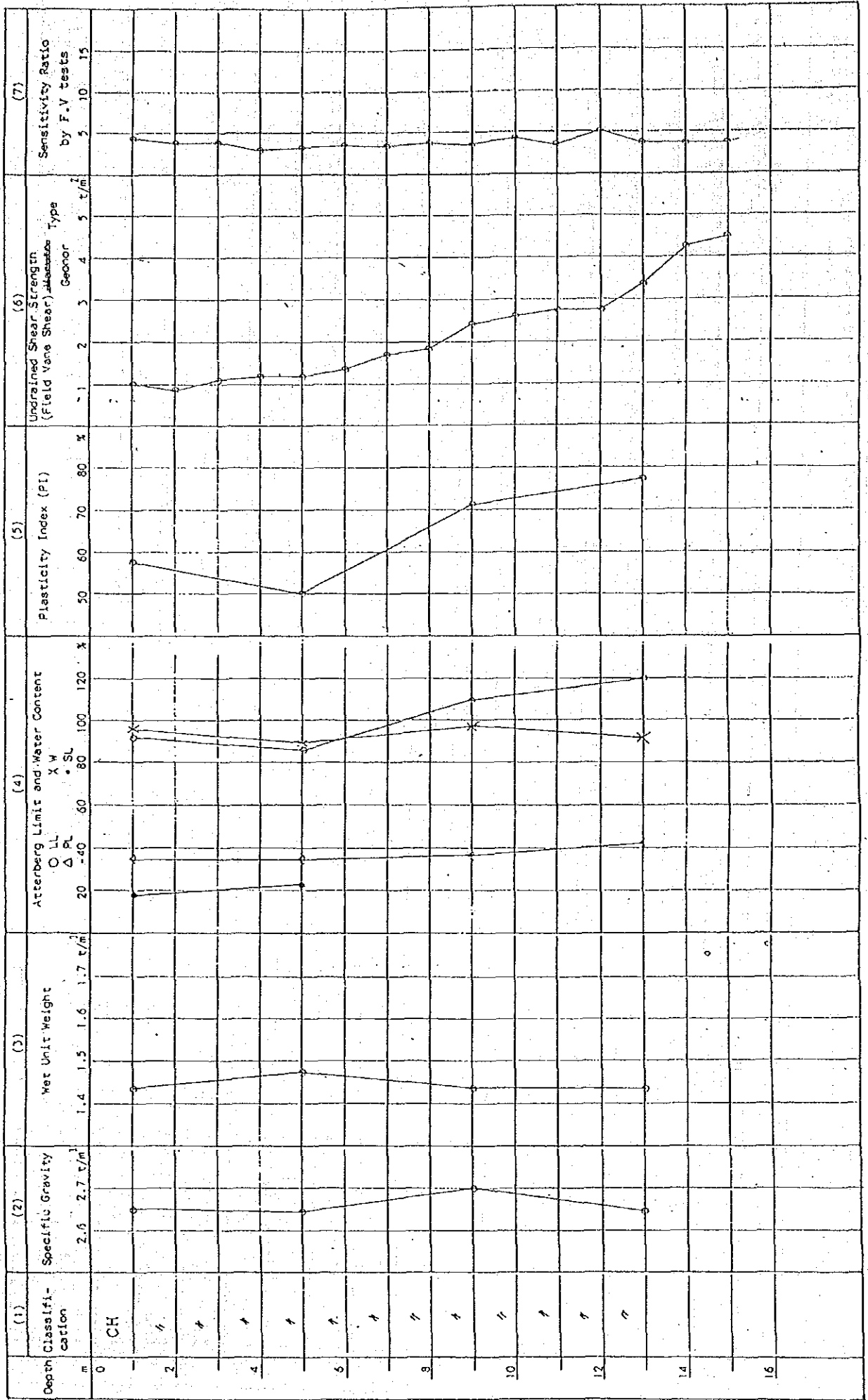


図 3. 1. 4 調査・試験結果のまとめ (B r - 3)

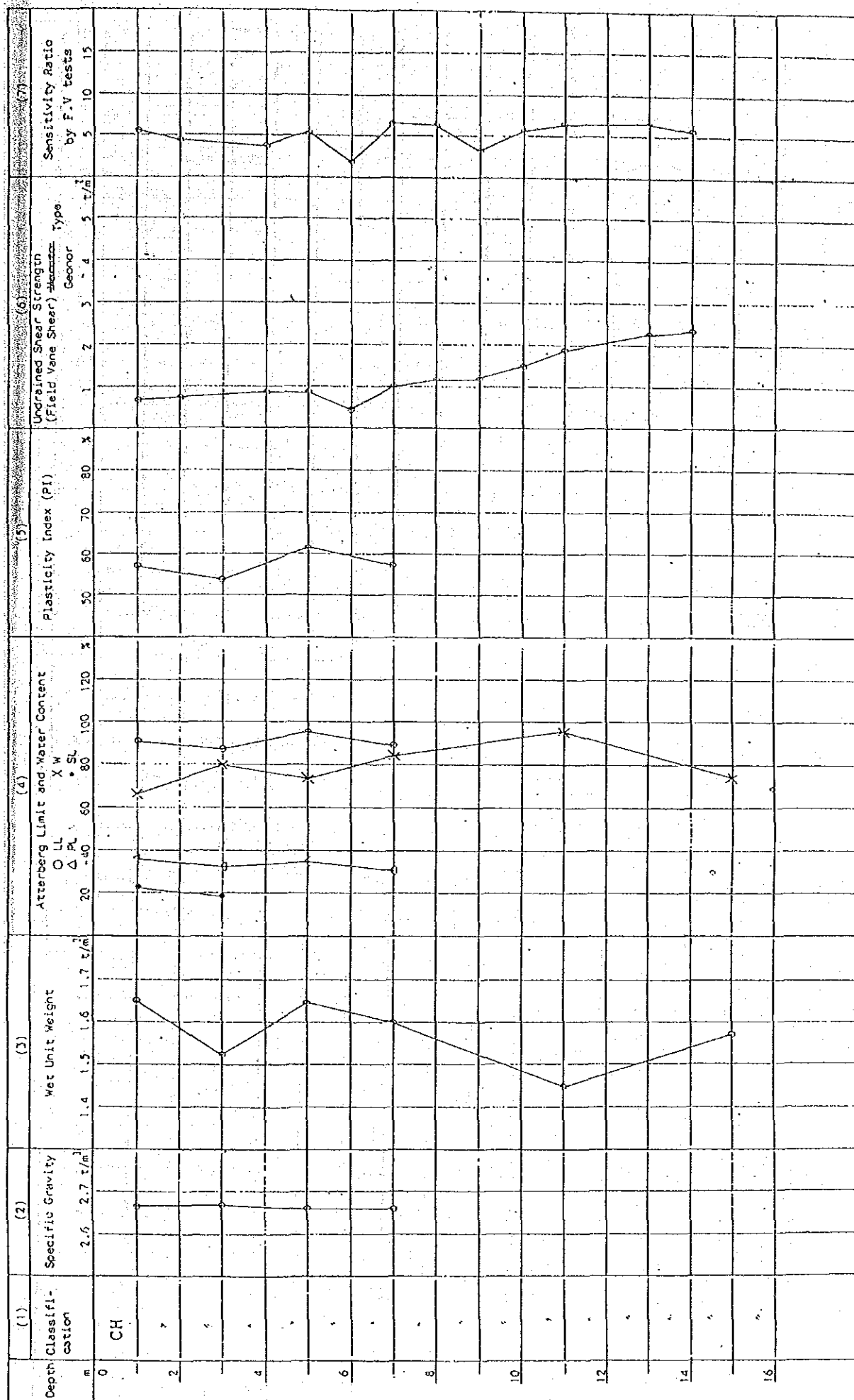


図 3. 1. 5 調査・試験結果のまとめ (Br-4)

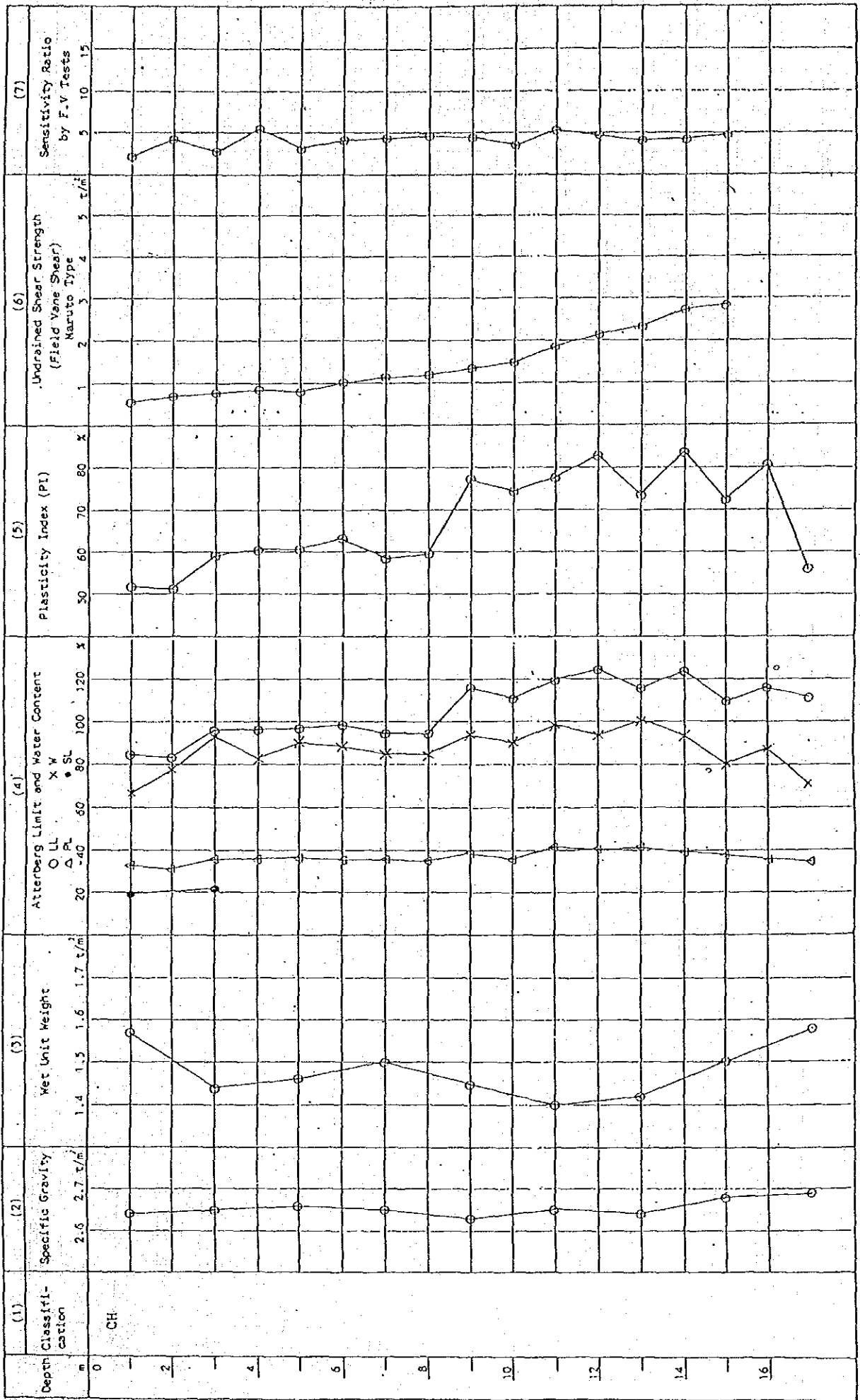


図 3. 1. 6 調査・試験結果のまとめ (Br-5)

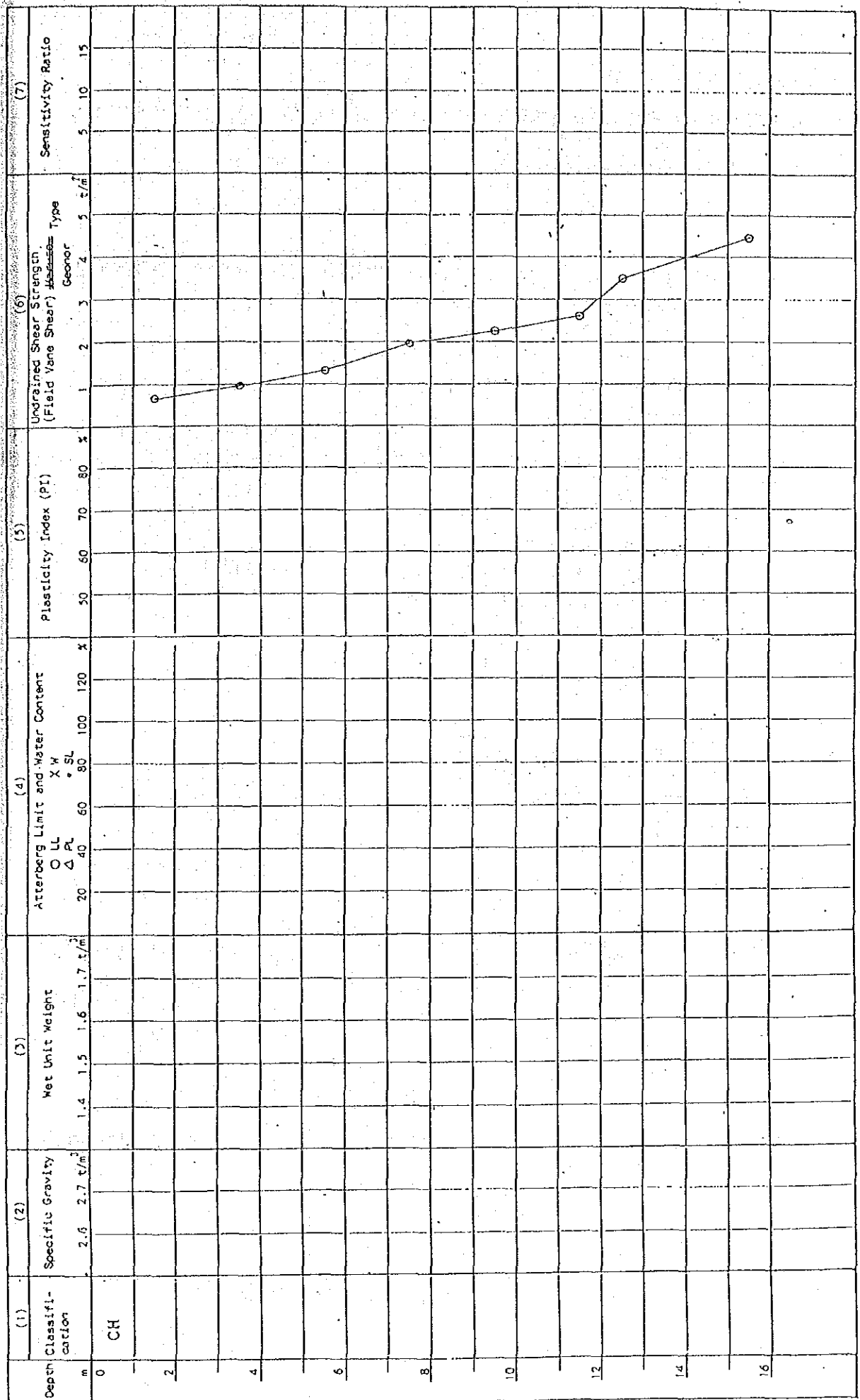


図 3. 1. 7 調査・試験結果のまとめ (FV-5)

3.3 土質調査・試験の評価

現位置における調査・試験及び室内試験データの整理、評価についてそのフローチャートを図 3.3.1 に示す手順で実施する。

現位置調査試験及び室内試験データの整理 (深度別) フローチャート

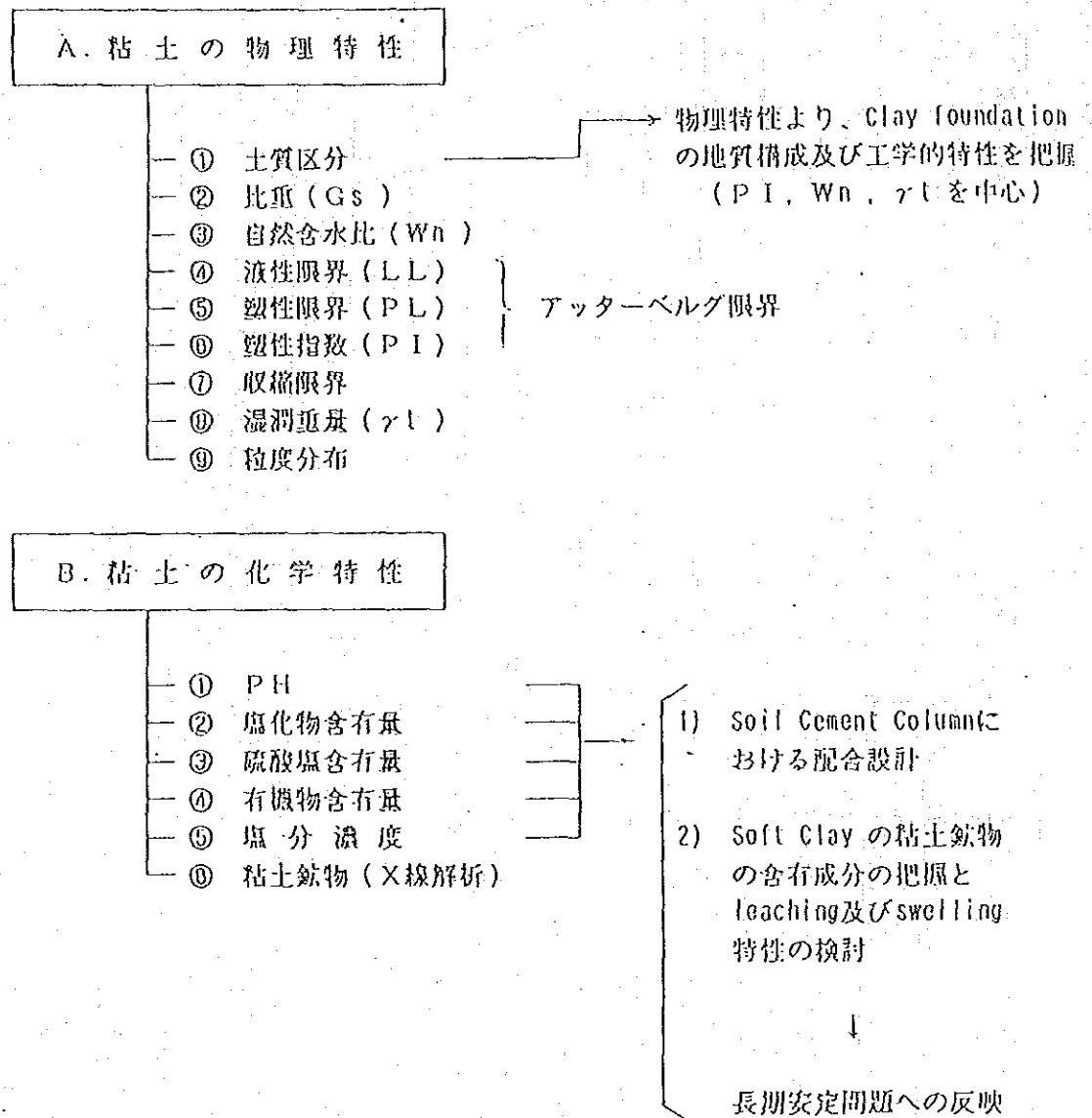


図 3.3.1 (1) 現位置調査試験及び室内試験データの整理

C. Mechanical Properties for Soil

① Field Vane tests

② Vane Cone tests

③ Consolidation tests

i) $\alpha = 0.434 \cdot \frac{-dv}{d(\log t)}$

ii) $\alpha = 0.434 \cdot \frac{C\alpha}{1+e_0}$
 $= \frac{0.434}{1+e_0} \cdot \frac{-de}{d(\log t)}$

④

④ C_{K_0}, UC tests

- 1) SIS, Harutoのdataの相違
- 2) ZII, ZVの検討
(H/D = 1:1, 2:1)
- 3) P1と Bjerrum's fodorとの相関

- 1) C_c, C_s の検討
- 2) m_v, C_v のplot
- 3) 二次圧密係数 α_0
- 4) 体積ひずみ速度 v_0
(t_{100})の算出
- 5) Pre-consolidation Pressure σ'_{vc} のplot及び値チェック
- 6) 間隙比の e_0 のplot
- 7) $e \sim \log_{10} P$ curvesのplot及び σ'_{vi}

↓
rebound (expansion) を検討すべき σ'_{v0} の値

↓
掘削によるOCR値

- 8) 現況地盤 (掘削前) のOCRの深度別plot
- 9) K_0 値) の算出
 K_i 値

↓
理論値との対比 (限界状態モデル)

- 10) 初期透水係数 k_0

- 1) $C', \phi', \Delta f$ の深度別plot
- 2) $q' \sim P'$ plane における stress path

↓
i) 限界応力比 M
($\leftarrow c_u M = (q'/p')_{crit}$)

ii) Dilatancy coefficient D

$$D = \frac{\lambda - K}{(1 + e_0) \cdot M}$$

(e_0 : 初期間隙比)

各力学パラメータの深度別分布図の作成

図 3.3.1 (2)

1) 粘土の物理特性

粘土の物理特性について試験結果より以下の図 3.3.2 に結果を示す。バンコク郊外の Proposed New Airport Area のバンコク・クレイの物性も合わせて比較した。

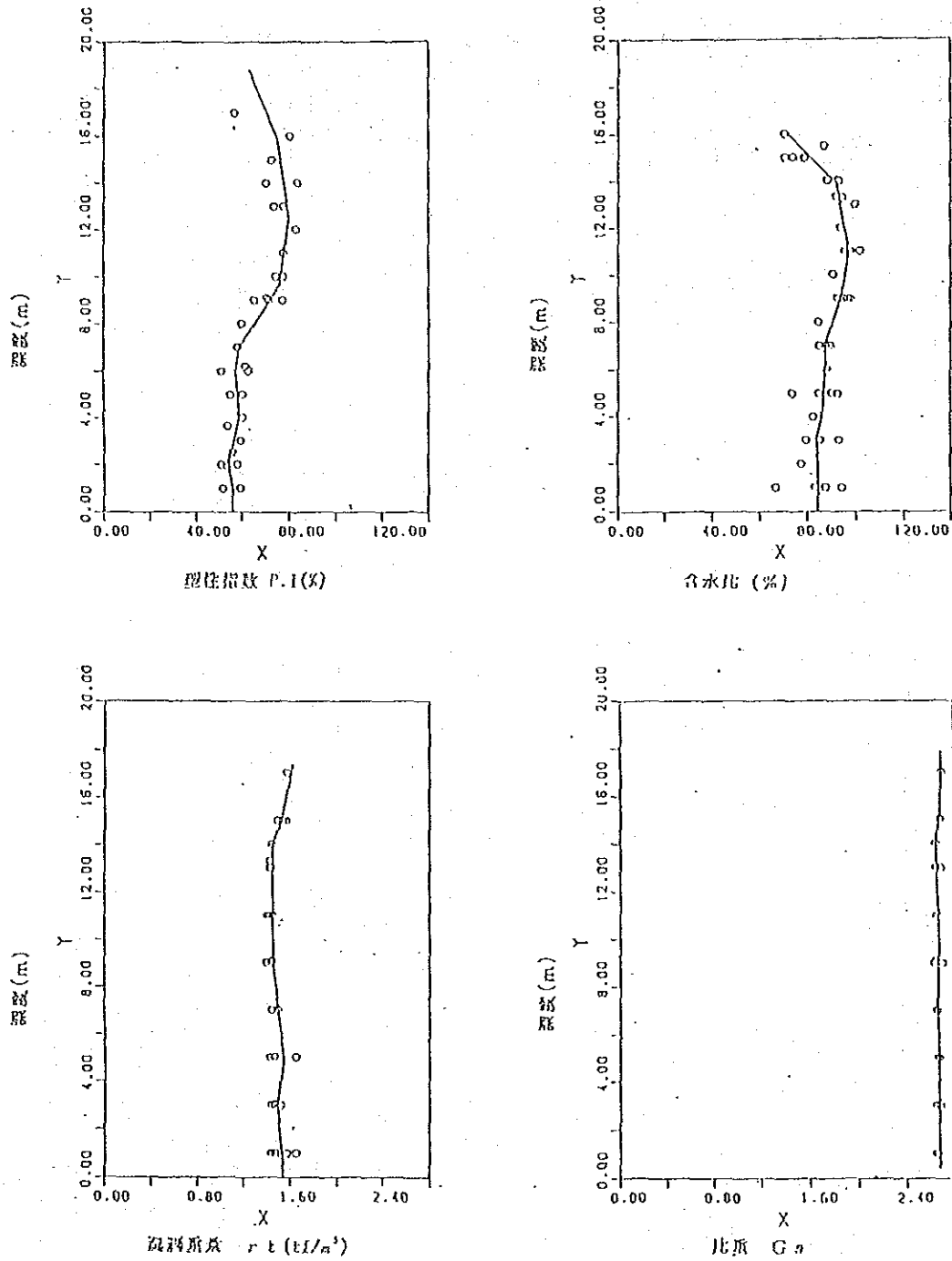


図 3.3.2 試験サイトの物理的性質

表 3.3.1 粘土の物理特性

土質物性	試験サイトのバンコク・クレイ	他地区のバンコク・クレイ ^{*1}
土質分類	CH	CH
比重G _s	2.62 to 2.70	2.65 to 2.70
液体限界(%)	86.0 to 120.0	70.0 to 130.0
塑性限界(%)	32.0 to 42.0	40.0 to 60.0
塑性指数(%)	50.0 to 80.0	30.0 to 50.0
湿潤重量	1.40 to 1.65	1.45 to 1.70
自然含水比	65.0 to 100.0	70.0 to 110.0
先行圧密時の間隙比	1.70 to 2.70	2.00 to 3.00

*1 「バンコック粘土と有明粘土の土質工学的諸問題」に関する国際交流セミナー（1987年7月）の「バンコック粘土有明粘土の基本的性質」においてDr.Surachat発表。

位置的には、試験サイトは、海岸線にあるのに比べ Proposed New Airport Areaは図に見られるように 内陸的となるため、地質特性がやや異なり、塑性指数P.I(%)は、試験サイトの方が20～30%前後高くなっている。このことは4章で述べるようにフィールドペーンテストによる非排水強度 S_u の補正に大きく影響する。その他の影響は、良く似た傾向を示している。

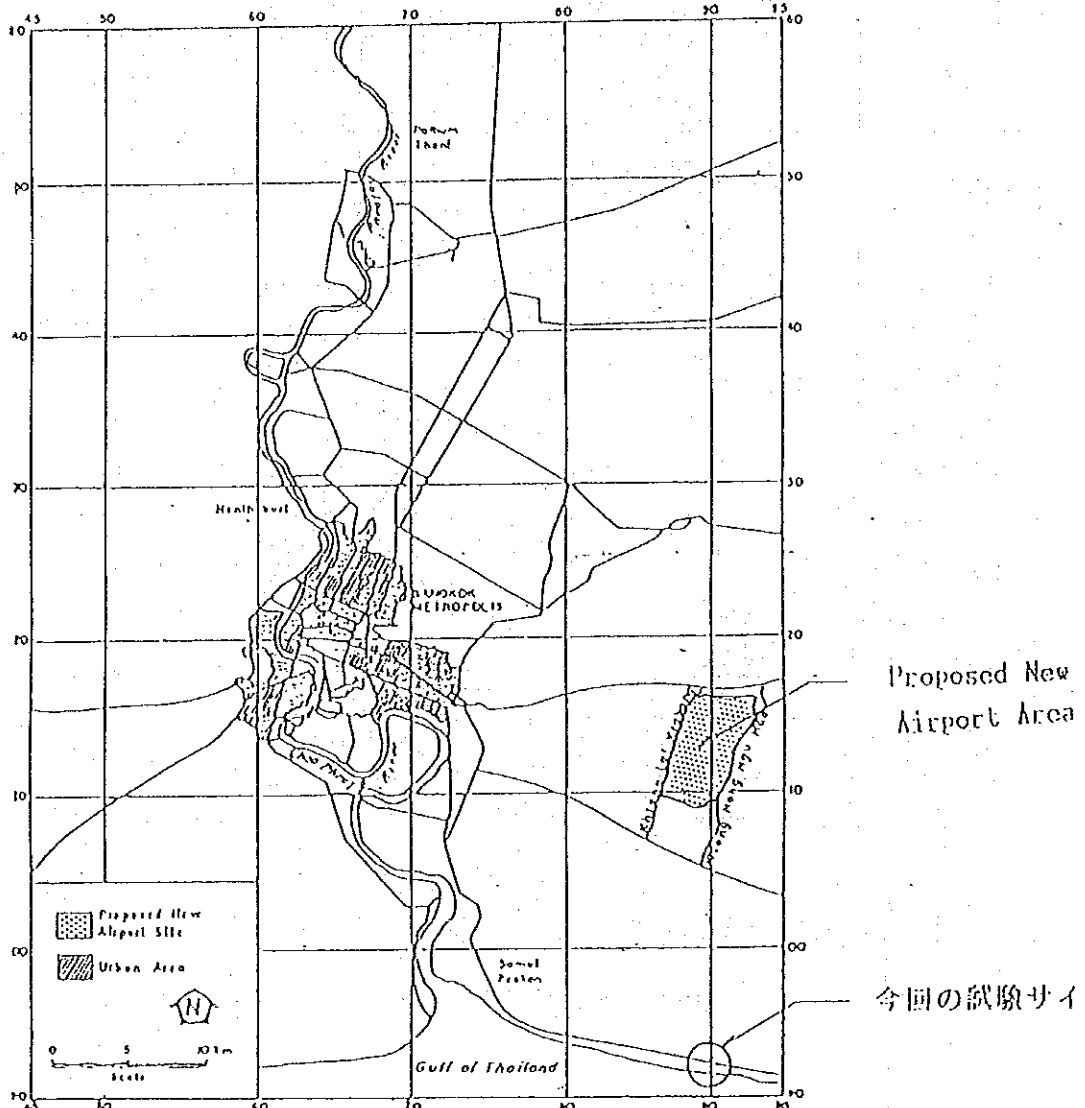


図 3.3.3 試験サイトと Proposed New Airport Area位置比較図

2) 粘土の化学的特性

試験サイトにおけるバンコク・クレイの化学的諸特性について、ボーリングNo.1及びNo.2のデータは下表 3.3.2 のようになる。

表 3.3.2 化学的性質

Boring No.	Sample No.	Depth, m	pH	Salinity ppt	Cl ⁻ ppm	So ₄ ppm	O.H. %	Remark
B-1	PST-1	1.00-1.00	6.7	26	14576	400	4.1	in the ponded area
	PST-3	5.00-5.00	7.2	21	11162	268	2.9	
	PST-5	9.00-9.00	7.0	16	9291	345	3.5	
	PST-7	13.30-14.10	7.9	14	7616	365	3.6	
B-2	PST-1	1.00-1.00	7.6	23	11000	91	3.0	on land
	PST-5	5.00-5.00	7.4	22	13101	31	2.9	
	PST-9	9.10-9.90	7.1	12	9430	30	3.2	
	PST-14	14.00-14.00	8.3	14	7731	90	3.7	

PHについては、6.7～8.3の範囲であり、表層部は弱酸性を示している。よって、石灰あるいはセメントの添加により、PHを高めることで粘性度の性質を著しく改善することが可能である。

次に、塩分濃度は表層部から深部へ下がるにつれて26～14 pptと減少する。これより、リーチングの影響はそれほど心配ないものと思われる。

有機物含量 (OM%) については、2.9～4.8%であり、表層部 (深度 1.0～2.0付近) で高い値を示す。

ソイルセメントコラムの配合設計の際、このことを考慮する必要があるだろう。

また、X線回折による結果を図 3. 3. 4 に示す、この結果だけでは粘土鉱物の主成分が断定しがたいが、スペクトルの分布形状から、イライト系の粘土ではないかと考えられる。これより、モンモリロナイト系の粘土ほどの吸水膨脹はないものと思われる。

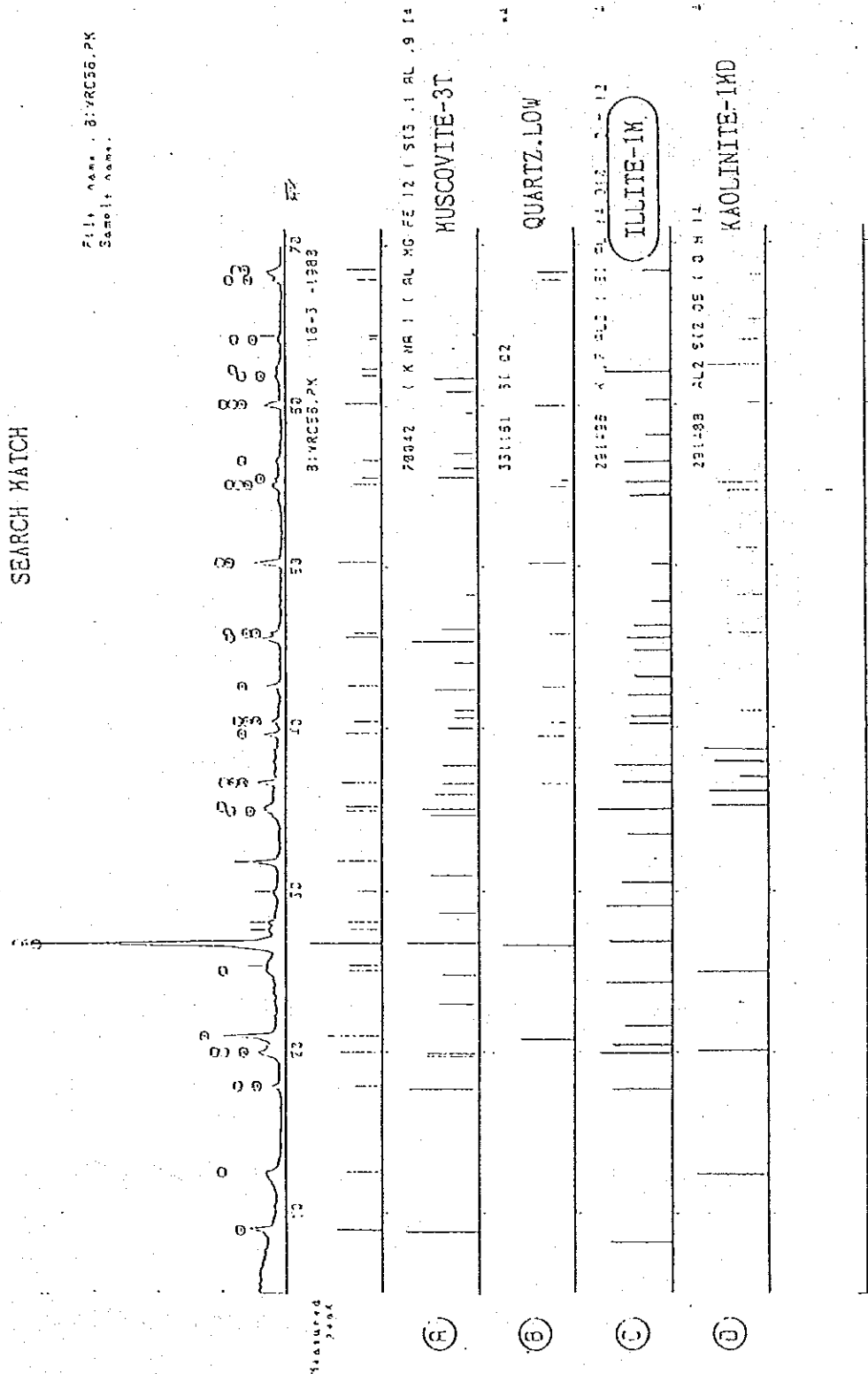


図 3. 3. 4 X線回折によるスペクトル

3.) 粘土の力学的特質

力学特性としては、フィールドベーン試験、ダッチコーン試験及び標準圧密試験さらに k_0 三軸圧密試験を行ない試験位置のバンコク・クレイの非排水強度、及び q_u 値及び圧密特性（膨張指数 C_s , 圧密指数 C_c , 初期間隙比 e_0 ）等について以下に検討する。

① フィールドベーン試験 → 非排水強度 S_u

フィールドベーン試験結果の深度分布とその平均値を図 3. 3. 5 に示す。これを見ると表層部で乾燥収縮とagingのため、やや強度が大きく出ている。又、深度 2~3 m より以深で深度 14 m 程度までは、ほぼ直線的に強度が増加しており、均質の粘土層と考えられる。

強度としては、前述のProposed New Airport Area に比べ、小さく海岸線沿いのマリソクレイの特性を示していると考えられる。

② ダッチコーン試験 → コーン買入抵抗値 q_c

図 3. 3. 6 に示すように、試験点 D1~D5 間での結果はほとんど同傾向を示し、フィールドベーン試験結果と同様、テストサイトの水平方向の強度特性はほぼ均一であると考えられる。又、深度 18 m 付近よりStiff Clayの存在がみられる。

③ 標準圧密試験

3-2 で示したように、各深度毎のBoring 1, 3, 5 について圧密試験を実施している。これらの結果より以下のfactorを深度別にプロットしたものが図 3. 3. 7 ~ 9 である。

- 1) 間隙比 e_0 (先行荷重時)
- 2) 先行荷重 σ'_{v0}
- 3) 圧縮指数 C_c
- 4) 膨張指数 C_s
- 5) 圧密係数 C_v (cm^2/s)
- 6) 体積圧縮係数 m_v (cm^2/s)
- 7) 透水係数 k ($=m_v C_v \gamma_w \cdot 10^{-8} \text{cm/s}$)

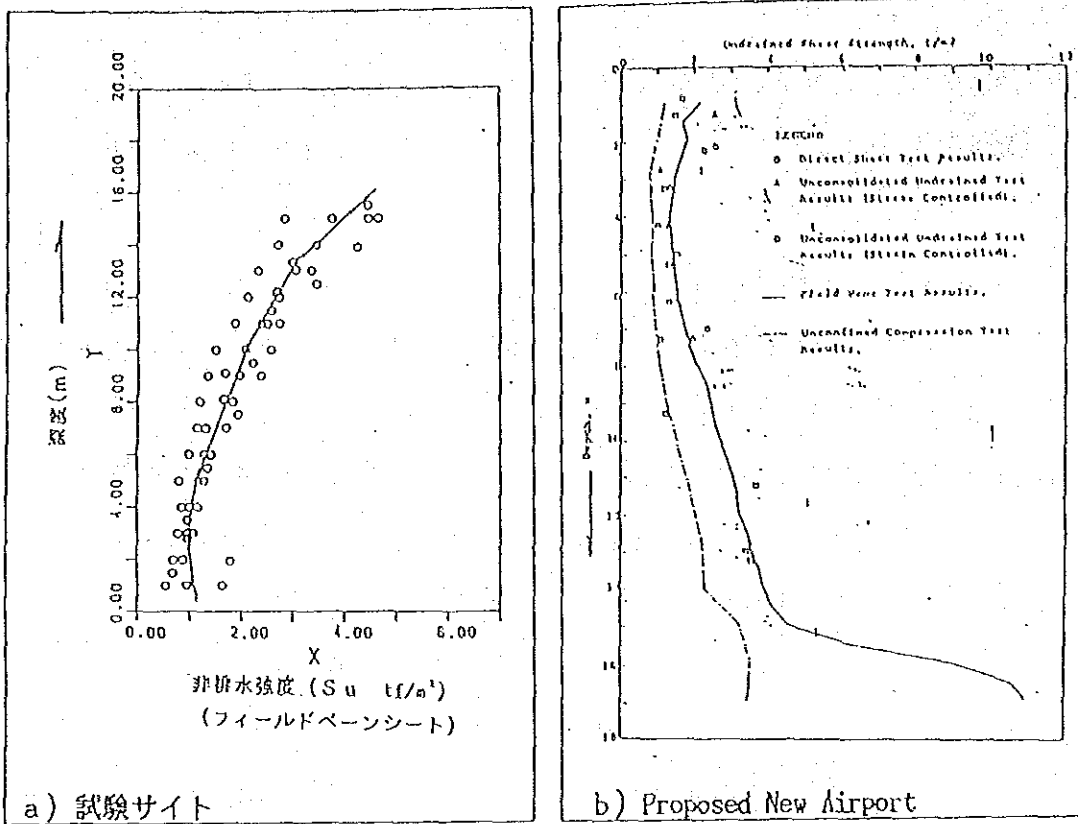


図 3.3.5 フィールドベーン試験による非排水強度 S_u

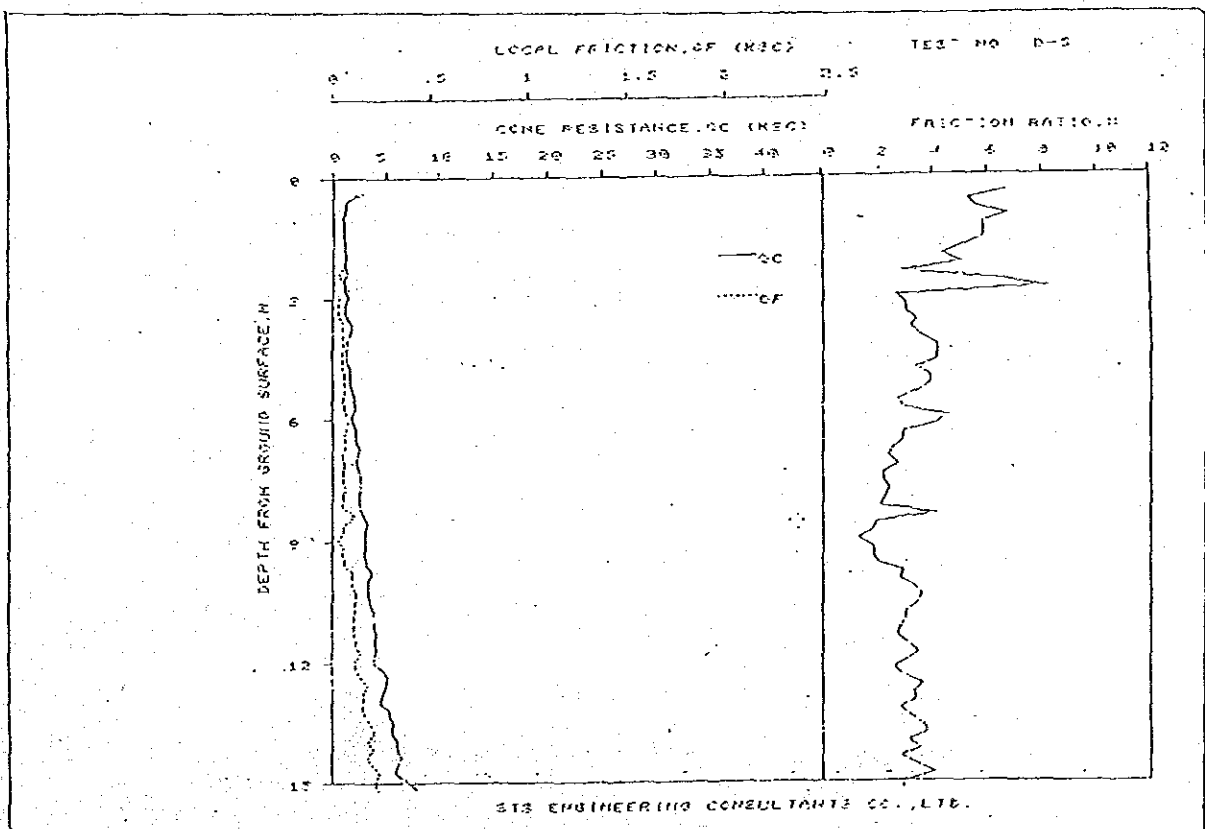


図 3.3.6 ダッチコーン貫入抵抗値 q_c

図 3.3.7より初期間隙比 e_0 は深度3.0~8.0mで、2.4を越えており、やや大きく他の層に比べ、非排水強度がやや弱い可能性がある。又、透水係数は、図 3.3.8より 10^{-7} cm/secのオーダーであり全般に小さい値を示す。

又、圧縮指数、膨張指数、圧密係数及び体積圧縮係数は、図 3.3.9 に示す通りであり、これらの諸係数値は、マリン・クレイとしては、妥当なオーダーであろうと考えられる。

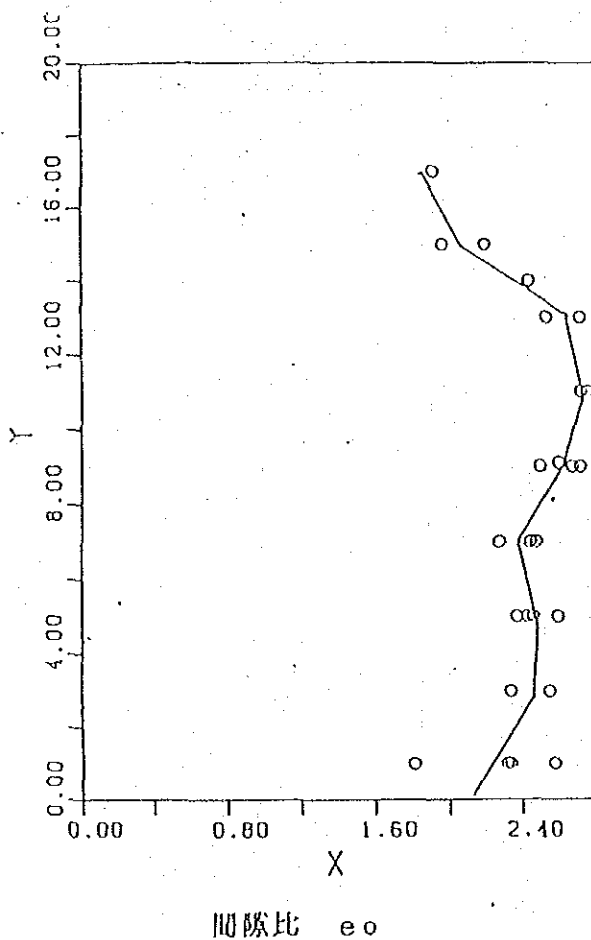


図 3.3.7 間隙比 e_0

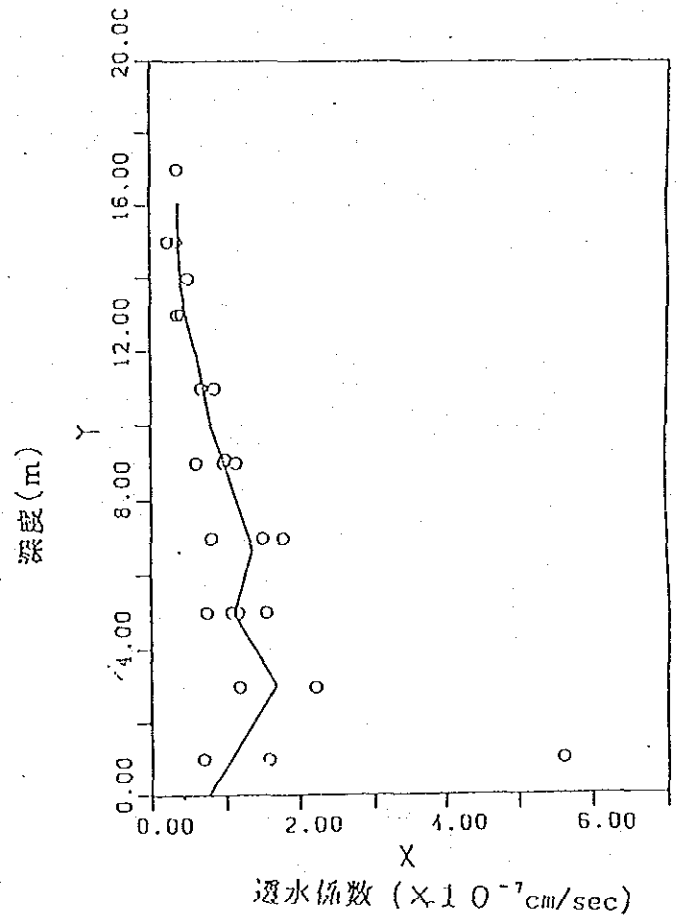
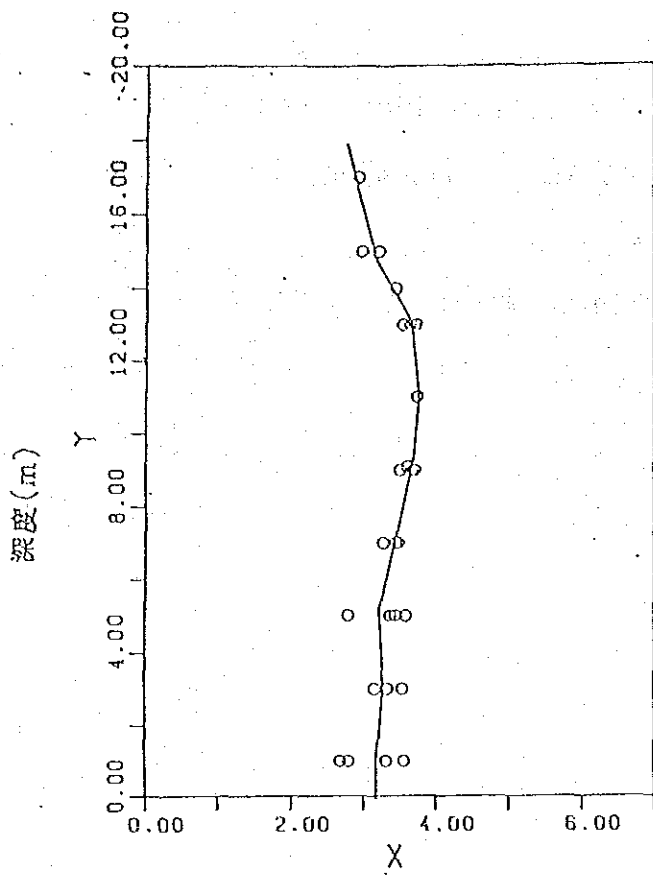
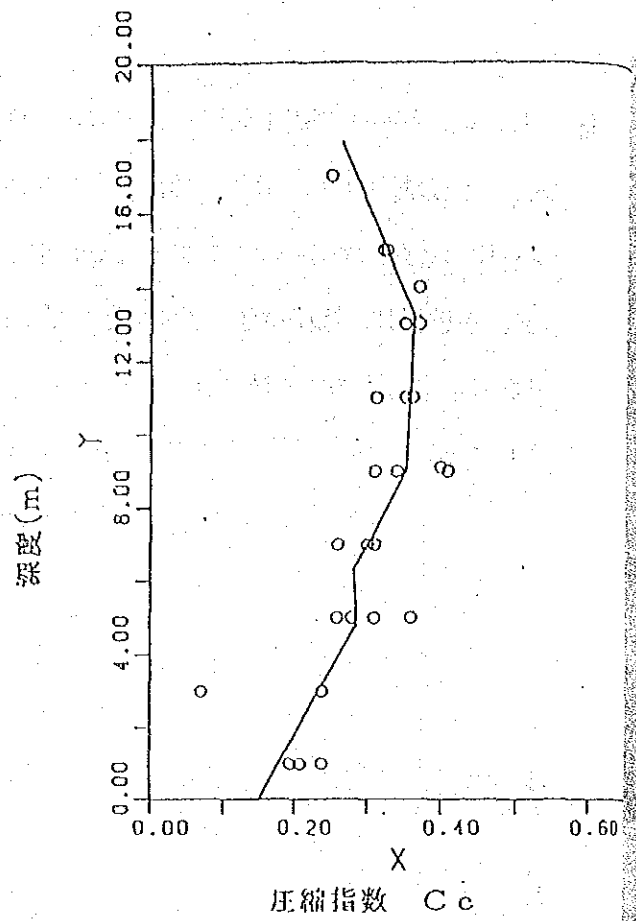


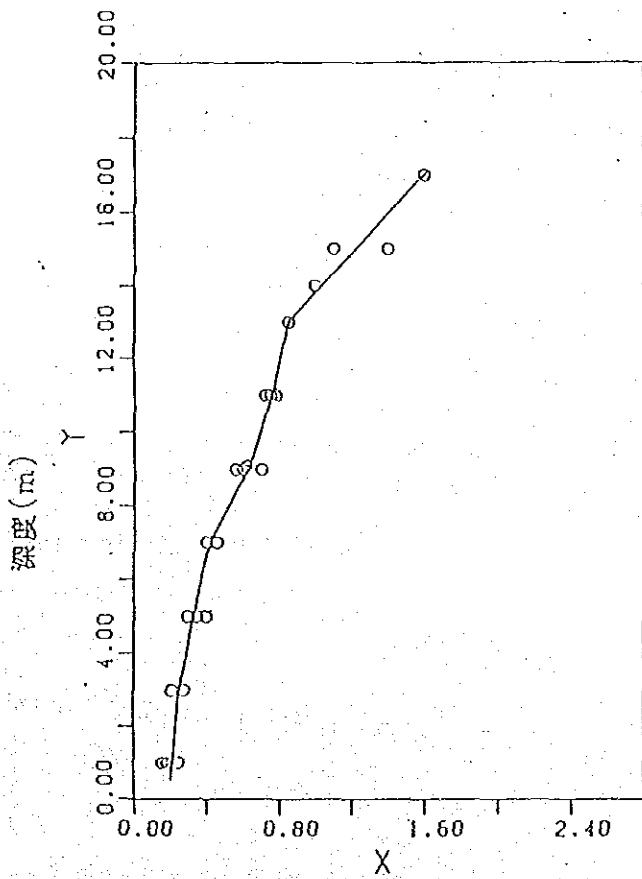
図 3.3.8 透水係数 k ($\times 10^{-7}$ cm/sec)



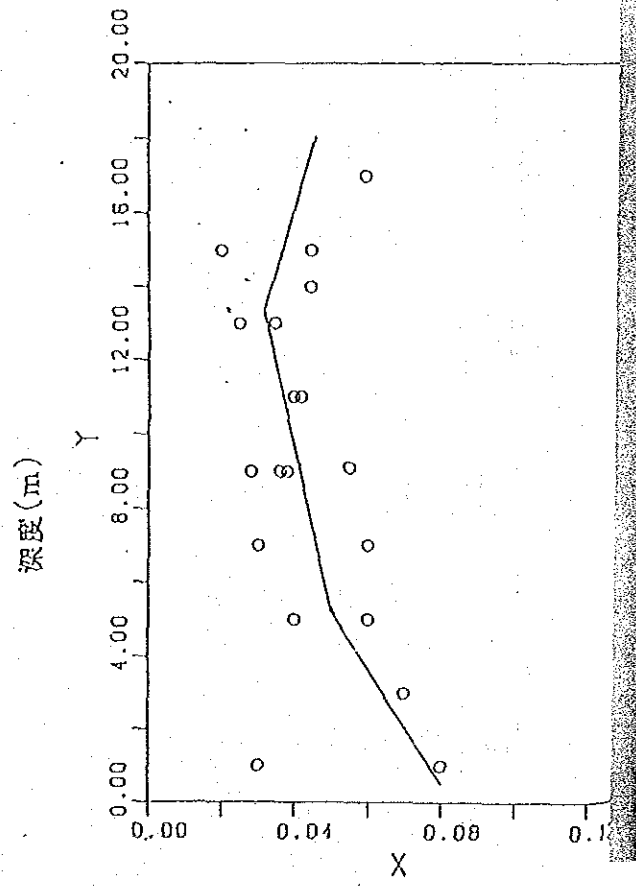
間隙比 (先行荷重時)



壓縮指數 C_c



先行荷重 σ_0 (kgf/cm²)



膨脹指數 C_s

圖 3.3.9 力学定数分布

④ k_0 三軸圧縮試験

異方性を考慮した k_0 三軸圧縮試験結果より、有効応力による内部マサツ角 ϕ' が求まっている。この値を用いてFEM解析時に使用する限界応力比Mを次式で算定し、プロットとしたのが図 3. 3. 10 である。

これを見る限り、表層部が大きいのはフィールドペーン結果と同様であるが、深度5.0m以深、それ程増加していないのは、試験サンプルに若干の乱れがあった可能性もある。

$$\text{限界応力比} \quad M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

ϕ' : 有効応力マサツ角、但し $(\sigma_1' - \sigma_3')$ f の値を用いている。

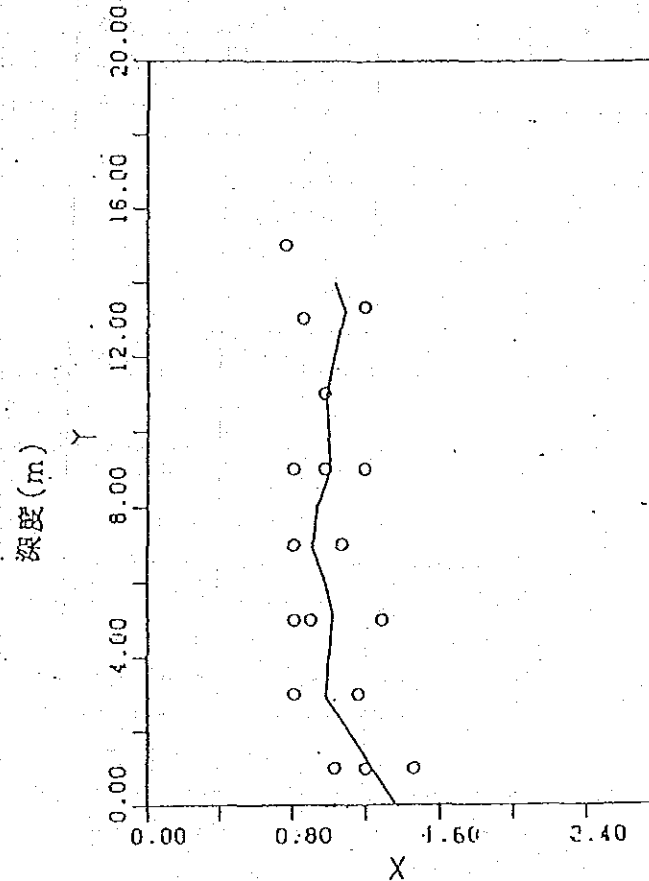


図 3. 3. 10 限界応力比 M

以上より、①~④までの力学特性項目について、各試験より得られた試験サイトのパンコク・グレイの特性はほぼ妥当と思われるので4章における斜面安定問題及びFEM弾・粘塑性解析のパラメータ決定に使用する。

表 3.3.3 塑性指数分布(PI,%)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	59.3					51.7
1.50						
1.95		53.6				
2.00			58.1			51.1
2.50				55.7		
2.80						
3.00						59.3
3.50						
3.66				53.8		
4.00						60.5
5.00	55.0					60.0
5.50						
6.00		51.7	50.7			63.0
6.20				61.5		
7.00				57.8		58.6
7.50						
8.00						59.8
8.10						
9.00	65.4		71.5			77.3
9.10		70.6				
9.50						
10.00	77.4					74.2
10.10						
11.00						77.7
11.50						
12.00						82.9
12.20						
12.50						
13.00			77.7			73.6
13.30						
13.90						
14.00		70.1				83.5
15.00						72.4
15.50						
16.00						80.3
17.00						56.2

表 3.3.4 含水比分布 (W%)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	83.2	87.5	94.2	66.4	66.8	
1.50						
1.95						
2.00					77.5	
2.50						
2.80						
3.00	85.2			79.4	93.0	
3.50						
3.66						
4.00					82.6	
5.00	84.9	92.6	90.3	73.8	90.0	
5.50						
6.00					88.2	
6.20						
7.00	89.7	87.8		85.3	85.4	
7.50						
8.00					84.9	
8.10						
9.00	95.8		98.4		93.1	
9.10		97.2				
9.50						
10.00					91.0	
10.10						
11.00	98.1	102.5		96.2	98.8	
11.50						
12.00					94.2	
12.20						
12.50						
13.00					100.2	
13.30	94.7		92.3			
13.90						
14.00		88.9			93.5	
15.00	70.9			74.3	79.2	
15.50					87.5	
16.00					70.9	
17.00						

表 3.3.5 湿润重量分布 (%)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	1.47	1.49	1.44	1.65	1.57	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	1.47			1.52	1.44	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	1.47	1.43	1.47	1.65	1.46	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	1.44	1.45		1.50	1.50	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	1.40		1.44		1.45	
9.10		1.45				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	1.41	1.43		1.45	1.40	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			1.44		1.42	
13.30	1.43					
13.90						
14.00		1.45				
15.00	1.54			1.57	1.50	
15.50						
16.00						
17.00					1.58	

2

表 3.3.6 比重分布 (Gs)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	2.66	2.65	2.65	2.67		2.64
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	2.65			2.68		2.65
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	2.68	2.67	2.65	2.65		2.66
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	2.65	2.66		2.65		2.65
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	2.63		2.7			2.63
9.10		2.65				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	2.65	2.65	2.65			2.65
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00	2.68					2.64
13.30						
13.90						
14.00		2.64				
15.00	2.67					2.68
15.50						
16.00						
17.00						2.69

1

表 3.3.7 間隙比分布 (e0)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	2.315	2.335	2.574		1.805	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	2.339				2.552	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	2.371	2.596	2.431		2.462	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	2.478	2.445			2.275	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	2.678		2.72		2.502	
9.10		2.604				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	2.723	2.753			2.763	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			2.539		2.722	
13.30						
13.90						
14.00		2.439				
15.00	1.963			2.202		
15.50						
16.00						
17.00				1.91		

表 3.3.8 先行荷重分布 (σ'_{vm} kgf/cm²)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	0.25		0.16		0.19	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	0.28				0.21	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	0.4	0.35	0.3		0.35	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	0.45	0.4			0.46	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	0.7		0.6		0.56	
9.10		0.62				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	0.72	0.78			0.75	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			0.85		0.85	
13.30						
13.90						
14.00		1.0				
15.00	1.4				1.1	
15.50						
16.00						
17.00					1.6	

表 3.3.9 压缩系数分布(Co)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	0.24		0.21		0.195	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	0.24				0.07	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	0.31	0.36	0.28		0.26	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	0.3	0.26			0.31	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	0.41		0.34		0.31	
9.10		0.4				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	0.36	0.35			0.31	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			0.35		0.37	
13.30						
13.90						
14.00		0.37				
15.00	0.32				0.325	
15.50						
16.00						
17.00					0.25	

表 3.3.10 膨脹係數分布(Cs)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	0.08		0.03		0.08	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	0.07				0.07	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	0.06	0.04	0.06		0.04	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	0.06	0.06			0.03	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	0.028		0.036		0.038	
9.10		0.055				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	0.04	0.042			0.04	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			0.025		0.035	
13.30						
13.90						
14.00		0.045				
15.00	0.02				0.045	
15.50						
16.00						
17.00					0.06	

表 3.3.11 壓縮指數分布 [$C_v \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$]

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	8.3		13.9		2.39	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	11.7				4.19	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	6.9	8.4	8.7		7.5	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	5.6	9.1			19.71	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	5.1		15.00		10.04	
9.10		11.2				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	5.3	7.5			7.34	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			5.5		5.36	
13.30						
13.90						
14.00		6.4				
15.00	5.1				6.04	
15.50						
16.00						
17.00					9.26	

表 3. 3. 12 体積壓縮指數(m v cm²/kgf)

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	0.226		0.32		0.17	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	0.24				0.3	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	0.16	0.21	0.22		0.205	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	0.15	0.16			0.095	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	0.115		0.139		0.129	
9.10		0.133				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	0.121	0.118			0.095	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			0.085		0.075	
13.30						
13.90						
14.00	0.045				0.065	
15.00						
15.50						
16.00						
17.00					0.03	

1

表 3. 3. 13 透水係数分布 ($R \cdot 10^{-7} \text{cm/sec}$)

深度 (m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	1.57		5.6		0.69	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	2.21				1.18	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	1.07	0.74	1.54		1.16	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	0.8	1.49			1.77	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	0.61		1.14		0.97	
9.10		0.99				
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	0.67	0.85			0.68	
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			0.43		0.37	
13.30						
13.90						
14.00		0.51				
15.00	0.24				0.36	
15.50						
16.00						
17.00					0.36	

表 3. 3. 14 限界状態線傾き (M)

深度 (m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	1.03		1.46		1.2	
1.50						
1.95						
2.00						
2.50						
2.80						
3.00	0.81				1.16	
3.50						
3.66						
4.00						
5.00	0.81		1.29		0.9	
5.50						
6.00						
6.20						
7.00	0.81				1.07	
7.50						
8.00						
8.10						
9.00	1.2		0.98		0.81	
9.10						
9.50						
10.00						
10.10						
11.00	0.98					
11.50						
12.00						
12.20						
12.50						
13.00			0.85			
13.30	1.2					
13.90						
14.00						
15.00	0.77					
15.50						
16.00						
17.00						

表 3.3.15 非排水强度(F.V)分布

深度(m)	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.5'
1.00	1.63	0.92	0.96			0.54
1.50					0.68	
1.95		1.79				
2.00			0.88			0.69
2.50						
2.80		0.96				
3.00	0.96		1.06			0.77
3.50					0.96	
3.66						
4.00		1.00	1.16			0.85
5.00	1.24	1.28	1.16			0.79
5.50					1.34	
6.00		1.28	1.41			0.99
6.20						
7.00	1.67	1.30	1.71			1.13
7.50					1.93	
8.00			1.83			1.19
8.10		1.65				
9.00	1.95		2.38			1.33
9.10		1.67				
9.50					2.22	
10.00		2.08	2.58			1.49
10.10						
11.00	2.38	2.5	2.74			1.86
11.50					2.58	
12.00			2.74			2.12
12.20		2.68				
12.50					3.45	
13.00		3.05	3.35			2.32
13.30	2.99					
13.90			4.25			
14.00		3.45				2.71
15.00	4.65	3.75	4.45			2.83
15.50					4.45	
16.00						
17.00						

第4章 試験水路の設計

4-1 試験水路斜面勾配の決定（予備解析）

本試験水路は、第1章 基本方針で述べた如く、4種類の斜面勾配より成り立っている。即ち、

- a) 無処理断面の短期安定性を検討する為の斜面
- b) 無処理断面の長期安定性を検討する為の斜面
- c) 2種類の改良斜面

改良斜面の工法として、サンドコンパクションパイル工法、グラベルコンパクション工法及びソイルセメントコラム工法のうち、本予備設計の結果に基づいて、2種類を選択する。

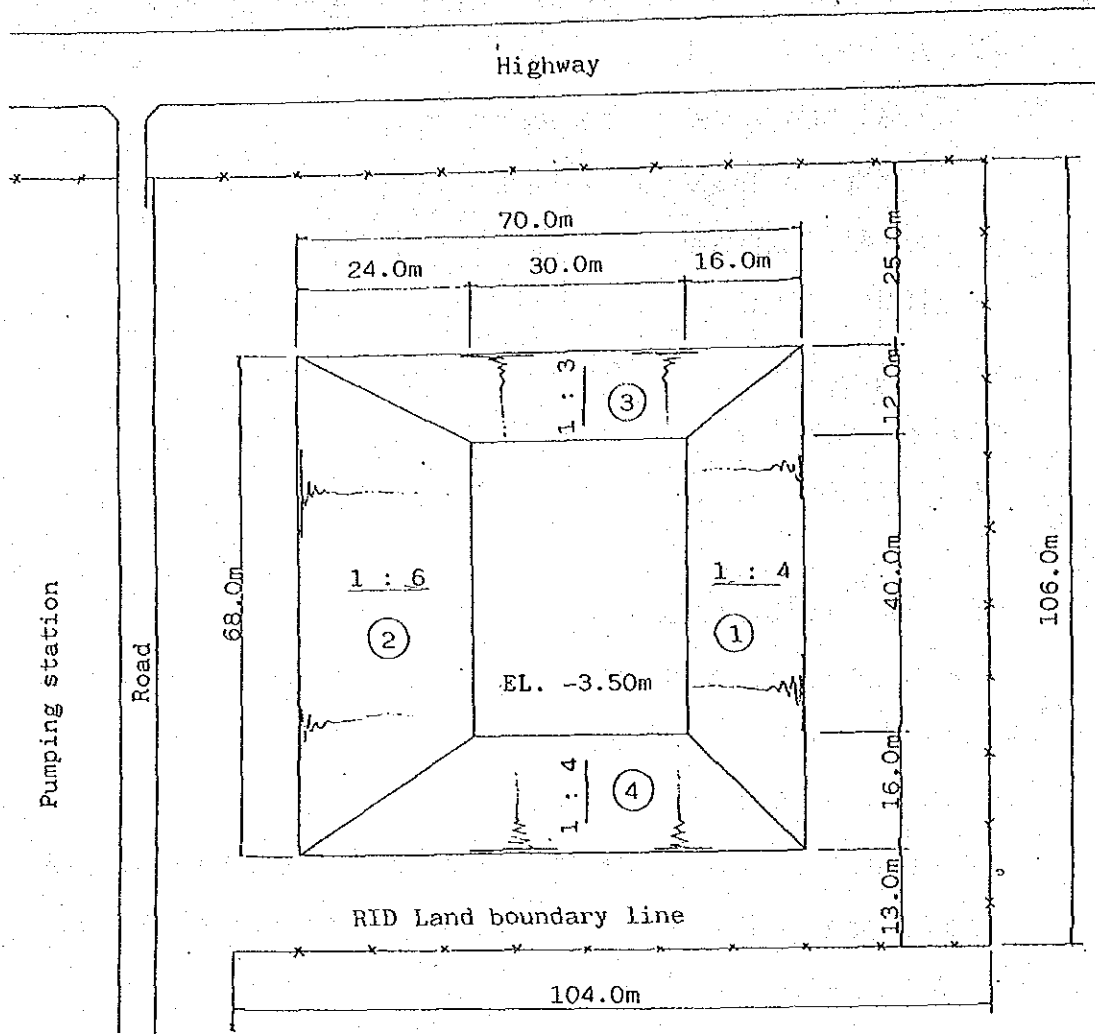
それぞれの断面の配置は図4. 1. 1に示す通りである。

1) 斜面安定計算の解析手法と手順

斜面安定計算は、全応力解析法を用いた円弧すべり面法により行うこととし、I E Cの電算機を用いて行った。

解析条件と手順は次の通りである。

- ① 無処理断面について、水路深さを4 mと3 mとし、掘削による地盤の強度低下を考慮し、斜面勾配1 : 3、1 : 5及び1 : 7についてそれぞれの水路深さにつき計算する。
- ② 無処理断面について、掘削による地盤の強度低下と粘土の強度異方性を考慮して、水路深さが4 mと3 mの場合の斜面勾配1 : 3、1 : 4、1 : 5、1 : 6及び1 : 7について計算する。
- ③ 上記②の計算結果に基づき、短期安定性の検討の為の無処理断面勾配を安全率が1.0を若干下廻るケースより決定し、長期安定性検討の為の無処理断面は安全率が1.0を上廻るケースより決定する。
- ④ 改良断面の決定には、国道側斜面については、斜面安定が確実に図れる改良工法と斜面勾配を選定する。水路深さは上記③により決定した深さとする。
- ⑤ もう一方の改良断面は、その改良効果が検討出来る斜面勾配と改良工法を



Section	Treatment	Slope gradient
①	Non-treatment for short term stability	1 : 4
②	Non-treatment for long term stability	1 : 6
③	Treatment by soil cement columns	1 : 3
④	Treatment by sand or gravel compaction piles	1 : 4

図 4. 1. 1 試験水路斜面の配置

選定する。

2) 設計パラメーターの決定方法

i) 無処理断面

無処理断面の安定計算に用いる設計パラメーターは、掘削による地盤の強度低下及び地盤の強度異方性を考慮して決定する。

一方、設計パラメーターは現場ベーン試験結果を基に決定されるが、現場ベーン試験結果はベーンせん断過程のひずみ率に影響を受ける。従って、ベーンせん断過程に於けるひずみ率に基づいて、現場ベーン試験から得られるせん断強度を補正する必要がある。

a) 掘削による地盤の強度低下率

掘削による地盤の強度低下率 A は、Hvorslev崩壊規準によれば次式で表わされる。

$$A = \frac{S_{un}}{S_u} = n^{-\lambda} \cdot \left[\frac{K + (\sigma_{fn}/P_c) \cdot \tan \phi_e}{K + (\sigma_{fn}/P_c) \cdot \tan \phi_e} \right] \quad (4.1.1)$$

ここに、 S_{un} ：過圧密非排水せん断強度

S_u ：正規圧密非排水せん断強度

n ：過圧密比

K ：粘着係数

λ ：正規圧密過程での圧縮指数 (C_c) の、rebounding過程でのexpansion index (C_s) に対する比率。

($\mu = C_s / C_c$)

P_c ：正規圧密を起こすための最大圧

(P_c は、正規圧密粘土に対する原位置有効土かぶり圧に等しい)

σ_{fn} ：先行圧密をうけた粘土内の垂直応力

σ_f ：正規圧密粘土内の垂直応力

ϕ_e ：有効内部摩擦角

上記、方程式に用いられた圧密過程は、図4. 1. 2に示す通りである。

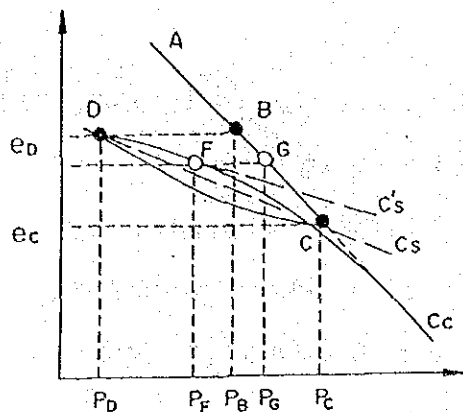


図4. 1. 2 e-log P 曲線

過圧密比 n の値が10.0未満の場合、過圧密率と強度低下率との関係は対数表示グラフでは、図4. 1. 3に示す様な直線となると言われている。

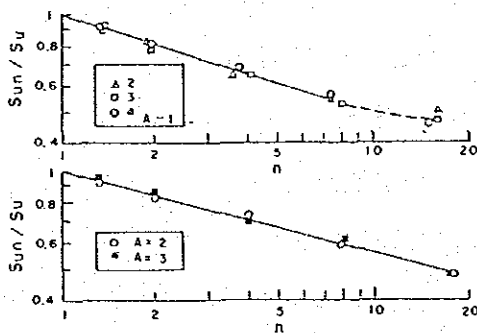


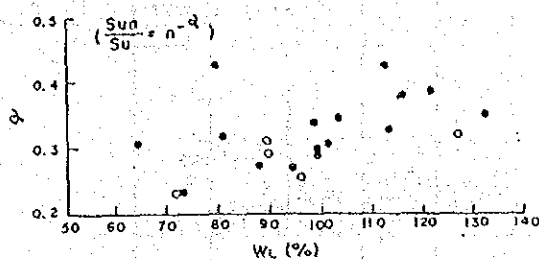
図4. 1. 3 過圧密比と強度低下率の関係

上記の実験式より、試験水路掘削に伴う地盤の強度低下率を求める近似式として、4. 1. 1式の代わりに次式を適用することが出来る。

$$A = \frac{S_{un}}{S_u} = n^{-\alpha}$$

ここに、 α : 強度低下定数

図4. 1. 4に有明粘土における強度低下定数を示す。



Undisturbed Ariake Clay : ●
Disturbed Ariake Clay : ○

図4. 1. 4 a α -Wc Relation

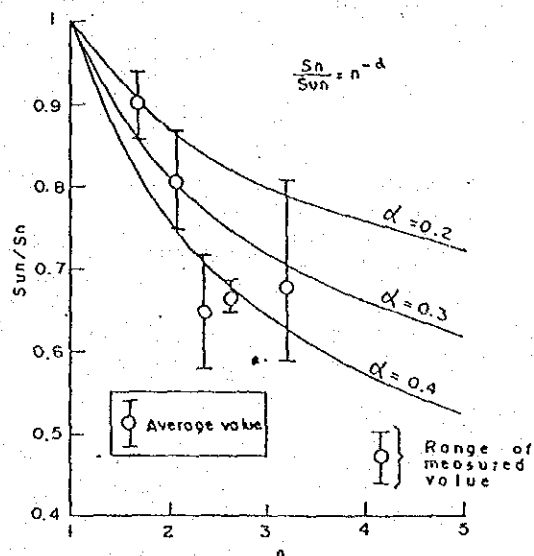


図4. 1. 4 b

図4. 1. 4 有明粘土における強度低下定数

上図より、強度低下定数は 0.2~0.4 の範囲に入っていることがわかる。従って、予備解析では有明粘土から得られた定数の平均値 0.3を掘削による地盤の強度低下定数として適用する。

b) 補正ひずみ率と強度異方性

ベーンせん断を行っている間の補正ひずみ速度及び地盤の強度異方性は塑性指数の関数としたベーラムの式により推定する。

ベーラムは1973年、現場ベーン試験結果から土の設計せん断強度を求めるとして次式を提案した。

$$\begin{aligned} {}^*S_u &= S_u \cdot \mu_A \cdot \mu_R \\ &= S_u \cdot \mu \end{aligned} \quad (4.1.2)$$

ここに、 *S_u : 設計せん断強度

S_u : 現場ベーン試験で得られたせん断強度

μ_A : 強度異方性に関する補正係数

μ_R : せん断過程のひずみ速度に関する補正係数

μ : ベーラム係数 ($\mu = \mu_A \times \mu_R$)

ベーム係数 μ と塑性指数との関数は図4. 1. 5の通りである。

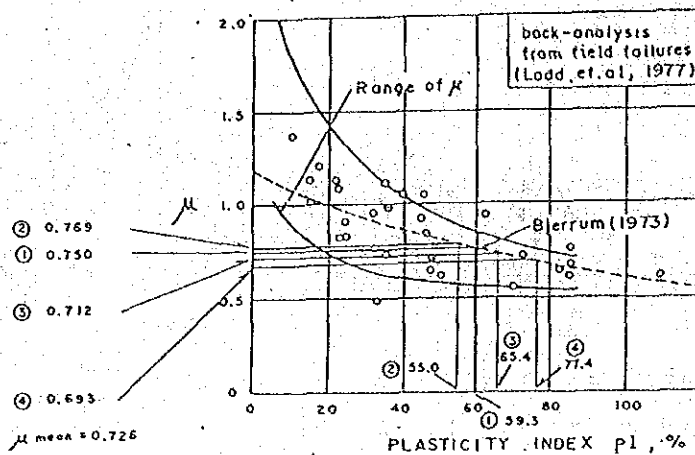


図4. 1. 5 ベーム係数と塑性指数の関係

ii) 改良断面

改良断面の安定計算に用いる設計パラメーターは、改良断面が原地盤粘土と改良材とにより複合地盤を形成していると仮定して決定する。

改良断面内の原地盤粘土のせん断強度については、掘削による強度低下、強度異方性及び現場ベーン試験におけるせん断過程のひずみ率を考慮して決定する。

又、改良材のせん断強度の決定には、強度異方性は考慮に入れない。

a) 設計単位重量

サンドコンパクションパイル、グラベルコンパクションパイルあるいはソイルセメントコラムによって改良された複合地盤の設計単位重量は改良材の原地盤の粘土に対する体積率により次式を用いて算出する。

$$\gamma_t = \gamma_{t1} \times Ass + \gamma_{t2} \times (1 - Ass) \quad \text{----- (4.1.3)}$$

ここに、 γ_t : 改良地盤 (複合地盤) の設計単位重量

γ_{t1} : 改良材の設計単位重量

γ_{t2} : 原地盤粘土の設計単位重量

Ass : 改良材の原地盤粘土に対する体積率

b) 設計せん断強度

改良された複合地盤の設計せん断強度は、改良材の原地盤粘土に対する体積率を考慮して決定する。

① サンドコンパクションパイル又はグラベルコンパクションパイル

本工法による改良断面の設計せん断強度には、排水効果による原地盤粘土の強度増加を考慮する。

尚、本工法による施工で起こると考えられる原地盤粘土の乱れは無視するものとする。

設計せん断強度 (τ) は次式により求める。

$$\tau = (1 - Ass) \times (Su + \sigma_c \times \Delta C / \Delta P \times U) + Ass \times \sigma_n' \times \tan \phi \quad \text{----- (4.1.4)}$$

ここに、 τ : サンドコンパクションパイル又はグラベルコンパクションパイルにより改良された改良断面の設計せん断強度

S_u : 原地盤粘土の設計せん断強度

ϕ : パイルの内部摩擦角

σ_n' : 土かぶり荷重の有効垂直応力

Ass : パイルの原地盤粘土に対する体積率

σ_c : 拘束圧

$\Delta C / \Delta P$: 強度増加率

U : 平均圧密度

② ソイルセメントコラム

ソイルセメントコラム工法の施工による原地盤の乱れは、設計せん断強度の算定時に安全率で考慮するものとする。

設計せん断強度 τ は次式により算出する。

$$\tau = \frac{1}{nb} \{ C_p \times Ass + (1 - Ass) \times S_u \} \quad \text{----- (4.1.5)}$$

ここに、 τ : ソイルセメントコラム工法により改良された改良地盤の設計せん断強度

C_p : ソイルセメントコラムの一軸圧縮強度

S_u : 原地盤粘土の設計せん断強度

A_{ss} : ソイルセメントコラムの原地盤粘土に対する体積率

n_b : ソイルセメントコラム施工による原地盤粘土の乱れと、コラムの均一性に対する安全率

3) 設計パラメーターの算定

i) 無処理断面

a) 設計単位重量

予備設計に用いる設計パラメーターは、予備設計を行う時点で終了していたボーリング孔No.1より採取されたサンプルで行った物理試験結果をもとに決定する。

無処理断面における土層モデルと各土層の設計単位重量は図4.1.6に示す通りとする。

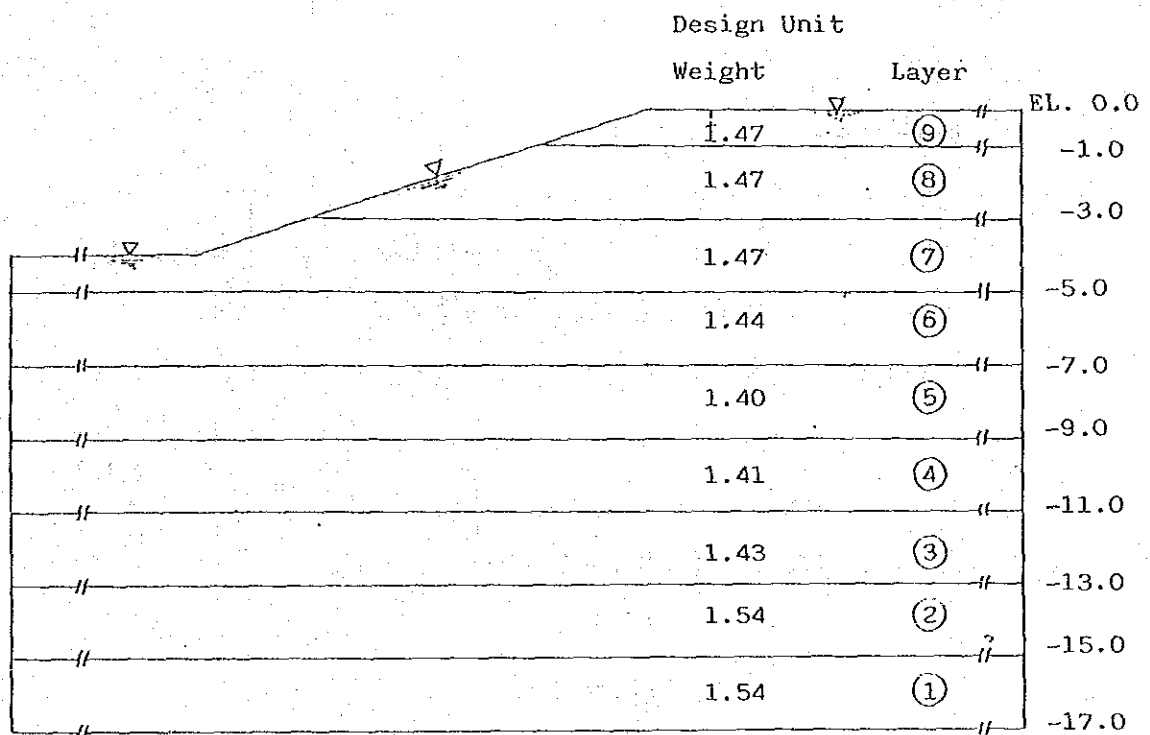


図4.1.6 土層モデルと設計単位重量

b) 設計せん断強度

設計せん断強度は、ボーリング孔No.1付近で行った現場ベーン試験結果より得られた非排水せん断強度を用いベラム係数と掘削による地盤の強度低下を考慮して決定する。

① 掘削による強度低減率

強度低減率はボーリング孔No.1より採取されたサンプルで行った圧密試験結果より算定する。

強度減少ゾーンは図4. 1. 7に示す様に推定するとそれぞれのゾーンの減少率は表4. 1. 1に示す通りとなる。

② ベーラム係数及び強度低減率

ベーラム係数は、ボーリング孔No.1のサンプルより得られた塑性指数を用いて、図4. 1. 9に示すベーラム曲線より決定する。ベーラム曲線より求めた強度低減率は表4. 1. 2に示す通りである。

土層モデル毎のベーン試験結果及びそれぞれの強度低減率と設計せん断強度をまとめると表4. 1. 1の通りである。

ii) 改良断面

a) 設計単位重量

① サンドコンパクションパイル

サンドコンパクションパイルの設計単位重量は、コンパクション後の砂の相対密度が50%になると仮定して算定する。

相対密度と間隙比の関係は次式により示される。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (4.1.6)$$

ここに、 D_r : 相対密度 (%)

e_{max} : 最大間隙比

e_{min} : 最小間隙比

e : 間隙比

$e_{max} = 1.10$, $e_{min} = 0.35$ と仮定すると

$e = (1 - D_r) \times e_{max} + D_r \times e_{min}$ より

$e = 0.725$

設計単位重量は次式により算定する。

$$\gamma_{t1} = \frac{G_s (1 + W/100)}{1 + e} \cdot \gamma_w \quad (4.1.7)$$

ここに、 γ_{t1} : 設計単位重量

G_s : 比重

W : 含水比

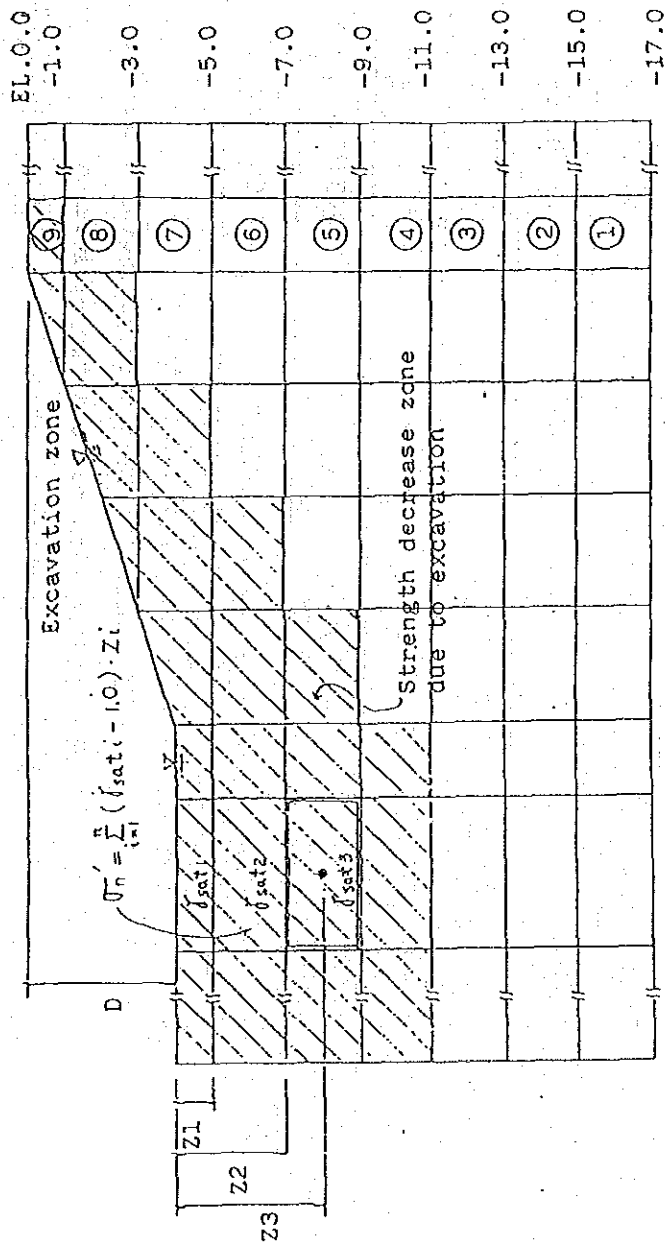


図 4.1.7 無処理断面の強度減少ゾーン

e
or
(ϵ_v)

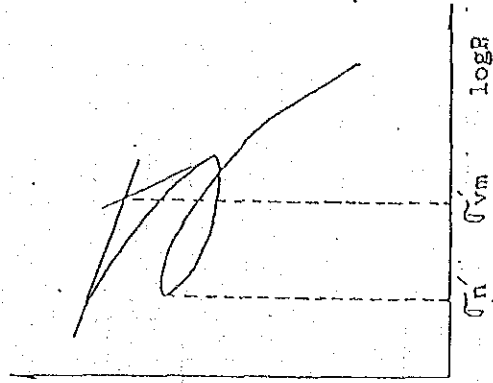


図 4.1.8 e - logP Curve

表 4. 1. 1 無処理断面の強度減少率

EL	Layer	σ'_{vm}	σ'_n	OCR	t	α	μ_A	μ_B	Su	Su*	Remarks
-1.0	⑨	2.5	-	-	1.47	-	-	-	-	-	
-3.0	⑧	2.5	-	-	1.47	-	-	-	-	-	
-5.0	⑦	2.8	0.235	11.915	1.47	0.3	0.750	0.476	0.960	0.342	
-7.0	⑥	4.0	0.940	4.255	1.47	0.3	0.769	0.648	1.240	0.618	
-9.0	⑤	4.5	1.880	2.394	1.44	0.3	0.769	0.769	1.670	0.988	
-11.0	④	7.0	2.820	2.482	1.40	0.3	0.712	0.761	1.950	1.057	
-13.0	③	7.2	-	-	1.41	-	0.712	-	2.380	1.695	
-15.0	②	9.0	-	-	1.43	-	0.673	-	2.990	2.412	
-15.0	①	14.0	-	-	1.54	-	0.673	-	4.650	3.130	

Remarks : σ'_{vm} : Preconsolidation pressure (tf/m²)

σ'_n : Effective normal stress after excavation work (tf/m²)

OCR : Overconsolidation ratio after excavation

α : Constant parameter of strength decrease, $Su/Sn=OCR^{-\alpha}$

μ_A : Bjerrum's correction factor

μ_B : Correction factor (=OCR^{- α})

Su : Shear strength from F.V. test data (tf/m²)

Su* : Shear strength for design (tf/m²), $Su^* = \mu_A \mu_B Su$

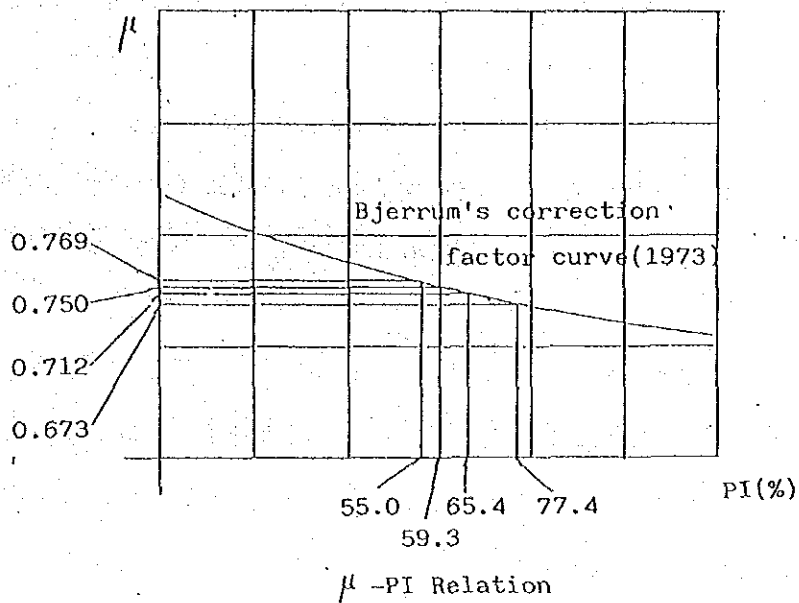


図 4. 1. 9 ベーラム曲線

表 4. 1. 2 ベーラム曲線より求めた強度低下率

EL	Layer	PI (%)	μ	Remarks
-1.0	⑨	59.3	0.750	
-3.0	⑧	59.3	0.750	
-5.0	⑦	59.3	0.750	
-7.0	⑥	55.0	0.769	
-9.0	⑤	55.0	0.769	
-11.0	④	65.4	0.712	
-13.0	③	65.4	0.712	
-15.0	②	77.4	0.750	
17.0	①	77.4	0.750	

Remarks, PI : Plasticity Index (%)

μ : Bjerrum's correction factor

γ_w : 水の単位体積重量

$G_s = 2.58$, $W = 7\%$ と仮定し、 $e = 0.725$ を代入すると、

$$\gamma_t = 1.60 \text{ t/m}^3$$

サンドコンパクションパイルの設計単位重量 $\gamma_t = 1.60 \text{ t/m}^2$ よりサンドコンパクションパイルによる改良地盤（複合地盤）の設計単位重量は式(4.1.3)を使って求める。

② グラベルコンパクションパイル

グラベルコンパクションパイルの設計単位重量はサンドコンパクションパイルと同様に求めるが式(4.1.6), (4.1.7)に代入する値をそれぞれ次の様に仮定する。

$$D_r = 50\%$$

$$e_{\max} = 1.20$$

$$e_{\min} = 0.35$$

$$G_s = 2.70$$

$$W = 5.0\%$$

上記より

$$e = 0.775$$

$$\gamma_{t1} = 1.597 \text{ t/m}^3$$

複合地盤としての設計単位重量は同様に式(4.1.3)より求める。

③ ソイルセメントコラム

ソイルセメントコラムの設計単位重量は、粘土に混合するセメント量より決定される。後述する通り、ソイルセメントコラムの設計強度を確保する為に必要なセメント量は 150 kg/m^3 とされた。従って、ソイルセメントコラムの設計単位重量はセメントスラリーの水重を無視し次式で求める。

$$\gamma_{t1} = \text{混合セメント量} + \text{粘土の単位重量}$$

$$= 0.150 + 1.450 = 1.600 \text{ t/m}^3$$

ソイルセメントコラムにより改良地盤の複合地盤としての設計単位重

置は式(4.1.3)を使用して求める。

b) 設計せん断強度

① サンドコンパクションパイル

日本に於けるサンドコンパクションパイルの施工例をみると、パイル内の標準貫入試験によるN値は4を示している。

一方、GibbsのHoltzは砂の相対密度(D_r)とN値の関係を図4.1.10の様に表わしている。

サンドコンパクションパイルの内部摩擦角(ϕ)は、砂をコンパクションした後、相対密度(D_r)がほぼ50%に達すると仮定し、図4.1.10よりN値は4になると想定する。

表4.1.3に示したMeyerhofの提案した相対密度(D_r)、N値及び内部摩擦角(ϕ)の関係より、本設計のサンドコンパクションパイルの内部摩擦角は $\phi=30^\circ$ とする。

また、サンドコンパクションパイルの施工によって原地盤粘土に対する拘束圧が考えられ、過去の施工例より原地盤粘土のせん断強度の増加を20%見込むこととする。

改良地盤の原地盤粘土のせん断強度は無処理断面と同様、ボーリングNo.1付近の現場ベーン試験結果に、掘削による強度低下、ひずみ速度の補正及び強度異方性を考慮した値を採用する。

改良地盤に於けるサンドコンパクションによる改良率は、本試験工事により改良効果の判定をするという観点から経済性と日本に於ける過去の事例を考慮して10%に設定する。

以上の結果、サンドコンパクションパイルによる改良地盤の複合地盤としての設計せん断強度は表4.1.4及び図4.1.11に示す通りとなる。

② グラベルコンパクションパイル

グラベルコンパクションパイルの内部摩擦角は、サンドコンパクションパイルと同様な理由により、相対密度が50%になると仮定して決定す

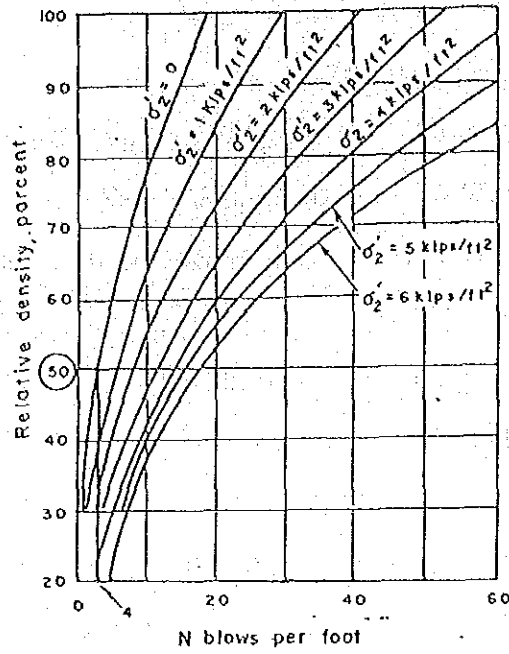


図 4. 1. 10 砂の相対密度と N 値の関係

表 4. 1. 3 相対密度、N 値及び内部摩擦角の関係

Sand Condition	Relative Density D_r	N-Value	Internal friction angle (ϕ)
very loose	< 0.2	< 4	< 30
loose	$0.2 \sim 0.4$	$4 \sim 10$	$30 \sim 35$
compact	$0.4 \sim 0.6$	$10 \sim 30$	$35 \sim 40$
dense	$0.6 \sim 0.8$	$30 \sim 50$	$40 \sim 45$
very dense	> 0.8	> 50	> 45

表 4.1.4 サンドコンパクションパイルによる改良地盤の設計剪断強度

The mobilized shear strength in the improved zone are calculated by the following equation ;

$$\tau = (1 - Ass) \cdot (Su^* + c_c \cdot \frac{\Delta C}{\Delta P} \cdot U) + Ass \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi$$

EL	Layer	μ_A	μ_B	Su	Su*	Ass	ϕ	$c_c \cdot \frac{\Delta C}{\Delta P} \cdot U$	Improved zone	Strength decrease zone
-1.0	-	-	-	-	-	-	-	-		
-3.0	-	-	-	-	-	-	-	-		
-5.0	7	0.750	0.476	0.960	0.342	0.1	30	0.2		
-7.0	6	0.769	0.648	1.240	0.618	0.1	30	0.2		
-9.0	5	0.769	0.769	1.620	0.988	0.1	30	0.2		
-11.0	4	0.712	0.761	1.950	1.057	0.1	30	0.2		
-13.0	3	0.712	1.000	2.380	1.695	0.1	30	0.2		
-15.0	2	0.673	1.000	2.990	2.012	0.1	30	0.2		
-15.0	1	0.673	1.000	4.650	3.130	0.1	30	0.2		

Original clay
Sand compaction piles

Remarks,

μ_A : Bjerrum's correction factor

μ_B : (=OCR^{- α} , $\alpha = 0.3$) Coefficient of strength decrease

Su : Shear strength from F.V. test data

Su* : (= $\mu_A \cdot \mu_B \cdot Su$) Shear strength for design

Ass : Improved volume ratio

ϕ : Internal friction angle of sand

$c_c \cdot \frac{\Delta C}{\Delta P} \cdot U$: Coefficient of strength decrease in clay by drainage

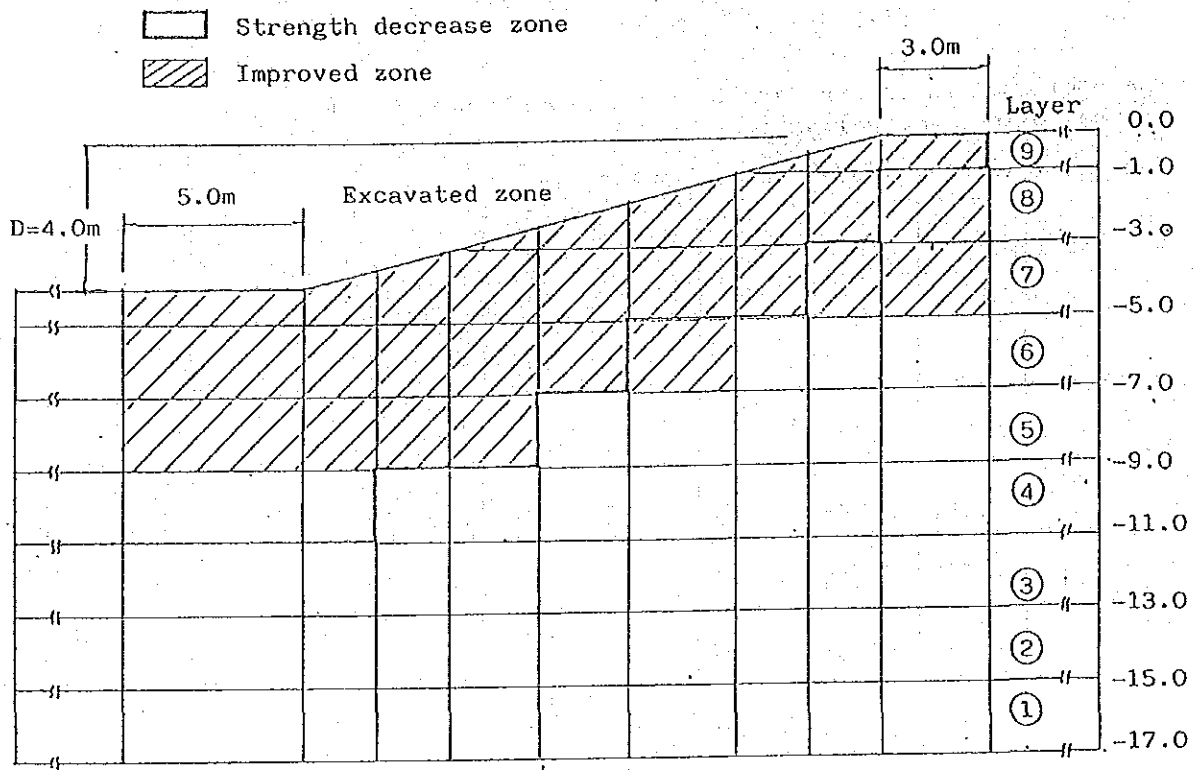


図 4. 1. 11 サンドコンパクションパイルによる
改良範囲と掘削による強度低下ゾーン

る。

表4. 1. 5に示した相対密度と内部摩擦角の関係より、グラベルコンパクションパイルの内部摩擦角は 33° とする。

表4. 1. 5 礫材の相対密度と内部摩擦角

Grain Size and Grain Size Distribution	Relative Density (Dr)		
	$> 70\%$	70~50%	$< 50\%$
	Dense	Medium	Loose
Coarse Sand and Fine Sand are Distributed Uniformly	$34 \sim 38^\circ$	$32 \sim 34^\circ$	$28 \sim 30^\circ$
Well Distributed Coarse Sand and Poor Distributed Sand and Gravel are Mixed	$37 \sim 45^\circ$	$33 \sim 36^\circ$	$30 \sim 33^\circ$
Well Distributed Sand and Well Distributed Gravel are Mixed	$40 \sim 45^\circ$	$36 \sim 41^\circ$	$33 \sim 36^\circ$

Source : ' NEW FILL DAM ENGINEERING '

Edited by The Electric Power Civil Engineering Association in 1981

グラベルコンパクションによる原地盤粘土に対する拘束圧はサンドコンパクションパイルと同様に考え、原地盤粘土のせん断強度が20%増加すると見込む。

改良地盤の原地盤粘土のせん断強度はサンドコンパクションと同様に考える。

また、グラベルコンパクションパイルによる改良率は、サンドコンパクションパイルと同様に10%と設定する。

以上の結果より、グラベルコンパクションパイルによる改良地盤の複合地盤としての設計せん断強度は表4. 1. 6及び図4. 1. 12に示す通りとなる。

表 4. 1. 6 グラベルコンパクションパイル
による改良地盤の設計剪断強度

The mobilized shear strength in the improved zone are calculated by the following equation ;

$$\tau = (1 - \text{Ass}) \cdot (Su^* + \sigma_c \cdot \frac{\Delta C}{\Delta P} \cdot U) + \text{Ass} \cdot \sigma_n \cdot \tan \phi$$

EL	Layer	μ_A	μ_B	Su	Su*	Ass	ϕ	$\sigma_c \cdot \frac{\Delta C}{\Delta P} \cdot U$
-1.0	-	-	-	-	-	-	-	-
-3.0	-	-	-	-	-	-	-	-
-5.0	7	0.750	0.476	0.960	0.342	0.1	33	0.2
-7.0	6	0.769	0.648	1.240	0.618	0.1	33	0.2
-9.0	5	0.769	0.769	1.620	0.988	0.1	33	0.2
-11.0	4	0.712	0.761	1.950	1.057	0.1	33	0.2
-13.0	3	0.712	1.000	2.380	1.695	0.1	33	0.2
-15.0	2	0.673	1.000	2.990	2.012	0.1	33	0.2
-15.0	1	0.673	1.000	4.650	3.130	0.1	33	0.2

Original clay
Sand compaction piles

Improved zone
 Strength decrease zone

Remarks,

μ_A : Bjerrum's correction factor

μ_B : $(=OCR^{-\alpha}, \alpha=0.3)$ Coefficient of strength decrease

Su : Shear strength from F.V. test data

Su* : $(=\mu_A \cdot \mu_B \cdot Su)$ Shear strength for design

Ass : Improved volume ratio

ϕ : Internal friction angle of sand

$\sigma_c \cdot \frac{\Delta C}{\Delta P} \cdot U$: Coefficient of strength decrease in clay by drainage

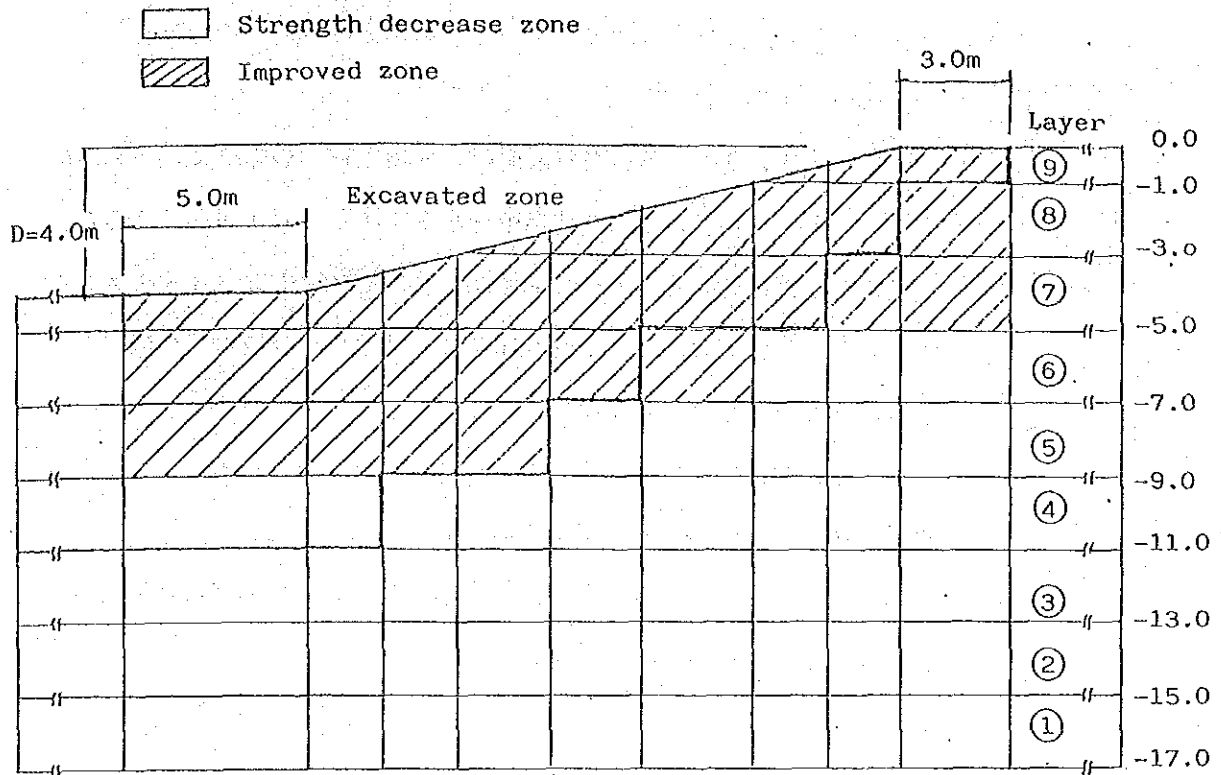


図 4. 1. 12 グラベルコンパクションパイルによる改良範囲と掘削による強度低下ゾーン

③ ソイルセメントコラム

日本に於けるソイルセメントコラム工法の施工実績では、ソイルセメントコラムの設計強度は図4. 1. 13に示す様にほぼ $1.0\text{kgf/cm}^2 \sim 4.0\text{kgf/cm}^2$ の値を示している。

ソイルセメントコラムの設計強度は、原地盤粘土の強度に較べ非常に大きく設定することが出来、改良率を小さくすることが可能であるが、改良地盤が複合地盤となるべき構造が、原地盤粘土と、ソイルセメントコラムが、それぞれ異った挙動を起し、粘土のすり抜け等の問題が起る可能性があり望ましくない。

従って、本設計では、図4. 1. 13に示されている日本での施工実績の平均値 2.9kgf/cm^2 を採用する。

他方、ソイルセメントコラムによる地盤改良率の日本での実績を示せば図4. 1. 14の通りである。

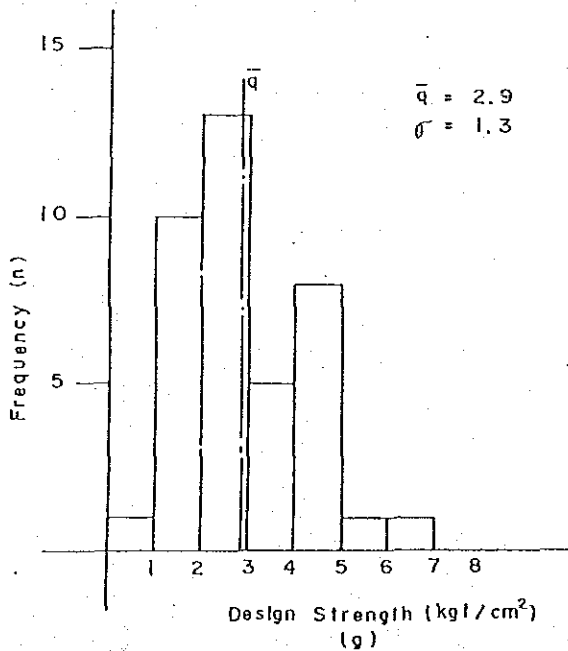


図4. 1. 13 ソイルセメントコラムの設計強度 (日本での施工実績)

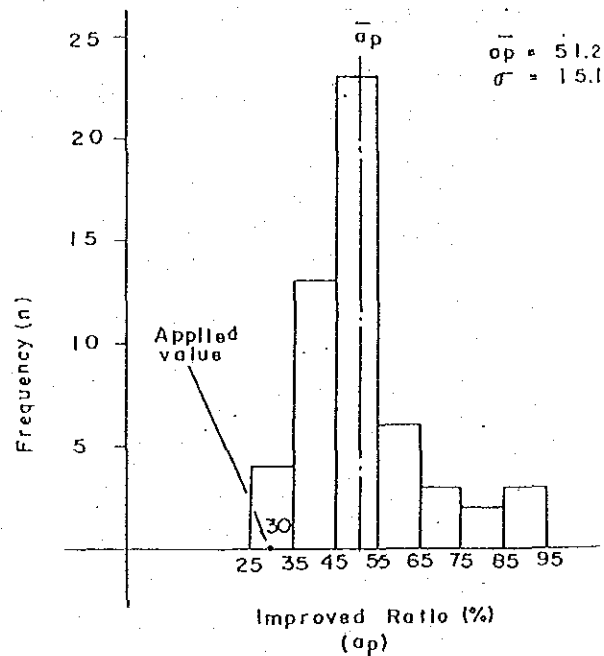


図4. 1. 14 セメントコラムによる地盤改良率 (日本での施工実績)

本設計における地盤改良率は工事費に対する経済的な見地と、日本に於ける実績を考慮して30%と設定する。

また、改良地盤の原地盤粘土の設計せん断強は無処理断面に採用した値と同様なものとし、ボーリング孔No.1付近で行った現場ベーン試験結果で得られた非排水せん断強度に強度低下を考慮した値を用いる。

尚、ソイルセメントコラム施工による原地盤粘土の乱れとソイルセメントコラムの不均一性に対する安全率（nb）は1.2とする。

以上の結果から求められたソイルセメントコラムによる改良地盤の設計せん断強度を示せば、表4. 1. 7及び図4. 1. 15の通りである。

表 4. 1. 7 ソイルセメントコラムによる
改良地盤の設計剪断強度

The mobilized shear strength in the improved zone are calculated by the following equation ;

$$\tau = \frac{1}{n} \{Cp \cdot Ass + (1 - Ass) \cdot Su^*\}$$

EL	layer	μA	μB	Su	Su*	Ass	n	Cp	τ	
-1.0	9	-	-	-	-	-	-	-		
-3.0	8	-	-	-	-	-	-	-		
-5.0	7	0.750	0.476	0.960	0.342	0.3	1.2	29.0	7.45	Strength decrease zone
-7.0	6	0.769	0.648	1.240	0.618	0.3	1.2	29.0	7.61	
-9.0	5	0.769	0.769	1.670	0.988	0.3	1.2	29.0	7.83	
-11.0	4	0.712	0.761	1.950	1.057	0.3	1.2	29.0	7.87	
-13.0	3	0.712	1.000	2.380	1.695	0.3	1.2	29.0	8.24	
-15.0	2	0.712	1.000	2.990	2.012	0.3	1.2	29.0	8.99	Improved zone by soil cement columns
-17.0	1	0.712	1.000	4.650	3.130	0.3	1.2	29.0	9.96	

Original clay

Soil cement columns

Remarks,

μA : Bjerrum's correction factor

μB : $(=OCR^{-\alpha}, \alpha=0.3)$ Coefficient of strength decrease

Su : Shear strength from F.V. test data

Su* : $(=\mu A \mu B \cdot Su)$ Shear strength for design

Ass : Improved volume ratio

n : Safety factor

Cp : Shear strength of soil cement columns

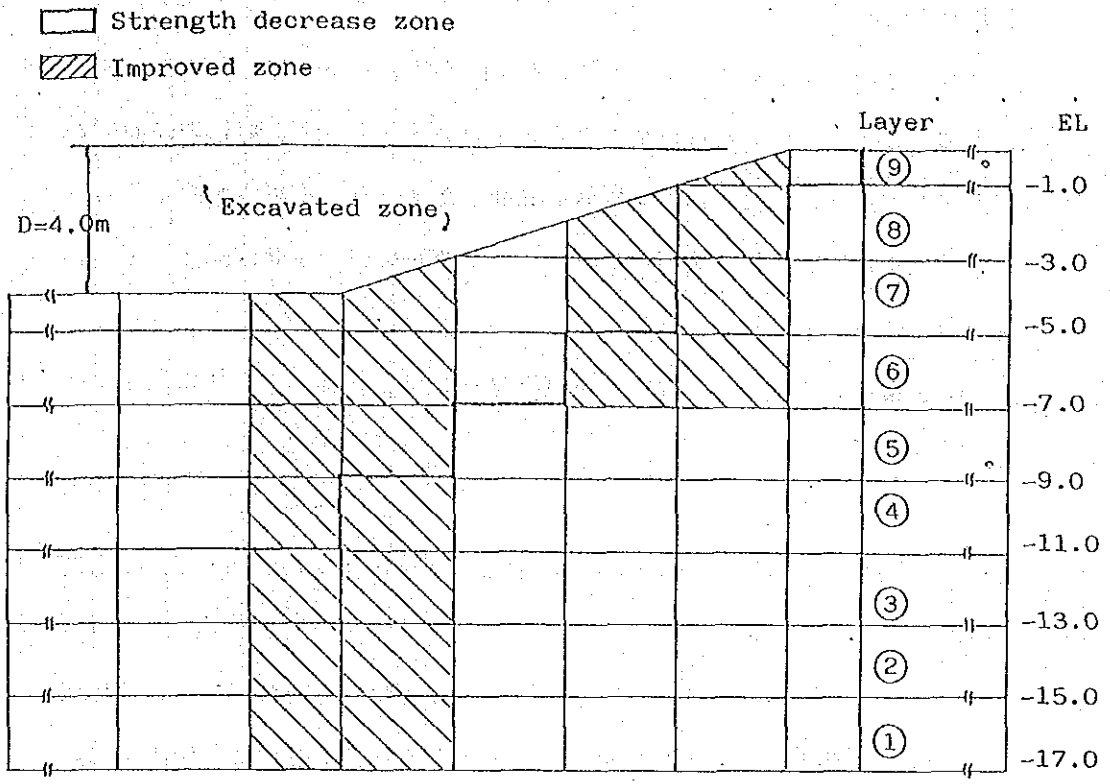


図 4. 1. 15 ソイルセメントコラムによる
 改良範囲と掘削による強度低下ゾーン

4) 解析モデルの決定

i) 無処理断面

プロジェクトサイトで実施した地質調査結果によれば、当サイトの地層構成はバンコククレーの水平堆積物より成っている。従って、無処理断面の安定解析モデルとしては、地層を水平に分割したメッシュモデルを採用する。

安定解析に用いた無処理断面のメッシュモデルの例を示せば図4. 1. 16の通りである。

尚、掘削による地盤のせん断強度低下ゾーンは、図4. 1. 16に示す様に想定している。

ii) サンドコンパクションパイル及びグラベルコンパクションパイルによる改良断面

サンドあるいはグラベルコンパクションパイルによる改良深さは、原地盤粘土のせん断強度及び無処理断面による安定解析結果を参考に5.0mとする。

本改良断面の安定解析モデルは無処理断面のそれと同様に、地層を水平に分割したメッシュモデルとする。

図4. 1. 17に安定解析に用いたメッシュモデルを示す。

iii) ソイルセメントコラムによる改良断面

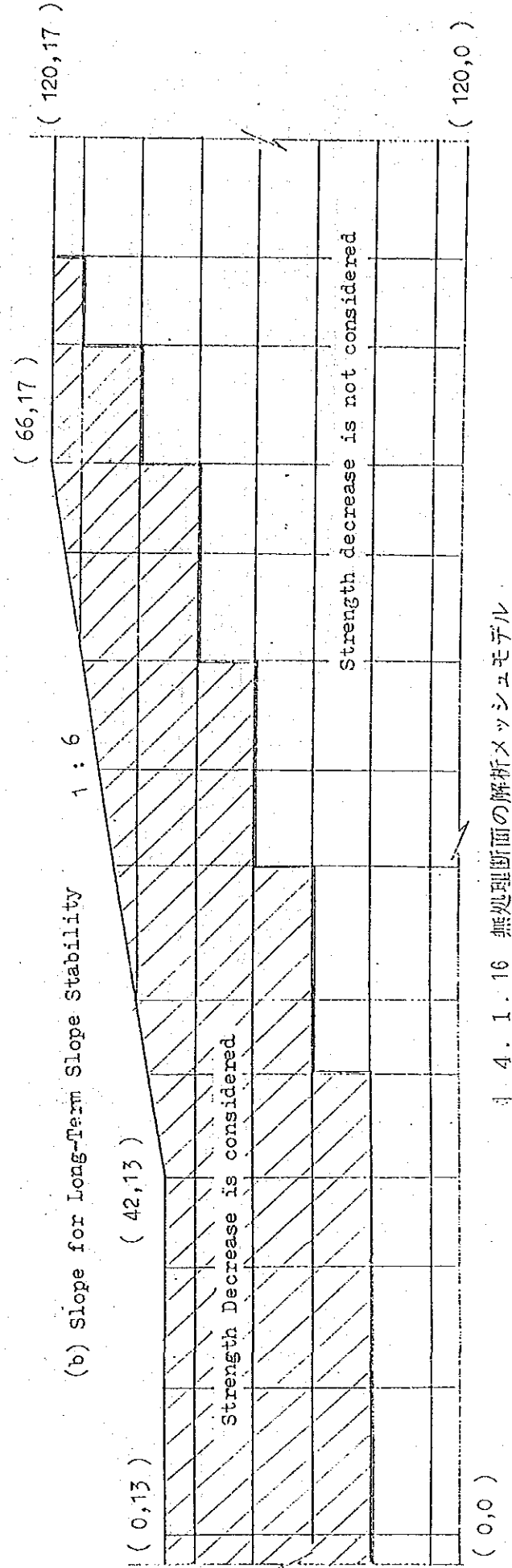
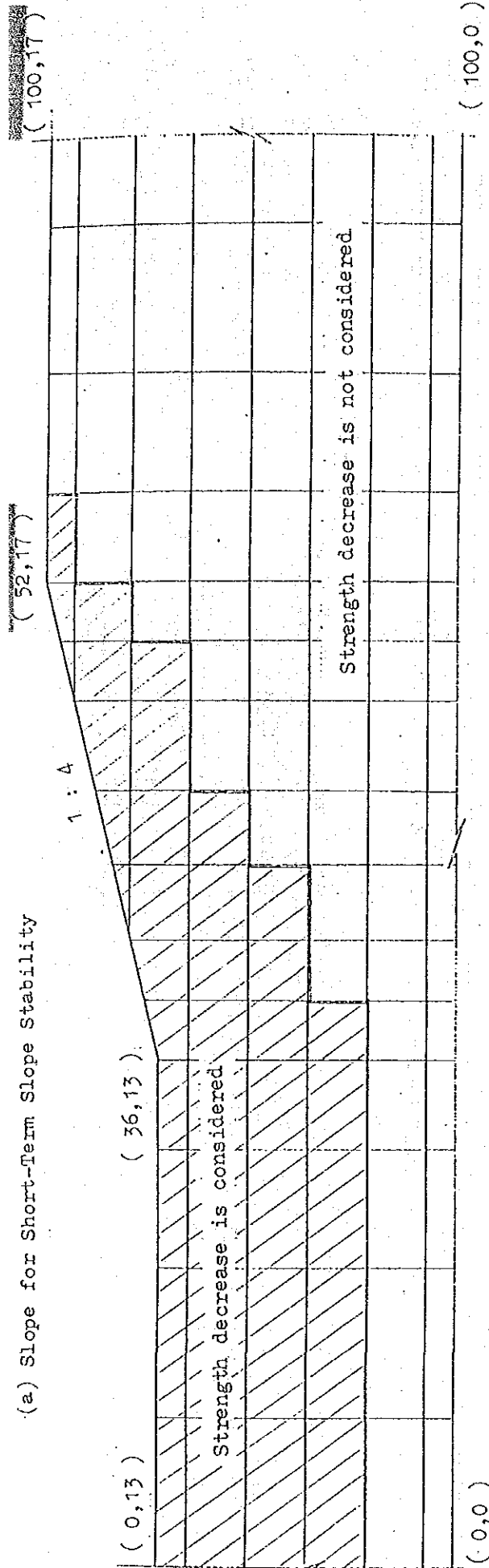
本予備解析に先立ち試験解析を行ったところ、国道側の試験水路斜面の安定は、国道を含んだ深いすべりに対し、サンドあるいはグラベルコンパクションパイルでは、安全率が1.0を下廻り、危険性が高いと判断された。

従って、設計強度を大きく取る事が出来るソイルセメントコラムを国道側の斜面に適用することとした。

改良ゾーンは、経済的な見地から図4. 1. 18に示す様にI及びIIに分割する。

改良ゾーンIは斜面の法尻に設け、国道に影響を及ぼす深いすべりに対し安定を図ることとし、改良ゾーンIIで浅いすべり及び中位のすべりに対し安全を図ることとする。

改良深さについては、改良ゾーンIでは深いすべりに対し安定を図る意味



4.1.16 無処理断面の解析メッシュモデル

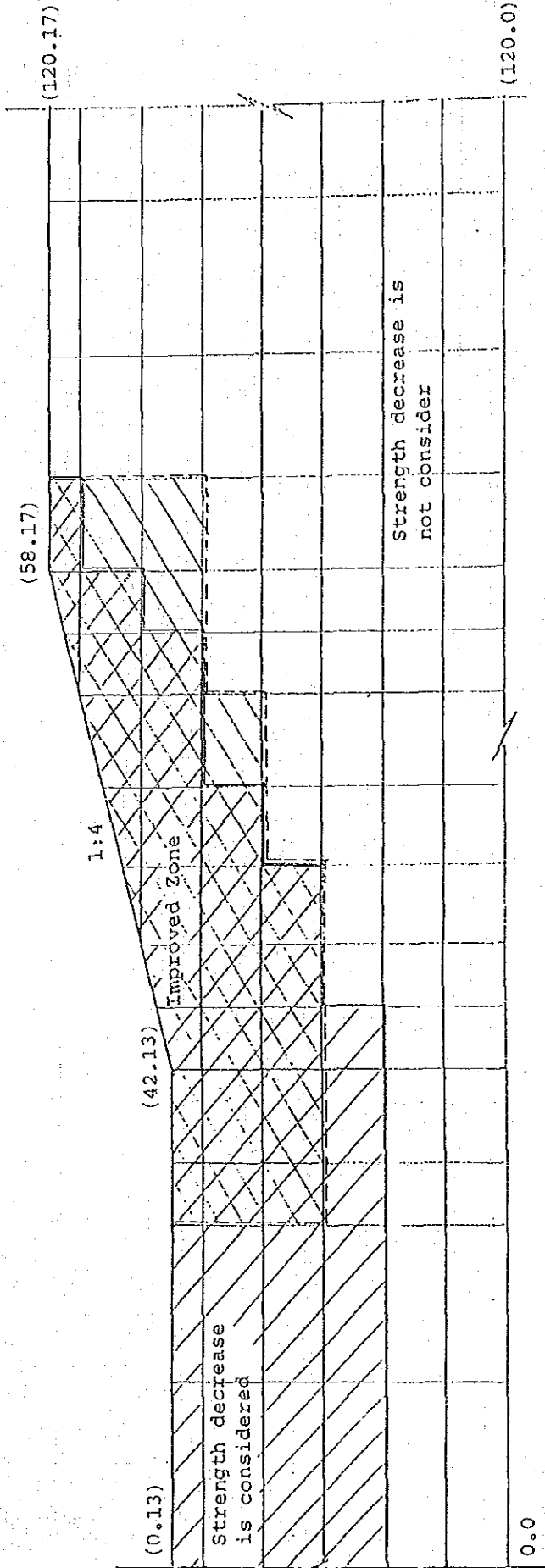


図 4. 1. 17 サンドコンパクションバイブル又は
 グラベルコンパクションバイブルに
 よる改良断面の解析メッシュモデル

から EL-17.0から見られる stiff clay まで改良することとし、改良ゾーン II では、改良ゾーン II の上で円弧すべりが起こらない深さまで改良することとする。

上記の条件を考慮すると平均改良深さはそれぞれのゾーンで次の様になる。

改良ゾーン	平均改良深さ
I	13.5m
II	5.5m

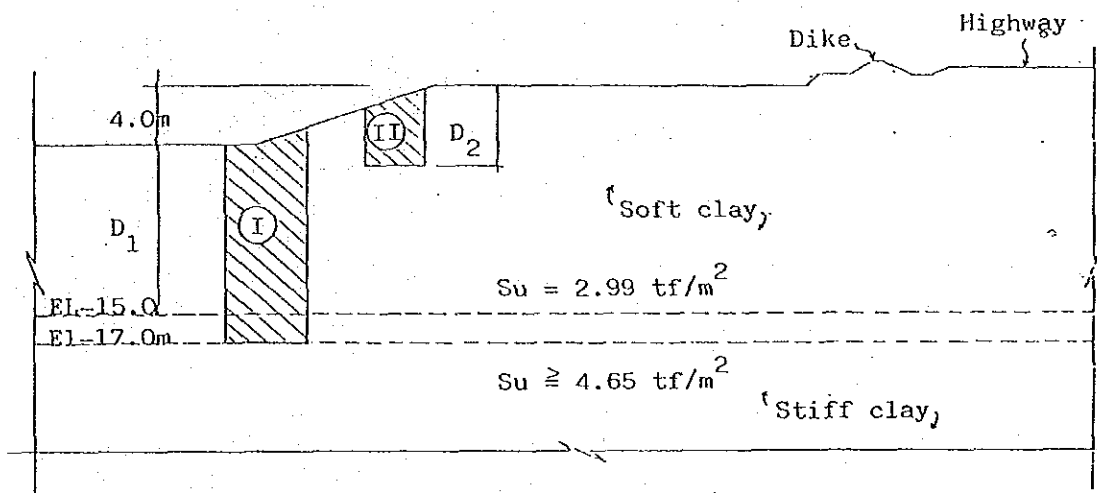


図4. 1. 18 ソイルセメントによる改良ゾーン

一方、改良幅は、日本の施工例及び経験から改良深さに対し50%以上が望ましいとされている。また、ソイルセメントコラムの径は日本での実績から1.0mとすれば、改良率30%とすると、正三角形配置でコラムの間隔は1.75mとなる(4-4章 参照)。従って、ゾーンIで4列配置ゾーンIIで3列配置とすると改良幅はそれぞれ次の通りとなる。

改良ゾーン	改良深さ (D)	改良幅 (W)	W/D
I	13.5m	5.5m	41%
II	5.5m	4.0m	73%

ソイルセメントコラムによる改良断面の安定解析モデルは、無処理断面と同様、地層を水平に分割したメッシュモデルとする。

図4. 1. 19に安定解析に用いたメッシュモデルを示す。

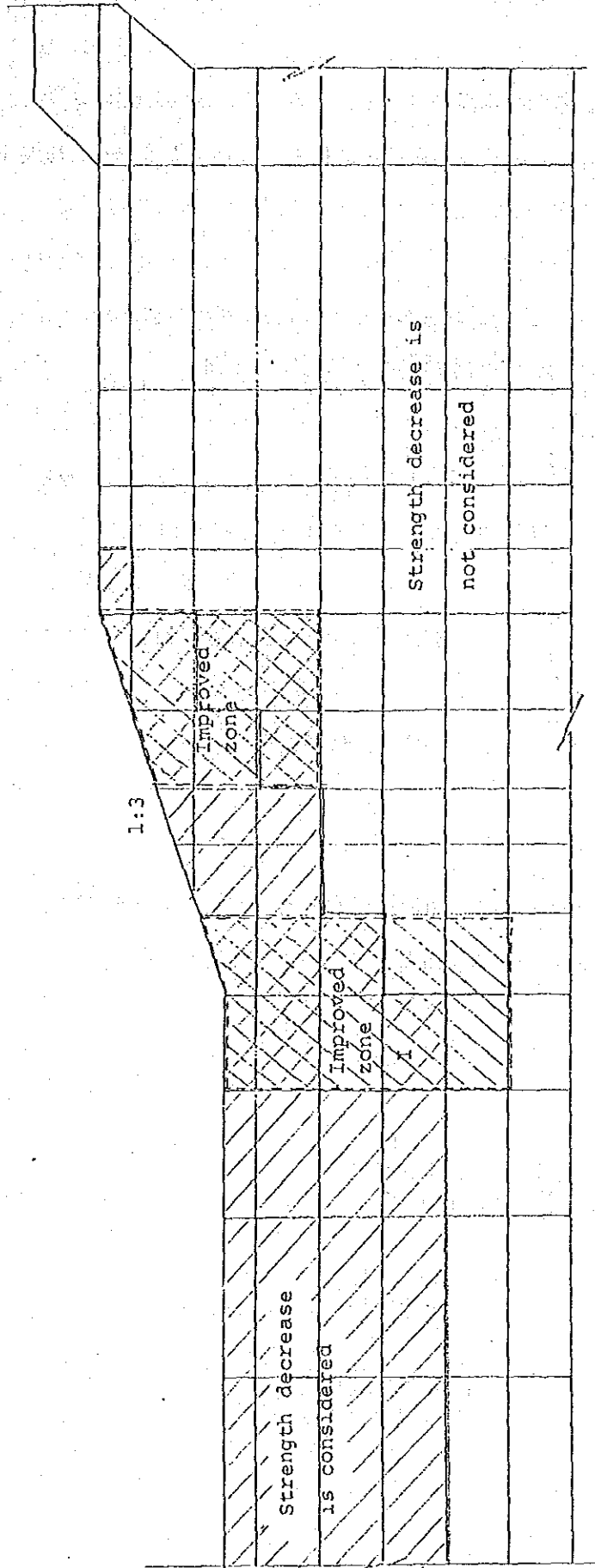


図 4. 1. 19 ソイルセメントコロラムによる改良断面の解析メッシュモデル