

土 木 研 究 所 資 料

薬液注入工法の注入効果判定手法に
関する実験的検討

昭和63年3月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室

Copyright ©(1988)by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

薬液注入工法の注入効果判定手法に 関する実験的検討

施工研究室 室長 嶋津 晃 臣
研究員 塚田 幸 広
技 官 下 坪 賢 一
技 官 川 村 浩 二

要 旨

本研究は、薬液注入工法による注入効果の簡易な確認手法を開発・確立することを目的とし、その成果として簡易なサウンディングの提案を行った。本研究では、室内試験または大型土槽実験を行い、種々の硬化材による固結土を対象として、切削能力のある先端抵抗体を回転貫入させた場合の推力、回転トルク、貫入速度等の諸特性を明らかにするとともに、固結土の強度との相関関係を把握した。また、深層混合処理における安定処理土の品質確認手法への応用の可能性についても検討した。

キーワード：地盤改良, 固結工法, 薬液注入, 注入効果, 回転貫入法, サウンディング, 強度, 混合処理

目 次

1. 研究目的	1
2. 薬液注入工法および注入効果判定手法の現状	2
2.1 注入材および注入方式の種類と特徴	2
2.1.1 注入材の種類と固化特性	2
2.1.2 注入方式の種類と特徴	6
2.2 注入の主な用途と現行注入設計手法	10
2.2.1 注入の主な用途	10
2.2.2 現行注入設計手法	12
2.3 注入材の固結形態	14
2.3.1 注入材の浸透限界と浸透理論	14
2.3.2 注入形態の種類と固結形状の測定例	16
2.4 注入効果判定手法の種類と特徴	32
2.4.1 注入固結物の特性	32
2.4.2 物理探査手法の概要	33
3. 研究方針および内容	40
3.1 研究フロー	40
3.2 本研究で対象とした注入効果判定手法	42
3.2.1 概 要	42
3.2.2 電気比抵抗探査法の適用性に関する基礎実験	44
4. 小型供試体を用いた回転貫入法に関する基礎試験	48
4.1 実験目的と概要	48
4.2 回転貫入抵抗試験機	48
4.2.1 装置の概要	48
4.2.2 装置の操作	50
4.2.3 測定方法	51
4.3 小型供試体を用いた試験 (1) (S-1) 試験	51
4.3.1 試験方法	51
4.3.2 試験結果	55
4.3.3 (S-1) 試験のまとめ	63
4.4 小型供試体を用いた試験 (2) (S-2) 試験	63
4.4.1 試験方法	63
4.4.2 試験結果	66

4.4.3 (S-2) 試験のまとめ	71
4.5 小型供試体を用いた試験 (3) (S-3) 試験	72
4.5.1 試験方法	72
4.5.2 試験結果	74
4.5.3 (S-3) 試験のまとめ	79
4.6 小型供試体を用いた試験 (4) (S-4) 試験	79
4.6.1 試験方法	79
4.6.2 試験結果	81
4.6.3 (S-4) 試験のまとめ	84
4.7 小型供試体を用いた回転貫入法に関する基礎試験のまとめ	85
4.7.1 測定データの整理	85
4.7.2 測定値相互の相関	85
4.7.3 供試体の強度と回転貫入測定値の関係	90
5. 回転貫入サウンディングの適用性に関する大型土槽実験	93
5.1 大型土槽実験 (1) (L-1) 実験	93
5.1.1 実験目的	93
5.1.2 実験概要	93
5.1.3 実験方法	94
(1) 試験地盤	94
(2) 注入による固結土の造成	96
(3) 回転貫入試験の装置と測定方法	99
(4) 固結形状の測定	104
5.1.4 回転貫入試験結果	104
(1) 回転貫入抵抗値	104
(2) 固結形状と固結強度	106
(3) 各計測値の相関性	115
(4) 貫入抵抗と固結物の分布の関係	123
(5) 推進力用油圧 (P) による影響	128
(6) 固結物強度と見掛けの貫入抵抗値との関係	129
(7) 回転速度と貫入速度の関係	129
(8) クロスビットの回転貫入試験結果	129
5.1.5 大型土槽 (L-1) 実験より抽出された課題	131
5.1.6 大型土槽実験(1) (L-1) 実験のまとめ	132
5.2 大型土槽実験(2) (L-2) 実験	132
5.2.1 実験目的	132

5.2.2	実験概要	132
5.2.3	実験方法	134
(1)	試験地盤	134
(2)	注入による固結体の造成	134
(3)	回転貫入試験の装置と測定方法	137
(4)	電気比抵抗に係わる試験方法	143
5.2.4	回転貫入試験結果	144
(1)	各測定値の深度分布	144
(2)	固結体の形状と分布および各試験位置との関係	145
(3)	地盤土および注入固結体の強度に関する検討	145
(4)	回転貫入時の測定値相互の関係	155
(5)	測定パラメータに対する地盤強度の影響	180
(6)	測定パラメータによる固結ゾーンの識別の可能性	180
5.2.5	電気検層試験における測定結果	185
(1)	比抵抗値の深度分布	185
(2)	電気伝導度と地盤強度との関係	185
(3)	電極間隔による固結体の分布識別の可能性	185
5.2.6	(L-2) 実験のまとめ	193
6	混合処理工法における品質管理手法への応用	194
6.1	混合処理工法の種類と混合処理土の性質	194
6.1.1	混合処理工法の種類とその用途	194
6.1.2	混合処理工法の利用の現状	197
6.1.3	混合処理土の強度発現に及ぼす要因	198
6.2	混合処理における現状の品質・施工管理上の課題	201
6.3	回転貫入サウンディング手法の適用性実験 (M-1) 実験	203
6.3.1	実験概要	203
6.3.2	実験方法	203
6.3.3	回転貫入試験結果	208
6.3.4	(M-1) 実験のまとめ	211
7	回転貫入サウンディング装置の試作	212
7.1	試作装置の概要	212
7.2	回転貫入装置の開発	212
7.3	試作した装置の取扱い方法	220
7.4	回転貫入サウンディング試作機の作動確認実験	221
7.4.1	作動確認実験方法	221

7.4.2 実験結果	222
7.4.3 作動確認実験のまとめ	223
8. 研究のまとめ	225
引用文献および参考文献	226

1. 研究目的

薬液注入工法は、薬液を注入して地盤を固結させることにより地盤の透水性を減少させ、または地盤の強度を増加させる工法である。この工法は、他の対策工法と比較して施工設備が小規模で済み、さらに比較的簡易に施工できることから特に都市部でのシールド工法などによる下水道管路の設置に際して湧水防止、切羽の安定といった仮設的な目的で多く用いられている。また、薬液注入工法の使用件数の増大にともなって注入技術に関する研究・開発も各方面で行われており、安全性（無公害性）は勿論のこと、注入効果の向上を目指して各種の注入材料や注入工法が開発され実用化されている。しかし、薬液注入工法は、粘性土から砂礫にいたる様々の土質条件を対象とすることや各種の注入材料・注入工法が用いられているなどその注入条件が複雑多岐にわたる上に、注入材を地盤に圧入するという施工原理であるため、この工法によって得られた注入効果は一般にかなりのばらつきがあるとされている。すなわち、薬液注入工法の設計方法が未だ確立していない上に、注入効果の予測や確認といった施工管理が困難であるのが現状である。このように薬液注入工法に関して様々な課題が積残されているわけであるが、年間相当量の注入材を地盤に注入している現状からみて、特に注入効果確認などの施工管理手法の確立が不可欠である。そこで、本研究では、薬液注入工法による注入固結範囲や強度増加の程度などを簡易に確認および予測する手法を確立することを目的としている。

2. 薬液注入工法および注入効果判定手法の現状

2.1 注入材および注入方式の種類と特徴^{12),23)}

2.1.1 注入材の種類と固化特性^{15),21)}

(1) 注入材の概要

注入材は表-2.1.1に示すように、薬液系とセメントや粘土などの非薬液系があり、薬液系はさらに水ガラス系と高分子系その他に分けられる。

古くからはセメント注入や粘土注入が行われていたが、1940年代後半に入って、浸透性のよい水ガラスを主材としたMI工法やLW工法が開発され薬液注入工法として広く使われるようになった。さらに、1960年代に米国から、粘性が水のように極めて低くゲル化時間の調節の容易なアクリルアミド系の注入材AM-9が導入された。これを契機に従来のセメントや水ガラス系に加えて尿素系、アクリルアミド系、ウレタン系など優れた材料が開発され、止水性や強度の面でも大幅な性能向上が図られた。この時期における薬液注入工法の普及には、目ざましいものがあった。

しかしながら施工技術の面で薬液の設定注入範囲外への逸走を防ぐよい方法が開発されぬまま、昭和48年から49年にかけて薬液(高分子系)による井戸水の汚染事故が発生して社会問題となった。そして昭和49年7月10日付で建設事務次官通達による「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」(以下暫定指針と呼ぶ)が出されるに至った。これにより、工事施工中緊急事態が発生した応急措置として行うものを除いて、注入薬液の種類が制限され、薬液として水ガラス系以外の使用が禁止された。また、同時に水質監視が義務付けられた。以来、今日に至るまで注入工事には暫定指針の厳しい制約が課せられている。

暫定指針以後、注入材は水ガラス系薬液と非薬液系に限られることになったが、このような制約条件においても注入材に関する研究開発が進み、現在では硬化剤との組合せなどにより数多くの種類の水ガラス系の注入薬液やセメント系注入材が開発されている。

表-2.1.1 注入材の分類¹²⁾

薬液系	水ガラス系	アルカリ系	懸濁型	水ガラス+セメント 水ガラス+セメントスラグ
			溶液型	酸性反応剤……………多数 金属塩反応剤……………塩化カルシウム等 アルカリ反応剤……………アルミン酸ソーダ
		非アルカリ系 (中性グラウト)	懸濁型	シリカゾル+セメント (スラグ)
			溶液型	水ガラス+酸性反応剤 シリカゾル+アルカリ (中和) 反応剤
	高分子系	アクリルアミド系, 尿素系, ウレタン系, その他		
	その他	セメント—急結剤, 粘土—水ガラス, セメント—粘土—水ガラス, その他		
非薬液系	セメント, 粘土, セメント—粘土, モルタル, その他			

(2) 固化特性

水ガラス系薬液の主材である水ガラスは珪酸ナトリウム (Na_2SiO_3) 溶液であり、ゲル化時間 (固結するまでの時間) と pH には図-2.1.1 に示す関係がある。水ガラス溶液そのものは強いアルカリ性を示す。これに酸を加えると pH が低下してゲル化能力が生じる。酸が増加するにしたがってゲル化時間が短くなり、pH 8~9 付近で最短となる。固結物はアルカリ性を呈する。酸をさらに増加して中性域でゲル化させることも可能であるが、瞬結領域でのゲル化があるので工夫を要する。

一方、最近開発された酸性の水ガラス溶液 (シリカゲル溶液と呼ばれている) の場合は、これにアルカリを加えると pH が上昇し同様にゲル化能力が生じる。数分程度のゲル化時間を選べば固結物はほぼ中性である。

水ガラス系薬液のゲル化の進行に伴う粘度の変化を図-2.1.2 に例示する。ゲル化時間付近で急激に硬化することがわかる。

(3) 水ガラス系注入材の種類と特徴

水ガラス系薬液は、水ガラス (主材)、硬化剤、助剤よりなる。主材の水ガラスの種類と規格を示すと表-2.1.2 のとおりである。一般には JIS の 3 号で、濃度 25% のものが多く用いられるが、透水性の大きい地

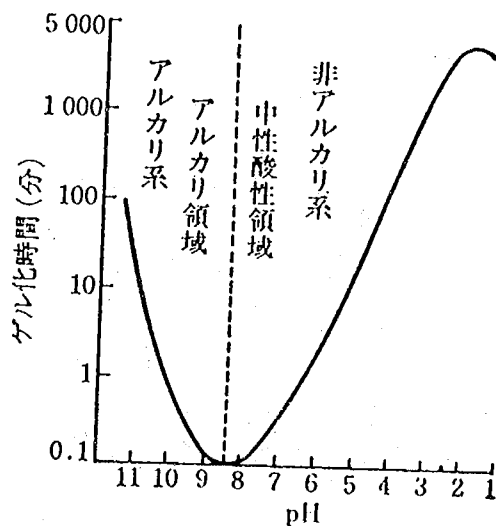


図-2.1.1 水ガラス系注入材の pH とゲル化時間¹²⁾

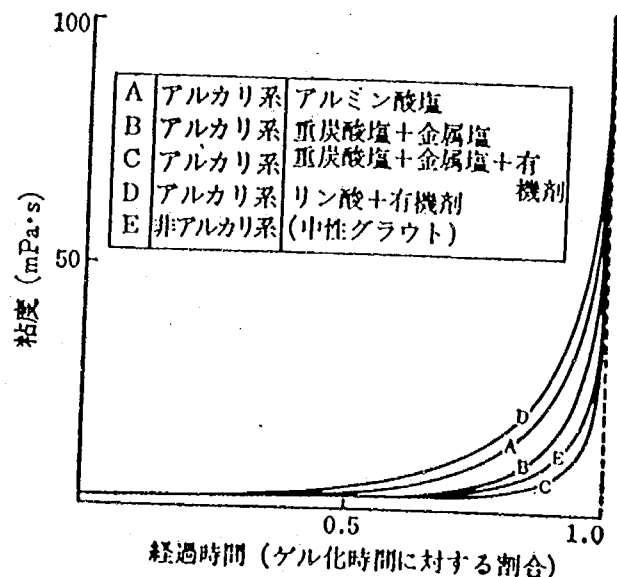


図-2.1.2 ゲル化過程における粘度変化¹²⁾

表-2.1.2 水ガラス (珪酸ナトリウム) の種類と規格 JIS K1408

種 類 項 目		1 号	2 号	3 号	メタ珪酸ナトリウム*	
					1 種	2 種
外 観		水あめ状の無色ないし わずかに着色した液体			白色粉末、 又は粒状	白色結晶
比 重 (10°C Be)	—	—	54以上	40以上	—	—
二 酸 化 珪 素 (SiO ₂) %	35~38	31~36	28~30	27.5~29	19~22	
酸 化 ナ ト リ ウ ム (Na ₂ O) %	17~19	14~15	9~10	28.5~30	20~22	
鉄 (Fe) %	0.03以下	0.03以下	0.02以下	—	—	
水 不 溶 分 %	0.2 以下	0.2 以下	0.2 以下	—	—	

* 1 種は5水塩、2 種は0.4水塩である。

* 1 種は 5 水塩、2 種は 9 水塩である。

盤や高強度の固結物を必要とする場合は高い濃度とすることがある。

水ガラス系薬液は硬化剤によって、表—2.1.3 のように分類される。また、硬化剤の種類は表—2.1.4 に示すものが用いられている。それぞれゲル化時間の調整、浸透性の向上、環境保全を目指している。

1) アルカリ系注入材

(i) 懸濁液型注入材

代表的なものにセメントを硬化剤とした LW (Labires Wasserglas, 不安定化した水ガラス) がある。LW の強度とゲル化時間は主に水ガラス濃度とセメント量によって決まる。セメント量が多くなるほどゲル化時間が短くなり、かつ強度も増加する。ただし、ゲル化時間は 1 分程度まで限度があり、これより短い瞬結性にするとはきわめて困難とされている。LW は材料の入手が容易であり、作業がやりやすく、比較的強度の発現性もよい。しかし懸濁粒子であるので地盤への浸透が妨げられるため、細砂層に対する浸透注入には不適であるとされている。現在では、主に①割裂注入による粘性土地盤の強化、②互層地盤に

表—2.1.3 水ガラス系薬液の硬化剤による分類²⁾

水 ガ ラ ス 系 薬 液	{	懸濁液型……硬化剤がセメントベントナイトなどの懸濁液であるもの
		溶液型 {
	{	無機系……硬化剤が無機化合物の溶液であるもの
		有機系……硬化剤が有機化合物を含む溶液であるもの

表—2.1.4 水ガラス系注入材の硬化剤の種類^{1),2)}

懸濁液型	1	セメント
	2	〃 + ベントナイト
	3	〃 + スラグ
	4	〃 + 石膏
	5	石膏
	6	炭酸カルシウム
溶 液 型 (無機化合物よりなるもの)	7	亜硫酸水素ナトリウム
	8	〃 + リン酸カリウム
	9	リン酸第 1 ナトリウム + 炭酸カリウム
	10	リン酸 + トリポリリン酸ナトリウム
	11	炭酸水素ナトリウム
	12	〃 + 塩化カルシウム
	13	〃 + 炭酸カリウム
	14	〃 + 硫酸マグネシウム
	15	〃 + 炭酸カリウム + 炭酸水素カリウム
	16	〃 + 〃 + 炭酸カルシウム
	17	アルミン酸ナトリウム (溶液)
	18	〃 + 粉末アルミン酸ナトリウム
	19	硫酸水素ナトリウム + リン酸第 1 ナトリウム + 硫酸マグネシウム
	20	〃 + 〃 + 硫酸アルミニウム
	21	硫酸水素ナトリウム + リン酸
	22	炭酸水素カリウム
溶 液 型 (有機化合物を含むもの)	23	炭酸水素ナトリウム + エチレングリコールジアセテート
	24	リン酸 + グリオキザール
	25	酢酸 + エチレングリコールジアセテート + グリオキザール
	26	炭酸水素カリウム + 塩化ナトリウム + エチレンカーボネイト
	27	硫酸マグネシウム + クエン酸
	28	炭酸水素ナトリウム + ガンマーブチロラクトン
	29	リン酸 + アジピン酸
	30	グリオキザール + エチレンカーボネイト
	31	〃 + エチレングリコールジアセテート
	32	〃 + ガンマーブチロラクトン

対する溶液型との複合注入、③大きな空洞の充填注入などに使用され、適用範囲が限定されつつある。

このほか最近では、この懸濁液型の浸透性に関する問題点を解決する目的でブレン比表面積が $6,000 \text{ cm}^2/\text{g}$ から $8,000 \text{ cm}^2/\text{g}$ という微粒子セメントを用いた注入材が開発・実用化している。土木研究所での透水係数 10^{-3} cm/s オーダーの砂質地盤に対する注入実験においても、普通ポルトランドセメントを用いる従来の LW に比べて浸透性がかなり改善されており、溶液型注入材に近い固結形状を示すなど良好な結果を得ている。このように微粒子セメントを用いた注入材は、浸透性に優れかつ高い強度を発現できるが、現状では材料が高価であることから重要な箇所での注入に使用が限られている。

(ii) アルカリ系溶液型注入材

溶液型注入材は懸濁液型に比べて当然のことながら浸透性がよい。硬化剤の種類により無機系と有機系に分けられる。

無機系注入材は、原理的に各種の酸、酸性塩および重炭酸塩などが反応材として使用できるので、それらの組合せも含めて多くの種類の硬化剤が考えられている。しかし、ゲル化時間が長くとれないため浸透性が低下し均質な固結物を得ることが困難であり、また、高強度が期待できないなどの問題もあり、使用に際しては十分注意する必要がある。

有機系注入材は、一般にゲル化時間の調整が容易であり、特に長いゲル化時間を得ることができる。また、ゲル化反応が徐々に進行していくため、反応率を高めることができ安定性がよい。しかし、有機系注入材は、注入固結物の中に反応過程で生ずる有機生成物を含むため、地下水などへの影響を考慮する必要がある。暫定指針では、水質監視において過マンガン酸カリウム (KMnO_4) 消費量などの検査を義務付けている。

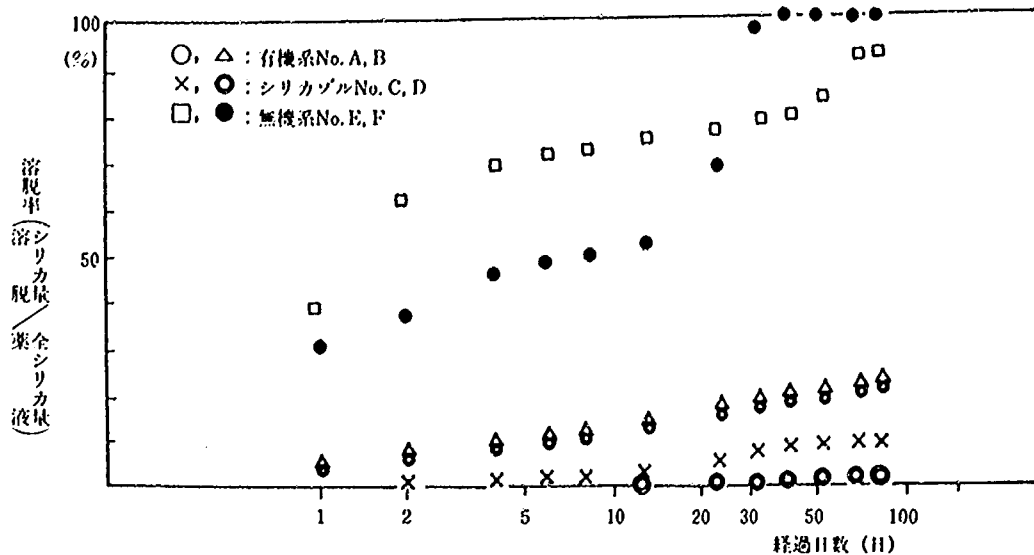
2) 非アルカリ系注入材

(i) 非アルカリ系懸濁液型注入材

非アルカリ系懸濁液型注入材は、アルカリ系懸濁液型注入材が水ガラスとセメントを主材としているのに対して、水ガラスの代わりに水ガラスからアルカリを取り除いたシリカゾルを用いるものである。この注入材は、ゲル化時間がシリカゾル濃度、セメント量および可溶性アルカリ材の3要素によって決まるが、中でもシリカゾル濃度が最も影響する。このため、シリカゾル濃度が高い場合は、瞬時に固結するため瞬結性注入材として使用することもできる。

(ii) 非アルカリ系溶液型注入材

非アルカリ系溶液型注入材には、水ガラスと酸性剤により直接中性領域でゲル化させる方法と、水ガラスに過剰酸を加えて pH 1~2 のシリカゾル（酸性シリカゾル）溶液をつくり、これにアルカリ反応剤を加えて中性領域でゲル化させる方法とがあり、前者を直接法、後者を間接法（シリカゾル法）と呼んでいる。非アルカリ系溶液型注入材については、最近室内における各種試験データが蓄積されつつあり、例えば図—2.1.3³⁶⁾ に示すように耐久性に優れていることが確認されている。



図一2.1.3 各種注入材の溶脱率測定例³⁶⁾

2.1.2 注入方式の種類と特徴^{11),23)}

ボーリングロッドをそのまま注入管として用いる単管ロッド注入方式やストレーナ管と呼ばれる多孔管を埋設してその中から注入剤を注入する単管ストレーナ方式が在来方式として用いられてきたが、暫定指針以後の研究開発により、主材と硬化剤の液がロッド先端の合流後数秒でゲル化する二重管単相注入方式（二重管ロッド方式とも呼ばれてきた）あるいはこれとは逆に、注入外管を設置しその周りをシールグラウトを固結させたのち数10分オーダのゲル化時間をもつ注入材で浸透注入を行う二重管ダブルパッカー注入方式が開発、または海外から導入されてきた。この間さらにこれらの瞬結型の注入と緩結型の浸透注入とを組合せた注入方式も実用化され、多重管複相注入方式と呼ばれている。これらの注入方式は、現時点では表一2.1.5のように分類できる。

(1) 単管注入方式

(i) 単管ロッド注入方式（図一2.1.4, 2.1.6(a)参照）

この注入方式は、ボーリングロッドをそのまま注入管として用いる方式であるため、注入作業が簡便であり、また他方式と異なり、特許工法となっていないなどの理由で暫定指針以後も多く使われてきた方式である。しかし、この注入方式は注入材が地山とロッドの間から逆流したり、地層の弱所へ流出しやすいといった欠点を有しており、所定の固結範囲に固結物を造成することは困難な方式であることから最近ではこの方式による注入件数は減少する傾向にある。

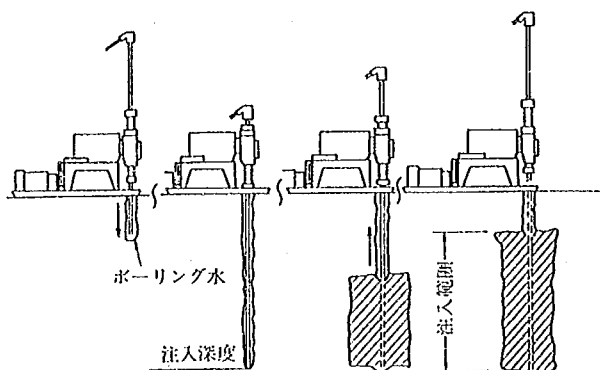
(ii) 単管ストレーナ注入方式（図一2.1.5, 2.1.6(b)参照）

この注入方式は、注入管の設置工と注入工が独立しているため、複数本の注入を同時に行い平面的に広域にわたる注入が可能である。また注入材が多数孔から分散して水平に吐出するため、地盤に比較的均等に浸透しやすいという利点がある。しかし、その一方では注入管加工や設置に手数がかかり注入単価が高く、また注入深度があまりとれないほどの多くの問題を有しており、現状では特別な条件のところ以外はほとんど使われなくなっている。

表-2.1.5 注入方式の種類²³⁾

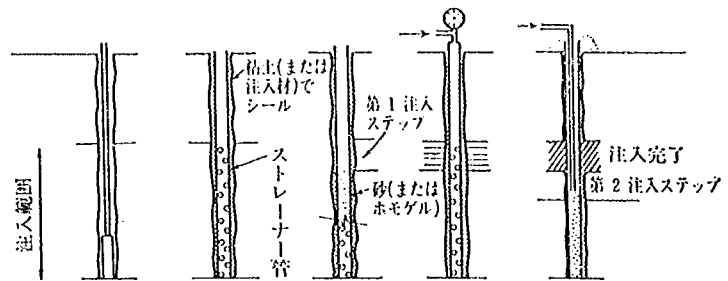
注入管の構成	注 入 方 式	ゲル 化 時 間	注入材の混合方式*)
単 管	単 管 ロ ッ ド	急 (数 分)	1.5 シ ョ ッ ト
	単 管 ス ト レ ー ナ	緩 (数 十 分)	1 シ ョ ッ ト
多 重 管	二 重 管 ダ ブ ル パ ッ カ ー	緩 (数 十 分)	1 シ ョ ッ ト
	二 重 管 単 相	瞬 (数十秒以下)	2 シ ョ ッ ト
	多 重 管 複 相	瞬 結 + { 急 緩 結 }	2 ショット + { 1.5 ショット 1 ショット }

*) 1 ショット：A, B両液をあらかじめミキサーで混合し圧送する方式
 1.5 ショット：A, B両液が注入管の手前で合流混合する方式
 2 ショット：A, B両液が注入管の先端で合流混合する方式



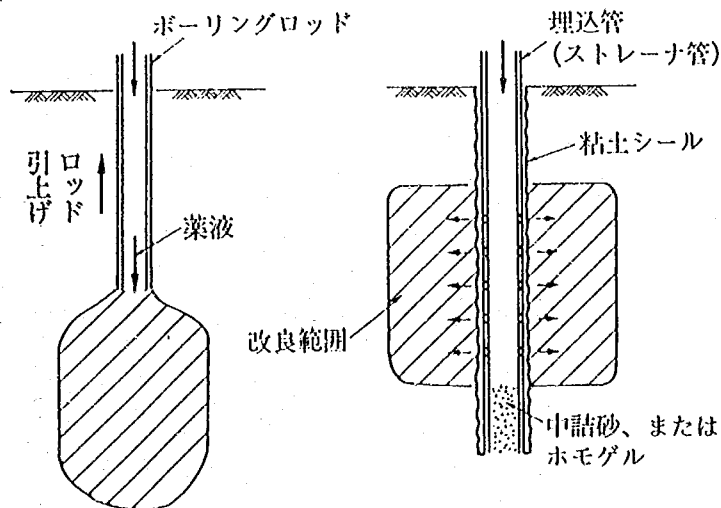
① 削孔開始 ② 削孔終了 ③ ステップアップ注入 ④ 注入終了

図-2.1.4 単管ロッド注入施工要領図¹¹⁾



① 削 孔 ② ストレーナー管 ③ 第1ステップ ④ 第1ステップ ⑤ 第1ステップ注入完了
 設置、シール材 砂流出し 注入 第2ステップ砂流出し
 充てん

図-2.1.5 単管ストレーナー注入施工要領図¹¹⁾



(a) 単管ロッド注入方式

(b) 単管ストレーナ注入方式

図-2.1.6 単管注入方式の注入概要²¹⁾

(2) 多重管注入方式

(i) 二重管ダブルパッカー注入方法 (図-2.1.7 参照)

二重管ダブルパッカー注入方式はフランスから導入されたソレタンシュ工法を原型とするもので現在我が国では図-2.1.7 に示すものを含めて3種類の注入方式が用いられている。この注入方式は、図-2.1.7 に示すとおり注入外管を固定してその内側にダブルパッカーの付いた注入管を挿入して注入する方式であるため、注入管の挿入位置を変えることによって任意の位置で反復注入、または、複合注入することができる。この注入方式は、「2.3.2(3)注入固結形状の測定例—各種注入方式による止水壁造成実験—」において述べる土木研究所での注入実験¹⁰⁾およびこれまでの実績から信頼性の高い注入方式といえることができるが、注入外管をシールグラウトで固着し、そのまま埋殺しにすることや、施工手順が多いことから最も高価な注入方式となっている。

(ii) 二重管単相注入方式 (図-2.1.8, 2.1.9 参照)

二重管単相注入方式は、当初は二重管ロッド工法とも呼ばれ二重管ボーリングロッドの先端に図-2.1.8

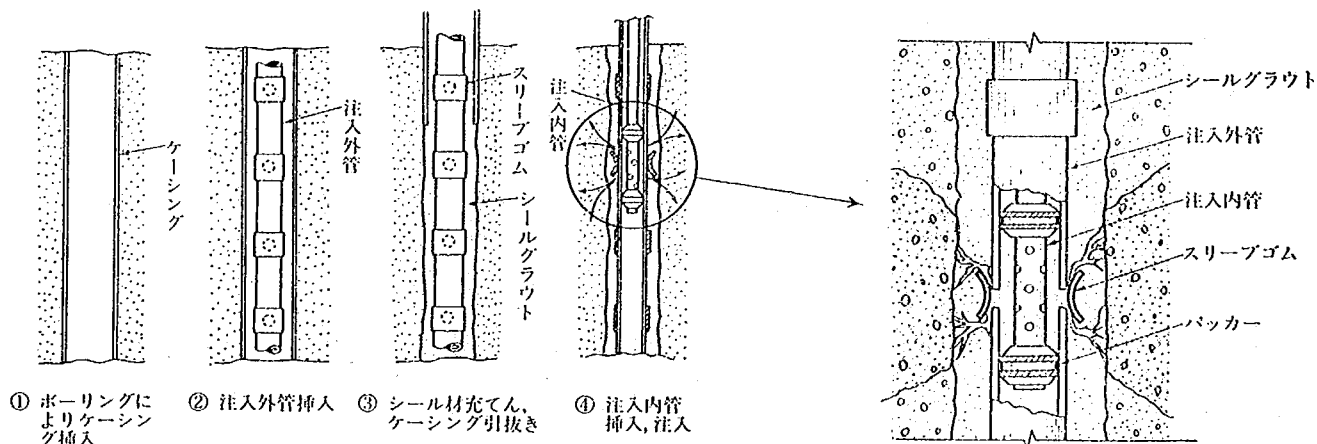


図-2.1.7 二重管ダブルパッカー注入方式による施工順序図^{14),23)}

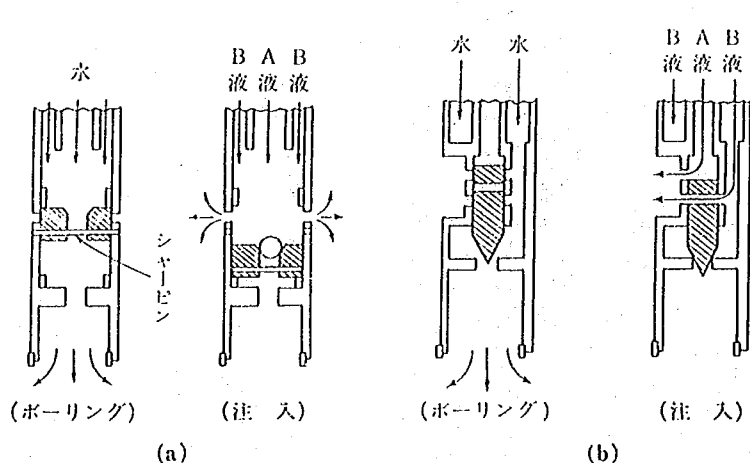


図-2.1.8 二重管単相注入モニター構造例^{14),23)}

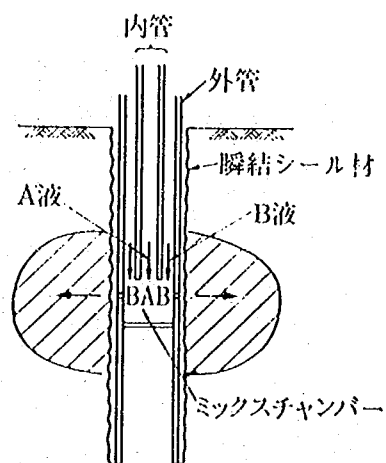
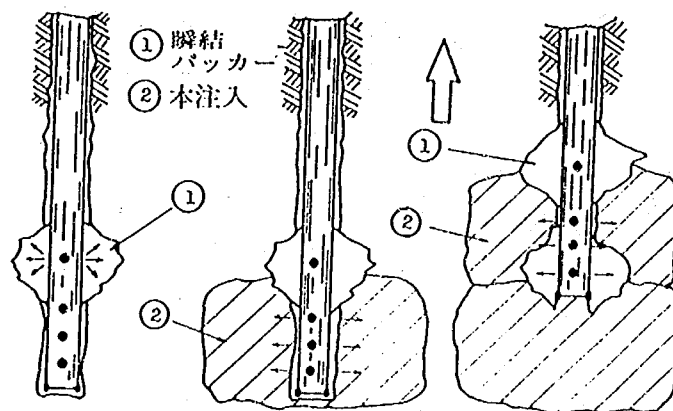


図-2.1.9 二重管単相注入方式の概要²¹⁾

に示すような注入管を装置している。この注入方式は限定注入方式として開発されたもので、単管ロッド注入方式と同等の施工速度であることから現在広く用いられている。しかし注入材が3~10秒といった瞬結性のものを使用するため割裂注入が卓越し、この注入方式によって得られる固結物の形状は凸凹が激しく均質なものになりにくいという特徴がある。また図-2.1.9に示すように注入方式の原理上、A、B2液をロッド先端で合流混合する方式（2ショット方式と呼ぶ）であるため混合性が必ずしも良好とはいえず、部分的に長いゲル化時間の部分が生じ、これが遠方へ流出することも考えられる。

(iii) 多重管複相注入方式（図-2.1.10、2.1.11 参照）

多重管複相注入方式は、二重管単相注入方式と同様に二重管（あるいは多重管）ボーリングロッド先端



第 1 ステ ッ プ

第 2 ステ ッ プ

図-2.1.10 多重管複相注入方式の注入概要¹¹⁾
(グラウトパッカーによる方式)

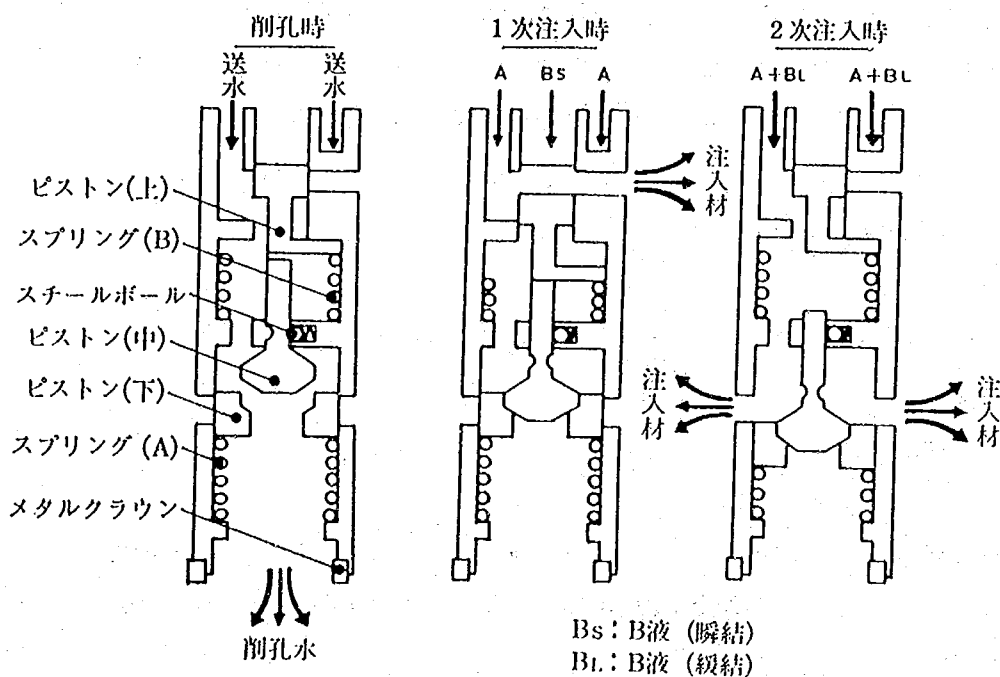
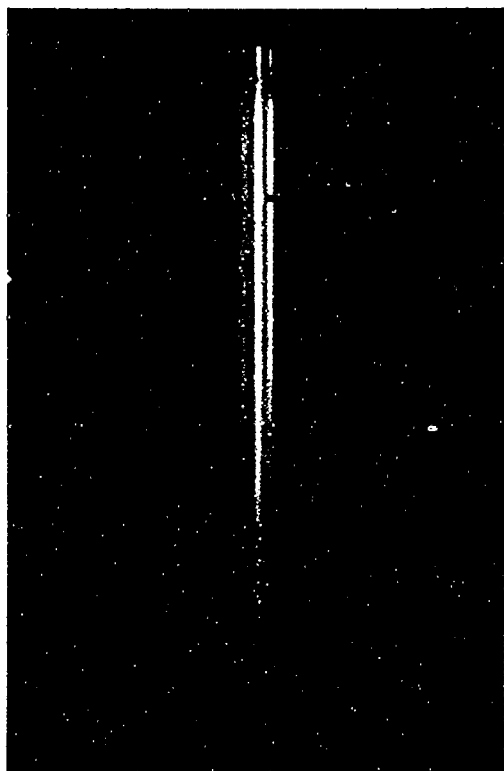


図-2.1.11 バイモード工法モニターの構成²³⁾



上段ストレーナー噴射状況

(a)



下段ストレーナー噴射状況

(b)

写真-2.1.1 バイモード工法モニターの作動噴射状況³⁸⁾

の特殊な注入管から注入する方式である。この注入方式は、二重管（あるいは多重管）ロッドを用いて瞬結型の注入を行い地中にグラウトによるパッカーを形成した後に、長いゲル化時間の緩結型で浸透注入を行うという原理に基づいている。この注入方式は、瞬結、緩結いずれもストレーナから行うため横方向に均質な注入が期待できるばかりでなく、地盤条件に応じて瞬結と緩結の注入割合を変えたり、ステップ長を変えることにより地層の変化にも対応することが可能であることされている。この注入方式の例として、土木研究所において開発した「バイモード工法」の吐出機構を図-2.1.11 に示す。

2.2 注入の主な用途と現行注入設計手法

2.2.1 注入の主な用途

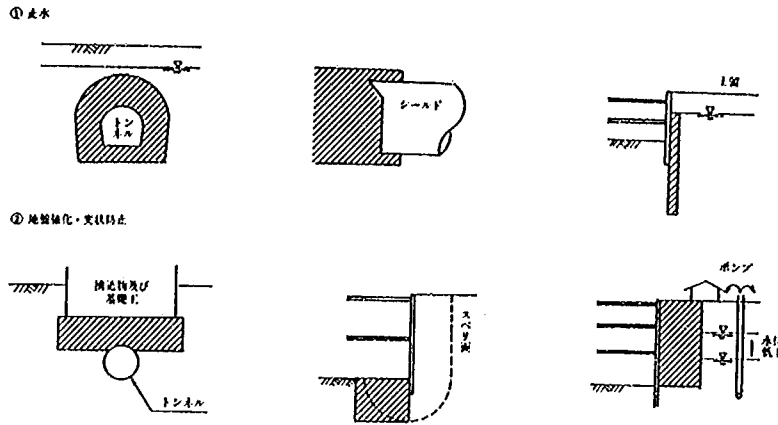
薬液注入工法は、図-2.2.1 に示すように大きくその目的を区分すると

- ① 止 水
- ② 地盤の強化、変状防止

に分けられる。

また、工種別の用途では、開削工事、シールド工事において土留め壁からの漏水防止、ヒーピングやボイルリングの防止、シールド切羽面の安定や漏水防止さらには、構造物周辺地盤の強化などを目的として用いられている。

しかしながら、薬液注入工法の目的は、上記のように仮設工的な用途にとどまり、注入材の耐久性につい

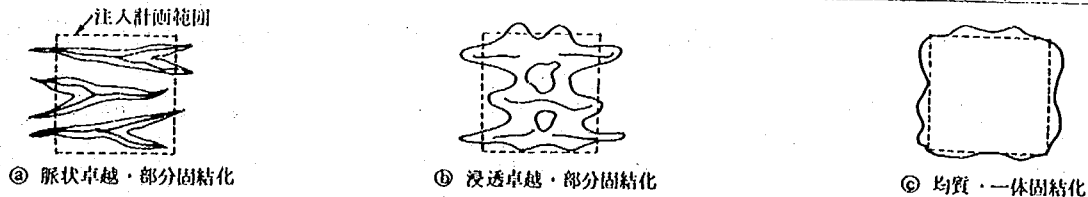


図一2.2.1 薬液注入工法の主な用途²⁾

表一2.2.1 注入方式の選定に際して考慮すべき主な注入方式の特徴¹⁾

注入方式	対象地盤	注 入 効 果	注入 ^(*) 形態	信 頼 性	現場周辺に与える影響	施工性・施工単価
単管ロッド注入	粘性土	脈状注入により、地盤強化の効果が得られる場合がある。	③	注入効果が不均質であり、信頼性に乏しい。	- 大きな空隙のある地盤、互層地盤の層位等から注入材が周辺に逸走する可能性がある。 - 地盤変状の可能性が大きく、周辺構造物・埋設物等への影響を考慮する必要がある。	- 施工は最も簡便である。 - 安価である。
	砂	脈状注入となり、十分な改良効果は得られず、止水効果は劣る。	③			
	礫	比較的良好な改良効果が得られる場合がある。	③④			
	互 層	注入材が特定の場所に注入され、全体の改良は困難。	—			
二重管単相注入	粘性土	脈状注入により、地盤強化の効果が得られる場合がある。	③	水が豊富な場合には効果的であるが、砂層に対する均質性の面ではやや問題がある。	- ゲル化時間が短いため、注入材の流亡は少ない。 - 地盤変状の可能性もあり、周辺構造物・埋設物等への影響について検討の必要がある。	- 施工は簡便である。 - やや高価である。
	砂	脈状注入と浸透固結により、比較的良好な改良効果が得られる。	③④			
	礫	良好な改良効果が得られる。	④			
	互 層	比較的良好な地盤改良が可能である。	—			
多重管復相注入	粘性土	脈状注入により、地盤強化の効果が得られる場合がある。	③	比較的信頼性が高い。	地盤変状や周辺構造物・埋設物等への影響は比較的少ない。	- 施工はやや複雑となる。 - 比較的高価である。
	砂	比較的良好な浸透固結による改良効果が得られる。	④			
	礫	良好な改良効果が得られる。	④⑤			
	互 層	良好な地盤改良が可能である。	—			
二重管ダブルパッカー注入	粘性土	脈状注入により、地盤強化の効果が得られる場合がある。	③	信頼性が高い。	地盤変状や周辺構造物・埋設物等への影響は少ない。	- 施工は比較的複雑となる。 - 反復注入が可能である。 - 高価である。
	砂	均質な浸透により、良好な改良効果が得られる。	⑤			
	礫	均質な浸透により、良好な改良効果が得られる。	⑤			
	互 層	全体に均質な改良効果が得られる。	—			

* 注入形態



て十分確認されていないことから恒久的な目的で使用されるに至っていない。

その原因として、表一2.2.1 に示すように薬液注入工法によって得られる固結物の強度または形状のばらつきが大きく、その傾向は、先に 2.1 において述べた注入材、注入方式に大きく依存している。さらに重要なポイントとして、薬液注入を行う地盤自体が均一であることはまれであり、通常かなり複雑な成層構成である。

ただし、昨今の注入固結土の耐久性に関する研究あるいは新しい注入材の開発を待つて、比較的近い将来恒久的な目的で使用されるものと予想される。

2.2.2 現行注入設計手法

(1) 注入設計全般

注入設計に当たっては、注入目的を満足する効果が得られるように地盤条件に対する注入範囲や注入量を定めるとともに、先に述べた注入材や注入方式の特徴を十分把握した上で最も注入目的に適した施工仕様を選定することが大切である。さらに、注入材が注入対象範囲外へ流出することにより生活環境に影響を及ぼすことのないように特に留意する必要がある。注入の設計項目として、①注入範囲の設定、②注入量の算定、③注入材・注入方式の選定、および④注入管の設置形態、注入孔の配置間隔の決定などがあげられる。以下には、上記の項目のうち注入範囲の設定および注入量の算定について述べる。

(2) 注入範囲の設定

注入範囲は、土質条件、施工条件、周辺環境条件を総合的に勘案して設定する。しかしながら、これまで述べてきたように地盤の不均一性に加え、注入材および注入工法により注入効果（強度増加、透水性減少）の度合が異なるなど不確定な要素が多く残されているため、過去の施工実績から注入範囲を設定することが多い。例えば、図-2.2.2、図-2.2.3は各々開削工事における土留め不連続部、底盤部の注入範囲を例示し

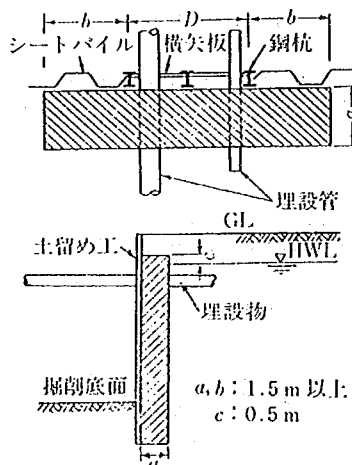


図-2.2.2 土留め不連続部の改良範囲(例)¹⁴⁾

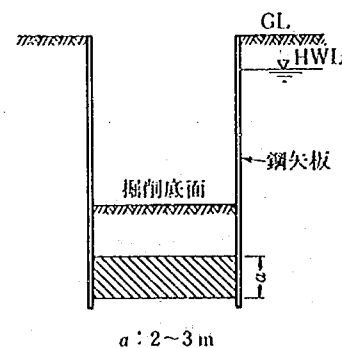


図-2.2.3 底盤注入の改良範囲(例)¹⁴⁾

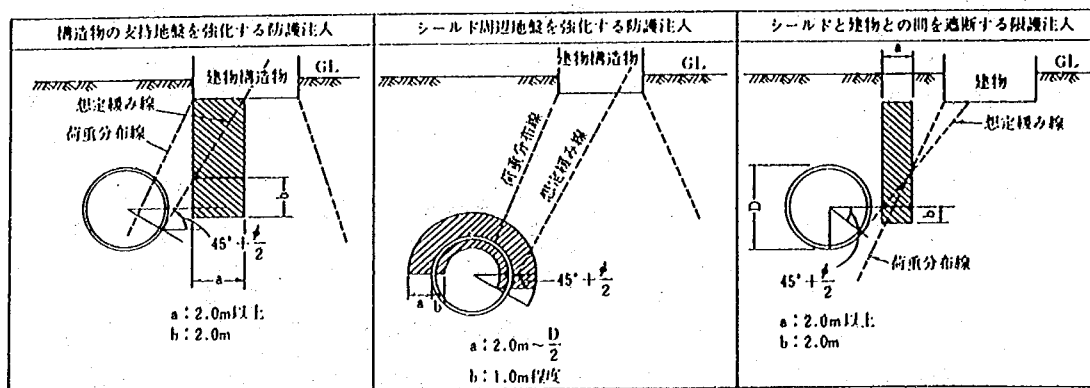


図-2.2.4 シールド工事に伴う近接構造物の変状防止例¹⁴⁾

たものである。また、シールド工事に伴う近接建造物の変状防止に際しては、注入目的に応じて図-2.2.4に示すような注入範囲を設定することがある。

このように、経験的に注入範囲を設定する場合が多いが、注入範囲をチェックするために計算式を用いることも少なくない。以下には、地盤開削時のボーリング防止、盤膨れ防止、土留め不連続部の安定を検討する際に用いられる計算手法を列挙する。なお、この他にもシールド工法に伴う検討計算式が種々提案され、適宜用いられている。

① ボーリング防止 (矢板根入れ不足の場合、図-2.2.5 参照)

$$d' \geq \frac{F_s \cdot H}{2r'} - d \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで、

F_s : 安全率

d : 掘削底面からの矢板の根入れ長

d' : 改良長

H : 水面から掘削底面までの距離

r' : 砂の水中単位体積重量

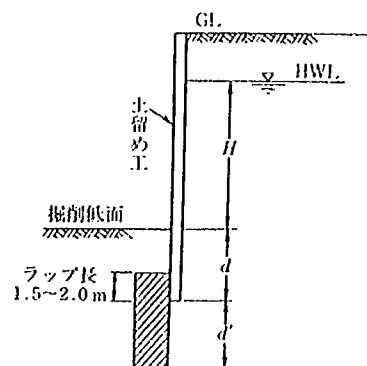


図-2.2.5 ボーリング防止改良長^{12),14)}

② 盤膨れ防止 (図-2.2.6 参照)

$$l_1 \geq \frac{F_s \cdot r_w \cdot h_w - r_{t2} \cdot l_2}{r_{t1}} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、

F_s : 安全率

l_1 : 未改良部分の厚さ

l_2 : 改良部分の厚さ

r_{t1} : 未改良部分の土の単位体積重量

r_{t2} : 改良部分の固結土の単位体積重量

r_w : 水の単位体積重量

h_w : 被圧水頭

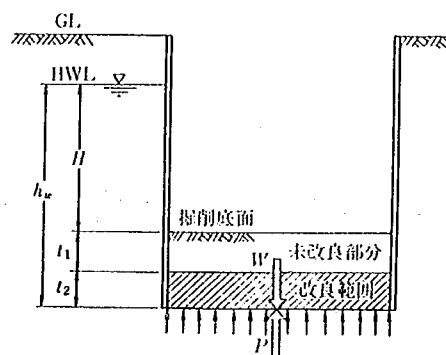


図-2.2.6 盤膨れに対する検討^{12),14)}

③ 土留め不連続部の安定 (図-2.2.7 参照)

$$b \geq \frac{(W_1 + W_2) \cdot (F_s \cdot \sin \theta - \cos \theta \cdot \tan \phi) \cdot \cos \theta - c_2 a}{c_1 - c_2} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここで、

F_s : 安全率

W_1, W_2 : すべり土塊の重量

c_1 : 改良部分の粘着力

c_2 : 未改良部分の粘着力

ϕ : 土の内部摩擦角 (注入によって変化しない)

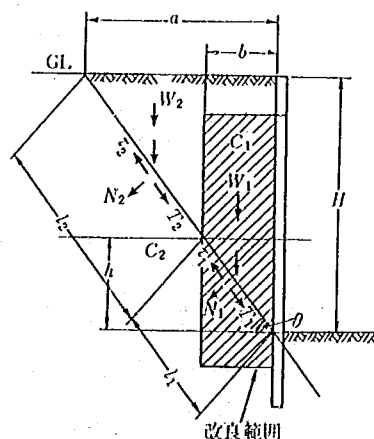


図-2.2.7 土留め不連続部の安定に対する検討^{12),14)}

$$\theta := 45^\circ + \phi/2$$

b : 改良幅

a : すべり土塊の影響幅

(3) 注入量の算定

注入量 Q を求める基本式は、注入対象土量 V に注入率 λ を乗じた次の式が示されている。

$$Q = \lambda \cdot V \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

注入率 λ は、地盤の間隙率や注入填充率のほか固結形状、有効固結率などの多くの要因を包含していることになるが、それらの要因の個々について定量的な関係は得られていない。そのため、注入率は、一般的に土質試験などによって求められる間隙率 n と実験的あるいは経験的に得られる注入填充率 α およびその他の諸要因を一括した余裕率 β を用いる方法をとっている。(表-2.2.2 に注入方式による標準注入率の一例を示す。)

すなわち、次式で表わされる。

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot n \cdot V \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここで、

Q : 注入量

V : 注入対象部分の体積

n : 土の間隙率

α : 注入填充率

β : 余裕率, 損失係数 β^* を導入して $\beta = (1 + \beta^*)$ と考える場合もある。 $\beta \approx 1.1$ とすることが多い。

表-2.2.2 注入方式による標準注入率^{12),14)}

注入方式	砂質土 [%]	粘性土 [%]
単管ロッド注入	30~35	20~30
二重管単相注入	40	40
多重管複相注入	40~45	40~45
二重管ダブルパッカー注入	40~50	40~50

(注) 上記の率はマス注入としての例であり、次のようなケースでは注入率を多く取る必要がある。

- イ) 改良範囲が小さいか、改良幅が小さいとき
- ロ) 深い位置での注入
- ハ) 既設構造物に近接した場合や土が一度乱された場合
- ニ) 完全に止水の効果を期待するとき
- ホ) 重要構造物の防護

2.3 注入材の固結形態

2.3.1 注入材の浸透限界と浸透理論^{23),16)}

これまでは、薬液注入工法における注入材および注入方式について概略を述べてきたが、薬液注入工法では先に述べたように注入材が地盤中を浸透し目的の場所に達したところで硬化することが理想であり、注入材の地盤への浸透性は本工法の重要な特性の一つである。ここでは、注入材の浸透限界およびこれまで提案

されている浸透理論について述べる。

(1) 注入材の浸透限界

注入材が地盤へ浸透しやすいか否かは懸濁型の場合はセメントの粒子径に、また溶液型では注入材の粘性に大きく依存する。懸濁型の場合、セメント粒子相互の凝集作用あるいは土粒子間を通るときにそこに付着して間隙を狭めるという閉塞作用（またはろ過作用）のため、単純にセメント粒子径が間隙より小さければ浸透するという事にはならない。そこで、懸濁型注入材が浸透するか否かを判定する方法としてグラウタビリティ比（Groutability ratio: GR ）がある。これは、地盤の土粒子の粒径加積曲線の15%径 D_{15} と注入材粒子の85%径 D_{85} の比をとって浸透性を判定しようというものである。すなわちグラウタビリティ比は次式で表される。

$$GR = \frac{D_{15}}{D_{85}} \dots\dots\dots (2.6)$$

このグラウタビリティ比の評価値としては、研究者や発表機関によって多少異なる範囲が与えられているが、米国陸軍工兵隊（U. S. Army Corps of Engineers）の例¹⁰⁾を示すと次の値となっている。

- $GR < 11$: 浸透不能
- $11 < GR < 19$: 浸透可能（ただし、注入材の粒径が均一）
- $19 < GR < 24$: 十分浸透可能
- $24 < GR$: 浸透良好

この関係から普通ポルトランドセメントおよび微粒子セメントのグラウタビリティ比を求めると、各々おおよそ透水係数 $k=10^{-1}\text{cm/sec}$, $k=10^{-3}\text{cm/sec}$ のオーダの地盤が浸透限界ということになる。また、2.3.2 (3)固結形状の測定例(1)で述べる人工地盤における注入実験においてもほぼ同様の結果を得ている¹¹⁾。

溶液型注入材の場合は、初期粘度と粘度の時間変化が浸透性に大きく影響を与えることが知られている。アクリルアミド系（暫定指針では使用を認めていない）は初期粘度が1.3 cpoise と小さいうえに、この粘度をほぼ一定に保持し、ゲル化時間に近くなったところで急激に増大するといった特性があり、水に近い浸透性を有するが水ガラス系は一般的に初期粘度が3.0 cpoise と高く、アクリルアミド系の浸透性までは至っていない。

(2) 注入材の浸透理論

地盤中に注入した注入材の浸透性状さらには浸透範囲を理論的に求めようという試みは古くからなされている。しかし、これまでに繰り返し述べてきたように地盤の不均一性、注入方式の多様化など多くの要因が絡み合っているため、これらを厳密に理論化するのは難しいと言わざるを得ないのが現状である。

ここでは、これまでに発表されている代表的な浸透理論式（注入時間と浸透距離の関係）を表2.3.1にて紹介するにとどめる。

なお、溶液型注入材の代表的な浸透理論として、Maagの式、Karolの式などがあるが、これらはいずれも注入地盤が均質であること、注入材の粘性が浸透中に変化しないことなど注入条件が理想状態にあるものと仮定されて導かれたものである。そのため、これら浸透理論式の適用に当たっては、地盤状態、注入材の浸透特性、注入方式などを十分考慮する必要がある。

表一2.3.1 主な浸透式(溶液型注入材)²³⁾

提案者	浸透式	備考	記号
Maag	$t = \frac{\mu n r^2}{k h} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right)$	—	t : 注入(または浸透)時間 R : 浸透距離
Rafle	$t = \frac{n r^3}{k h} \left[\frac{\mu}{3} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right) - \frac{\mu - 1}{2} \left(\frac{R^2}{r^2} - 1 \right) \right]$	—	r : 注入管の半径 μ : 注入材の粘度 n : 地盤の間隙率 k : 地盤の透水係数 h : 注入圧力水頭
Karol	$t = \frac{\mu n}{q} \cdot \left(\frac{4}{3} \pi \right)^3 \cdot R^3$	注入材が球状に浸透すると仮定している	q : 注入速度 ρ : 注入材の密度
Haferi	$t = \frac{n g (R'/r) r^2}{2 k h} \left(\frac{R^2}{r^2} - 1 \right)$	注入対象地盤が薄い層をなしている場合に適用	α : 填充率 A : 有効注入孔径係数
島 田	$t = \frac{\alpha \mu n r^2}{3 A \rho k h} \left(\frac{R^3}{r^3} - 1 \right)$	Maag の式の修正式(実験式)	

2.3.2 注入形態の種類と固結形状の測定例

(1) 注入形態

薬液注入による基本的な固化処理の考え方は、地盤の構造や土粒子の配列を破壊することなく土粒子の間隙に注入材を浸透・固結させることにより不透水化、あるいは土の粘着力を増加させるというものである。しかしながら、注入材のゲル化時間、粘性、地盤の透水性、土中の応力状態、さらには注入速度などの影響を受けるため、必ずしも土粒子間の注入材が浸透して固結するという形態となるとは限らない。

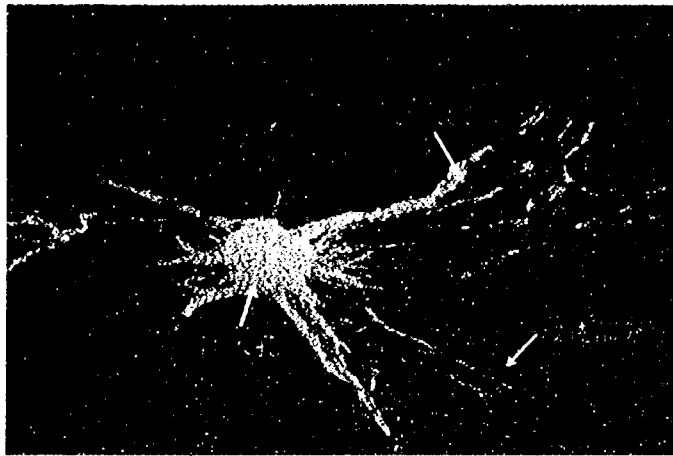
代表的な注入形態として、浸透注入と割裂注入がある。浸透注入は土粒子間の間隙中の水を押し出しながら薬液で置換える形をとるものである。したがって砂礫や砂地盤のように、土粒子の間隙が大きいほど浸透しやすい。また、薬液も懸濁液型よりも溶液型の方が浸透しやすい。砂質地盤における注入機構の大部分が浸透注入に当る。一方、粘土のように不透水性の地盤や懸濁液型薬液を小さな間隙の地盤に注入する場合は浸透注入は不可能となり、液圧により土をくさび状に破壊していく割裂注入(または脈状注入)となる。この結果、注入材が地盤中に局部的に脈状、あるいは枝状に貫入する注入形態となり、注入材が骨格をなすことによって注入効果が発現される。地盤にクラック、土層の境界面の弱い部分がある場合、あるいは浸透注入の可能な地盤でも注入速度が大きく高圧注入となる場合などでも割裂注入となりやすい。

これらの基本的な注入形態は、実際の地盤においては、単独で生じるよりもむしろ写真一2.3.1のように複合されて生じる場合が多い。

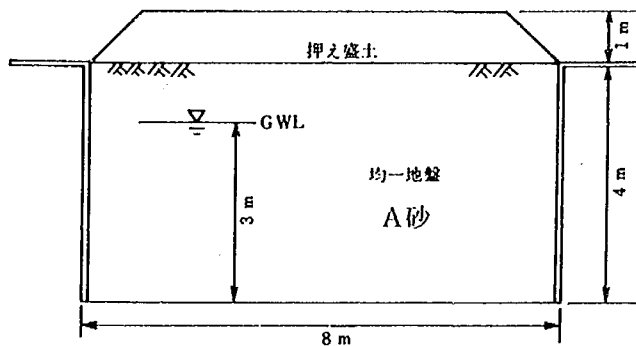
(2) 注入固結形状の測定例 (1)^{24),25),26)}—人工的砂質地盤における注入実験—

1) 固結形状

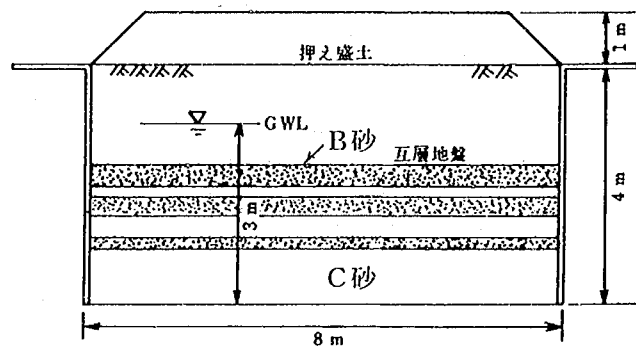
図一2.3.4は、均質細砂層における水ガラス系各種薬液の注入実験における固結状況である。図中、PCは普通ポルトランドセメント、MCは微粒子セメントを硬化剤に用いた懸濁液型薬液、無機系および有機系は両者共溶液型薬液である。実験によるとPC系による固結物は、注入孔から太い脈が発達しており、固結物はこの脈に沿って形成されている。これは、注入孔近傍ではセメント粒子の圧入によって脈が発達するが、注入管から離れるにつれて圧力が低下し、脈から周囲に注入材が浸透する形態をとるためと考えられる。これに



写真—2.3.1 割裂・浸透注入の例



図—2.3.1 均一砂層の土層構成



図—2.3.2 互層状砂層の土層構成

対してMC系は、注入管を中心とした円柱状に近い形状を呈し、また、脈もかなり細く比較的良好な浸透性を示している。溶液型注入材のうち無機系は、ゲル化時間が数分程度であるため十分な浸透時間をとることができず、また、ゲル化が比較的不安定であることからその固結物は均質になりにくいという欠点を有しており、本実験においてもその傾向がうかがえる。これに対して有機系は、ゲル化時間が数10分と長く、また、低粘性であることから浸透性に優れ、注入孔を中心とした注入設計範囲にほぼ近い固結形状を呈している。

図—2.3.5は、細砂と粗砂と互層地盤における注入実験例である。この図において、PC系は壁状、MC系は楕円柱状、有機状はほぼ円柱状を呈していることがわかる。このように互層地盤においても均質地盤と同様の傾向が見られた。しかし、各条件とも細砂層でくびれた状態となっており、本実験においては、ほぼ80%程度の注入材が粗砂層へ流入していることが観察された。また、細砂層と粗砂層の境界部分に板状に注入脈が観察され、互層地盤における注入設計の困難さがうかがわれた。

なお、両注入実験における注入地盤条件、注入条件を図—2.3.1、図—2.3.2および表—2.3.2にまとめて示す。また、地盤砂の粒度分布は図—2.3.3に示す。

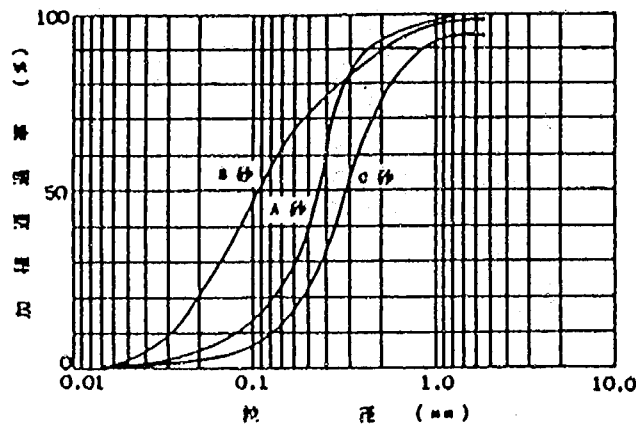


図-2.3.3 地盤砂の粒度分布

表-2.3.2 主な注入条件

	注入材料の種類	注入方式		ゲル化時間		注入比率 固 液	注入半径
		固結材	緩結材	固結材	緩結材		
均一地盤	ポルトランドセメント系	2ショット	1.5ショット	6~8秒	5~16分	3:7	80cm
	微粒子セメント系	2 "	1.5 "	"	5~10分	4:6	50
	無機系	2 "	1.5 "	"	5分	3:7	50
	有機系	2 "	1 "	"	12~40分	2:8	50
互層地盤	ポルトランドセメント系	2 "	1.5 "	"	3分	3:7	50
	微粒子セメント系	2 "	1.5 "	"	7分	3:7	50
	無機系	2 "	1.5 "	"	5分	2:8	50
	有機系	2 "	1 "	"	20分	4:6	50

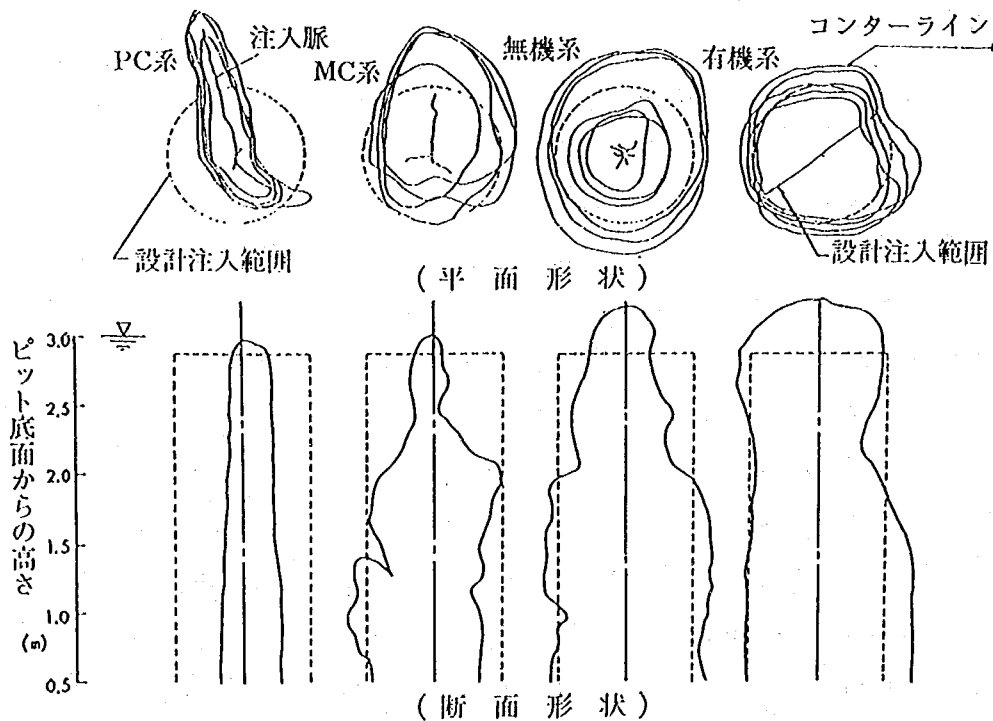
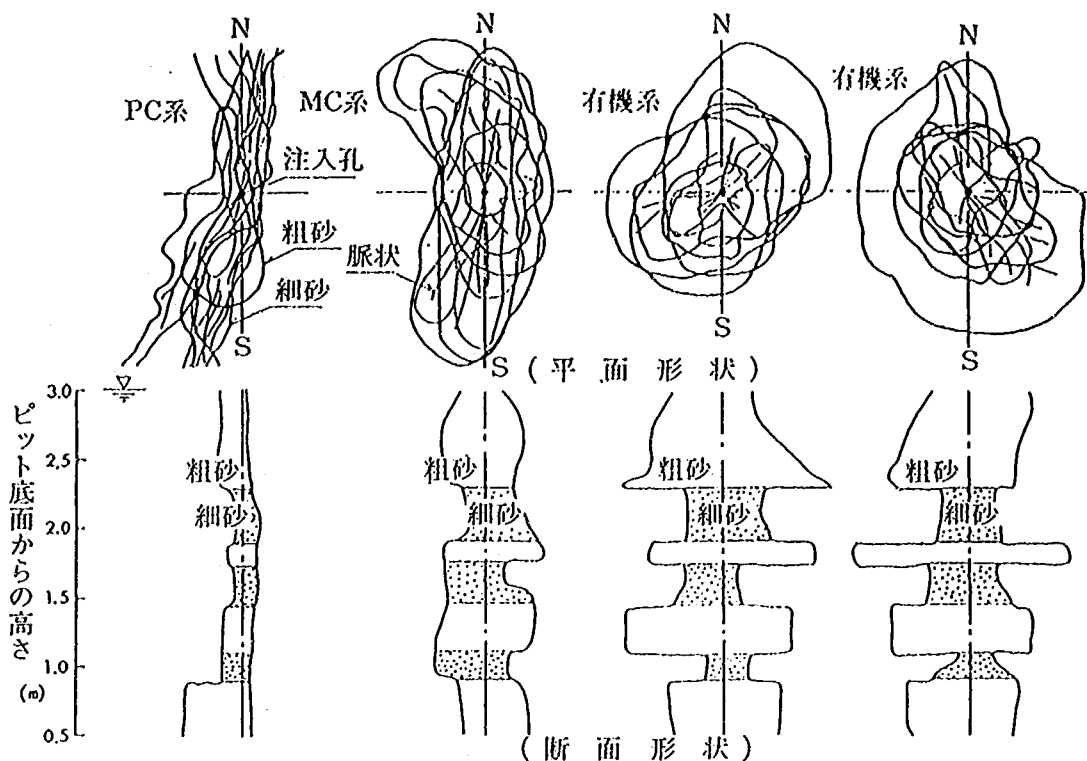


図-2.3.4 均一細砂層における各種薬液の固結状況に関する実験例²⁴⁾

(細砂層: 透水係数 10^{-3} cm/秒, 地下水位以下の注入, 注入モニター: パイモード工法)



図一2.3.5 互層地盤における各種薬液の固結状況に関する実験例^{24),26)}

(細砂層：透水係数 10^{-3} cm/秒，粗砂層： 10^{-1} cm/秒，注入モニター：パイ
モード工法)

2) 固結形状の評価

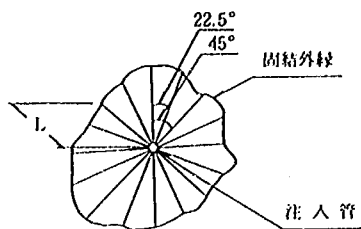
(i) 固結形状の測定方法

この注入実験においては、理想的な注入状態として、ここでは固結物が注入管を中心とした設計注入範囲内に均等・等厚（円柱状）に形成されるものと考え、各種注入材の固結形状を評価するために図一2.3.6に示すように固結物を注入管に垂直な断面で切断し注入管と固結物外縁までの長さ（ l ：固結長と称する）を深度方向に 10 cm ピッチ，16 方位について測定した。

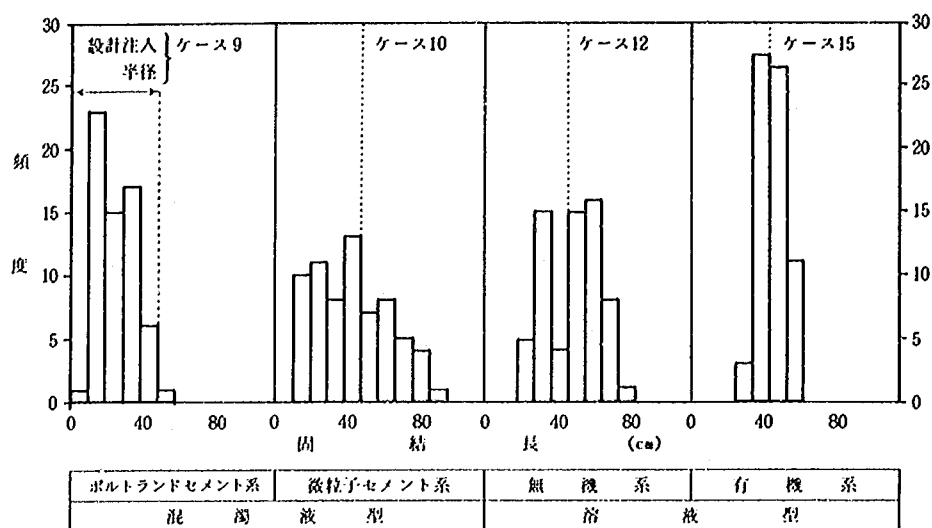
(ii) 各種注入材の固結長の頻度分布

図一2.3.7 に本実験における各種注入材の代表的な固結長の頻度分布を示す。この図において、懸濁液型注入材のうちポルトランドセメント系注入材の場合、その分布が、設計注入半径より短い固結長に集中し、頻度分布図からもその浸透性が劣っていることがわかる。これに対して、微粒子セメント系注入材の場合、多少バラツキが大きいものの設計注入半径を中心とした分布を呈しており、ポルトランドセメントに比べて浸透性が優れていることがうかがえる。また、溶液型注入材では、無機系、有機系とも懸濁液型に比べて良好な分布を呈しており、特に有機注入材の場合、固結長の分布が設計注入半径およびその近傍に集中している。

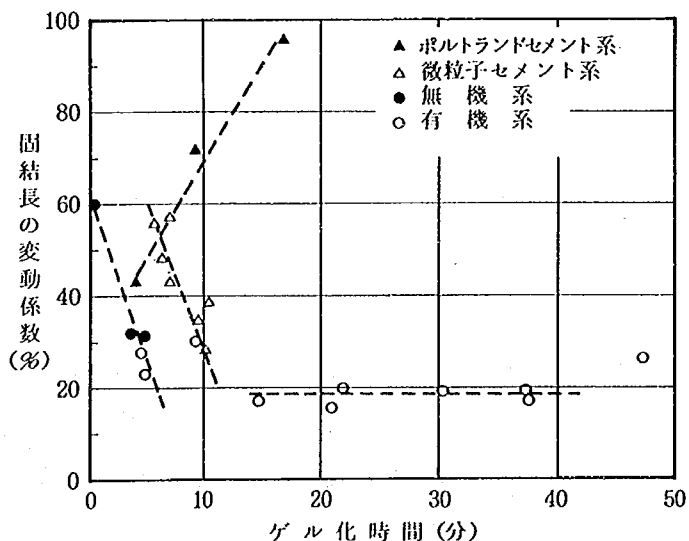
図一2.3.8 に固結長の変動係数とゲル化時間の関係を示す。この図において、ゲル化時間が比較的短い微粒子セメント系、無機系注入材は、ゲル化時間が長くなるにつれて変動係数が減少する傾向を示している。また、狭いゲル化時間の範囲で変動係数の減少割合が大きいなどゲル化時間が固結形状に与える影響



図一2.3.6 固結長の測定方法



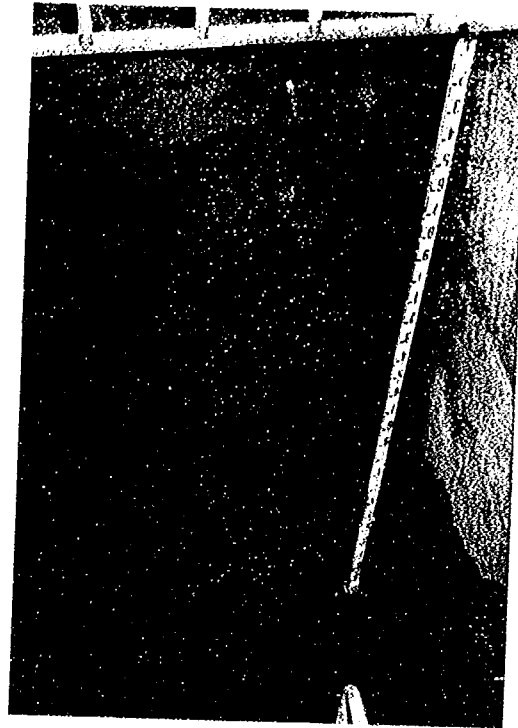
図一2.3.7 固結長の頻度分布^{1),18),24)}



図一2.3.8 固結長の変動係数とゲル化時間の関係^{1),18),24)}

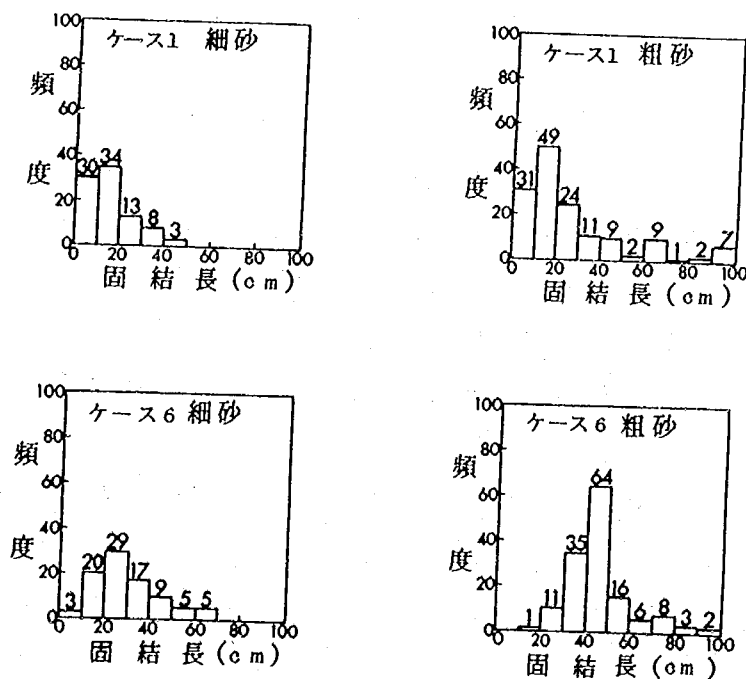
が大きいことがわかる。微粒子セメント系注入材の場合は、その変動係数の減少割合が、無機系注入材のものと似かよっていることから、その浸透性が、溶液型注入材に比較的近いものと思われる。有機系注入材の場合は、ゲル化時間が10分から40分程度と広範囲におよぶが、変動係数は、ゲル化時間の影響を受けず、ほぼ20%と一定であり、他の注入材より小さい値を示している。しかし、これらの注入材とは逆にポルトランド系注入材では、ゲル化時間が長くなっているにもかかわらず変動係数が大きくなるなど、他の注入材と異なった傾向を示している。これは、注入圧力などの施工状態および脈の発生状態などが複雑に影響しているためと思われる。

なお、写真一2.3.2には均質地盤における固結柱体の一例を示す。



写真—2.3.2 均質な砂質地盤における固結柱体³⁸⁾

次に互層地盤における注入実験における固結土の固結長に関して、その頻度分布の特徴を細砂層に分けて比較する。図—2.3.9にケース1 (ポルトランドセメント系)、ケース6 (有機系) の固結長の頻度を示す。この図において、細砂層ではケース1、6とも固結長がほぼ30 cm以下に集中しており、注入材による差はみられない。しかし、粗砂層については、ケース1では、固結長の変動係数が、0.90 とばらつきが大きく、また



図—2.3.9 固結長の頻度分布^{1),26)}

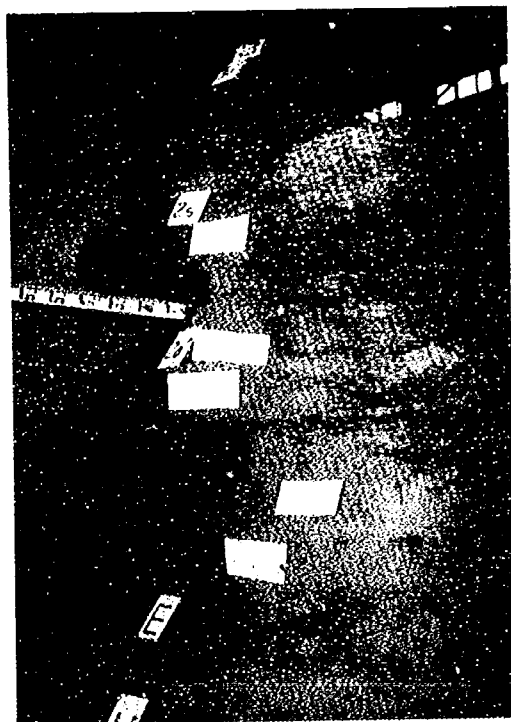


写真-2.3.3 互層地盤における固結柱体³⁸⁾

固結長の平均も 27 cm と小さい値を示している一方、ケース 6 では、変動係数が 0.30、平均値が 46 cm と比較的良好な分布を呈しており、懸濁型と溶液型の差が顕著にみられる。ここで、均一地盤における実験結果を合わせて述べるとポルトランドセメント系注入材は透水係数 $k=10^{-1}$ cm/sec 程度の粗砂層においても脈状が卓越し、固結物の形状が複雑になる一方、溶液型有機系注入材は $k=10^{-3}$ cm/sec 程度までは比較的均等な注入が可能であることが明らかとなった。なお、写真-2.3.3 には固結柱体の一例を示す。

(3) 注入固結形状の測定例 (2)^{8),10)}—各種注入方式による止水壁造成実験—

1) 実験概要

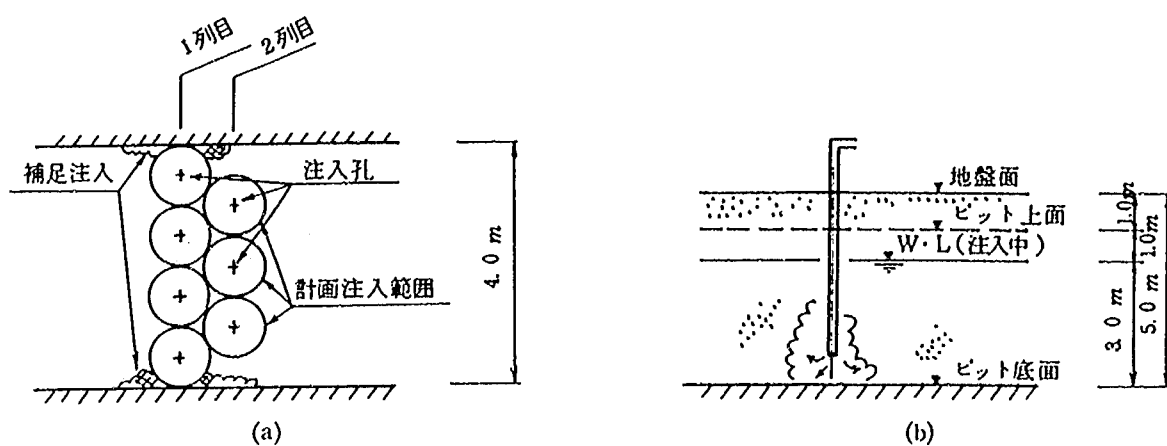
薬液注入工法の主要目的の 1 つに対象地盤の透水性を低下させ地下水を止水することがあげられる。この地下水の止水は地盤中に連続的な止水性の壁を形成することにより達成される。本実験では、この注入工法の止水効果を取り上げ、注入工法の種類によって注入効果にどのような相違があるのか、また、実際どんな形状の止水壁が形成されるのか、あるいは注入孔間隙によってどの程度の止水効果の相違が見られるのかなど施工上の問題点を定量的に把握するために行っている。実験は、図-2.3.10 (a), (b) に示すように土工実験施設内の中型ピットを使用しピットの短辺方向に注入孔を配列し単～複列注入で止水壁を形成した後、壁の止水効果を調べた。

それぞれの実験ケースには、表-2.3.3 に示すように条件の相異がある。P-3,4 の実験ケースの違いは、注入管先端部の構造が異なることにある。

2) 固結形状の測定

(i) 固結形状

各実験ケースの固結形状を写真-2.3.4～2.3.9 に示す。固結土の壁形成状況は、前節の現場透水試験結



図一2.3.10 実験概要

表一2.3.3 実験ケース概要

実験ケース 略 称	工 法 名	注 入 材 料		地 盤 条 件	注入孔 の間隔長
		種 類	固結時間		
P-1	ロ ッ ド 工 法	有機系溶液型(水ガラス)	3分	細粒分5%以下	1.0 m
P-2	二重管ロッド工法(1)	無機系溶液型(水ガラス)	3秒	◇	0.8 m
P-3	◇ (2)	◇	◇	◇	1.0 m
P-4	◇ (3)	◇	◇	◇	◇
P-5	ダブルパッカー工法	有機系溶液型(水ガラス)	30分	◇	◇
P-6	土研式工法	◇	3秒+30分	◇	◇
P-7	二重管ロッド工法(4)	有機系溶液型 (親水性ウレタン)	3分	◇	◇

果と良く一致していた。すなわち、止水性の良いケースは、壁が厚く均一な形状を示す。壁の形成状況等について以下整理する。

a) 単管ロッド工法 (写真一2.3.4 参照)

① 第1列目……第1, 2孔の固結土は連続しているが、第2孔と第3孔の間に非固結部が20~50 cm 生じていた。第3, 4孔は壁の上部約1 mが完全に欠落していた。

② 第2列目……第6~7孔共、上部ステップ位置に固結土が完全に欠落し、固結形状は円すい状に上部が細く下部で広がったものであった。

③ 全体的に、壁は連続しておらず、止水壁としては問題である。

b) 二重管ロッド工法(1)~(3) (写真一2.3.5~2.3.7 参照)

① 列方向の連続性は割合よいが、第1列目と第2列目とが連続しておらず壁の内部に未固結部分が見られた。また地下水の流下方向に連続した非固結部分が1部見られ連続した壁を形成していないものもあ

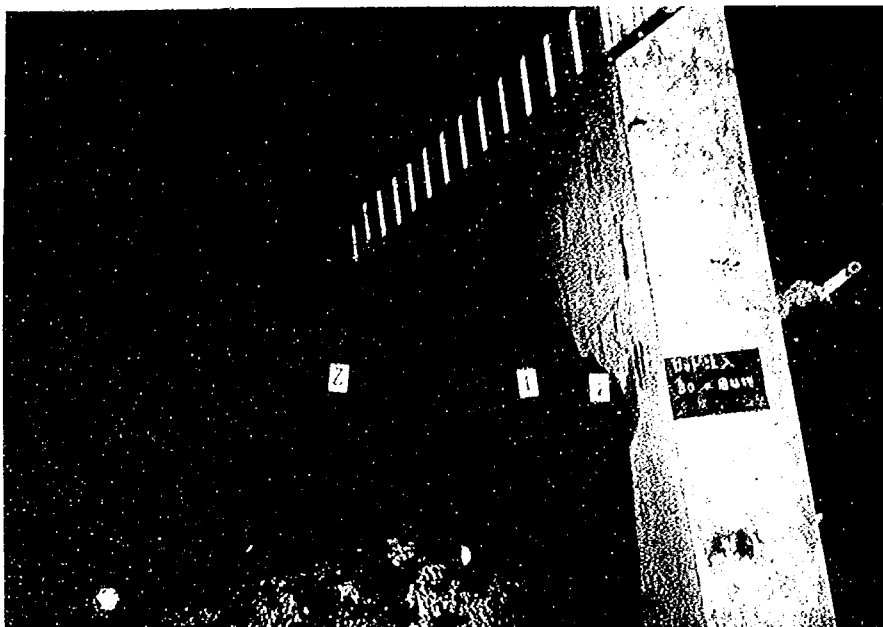


写真-2.3.4 単管ロッド工法による止水壁造成状況(P-1)

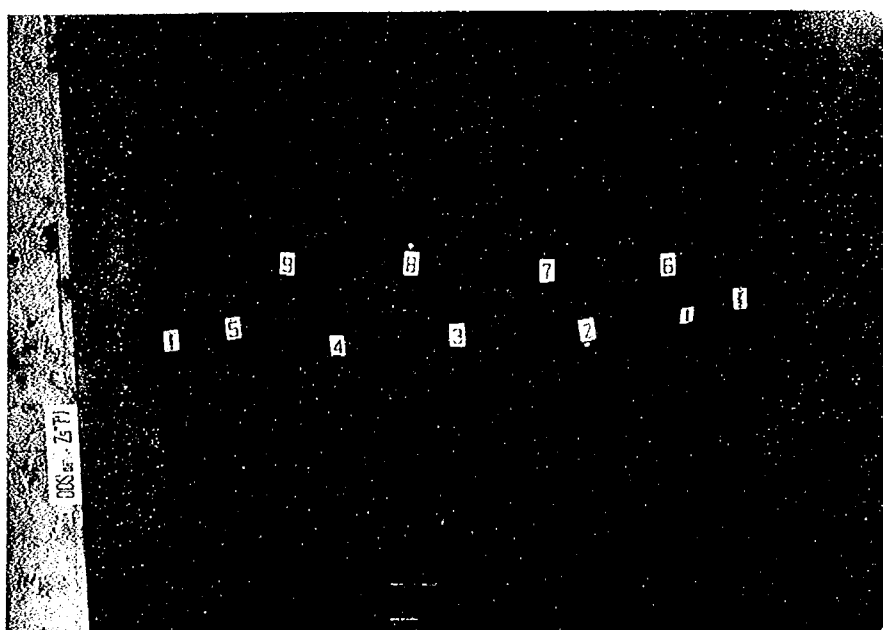


写真-2.3.5 二重管ロッド工法による止水壁造成状況(P-2)

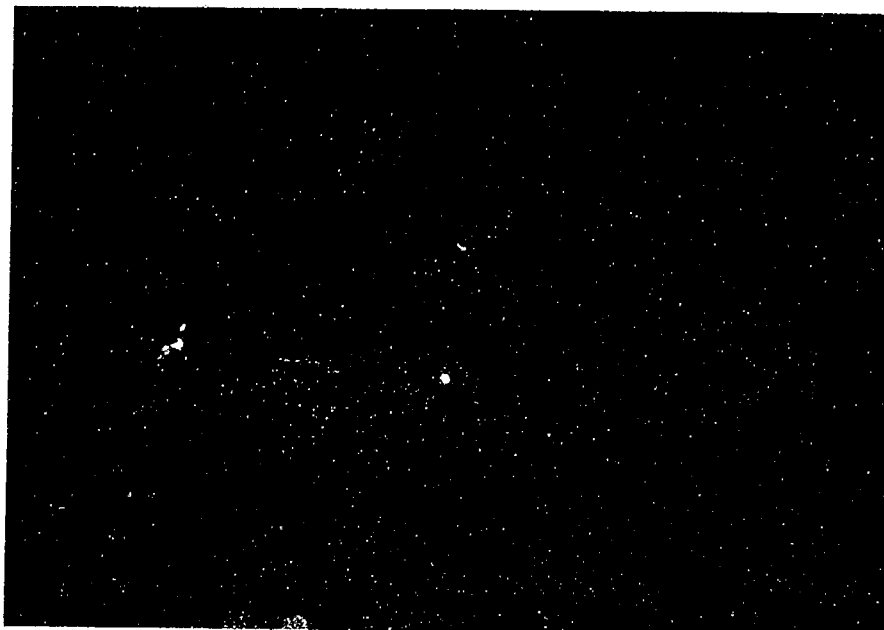


写真-2.3.6 二重管ロッド工法による止水壁造成状況(P-3)



写真-2.3.7 二重管ロッド工法による止水壁造成状況断面(P-4)

りこのため確実な止水効果を期待できない場合もある。

② 各ケースの止水壁と比べると、P-2とP-3は差がなく、P-4は大きな欠損部がなくP-2,3より良好であった。

③ 注入孔間隔に関しては、止水実験結果と同じく、0.8mと1.0mの間に優劣は認められなかった。

④ 瞬結工法の特徴である（脈状注入）→（浸透固結）機構通りに、固結土が形成されていた。すなわち、固結土中に脈状注入が網状に走っているのが認められた。

⑤ 固結土の表面には極めて多数の凸凹が見られた。なおP-4は、P-2、P-3より凸凹の大きさは小さかった。

c) ダブルパッカー工法（写真-2.3.8 参照）

① 各注入孔による固結土は、ほぼ計画通りの円柱状で、連続した止水壁が形成されていた。

② 脈状注入は、CBのみ見られた。

d) 土研式工法（写真-2.3.9 参照）

① ピットの側壁付近の固結土は、下方に若干広がっているが、ピット中央部の固結土は、ほぼ一樣な厚さで計画通りの壁を形成していた。

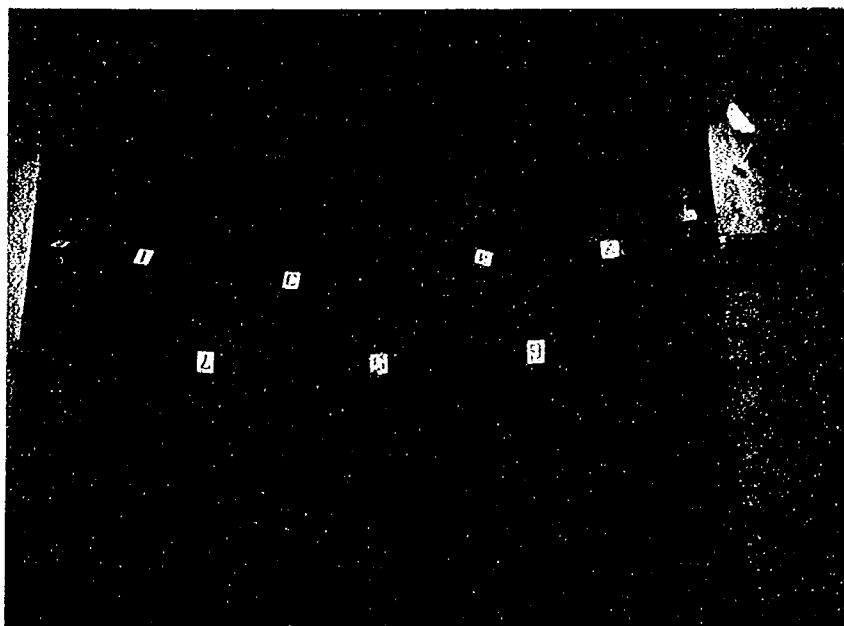
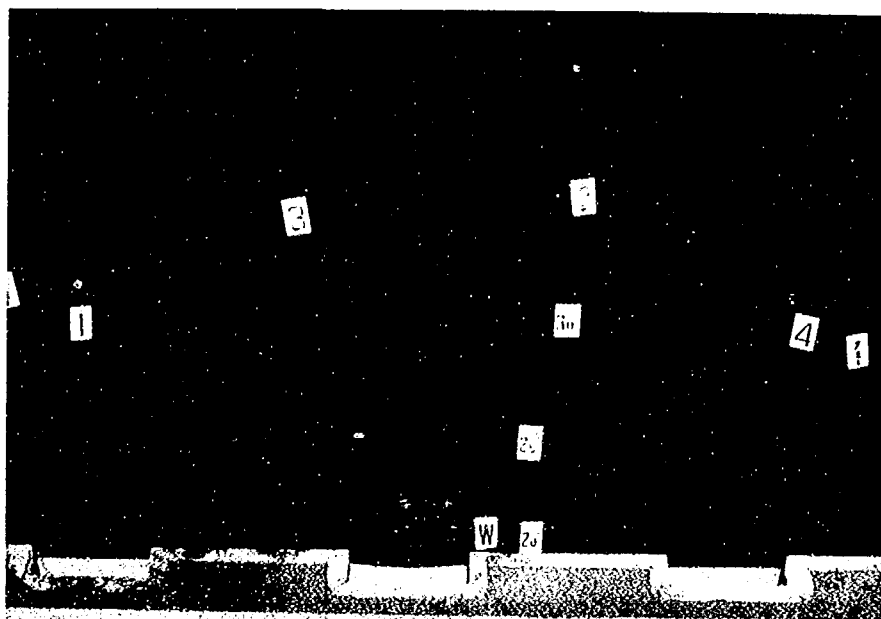


写真-2.3.8 ダブルパッカー工法による止水壁造成状況(P-5)



写真—2.3.9 土研式工法による止水壁造成状況(P-6)

(4) 固結形状の測定例 (3)^{8),9)}—自然砂質地盤での注入実験—

1) 実験方法

実験を行った地盤の状況を図—2.3.11 に示す。注入は GL—4.8m~7.8m の 3 m の砂層で行った。砂層は礫分を若干含む砂で構成されており、その粒度分布を図—2.3.12 に、また土粒子の比重等の諸元を表—2.3.3 に示す。

本実験において採用した注入方式は、単管ロッド、単管ストレーナー、2重管単相、2重管ダブルパッカーの4種類であり、注入材は水ガラス系注入材を用いて、表—2.3.4 に示すような組合せで9ケースの実験を行った。

注入は、各ケースとも図—2.3.13 のように注入孔間隔が 80 cm の正三角形配置とし、注入半径を 50 cm にとり、それぞれ 10 cm のオーバーラップ部分が生じるようにした。間隙率は、土質調査の結果より 45%であり、注入率を 42%とした。注入速度、注入ステップ長などの注入条件は表—2.3.5 のとおりである。

2) 実験結果 —固結形状—

本実験による固結形状を図—2.3.14~図—2.3.20 に示す。

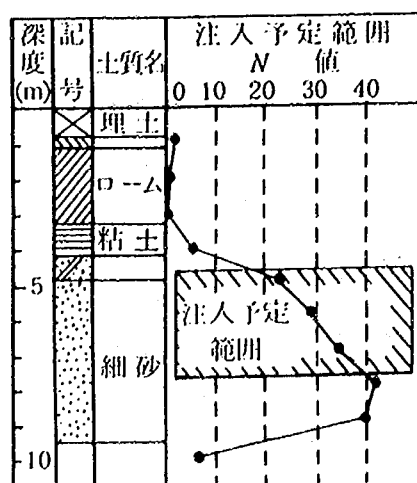


図-2.3.11 土質柱状図と注入深度

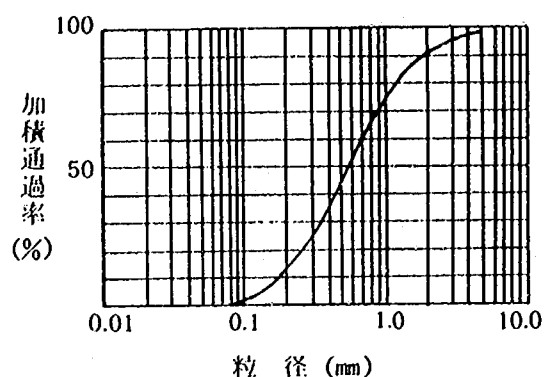


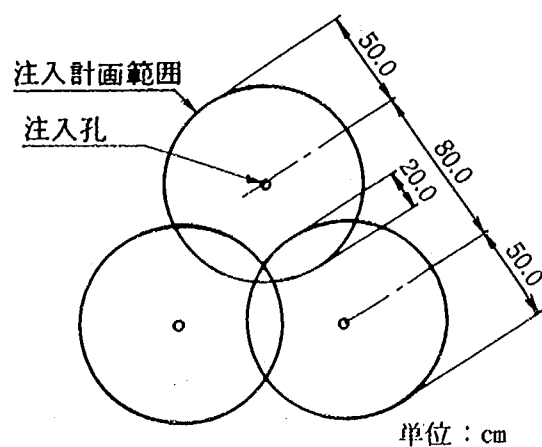
図-2.3.12 細砂層の粒度分布

表-2.3.3 地盤条件

測定項目	測定結果
地下水位	GL-1.5 m
透水係数 (cm/s)	注水法 1.8×10^{-3} 揚水法 3.4×10^{-4}
間隙比	0.82
現場密度	1.62 g/cm^3
均等係数	5.6
土粒子の比重	$2.66 \sim 2.70 \text{ g/cm}^3$
水温	$15 \sim 17^\circ\text{C}$

表-2.3.4 注入方式と注入材の組合せ

ケース	注入方式	ゲル化時間	反応剤	記事
1	単管ロッド	1分40秒	セメント	
2	——〃——	2分45秒～3分	粉末アルミン酸ソーダ 液状アルミン酸ソーダ	無機
3	——〃——	3分	硫酸水素アルミニウム リン酸	無機 (直接法)*
4	単管ストレーナー	2分40秒	グリオキザール エチレンカーボネイト	有機
5	——〃——	3分	エチレンカーボネイト 炭酸水素カリウム	有機
6	2重管単相	2.8～3秒	液状アルミン酸ソーダ	無機
7	——〃——	10秒	炭酸水素ナトリウム 硫酸マグネシウム	無機
8	——〃——	5～10秒	硫酸	無機(間接法)*
9	2重管 ダブルパッカー	47～50分	セメント, ベントナイト トリアセチン	有機



図一2.3.13 注入孔配置

表一2.3.5 注 入 条 件

注入方式	注 入 量	ス テ ッ プ	注入順序
単 管 ロ ッ ド	ケース(1) 1,770ℓ	50 cm / ステップ	前進式
	ケース(2)(3) 2,880ℓ		
単管ストレーナー	2,880ℓ	100 cm / ステップ	前進式
2 重 管 単 相	2,880ℓ	ケース(6) 3.5 cm/min	後退式
		ケース(7) 25 cm / ステップ	
		ケース(8) 100 cm / ステップ	
2 重 管 ダブルバッカー	(C.B) 710ℓ	33 cm / ステップ	後退式
	2,830ℓ		

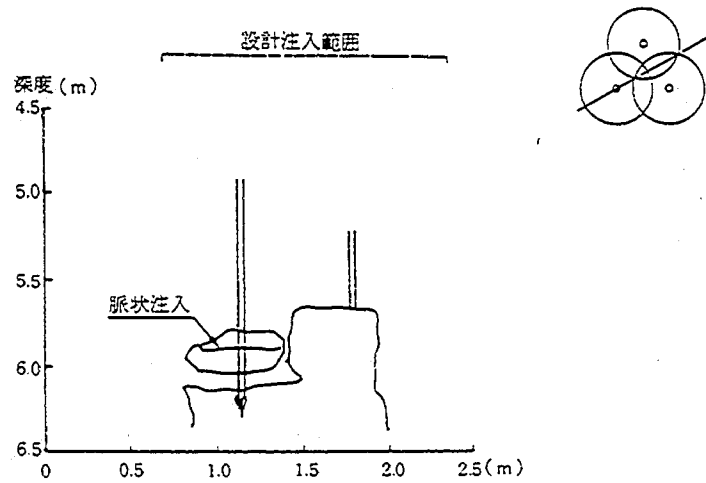


図-2.3.14 ケース(3) 単管ロッドの固結形状

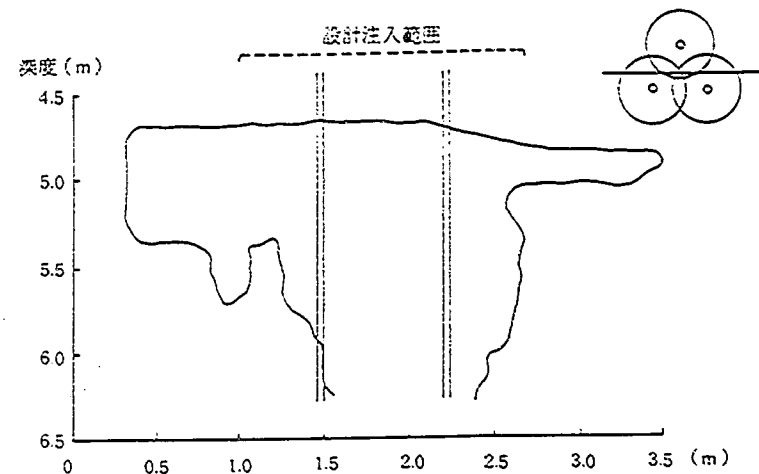


図-2.3.16 ケース(5) 単管ストレーナーの固結形状

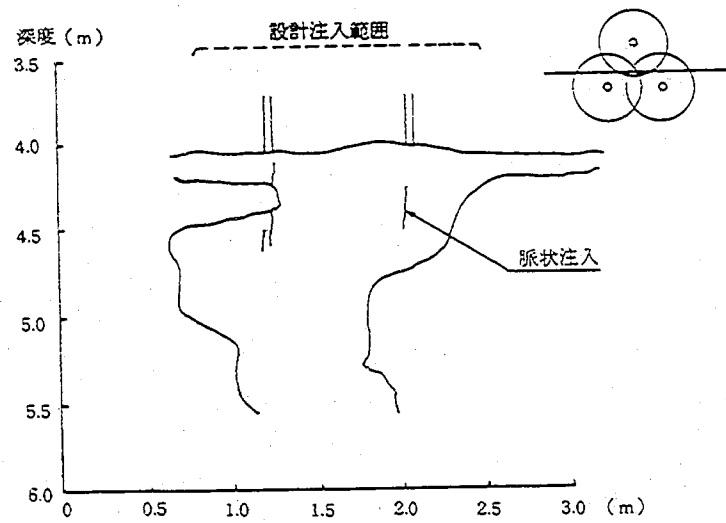


図-2.3.15 ケース(4) 単管ストレーナーの固結形状

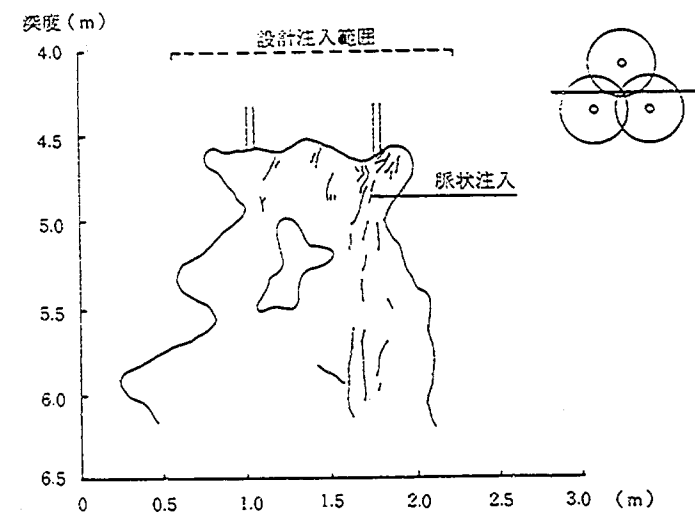


図-2.3.17 ケース(6) 2重管単相の固結形状

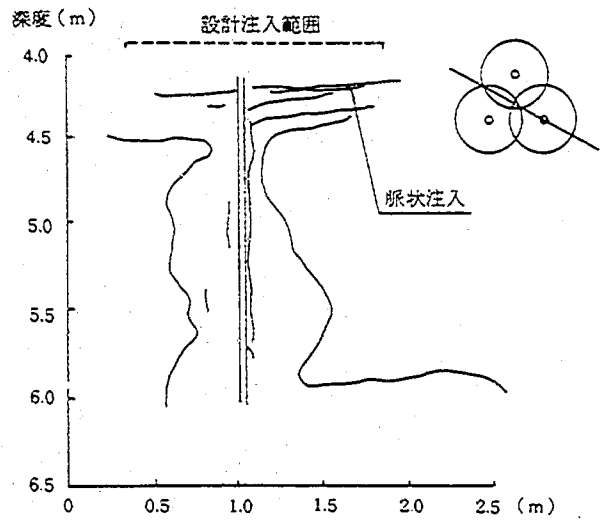


図-2.3.18 ケース(7) 2重管単相の固結形状

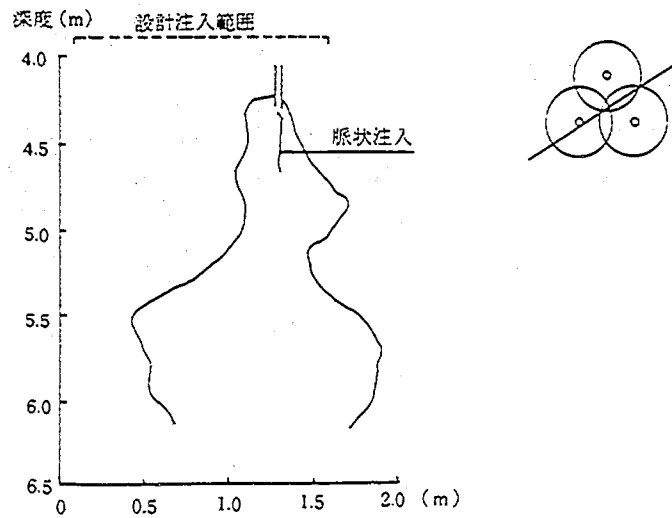


図-2.3.19 ケース(8) 2重管単相の固結形状

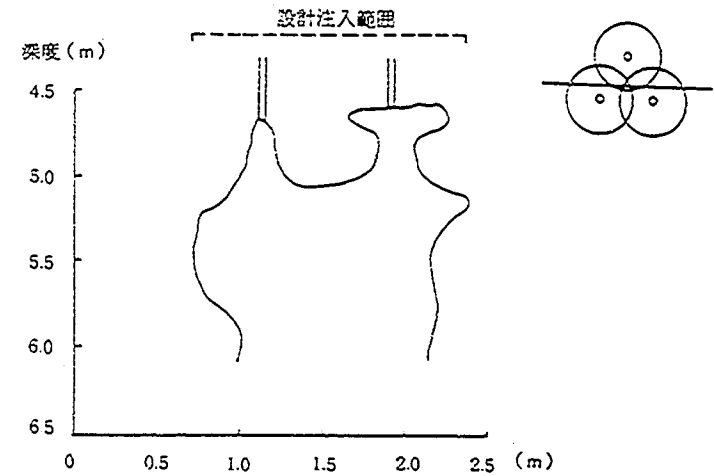


図-2.3.20 ケース(9) 2重管ダブルパッカーの固結形状

2.4 注入効果判定手法の種類と特徴

薬液注入は、直接目視できない地盤の中で行われるものであり、しかも地盤は決して均質でない。注入した薬液が地中のどの部分にどのような状態に入っているかを知る方法を見出すのは、優れた薬液や注入方式を開発していくのと同時に重要な課題である。従来より薬液注入工法の施工管理は、注入圧力と注入量でなされているが、それだけでは薬液の地盤中の挙動を知るには不十分であり、その情報は注入量をチェックする一つの資料として利用されているに過ぎない。

薬液注入効果確認手法として、表一2.4.1に示すように従来から行われている現場透水試験や標準貫入試験などの他に、注入前と注入後の地盤の物理・化学的な性状が異なることに着目した非破壊的な手法が研究されている。これらは主に、後述するように電気比抵抗、音波、弾性波、電磁波といった地質探査技術を応用した手法である。

以下には、まず注入固結物の性状を整理し、次に各種物理探査手法のうち、注入効果判定手法に適用性が高い代表的な手法についてとりまとめてみる。

2.4.1 注入固結物の特性

我国では、使用される薬液はセメント系と水ガラス系（25%水溶液）が大半を占める。これによる注入固結物の物理的・化学的・電気的特性値を既存文献から知り得た限りで表示する。表一2.4.2には、原地盤との対比のために、緩い砂地盤の特性値を併記する。

表一2.4.1 主な薬液注入効果確認手法³⁷⁾

区 分	項 目	方 法	適 用 範 囲	問 題 点
目視による方法	掘削による確認	掘り出した試料体によって確認する。	掘削可能な立坑内など	定量的な判定が不可能
	色素判別法	あらかじめ注入材に色素を混入して掘削目視する。	同 上	同 上
透水性の確認	現場透水試験	現場透水試験により透水係数を求める。	止水を目的とする	-----
	室内透水試験	サンプリングした試料によって室内透水試験を行なう。	同 上	資料採取が困難である。 透水試験が困難である。
強度の確認	標準貫入試験	N値の測定	強度の増加と傾向を把握する。	N値30以上の砂質土には適用 軟弱粘性土は困難では差がない。
	プレシオメータ試験	プレシオメータを用いて横方向地盤反力係数を測定する。	同 上	求めるN値の他の数値への適用が困難
	室内強度試験	サンプリングを行なって一軸、三軸試験	強度の変化や粘着力の数値を求める	サンプリングが困難で適用可能なケースが限定される
	静的貫入試験	コーン貫入、スウェーデンなどの静的な方法で貫入試験を行なう。	軟弱な層に対する強度の変化	深度が浅い場合 } 以外には 強度が弱い場合 } 適用困難である。
薬液の浸透の確認	電気比抵抗	地中に電流を流し、注入前後の比抵抗の差を求める。		グラウトの比抵抗が水に近いときは使用困難
	γ線密度計	RIのうちγ線を利用して注入前後の密度を計測する。		グラウトの密度が水にあまり変化しないときは使用困難
	中性子水分計	注入材にほう素を混入し、中性子の吸収力の差により効果を調べる。		グラウトにほう素を混入する必要がある。
	化学分析	サンプリングしたものをガスクロマトグラフィー法などにより、定性分析を行なう。		特殊な試験方法であり、使用困難

表一2.4.2 注入固結物の主な特性
(×：計測不可能，－：不明)

		注入固結物(サンドゲル)	緩い砂地盤
物理的	N 値	$N = 2 N_o$	$N_o = 10$
	コーン (qc)	—	30~40 (kgf/cm ²)
	一軸 (qu)	2~5 (kgf/cm ²)	×
	E _{s0}	300~600 (")	×
	単位重量(飽和)	1.9~2.0 (tf/m ³)	1.8~1.9 (tf/m ³)
	透水性	10 ⁻⁵ (cm/s) 以下	10 ⁻² ~10 ⁻³ (cm/s)
	V _p	500~1000 (m/s)	500 (m/s) 程度
	V _s	—	100~300 (m/s)
化学的	ポアソン比	—	0.47~0.50
	再溶出	Naなど	—
	反応熱	発熱	—
電氣的	発光	なし	—
	比抵抗 (ρ)	10 (Ω・m) 以下	100~1000 (Ω・m)
	誘電率 (ε)	—	—
	透磁率 (μ)	—	—

探査用の Signal は、注入固結物自体が発するものではなく、外部からの Signal に応答したものを測定することになる。Signal には形状、変化、経過、時間、流量等種々あるが、土中の伝達度（減衰率）はそれぞれ異なる。したがって、注入前後の特性値の変化が大きい信号（Signal）による探査法を採用するのが望ましい。その時、Signal と同質の Noise が大きくないか検討しておく。

しかし、表から判るとおり注入固結物の特性について不明なものが多く、相対的な比較が十分できない。薬液の注入作業とその後の期間を通して地盤中で生じている現象を分節的に記述する。

- ① 注入点の地下水頭以上の圧力で薬液をノズルから吐出させる。 → ・注入圧力
- ② 薬液が土中水と置換される。 → ・地下水流(絞り出し)
- ③ または、強制的な volume change が起る。 → ・土中変位・地表変位
- ④ 薬液がゲル化する。 → ・発熱
- ⑤ ゲルが土粒子空隙を埋める。トンネル掘削などの本工事に着手する。 → ・強化
→ ・不透水化
- ⑥ 地下水でゲル成分が溶出する。 → ・汚濁

2.4.2 物理探査手法の概要

物理探査法の内、①弾性波法、②電気比抵抗法、③電磁波法などについて薬注探査との関係でその特徴を整理する。

この他にも、近年のエレクトロニクス技術の発達を受けた新技術(例えばスペクトル I. P. 法, EM カップ

リング法、マグネトテルリック法)があるが、本調査範囲では十分把握できなかったので省略した。

(I) 弾性波法

(1) 概 要

物質(媒質)内を伝播する波動の走時から物質の構造的相違を解析する方法である。

一般に使用される波はP波とS波である。P波の内、音波は人間の可聴音域(20~20 kHz)の中の低周波数域(30~1,000 Hz)を使用する。超音波は20 kHz以上であるが物理探査における超音波法では100~10 kHzの範囲の周波数の波を呼んでいる。音波は海上や水中で使用される。陸上での弾性波法ではP波が主流である。しかし、沖積層などの軟弱地盤ではP波速度(V_p)に比べてS波速度(V_s)の方が地層の変化や地盤強度に敏感に反応することが確かめられて、土木探査の分野でS波探査が注目され始めた。使用周波数は10~100 Hzが多い。

V_p : 構成粒子及び間隙水の体積弾性率による

(軟弱地盤では水の影響を受け1.5 km/s付近に集中する)

V_s : 粒子の大きさや形状に基づく構造弾性による

その他に自然地盤の常時微動(1~20 Hz, 振幅数マイクロ m 以下)を観測・解析して地盤特性を把握する方法もあるが、地中埋設物の形状探査には適しない。

(2) 測定方法

- ① 屈折法: 走時(起振瞬間からの受振点までの所要時間)の測定
- ② 反射法: 反射波の時間断面を測定
- ③ 透過法: 到達波の強さ・波形の変化や走時の測定

(3) 解析範囲

a) 探査深度

水中音探は海底下約300 mの探査が可能である。

弾性波法は深くは数 km にも及ぶ探査が可能であるが、伝播速度が速いため浅層部の解析が困難である。しかし、最近では、浅層反射法が開発されP波を用いた場合20 mまで可能である。S波を用いればさらに浅層部の解析が可能となることが期待される。

一般に探査深度は、低周波数の波動程大きいと言われている。

b) 分解能

高い分解能のためには、高周波数(短い波長)の波動を用いれば良いが、高い程エネルギー吸収が大きくなり、探査深度が小さくなる。

屈折法では、低速度の狭み層や受振点間隔が適正でない場合 Blind 層が生ずる。

反射法で分解能を上げるには、直接波、屈折波あるいは表面波等をノイズとして除去するフィルター技術と高速記録装置が重要である。

c) S/N 比

周辺環境から生ずる振動がノイズとして記録される。注入工事以前にバックグラウンドとしてどの位のレベルのノイズが記録されるかその発生源と発生時間帯について調べる必要がある。

d) その他

表—2.4.3 対象の相違による優劣

対 象	弾性波法	電気探査法
崩壊堆積物の厚さ・分布	○	○
〃 固結度	○	
岩盤の風化度, 風化帯の厚さ	○	×
水平に近い軟弱挟み層, 含水層		○
垂直に近い破砕帯の幅, 位置, 破砕程度	○	
固結度・強度が同程度の二層		○

(4) 注入効果探査への適用性

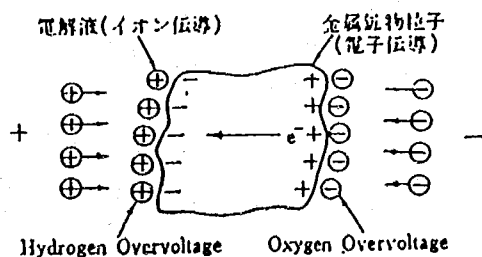
薬注固結物の弾性波速度は, 注入対象となるような沖積砂質土に比べて数倍大きくなるので, 探査に適用できる。ただし, 注入率の不均一によりミラージ現象を生ずることもあるので, 計測計画や解析に注意する必要がある。

(II) 電気比抵抗法

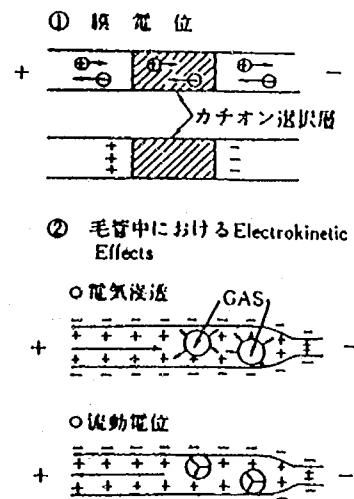
(1) 概 要

地盤に正負一対の電極を置き, これに電流(I)を流したとき, 媒質(地盤)の比抵抗に応じた電位分布が生ずる。この計測値から見かけの比抵抗値(ρ_a :均一半無限媒質モデル)を計算し, 地盤の電氣的構造を解析する。 ρ_a は地盤に固有のものではなく, その測り方, 電極配置, 電極間隔, 電極系の位置に依存する。

電気探査法には, 他に強制分極法(I. P. 法)がある。これは地盤に電流を流すことで発生する電気化学的な分極を一次電位差と二次電位差から分極率を求め, 探査を行うものである。測定方法は, ①周波数領域 I. P. 法, ②時間領域 I. P. 法, ③位相領域 I. P. 法, ④スペクトル I. P. 法があるが, 土木分野では①が注目され



I. P. 法の原理 (1) Overvoltage Effect



I. P. 法の原理 (2) Normal Effect

図—2.4.1 I. P. 法の原理

ている。しかし、対象とできるのは粘土地盤のように分極現象が顕著に生ずるものであり、薬注固結物への適用にはその分極性が明らかでないので今後の課題といえよう。

(2) 測定方法 (電極配置)

測定方法は電極配置により表-2.4.4のように分けられる。これまでの調査では、①電流電極と電位電極が別々に移動するので作業能率がよい、②電位電極が電流電極の外側にあるのでノイズ電位である誘導電位の影響が小さいという利点からダイポール・ダイポール法 (D-D法) を用いた。

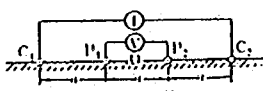
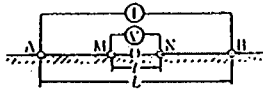
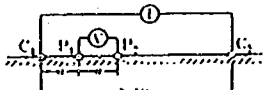
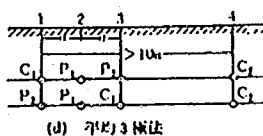
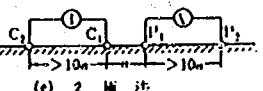
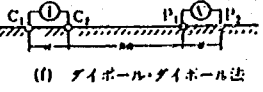
(3) 解析範囲 (D-D法)

a) 探査深度, 分解能

測定値は、電流電極の中心と電位電極の中心を結ぶ直線を底辺にして頂角が直角である二等辺三角形の頂点の位置にプロットし、凝似断面を作成する。すなわち測定値は、その表示点の深さまでの地盤の総合的電気的特性を反映していると考えられる。

探査解析は凝似断面を標準モデル断面比較することで行う。実験では、埋設物の大きさと同程度の深さから分解能を低下することがわかった。また、感度分析によれば、電位、電流電極の下方電極間隔(a)と同程度の深さの範囲で感度が良いことがわかっている。

表-2.4.4 電極配置の種類

名 称	ρa	探査方法 (深さ)	配 置
ウェンナー法	$2 \pi a \frac{V}{I}$	a に比例	
シュランベルジャー法	$\frac{\pi (L^2 - l^2)}{4 l} \cdot \frac{V}{I}$	深部探査	
3極法	$4 \pi a \cdot \frac{V}{I}$	浅い 水平探査 検層 (ラテラル)	
平均3極法	$\rho_1 = 4 \pi a \frac{V_{12} - V_{13}}{I}$ $\rho_2 = 4 \pi a \frac{V_{22} - V_{31}}{I}$ $\frac{\rho_1 + \rho_2}{2}$	水平探査	
2極法	$2 \pi a \cdot \frac{V}{I}$	水平探査 検層 (ノルマル)	
ダイポール・ダイポール法	$n(n+1)(n+2) \cdot \pi a \frac{V}{I}$	深部探査	

電極配置

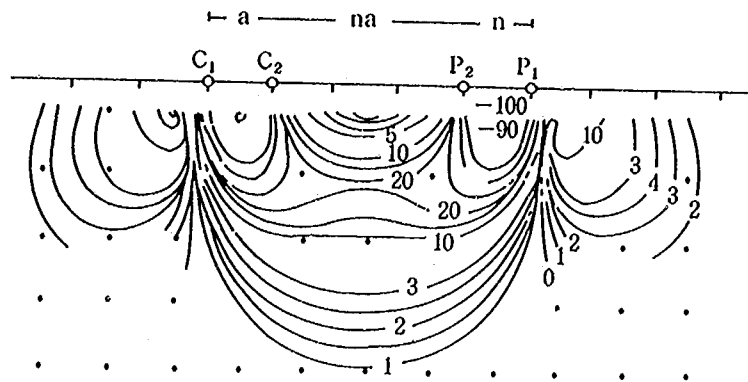


図-2.4.2 ダイポール・ダイポール法感度分布

b) S/N 比

Noise としては、家庭のアースなどからの迷走電流その他があるが、測定値への影響度について系統的研究はないようである。

(4) 注入効果探査への適用性

自然の砂地盤は、 $\rho = 100 \sim 1,000 (\Omega \cdot m)$ で、薬液による注入固結物はこれが $1/10 \sim 1/100$ に減じるので電気比抵抗法の適用は有効であると考えられる。しかし、疑似断面の解析が難しい。その理由は、

- ① 対称モデルでも対称な疑似断面が得られないことが多い。
- ② 測定する電位値が低く、S/N 比が悪い場合がある。
- ③ 標準モデル断面との比較法が確立してない。

等が考えられる。

III 電磁波法

(1) 概 要

地中を伝播する電磁波は、その各周波数と媒質の電気伝導率、誘電率および透磁率で到達距離が決まる。探査においては、この反射波あるいは透過波の信号を解析する。

高周波数帯の UHF 波は減衰が大きいのので、VHF 波（数 10 MHz、波長数 10 cm～数 m）を用いる。

(2) 測定方法

- ① 干 渉 法：反射波と直接波の干渉をモード測定。
- ② パルス法：パルスのエコー測定、電力大→探査深度大
- ③ FM 法：三角波の反射波と直接波のピーク周波数を測定。

探査深度小。

(3) 解析範囲

a) 探査深度

波長約 1 m の電磁波の場合、振幅が減衰するまでの伝播距離は 100 m オーダーである。減衰は指数的に現われるので、受信性能や解析度を考えると 10 m 程度といえる。

b) 分 解 能

一波長（数 10～数 m）以上の大きさのものは識別できる。

c) S/N 比

金属鉱脈やイオン濃度の高い粘土では S/N 比が大きい。

(4) 注入効果探査への適用性

非改良部と注入固結部の導電率の差は小さいので、適用性は小さい。

(Ⅳ) 磁気法

地球の磁気は地質によっても影響を受ける。帯磁性の鉄物などが地中にあると大きな磁気異常が生ずる。これを磁力計で検出し分布を求めることで地中の鉱脈の深さや大きさがわかる。

注入固結物に帯磁性があるかどうかは研究されていないので不明であるが、薬液中に帯磁鉱物(鉄鉱石等)の粉末を混入することで探査対象としての可能性が高くなる。しかし、その量と種類によっては、ゲル化が阻止あるいはゲル化時間の長期化が考えられるので検討に先立って十分な調査が必要である。

(Ⅴ) 検層法

物理検層は、ボーリング孔を利用して地層の物理的性質を原位置で測定する方法を言う。その測定方法は地表探査の方法をそのままボーリング孔内に移したものである。薬液探査への適用性は地表の場合とほぼ同じである。

- | | |
|----------------|-----------------------|
| ・速度検層法 | …P 波 |
| ・PS 検層法 | …P,S波 |
| ・電気検層法 | …ノルマル(2 極), ラテラル(3 極) |
| ・放射能(RI)検層法(注) | …ガンマー線, 中性子 |
| ・温度検層法 | …水温, 地温 |
| ・反射検層法 | …短波長音波 |

(Ⅵ) 放射能 (RI) 検層法

(1) 概 要

薬液に熱中性子吸収断面積の大きい元素, 例えばホウ素などを 10,000 ppm 程度の濃度で混合する。薬液浸透部分の γ 線密度計ならびに中性子水分計による計数率比は低下する。

$\Delta R=0.1\sim0.15$ (密度)

0.1 $\sim$ 0.25 (水分)

密度計は、セメントのように水に対し比重が大きく、浸透による密度増がある場合のみ有効である。

(2) 測定方法

表面型

挿入型…放射方向制御 (Cd, Fe, Al 製円筒に Slit (約 10 mm) を開ける)

$\phi 55\text{mm}$ の孔にプローブ

(3) 解析範囲

測定深度…40 cm

プローブは孔口から 60 cm 以上深く入れる。

以上のように薬注固結物を対象とした場合、電気比抵抗法などの電氣的探査法が有望であると考えられる。

しかし、これまでに土木研究所で実施した実験的研究では固結物の形状把握は十分な精度ができなかった。この原因は対象物と周辺の構造的不均一によるモデルの不適合やS/N比の改善ができなかったためと推定される。このようなことは他の探査法でも大同小異で、研究の余地がある所である。

調査した探査法の薬液固結物探査への適応性は、相対的には表—2.4.5のようになるが、特に期待できるものはないようだ。

以上のように、物理探査手法を応用した方法は、調査費用がかかることや地盤のバラツキや地下水の影響などに阻まれて、これらの非破壊的手法はなかなか見通しがたっていない。そこで、当面は、従来からの注入管理情報や地盤の性質、注入材の種類、注入方式などの諸要因を総合的に把握するとともに現場試験施工結果を重視して、経験的評価を重ねる努力を続けることになろう。例えば、これまで得られたデータあるいは試験注入の結果をもとに、まず各種地盤に対する注入材、注入方式別に固結形状、注入形態を整理してから調査地点を選定し、上記のような非破壊的手法を実施することによって推定精度を上げることが可能であると考えられる。しかしながら永久構造物への適用に対する要請を考慮することの課題は、早急に解決していかなければならない課題である。

表—2.4.5 薬注固結物への適応性

(凡例) ○：有用，△：やや問題あり，×：適用できない

方 法	判定	理 由
弾性波法 音波法	×	V_p が大きく、速度の差が小さい。
P波法	×	〃
S波法	△	V_s は小さく、構造弾性で決まる。(研究中)
電気的方法 比抵抗法	△	基本的には有用だが、実用化に当って研究の余地がかなりある。
I.P.法	△	〃
電磁波法	×	測定方法(干渉、パルス等)の選択はもとより感度が低く問題である。
磁気法	×	薬注固結物に帯磁性はないと考えられる。
温度法	×	ゲル化に伴なう発熱はないか極めて小さい。
RI法	△	注入前後にカウント数の変化があるという報告があるが、研究段階。

3. 研究方針および内容

3.1 研究フロー

本研究における研究項目を整理すると以下のとおりである。

① 薬液注入工法による固結状態の把握、評価

薬液注入工法による注入固結土の形状や強度などを土木研究所で実施した実物大規模の注入実験結果および既往資料から把握するとともに、注入固結土の物理的、化学的、あるいは電気的な諸特性を整理し、薬液注入に必要な効果確認法のアウトラインを検討した。

② 現状の注入効果判定手法の把握

現状の薬液注入工事において採用されている注入効果判定手法の種類と特徴について把握するとともに、それらの手法の問題点を整理した。

③ 各種探査手法の把握および注入効果判定法への適用性の検討

弾性波探査、電磁波探査、電気探査等の各種探査手法および PS 検層、密度検層等の各種検層手法の測定概要や探査能力、分解能、S/N 比等を把握するとともに既往の研究、適用事例等から薬液注入工法の注入効果確認手法への適用性を検討した。また、これらの検討をもとに、注入効果確認として回転貫入法と電気比抵抗法を組み合わせた方法が最も可能性が高い手法と判断された。

④ 新しい注入効果判定手法の提案と適用性に関する実験的検討

先端部に切削能力を有するコーンまたはビットを装着したロッドを注入固結部に回転貫入させ、その時に得られる推力、回転トルク、貫入速度などの諸パラメータを測定・評価することによって固結・未固結の判定をする新しいサウンディング手法を提案した。また、このサウンディングを小型の供試体および大型土槽内の注入地盤に対して適用させ、その有効性を確認した。

⑤ 混合処理による安定処理地盤の品質評価への応用に関する実験的検討

粘性土、PEAT 質地盤における深層混合処理等のセメントあるいは石灰による安定処理土の品質管理手法としての適用の拡大を検討するために、小型土槽内に添加量の配合を変えた互層状の供試体を作製し、深度方向の強度分布の判定することの可能性を明らかにした。

⑥ 回転貫入サウンディング測定装置の試作

上調④、⑤の検討結果、地上部における測定では、推力あるいは回転トルク等のパラメータは、測定深度が深くなるにつれて、ロッド周面の摩擦等の影響を大きく受けることが明らかとなった。そこで、ロッドの先端にセンサー部、記録部を装着したコードレスの測定装置を試作し、小型供試体に対する適用性実験から、試作装置の作動状態を確認するとともに、改善点等を明らかにした。

また、上記の研究フローに従って本研究では、次章以降述べるように各種添加材または規模を変えた各種の実験を実施した。本研究における、実験を区分すると大きく次のように分類される。

表-3.1.1 本研究において実施した実験概要

実験区分	実験略号	実験規模	概要
小型供試体を用いた 回転貫入法に関する 基礎実験	S-1 S-2 S-3 S-4	・回転貫入 試験装置に よる室内 試験、 ・小型供試 体を使用	各種強度の薬液固結体（サンド ゲル）またはセメント混合処理 固結体を $\phi = \text{cm}$, $h = \text{cm}$ の鋼製 の型枠内に詰め込み回転貫入試 験装置を用い、固結体に抵抗体 （三角錐コーン、クロスビット） が回転貫入する際の各パラメー 相互の関係、強度との相関を検 討した。
回転貫入法の適用性 に関する大型土槽実験	L-1 L-2	・大型土槽 （W4m, H4m, $\phi 8\text{m}$ ）の砂質 注入地盤 ・実大規模の 貫入装置を 使用	大型土槽（幅4m、長さ8m、深さ4m） の土槽内に人工砂質地盤を造成 し、その後各種の注入材を注入 した試験地盤に対して実大規模 のボーリングマシン等の機材を 用いて回転貫入サウンディング を実施した。 大型土槽実験は、地盤条件を変 えた、（L-1）実験、（L-2）実験の 2種類に区分される。
回転貫入法の適用性 に関する小型土槽実験	M-1 M-2	・小型土槽 （W1m, $\phi 1\text{m}$, H2mまたは H4m）のセメ ント混合処 理土の互層 ・実大規模の 貫入装置を 使用	小型土槽内（幅1m、長さ1m、深さ2 mまたは4m）に砂質土または粘性 土に配合を変えたセメント混合 処理土を互層状に配置し、回転 貫入試験の適用性を検討した。 小型土槽実験は、混合処理土の 品質管理の適用性に関する基礎 実験（M-1）とコードレス測定装 置の性能試験（M-2）の2種類に区 分される。

3.2 本研究で対象とした注入効果判定手法

3.2.1 概 要

注入効果確認手法として注目した物理探査法は、単独では所要の精度が期待できないことが判明したものの、電気比抵抗法などの可能性の高い手法については、その特徴を生かした使い方があるものと考えられる。また、注入固結物の力学的特性を考えると現状の土質調査法の応用も直接的であり、適用性が非常に高いものと考えられる。そこで、現段階では新しい探査法の追求と並行して、土質調査と物理探査法の既往技術を組合せ、または応用した補完システムの開発も必要と考える。

例えば、次のような補完システムが考えられる。

- ① 電気比抵抗法により、注入固結領域を推定する。
- ② サウンディング法により、重要な検査点（止水目的の場合には注入口間の中点など）を調べる。
- ③ ①、②の結果から注入固結領域の取れんを行う。

すなわち、上記のシステムは、電気比抵抗法などの解析では単純なモデルを前提とするので、誤差が大きいが、サウンディングなどによる直接的な情報を得ることによって注入固結領域の補正を図るものである。このような注入領域の把握法を模式化すると図-3.2.1のようになる。

また、一連の注入作業から得られるデータの関連を見てみると図-3.2.2のように整理される。すなわち、図-3.2.2は注入効果確認の精度をあげるためには、注入後（固結土が造成された後）の調査のみならず、注入前の地盤調査、注入中の $P-Q$ 管理等の情報を総合的に整理し、評価するという位置付けのフローである。例えば、主な注入前、注入中に得られる情報を列挙すると以下のとおりである。

- ① 注入前の地盤調査：地盤の成層状態、 N 値、透水係数等の情報
- ② 注入中の $P-Q$ 管理：注入量（注入速度）に応じた注入圧力の変化、ボーリング時の定性的な地盤強度

また、このフローにおいては「現場計測」と「解析」とを区分し、「解析」においては、データの互換性またはデータ整理の迅速化を図るためのソフトの開発を表現している。

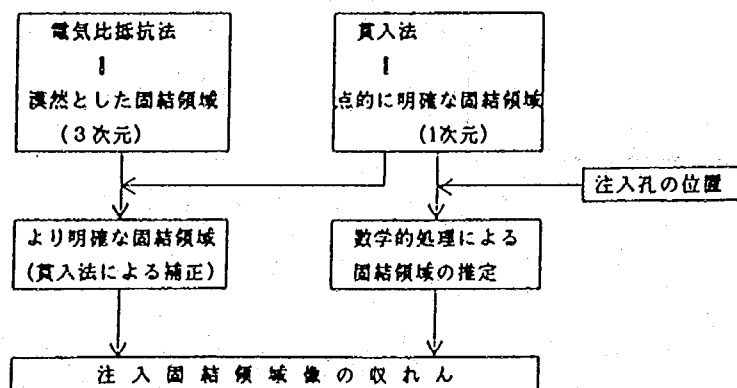


図-3.2.1 注入効果確認手法の模式図

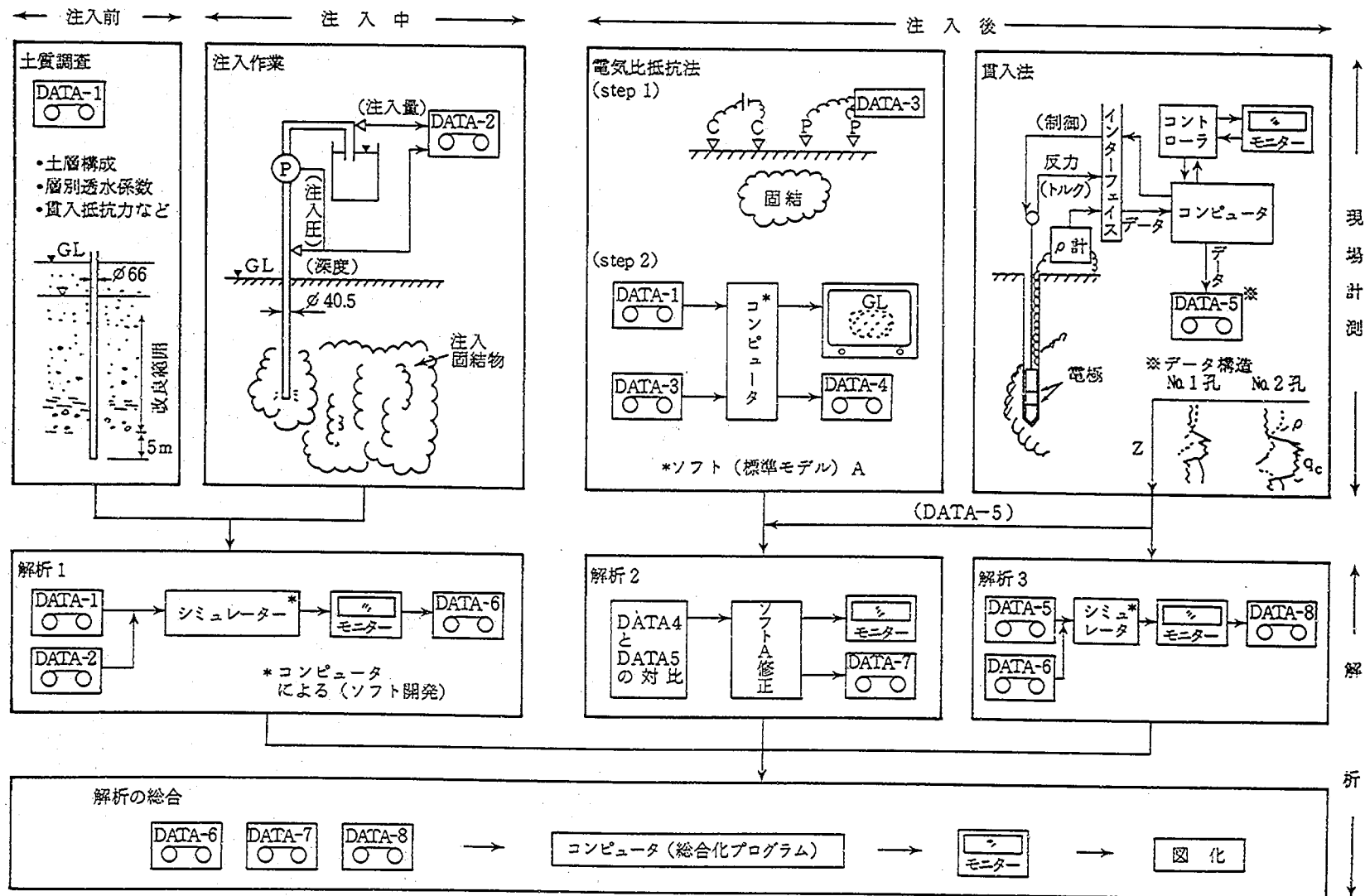
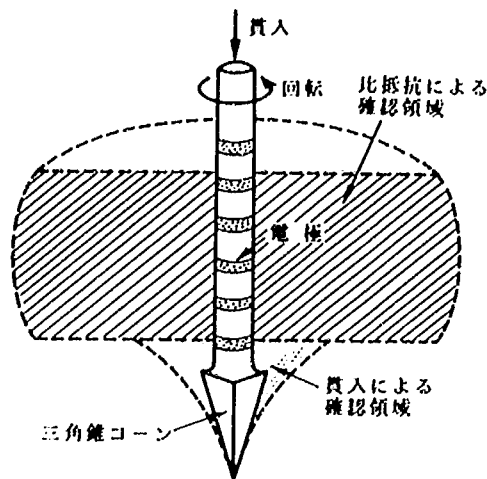


図-3.2.2 注入固結領域探査システム例



図一3.2.3 本研究で対象とした注入効果確認手法の概要

以上の検討結果から、本研究では、注入効果を確認する手法として図一3.2.3に示すような回転貫入によるサウンディング法と電気比抵抗法とを組合わせた方法に着目し検討を進めた。

前者の回転貫入によるサウンディング法は、通常の静的サウンディング（オランダ式コーン貫入試験、スウェーデン式等）では貫入不能であることを考慮して、コーンまたはビット形状の切削能力を持つ先端抵抗体を回転貫入させ、回転貫入時の貫入速度、貫入推力および回転トルクなどの測定値をもとに深度方向または平面的な注入固結領域を判定することを目的とした手法である。

一方、電気比抵抗法は、注入固結土が現地盤に比べて電気比抵抗値が $1/10$ から $1/100$ とかなり小さいという特性に着目して電氣的に注入固結領域を推定するものである。

次項以降には、「回転貫入サウンディング」と「電気比抵抗法」に分けて、それぞれの手法に関する既往の研究について触れてみる。

3.2.2 電気比抵抗探査法の適用性に関する基礎実験

(1) 概 要

薬液注入工法により固結した土は、電氣的な伝導性が原地盤のものと比べて著しく高くなることは先に述べた。また、近年、電気探査技術を応用した注入効果確認手法（判定法）に関する研究開発も各方面で行なわれつつある。そこで、その可能性を検討するために模型実験を行い、同時に数値実験（比抵抗分布の数値シミュレーション）の可能性を検討するために模型実験と同じモデルについて解析を行った。

(2) 模型実験の方法

(i) 埋設ターゲットの種類と地盤の性状

埋設したターゲットは、比抵抗法によるターゲットの判別性を検討するために高比抵抗および低比抵抗のものを加えて表一3.2.1に示す4種類を設定し、高比抵抗ターゲットは黒雲花崗岩、低比抵抗ターゲットは鉄を用いた。ターゲットの寸法は実験規模を考慮し $40\text{ cm} \times 40\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ とした。表一3.2.1に示す各ターゲットの固有比抵抗値は別途測定した結果である。

また、実験基盤は粗砂を用いて土槽内に造成し、造成後は水道水にて飽和させた。

(ii) 比抵抗の測定方法

本実験において電極配置は、ダイポール・ダイポール法（D-D法）を採用して、1測線当り12点の電極（電極間隔20cm、電極棒；φ2mmの銅棒）を設け図-1に示す要領で測定した。また、見掛けの比抵抗値は次式にて算出した。

$$\rho = \pi \cdot a n \cdot (n+1) \cdot (n+2) \cdot R \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

ρ ；見掛けの比抵抗値

R ；大地比抵抗計による測定抵抗値

a ；電極間隔（ $a=0.2\text{m}$ ）

n ；隔離係数（図-3.2.4では、 $n=3$ ）

また、表-3.2.2には実験ケースの一覧を示す。なお、各ターゲットの深度はそれぞれ20cm、40cmの2条件を設定した。

(3) 有限要素法（F. E. M）による数値解析方法

オームの法則とダルシーの法則は相似の関係にあることは、周知のことである。すなわち、次式(2)と(3)の比較において、

$$I = \frac{1}{S} \cdot \frac{S}{L} \cdot V \quad (\text{オームの法則}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

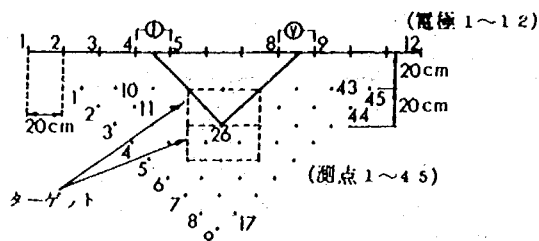
$$q = k \cdot \frac{S}{L} \cdot h \quad (\text{ダルシーの法則}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

表-3.2.1 ターゲットの固有比抵抗値（Ωm）

表-3.2.2 実験ケースの一覧

ターゲット	ケース	固有比抵抗値	備考
黒雲花崗岩	3.4	1 510	新鮮健固
鉄	5.6	(0)	0とみなす
薬液固結物	7.8	1.48	固結後2～5日
薬液固結物	9.10	1.73	固結後2～5日

ケースNO	目的	ターゲット	埋設深度(cm)	水位(GL. cm)	水温(℃)
1	初期条件 (ケース3～10)	なし		+1.5	20
2	地下水位探査	なし		-45.0	21
3	抵抗物探査	花崗岩(1510Ωm)	20	+1.5	21
4	抵抗物探査	花崗岩(1510Ωm)	40	+1.5	21
5	比抵抗物探査	鉄(=0Ωm)	20	+1.5	21
6	比抵抗物探査	鉄(=0Ωm)	40	+1.5	21
7	薬液固結物探査	薬液固結物(LV) (1.48Ωm)	20	+1.5	21
8	薬液固結物探査	薬液固結物(LV) (1.48Ωm)	40	+1.5	22
9	薬液固結物探査	薬液固結物(VII) (1.73Ωm)	20	+1.5	21
10	薬液固結物探査	薬液固結物(VII) (1.73Ωm)	40	+1.5	23



注) 図の電極4,5に電流を通し、電極8,9間の電位を測定した場合の見かけの比抵抗値を断面の測点26にプロットした。

図-3.2.4 比抵抗の測定方法

電流 I と流量 q および電圧 V と水頭差 h が相似であるとする。比抵抗の逆数 $1/S$ と透水係数 k は相似の関係にある。よって、FEM 浸透流解析プログラムの剛性マトリックスに透水係数の逆数を与えることにより、電位分布を求めることが可能である。図-3.2.5 には、見掛けの比抵抗値 ρ_a の計算位置を示す。この図において、電流 I を付加することによって V_{n-1} , V_n を算出し、次式により見掛けの比抵抗値 ρ_a を求める。

$$\rho_a = \pi \cdot a \cdot n \cdot (n+1) \cdot (n+2) \frac{V_{n-1} - V_n}{I} \dots\dots\dots(4)$$

(4) 実測比抵抗分布と計算比抵抗分布の比較

図-3.2.6 は、花崗岩、注入固結物(図中では破線で位置を示す)の深度が 20 cm における比抵抗分布の実測値と計算値を比較したものである。なお、図中の等比抵抗線はターゲットが有る場合と無い場合の比を示す。この図より、花崗岩を埋設した場合の実測比抵抗分布は、ターゲットの下面付近において高比抵抗を中心とする同心円状の「目」が認められ、また全体の等比抵抗線がこの中心に向って同心形をなすような線形になる傾向がうかがえる。これに対して計算結果は、ほぼターゲットの位置に「目」が認められ、ターゲット

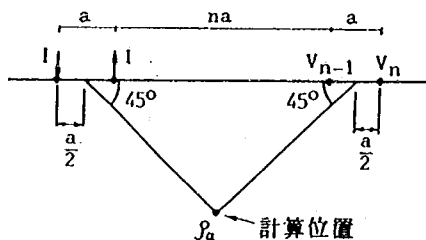


図-3.2.5 比抵抗の計算位置 (F. E. M)

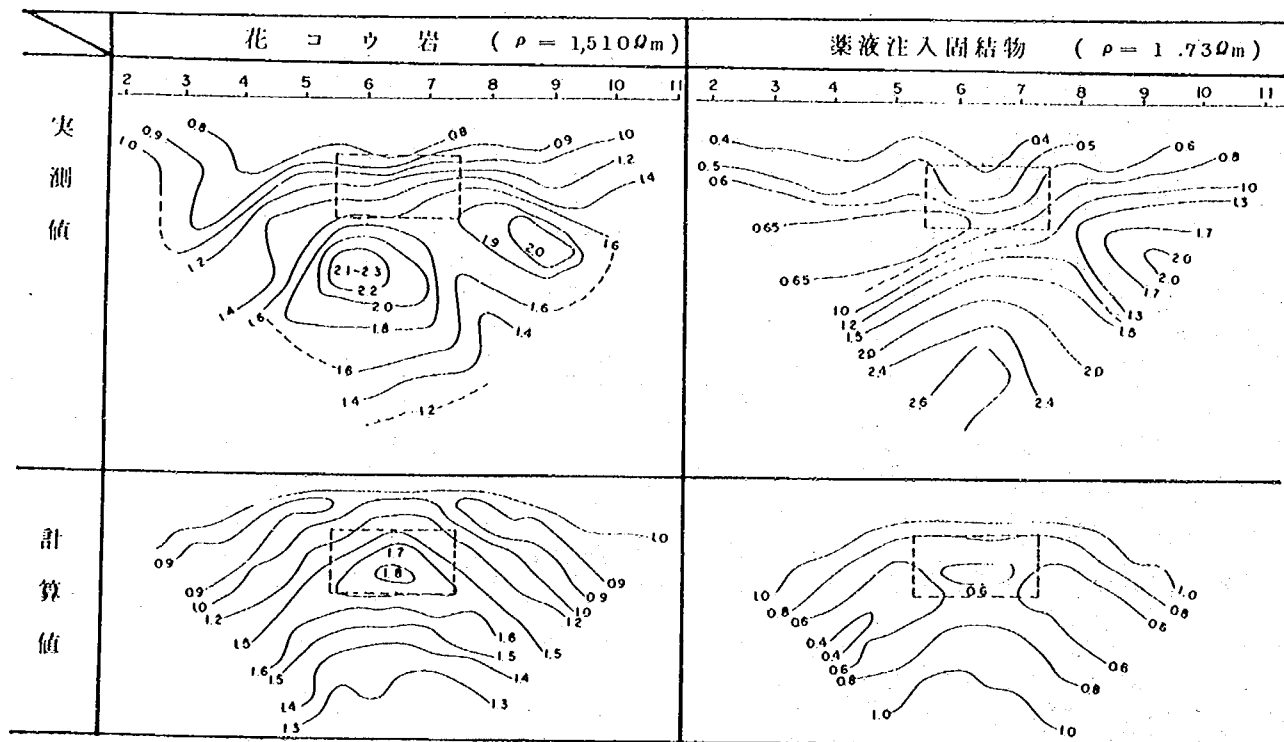


図-3.2.6 比抵抗分布の実測値と計算値の比較 (埋設深度20cm)

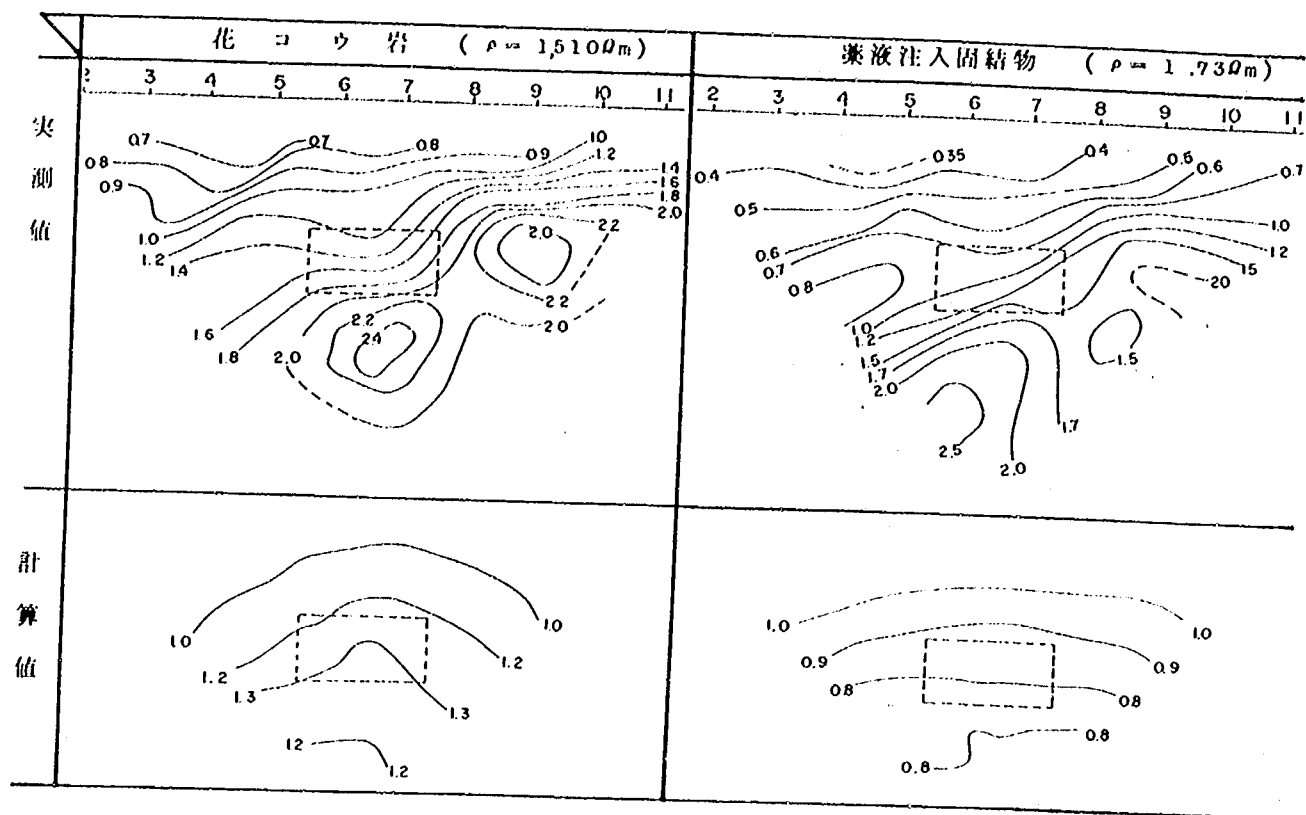


図-3.2.7 比抵抗分布の実測値と計算値の比較 (埋設深度40cm)

トの位置がほぼ確認できる。次に注入固結物を埋設した場合の実測値と計算値を比較すると、実測値、計算値双方とも左右からターゲットの方向へ「砲弾状」の等比抵抗線の分布が認められ実測値計算値とは比較的良く対応していると言える。また、この分布形状は、鉄をターゲットとした場合にも同様に認められており、これらのことから、D-D法におけるこの「砲弾状」の等比抵抗分布は土中に低比抵抗のターゲットが存在する場合の典型的な分布パターンであると考えられる。

しかし、図-4に示す埋設深度40cmの場合では、20cmの場合と比較すると実測値において同様の傾向が認められるのに対し、計算値では等比抵抗線の変化が小さく不明確である。すなわち、計算上ターゲットの深度に対し感度が落ちる傾向にある。

(5) 注入効果確認法への適用性

ここに述べた、模型実験、数値計算から比抵抗法の適用性について検討を加え、次の結果を得た。

① ターゲットが電極に近い場合には注入固結物を比較的精度よく探査することが可能であり、注入固結物のような低比抵抗のものが存在する場合には特徴のある分布パターンを示す。また、F. E. M 浸透解析プログラムを用いた数値計算と実測値が良く対応し、数値シュミレーション結果は、実測分布の判読に役立てることが可能である。

② ターゲットが電極から離れている場合には、測定感度が低下し、また現段階では数値シュミレーションも困難であり、今後計算手法の改良が必要である。

以上の結果から電気比抵抗法は注入効果確認手法として可能性が高い手法であるが、現段階では、単独で用いるには問題がある。

4. 小型供試体を用いた回転貫入法に関する基礎試験

4.1 実験目的と概要

ここに示す「小型供試体による実験」は、強度の異なる固結物を作製し、その固結土に対して角錐状等の先端抵抗体を回転貫入させ、その際にロッドに作用する回転貫入抵抗（貫入推力、回転トルク等）を測定することによって固結物の強度の相違を判定しようとするものである。

供試体としては、強度の異なる一様な固結物の他に、複層状の供試体（固結体と固結していない締め固めた砂の互層）を用いた。これらの供試体作成に用いた土については、別途土質試験を実施し、試料の材料性状を明らかにしている。

回転貫入は、「中型精密コア採取装置」（地質研究室所管）を用いて行ったもので、コアカッターの替りに先端に抵抗体の付いた貫入用ロッドを取り付けて貫入・測定を実施した。

なお、各貫入試験での制御・測定事項は、貫入推力、回転トルク、回転数、および貫入変位であり、変位記録から貫入に伴う貫入速度を計算した。

また、小型供試体を用いた回転貫入試験は（S-1）試験から（S-4）試験まで4回行っており、それぞれの試験においては表-4.1.1に示すように供試体の作製方法が異っていたり、回転貫入試験の条件が異って設定されている。

4.2 回転貫入抵抗試験機

4.2.1 装置の概要

掘削抵抗を測定するための試験装置は、「中型精密コア採取装置」を利用し、コアカッターを抵抗体を取り付けた貫入ロッドにつけ替えて試験したものである。

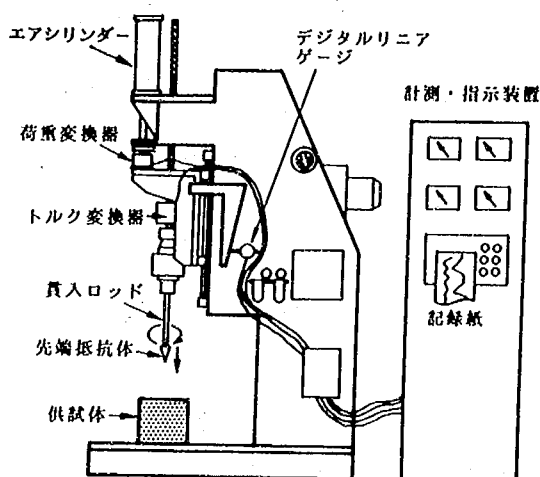
このため、装置の機能が必ずしもこの試験の目的に一致している訳ではなく、装置の性能仕様に合せて試験条件を決めざるを得ない面もあった。

表-4.1.1 小型供試体による回転貫入試験概要一覧表

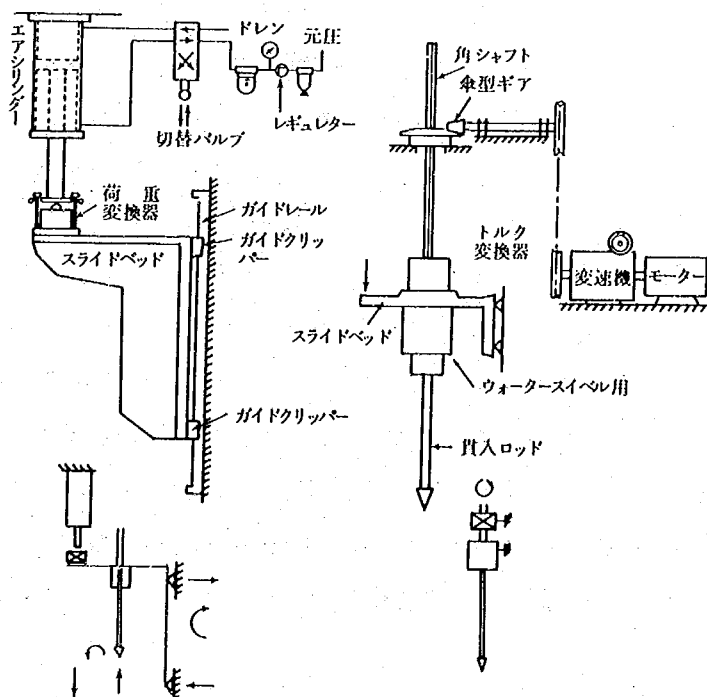
	供 試 体 条 件	回 転 貫 入 試 験 条 件
S-1 試験	20ℓ ベール缶 無添加供試体、LW、W ₁ 薬液固結供試体 セメント添加カオリンクレ-供試体 LW+W ₁ 薬液固結供試体 材料は細砂、粗砂	設定空気圧0.7kgf/cm ² 三角錐、円錐、四角等の先端抵抗体 回転数0, 80, 160, 320rpm 推力、トルク、貫入速度
S-2 試験	20ℓ ベール缶 無添加供試体、セメント添加供試体 W ₁ 薬液固結供試体 セメント添加供試体+W ₁ 薬液固結供試体 材料は細砂	設定空気圧1.0kgf/cm ² 三角錐コーン先端抵抗体 回転数80rpm 推力、トルク
S-3 試験	大型土槽に形成された薬液注入固結体より ブロックサンプリングしたものを20ℓ ベール缶に投入	設定空気圧0.5kgf/cm ² 三角錐コーン先端抵抗体、掘削ビット 回転数80rpm 推力、トルク、貫入速度
S-4 試験	20ℓ ベール缶 全て単層供試体 無添加標準砂、無添加細砂供試体 セメント添加粘土供試体	設定空気圧0.4~1.6で操作 三角錐コーン先端抵抗体 回転数80rpm 推力、トルク、貫入速度

図一4.2.1に装置の概要図、図一4.2.2には構造図を示す。さらに、写真一4.2.1に装置の側面写真を示す。装置はL形の主架構に組み込まれており、床面上に供試体の位置決めと固定を行う試料テーブルが配置されている。立上り架構の鉛直ガイドレールに貫入体の軸受けを設置したスライドベッドが乗っており、エアシリンダーによって上下に移動できるようになっている。スライドベッドで鉛直方向にだけ移動するように規制され、軸受けに回転貫入体を取り付け、供試体に貫入する訳であるが、反対側の上端にはトルク変換器を介して角シャフトが延長されて主架構の上部を貫通しており、ここに設置されたギヤ機構によってモーターから変速機を介して伝達される回転力のみが伝わる構造になっている。

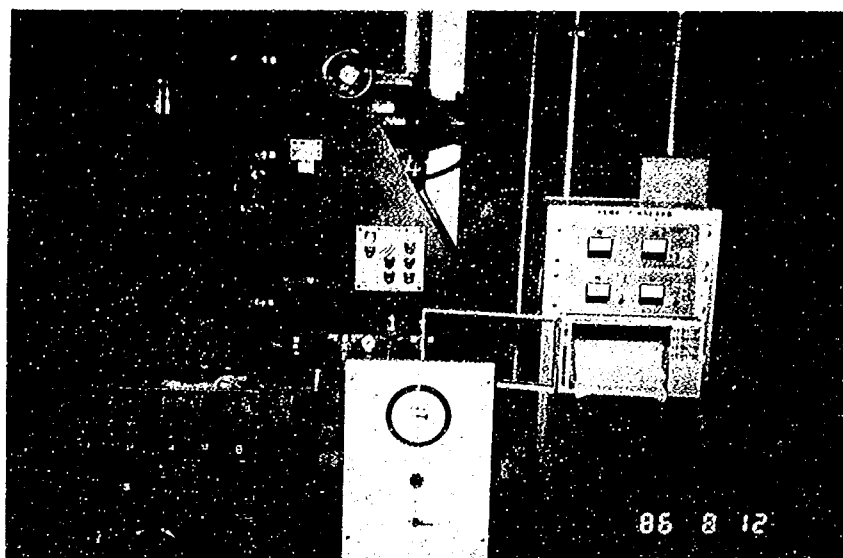
なお、本装置は（S-1）試験から（S-4）試験まで共通に使用した。



図一4.2.1 回転貫入試験装置



図一4.2.2 回転貫入試験装置構造図



写真—4.2.1 回転貫入試験装置（側面）

4.2.2 装置の操作（図—4.2.2 参照）

装置は貫入抵抗体を供試体に貫入させることと、回転させることを独自に制御できるようになっている。貫入は、元圧（施設共用配管）から、レギュレーターで減圧して自動給油器を経て切替弁で制御してエアシリンダーに供給し、スライドベッドを上下させることで行う。

スライドベッドの自重はロープと滑車により、脇に配置したカウンターウェイトでバランスされている。供給圧力空気の流量調整回路は設けられておらず、減圧の程度によって或る程度の調整ができるものの加力荷重によって変動することになる。一連の試験では、事前の試行結果に基づいて、約 1.0 kgf/cm^2 に減圧して供給することとした。この状態では、無負荷の状態では約 11 cm/sec の貫入速度が得られ、最大加力荷重（貫入速度 0）約 150 kgf となり、この間で荷重に応じた貫入速度が得られることになる。このため、貫入速度が十分に遅い範囲では、ほぼ荷重一定の制御条件（応力制御）になるが、荷重の十分に小さい範囲では、ほぼ変位速度一定の条件（ひずみ制御）で試験を行うことになり、そのため中間領域での試験条件は、相互に影響し合い明確に区別することはできない。

貫入抵抗体の回転は、主架構に設置したモーターの回転を変速機で所定の回転に変換して行っている。回転の位置は、主架構上部の貫入体軸線上で鉛直に回転するギアから、その中心を貫通する角シャフトにスライドベッドの位置に係わらず回転のみを伝達し、スライドベッドに配置された剛性の十分に大きい軸受け、ウォータースイベル等を経て抵抗体に伝えるものである。このため、回転速度の調整は、事前に所定の回転になるように変速機を調整することで行うもので、特別に過大な負荷が加わらない限りモーターの回転で決定されることになる。一連の試験では、モーターの容量が十分に大きい（最大 $5 \text{ kgf}\cdot\text{m}$ に対応している）ため、装置の仕様下限である 100 rpm を越えて可能な限り遅い回転速度として、 80 rpm を主要な回転速度に設定している。

4.2.3 測定方法

装置に設置された計器による測定項目は以下のとおりである。

- ① 貫入変位
- ② 回転速度 (回転数)
- ③ 貫入推力
- ④ 回転トルク

ただし、(S-2) 試験ではトルク変換器の不調により回転トルクは測定されていない。

上記の測定は、いずれも変換器からの出力を指示計・増巾器に導き、ペンオシロで時間軸に対するアナログ量として記録する方式になっており、以下のような特性を持っている。

① 貫入変位

スライドベッドに固定した傾斜板にダイヤルゲージ型ひずみゲージ式変位計を当てて測定する方式を用いている。傾斜は約 $1/10$ の直線勾配になっており、ベッドの約 30 cm の変位を 30 mm 測長の変位計で測定するようにしている。

② 回転速度 (回転数)

変速機出力軸にタコメーターを設置して、その出力を記録する方式を用いている。

実際には回転と同期して変動するトルク計の記録でチェックすることができたが、回転速度はあらゆる試験で十分に安定した管理がされていた。

③ 貫入推力

スライドベッドの一端に設置した荷重計をエアシリンダーが押す構造になっており、この荷重計 (ひずみゲージ式変換器) の出力を増幅記録する方式になっている。

図-4.2.2 の左下に示すように、エアシリンダーの位置と貫入位置がずれており、ガイドレールが方向と位置を規制する方式になっている。そのため、荷重計には、ガイドクリッパー、カウントウェイト関係の摩擦による誤差が含まれて測定されることになる。

④ 回転トルク

トルク変換器は、角シャフトとスライドベッドの軸受けの間に設置されている。このため、軸受けおよびウォータースイベル等抵抗体とトルク変換器との間にある機構要素の摩擦等はすべて含まれて測定されることになる。軸受け等は通常の状態では、ほとんど無視できる程度の摩擦しか生じないが、一旦ねじられ力が加わると割合に大きな摩擦になる特性があり、この試験においてもこれが原因と思われる記録が得られている。

4.3 小型供試体を用いた試験 (1) (S-1 試験)

4.3.1 試験方法

(1) 供試体の作製

実験に用いた供試体の条件は、試料土の種類およびグラウトの種類を組合せた合計 10 種類である。すなわち、グラウトが関係しない条件として細砂、粗砂のそれぞれについて緩い場合と締固めた場合の合計 4 条件、グラウトが LW の場合と W_{11} の場合のそれぞれについて試料土が細砂、粗砂の合計 4 条件、および

セメントをグラウトとしたカオリンクレーについてセメント量を5%とした場合と10%とした場合の2条件で総数10種の条件である。なお、このうち細砂を用いてLW及びW₁₁をグラウトとする土層を上下2層に積層した場合および3層に積層した場合についても試験を行っている。

これらの条件は、いずれも異った性状を示すと予想される代表的なグラウト条件から、使用実績、作業の容易性および作製供試体の力学性状の品質管理をしやすいものとして選定されたものである。

供試体の作製に用いた砂は、今まで土工実験棟のピットを用いて行われた多くの実験に共通して使用されてきた霞ヶ浦産の洗い砂（細砂）、およびこれに5mmふるいを通過する粗粒材を1:1の重量比で調合した調合砂（粗砂）の2種類である。

(i) 砂地盤供試体

緩い砂供試体は、容器（20ℓペールカン）に砂を静かに充填したものである。この場合に同一材料を反復使用するとともに、仕上がり高さが一定値になることで品質の管理を行ったものであり、含水比はストックヤードにあったままの状態での調整は行っていない。

締固めた砂供試体は、上記の緩い砂供試体の場合と同様の砂材を容器に2層に分けて充填し、各層毎にハンドバイブレーターで約5分間の締固めを行ったものであり、この場合も同一材料を反復使用し、仕上がり高さを一定に保つことで品質の確認を行った。

両者の密度は、いずれも絶対値で定量的な規定を行っていないが、前者は相対密度で10～30%程度、後者は70～90%程度になっているものと考えられる。

(ii) 薬液で固結させた砂供試体

グラウトは、LWおよびW₁₁である。グラウトの配合仕様ならびに実際に用いた配合を表4.3.1に示す。

固化材の選定ならびに薬液の配合に関しては、「薬液注入工法の評価と開発に関する研究報告書」（昭和54年3月（財）国土開発技術研究センター）を参考に、ゲルタイムLW；2'30"、W₁₁；30'と設定して決定した。

表4.3.1 S-1 試験固結砂の配合表

(32ℓ当り)

地盤種別	配 合 剤						備 考
	A 液		B 液				
	3号水 ガラス	水	セメン ト	水	グレオキ ザール	エチレン カーボネ イト	
L W	8.0 ℓ	8.0 ℓ	5.6kg	14.24 ℓ	—	—	
W ₁₁	*9.6 ℓ	6.4 ℓ	—	—	2.72 ℓ	0.514kg	*全量の30%

表—4.3.2 S-1 試験固結細粒土の配合表

地 盤 条 件	配 合 剤			
	カオリン クレー	水	セメント	備 考
セメント5%クレー	30kg	12ℓ	2.1kg	含水比を40%とする
セメント10%クレー	30kg	12ℓ	4.2kg	”

(iii) セメントで固結させた細粒土供試体

固化させた細粒土地盤は、カオリンを主成分とする粉末状の細粒土にセメントおよび水を加えて混合する方法で作製した。供試体条件に対する配合を表—4.3.2 に示す。材料の混合は、乾燥状態でカオリンクレーおよびセメントを十分に混合した後で水を加え、人力で約 10 分間攪拌する方法によって行った。

材料の打設および養生は、砂地盤の場合のペールカンを用いた打設の場合と同様である。なお気泡の追い出し等は缶を軽くたたく方法で行った。

(iv) 土質試験供試体

各供試体の材料性状を調べるために土質試験用の供試体を次の要領で作製した。

土質試験用の供試体は、貫入試験用のブロック供試体の一体から切り出して必要供試体を成形する方法と、打設に際して土質モールド（一面せん断試験は 60mm ϕ ×20mm、その他は 50mm ϕ ×100mm）に同じ材料を充填する方法によって作製した。

前者の方法では、供試体が崩れやすく、ほとんど整形できない状態であったので、後者の方法によった。

(v) 供試体の材料性状

a) 粒 度

砂材に関するふるい分析の結果から粒径加積曲線を図—4.3.1 に示す。

b) 一軸圧縮強度

表—4.3.3 に各供試体に対する一軸圧縮試験の結果を示す。なお、各固化材のホモゲルに関する結果も併記した。

試験体は、いずれも約 50mm ϕ ×100mm でひずみ制御（約 1%/分）で圧縮した。

表中、同一のロッド内での圧縮強度等のバラツキに関しては、一応まとめた結果として得られているものの、同一配合条件でもロッドが違くと桁違いの結果を得ている場合がある。

また、変形係数 E_{50} については、通常の方法 ($q_u/2$ 点に関する割線勾配から求める。) では供試体の設置条件による初期曲線の影響が作用する場合が多いので、 $q_u/2$ 点における接線勾配として求められる変形係数を「修正 E_{50} 」として求め表中に併記した。

c) 固結土の一面せん断試験結果

供試体寸法 60mm ϕ ×20mm で上部リング可動形の一面せん断試験機により、毎分約 1mm のせん断速度で試験を行った。結果は表—4.3.4 に示すとおりである。ただし、LW 粗砂において $\phi=55.2^\circ$ と異常に

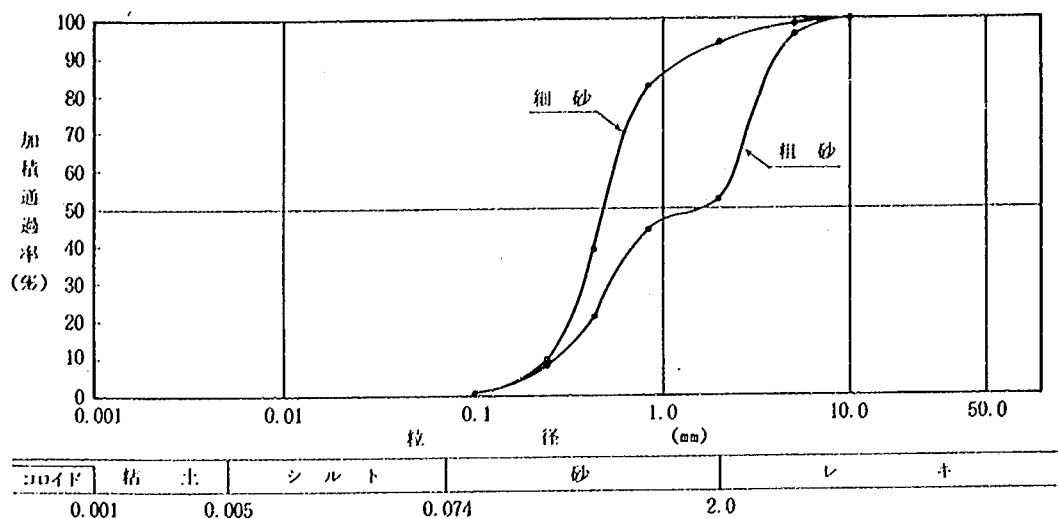


図-4.3.1 砂材の粒径加積曲線 (S-1 試験)

表-4.3.3 試料土の一軸圧縮試験結果 (S-1 試験)

地盤条件	一軸圧縮強さ		変形係数			破壊時 ひずみ %
	q_u kgf/cm ²	平均 q_u	E_{50} kg/cm ²	修正 E_{50}^*	平均	
LW 細砂	22.03	23.14	1,113	2,280	3,227	1.5
" "	25.80		2,580	3,700		1.0
" "	21.60		2,298	3,700		0.9
" "	13.11	13.44	101	183	164	1.2
" "	13.76		60	145		1.8
LW 粗砂	28.05	25.10	3,690	3,960	3,360	1.0
" "	22.14		2,460	2,760		0.9
" "	2.85	3.15	32	316	387	1.5
" "	3.45		50	458		1.2
LW ホモゲル	0.62	0.62	45	49	49	1.8
" "	1.82	1.35	75	155	127	2.3
" "	0.90		65	98		2.0
W ₁₁ 細砂	1.27	2.02	48	96	208	3.0
" "	1.20		45	65		3.3
" "	2.75		145	336		2.0
" "	2.87		149	336		2.0
" "	0.57	0.56	77	77	65	1.3
" "	0.55		53	53		2.0
" "	0.85	0.86	39	44	44	3.4
" "	0.86		53	44		2.8
W ₁₁ 粗砂	1.33	1.27	170	170	170	1.3
" "	1.20		171	170		1.3
" "	0.86	0.88	43	69	83	1.9
" "	0.89		74	96		1.7
W ₁₁ ホモゲル	1.53	1.53	34	41	41	6.5
" "	1.85	1.85	57	63	63	4.8
セメント5% クレー	4.53	4.88	545	390	446	3.3
" "	5.22		502	502		1.8
セメント10% クレー	8.50	8.49	582	580	638	3.3
" "	8.48		606	695		2.5

* 修正 E_{50} は、 $q_u/2$ における接線勾配から求めたもの

表-4.3.4 一面せん断試験結果 (S-1 試験)

地盤土	LW細砂	LW粗砂	セメント10%クレー
C kgf/cm ²	0.40	0.45	2.70
ϕ °	42.7	55.2	36.3

大きい結果が得られている。

d) 固結土の三軸圧縮試験結果

供試体が飽和していないため完全な条件とはいえないが、UU 条件で三軸圧縮試験を W_{11} 細砂の供試体に関して行った。

試験において、極く初期の変形係数の大きい状態をすぎて後は、通常の緩め砂の排水試験の場合と似た圧縮曲線を示して最大応力の発生は 10 数%のひずみになって生じた。

試験結果は、 $c=0.70\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi=29.5^\circ$ であった。

e) 地盤土の導電率の測定

W_{11} 細砂および W_{11} 粗砂の供試体から試料を採取して行った導電率の測定結果は、バックグラウンド値 2.05mv/cm に対して細砂、粗砂に合せて 7 試料の平均で上、中、下で $4.41, 4.19, 3.82\text{mv/cm}$ が得られた。従って一供試体では、上側が薬液の濃度が高くなっていることがわかる。この濃度から、供試体の砂の密度が上下で異なることが推定される。なお、今回用いた砂は過去に薬液注入実験に数回使用しており天然材料のバックグラウンドとは若干異なるものと考えられる。

2) 回転貫入試験条件

表-4.3.5 には、(S-1) 試験の試験条件を一覧する。表中の先端形状はロッド先端に取り付けた先端抵抗体の平面図を示している。それぞれの寸法は、図-4.3.2 に示すとおりである。写真-4.3.1 には、主に使用した三角錐の先端抵抗体を示している。

また、貫入のためにエアシリンダーに送り込む空気圧は、 0.7kgf/cm^2 に設定している。

4.3.2 試験結果

(1) 測定結果例

図-4.3.3 には、回転貫入試験における各測定値の深度変化の代表例を示す。図より供試体の違いにより各測定値の変化を見ることができる。

(2) 各測定値相互の相関性

回転貫入試験の各測定値は、アナログ量としてペンレコーダーに記録されるが、約 30 cm の高さをもつモールド (20ℓ ペール缶) のどこの点をもって代表値とするかを検討する必要がある。ここでは「4.7.1 測定データの整理」により各供試体の回転貫入抵抗値としている。すなわち、貫入深さ 18 cm における読み取り値を代表値としたものである。

測定される貫入速度、推力およびトルクは相互に影響する要素であって、これらの相互の関係を調べ、そ

表-4.3.5 試験条件一覧 (S-1 試験)

先端形状 回転数 rpm				△	□	○	□	○	○
				80 (160) 320	80	80	80	80	0
供試体条件	緩	い	細 砂	5	1	1	1	1 1	1
	緩	い	粗 砂	1	1	1	1	1	1
締 固 め	細 砂		4	1	1	2 1	1 1	1	1
	粗 砂		2	1	1	1	2	3	
LW 細 砂				7			1		
LW 粗 砂				8					
W ₁₁ 細 砂				21 (2) 3	4	4	9	4	
W ₁₁ 粗 砂				6			3	2	
セメント 5 % クレー				13	1	1	1	1	1
セメント 10 % クレー				10	1	2	2 1	1 1	1
2 層 地 盤				4				2	
3 層 地 盤				3				3	
その他	途中一旦停止 (含む再貫入)			6				8	
	底まで貫入			1					

図-4.3.2 先端抵抗体寸法図 (S-1 試験)

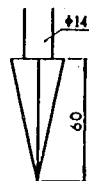
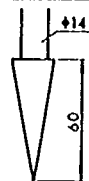
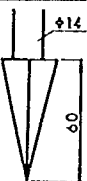
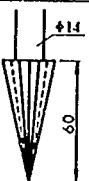
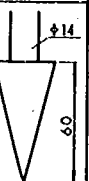
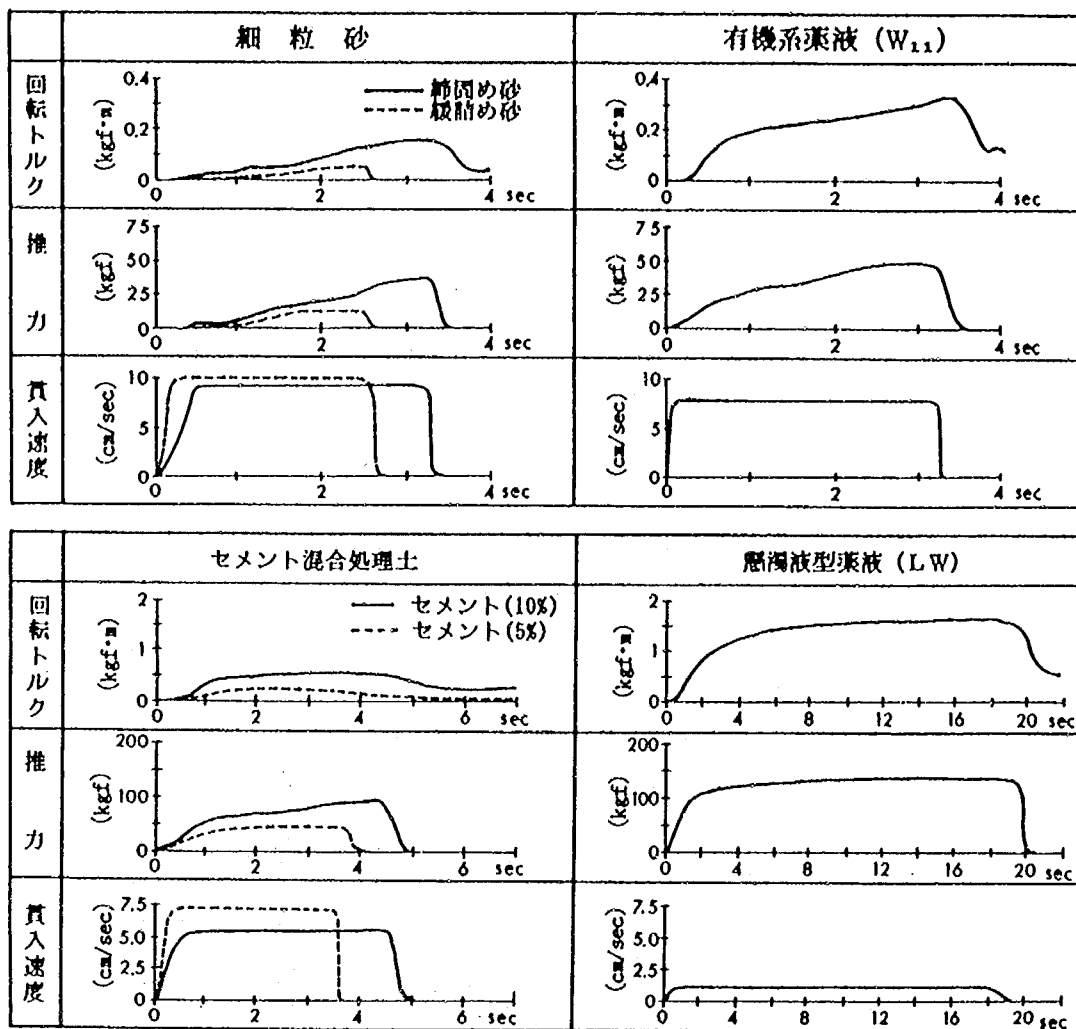
	三角コーン	四角コーン	六角コーン	星形コーン	円錐コーン
側面形状					
断面形状					



写真-4.3.1 三角錐コーン



図—4.3.3 測定結果例 (S—1 試験)

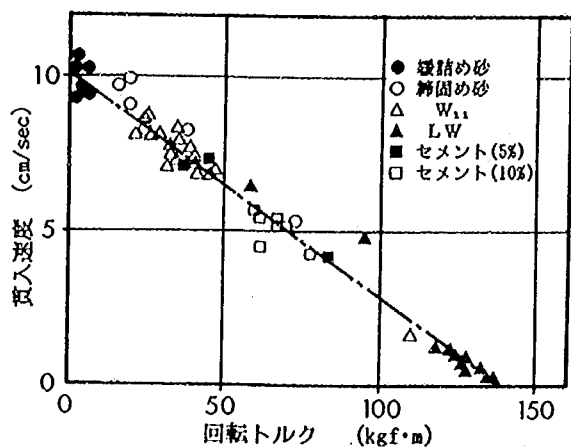
の特性を理解しておくことは、以後の作業を進める上で基本的な条件になると考えられる。

図—4.3.4 は貫入速度と推力、図—4.3.5 は速度とトルク、図—4.3.6 は推力とトルクの関係である。

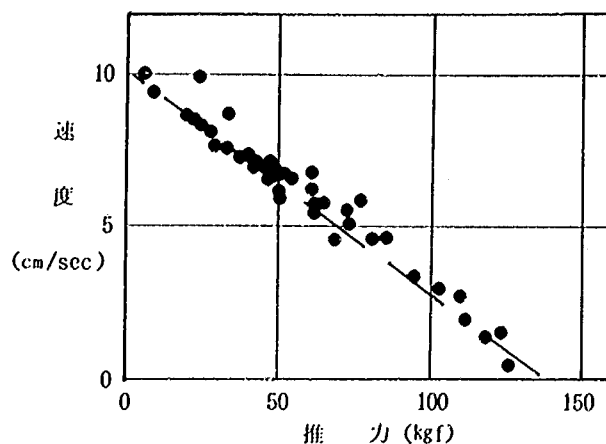
図—4.3.4 の速度と推力の関係については、特に明確な相関性が認められるが、負荷のない場合の速度がほぼ 12cm/sec 余りであること、および貫入不能になる推力の限度が約 140 kgf 程度であることを考えると、両者を極値として負の一次の相関としても良い一致を示していることがわかる。特にこの関係は条件が変わってもほとんど変化しないので、具体的な調査システムの設計に対して重要なデーターとして利用できるものと思われる。

これらの関係、先端抵抗や回転数等の条件が違っても両測定値の相関性はほとんど変わらないことが(a), (b)を比較してみると良くわかる。

図—4.3.5 に関しては、貫入がほとんどできず速度が 0 近い硬い供試体においても、装置の回転能力にゆとりがあるためにトルクだけが大きく伸びる結果になったものである。このため、特に速度の小さい範囲でトルク値の大きな変動として測定できることになるため貫入能力の限界近くでの測定に利用できる可能性を持っているものの、全体の範囲で見ると相関性があまり良くない。

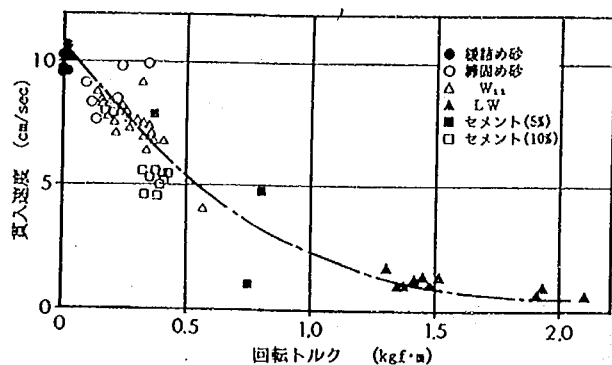


(a) 三角コーン, 80rpm の全データ

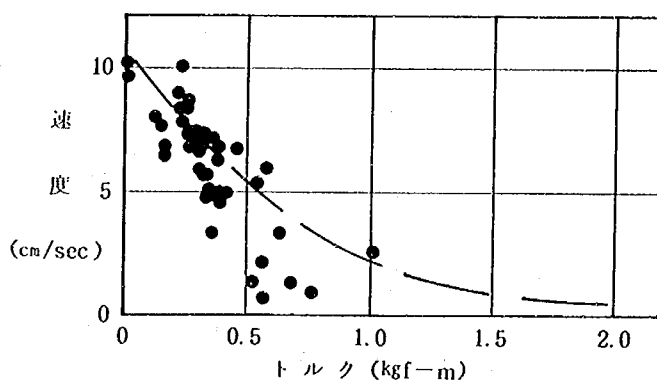


(b) (a)以外の全データ

図-4.3.4 貫入速度と貫入推力の関係
(S-1 試験)

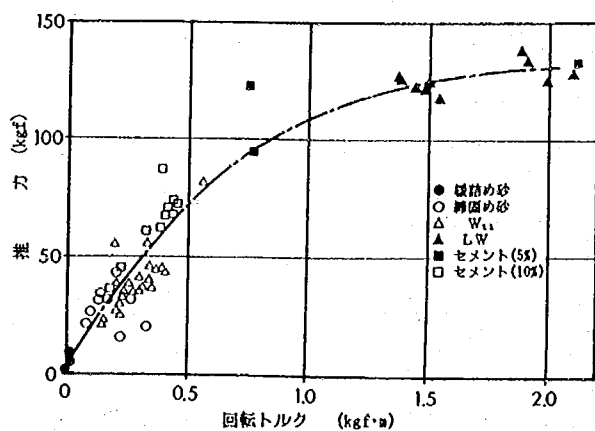


(a) 三角コーン, 80rpm の全データ

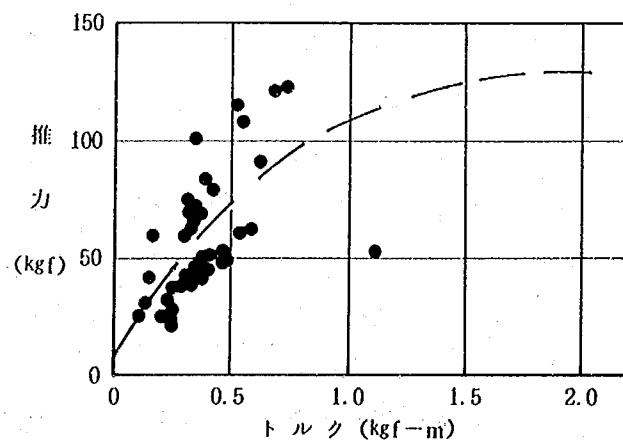


(b) (a)以外の全データ

図-4.3.5 貫入速度と回転トルクの関係
(S-1 試験)



(a) 三角コーン, 80rpm の全データ



(b) (a)以外の全データ

図-4.3.6 貫入推力と回転トルクの関係
(S-1 試験)

なお、この相関性について土質や先端形状の差異による一定の傾向は認められない。

図—4.3.6 について、特に土性の相異や先端抵抗体の形状の相異に対して組織的な傾向の見られる可能性が期待されたが、その傾向は認められなかった。

以上の結果から、貫入速度ならびに推力に関しては、ほぼ同等に評価し得るもののトルクに関しては単純に測定するだけでは、質の良い情報量として単独に扱い得ないといえる。

(3) 地盤強度と推力の関係

図—4.3.7 は、固結供試体の一軸圧縮強さを各々の試験シリーズ毎に土質試験結果から代表させ、各試験の貫入推力との関係を示したものである。

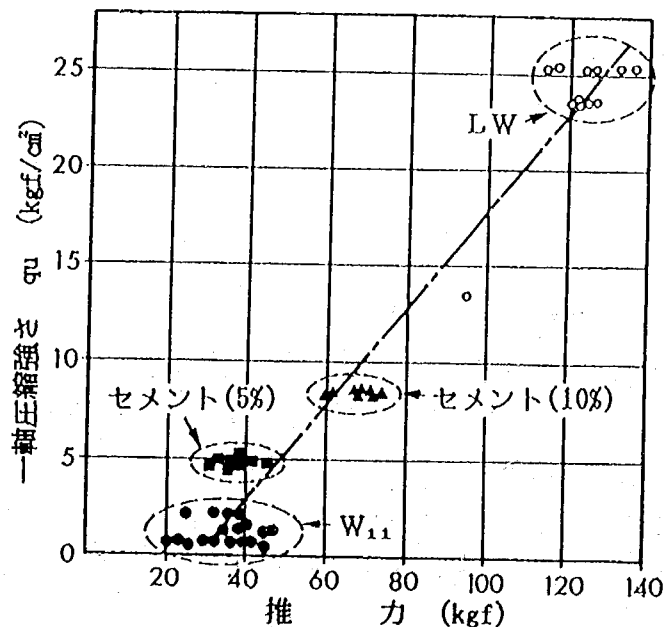
土質試験用の供試体が、場合によって桁違いの強度を示すことのあること、同様のことが供試体でもあり得ることを考慮して見ると、母集団から極端に離れた分布を示す測定値も 2, 3 見られるものの、地盤強度と推力の関係は割合によい相関性を示すといえる。

先に述べたように、推力と速度とは割合に良い対応になっており、当然のこととして、地盤強度と速度との関係も同様の相関性が期待できる。試みに各シリーズ毎の平均値を代表させて相関性を示したのが図—4.3.8 である。平均値で代表させると、その重みづけが表現されないため、相関性が悪くなるように見えるが内容的にほとんど同等である。

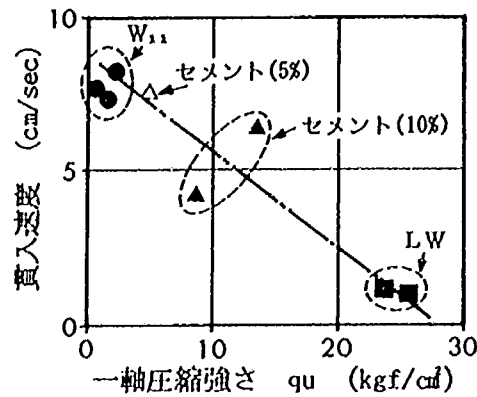
なお、速度を横軸にした場合は、装置の調整で設定される面があること、地盤強度とは逆相関の関係にあること等から、現象の理解の便利上推力で表現したもので、装置の仕様が決定した後は速度に変換して利用することは十分に可能である。

(4) 先端抵抗体の形状に関する測定結果

三角錐の先端抵抗体を基準にして、他の形状について推力およびトルクの大きさの比率で示したのが図—4.3.9、図—4.3.10 である。



図—4.3.7 貫入推力と供試体の一軸圧縮強度の関係 (S-1 試験)



※ 各条件毎の
平均値による

図-4.3.8 貫入速度と供試体の一軸圧縮強度の関係 (S-1 試験)

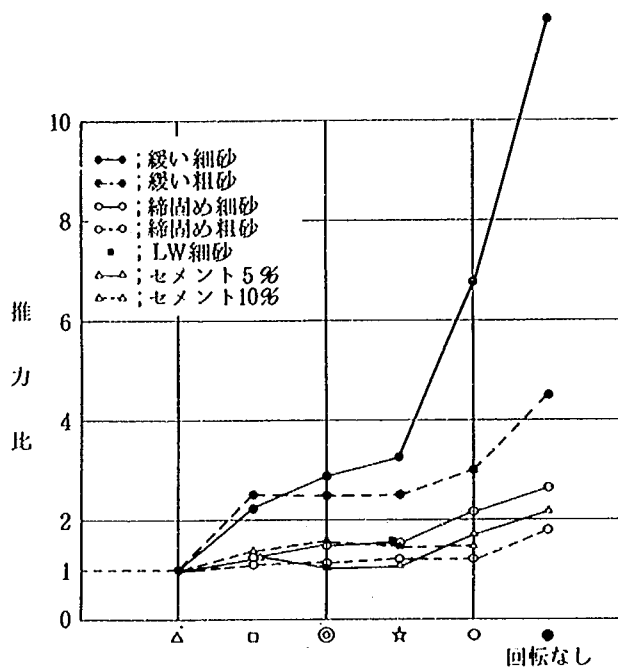


図-4.3.9 三角錐コーンに対する
各コーンの推力比
(S-1 試験)

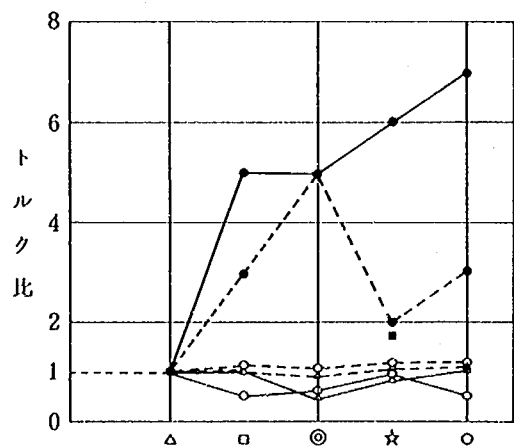


図-4.3.10 三角錐コーンに対する各コーンの
回転トルク比
(S-1 試験)

各形状は横軸に記号で示している。

これらの結果を見ると形状に関して下記のような特徴的な性状が認められる。

① 土質の種類にかかわらず、Δが推力、トルクともに同等か最小値を示す。(このことは三角の貫入が効率的に行われることを示している)

② 特に砂地盤で、円錐コーンの回転しない場合の推力が大きくなることは、静的コーン貫入によるサウンディング (例えばグッチコーン) の調査結果とここに行う回転貫入の抵抗値とを直接的に対比して比較検討をすることはできない。

(5) 複層供試体に関する測定結果

図-4.3.11 に、上下2層に硬軟の固結土を成層させた供試体に対して、貫入した場合の各測定値を先端深さに対して示した。

上図が上部に硬質層がある場合であり、下図が上部に軟質層がある場合である。

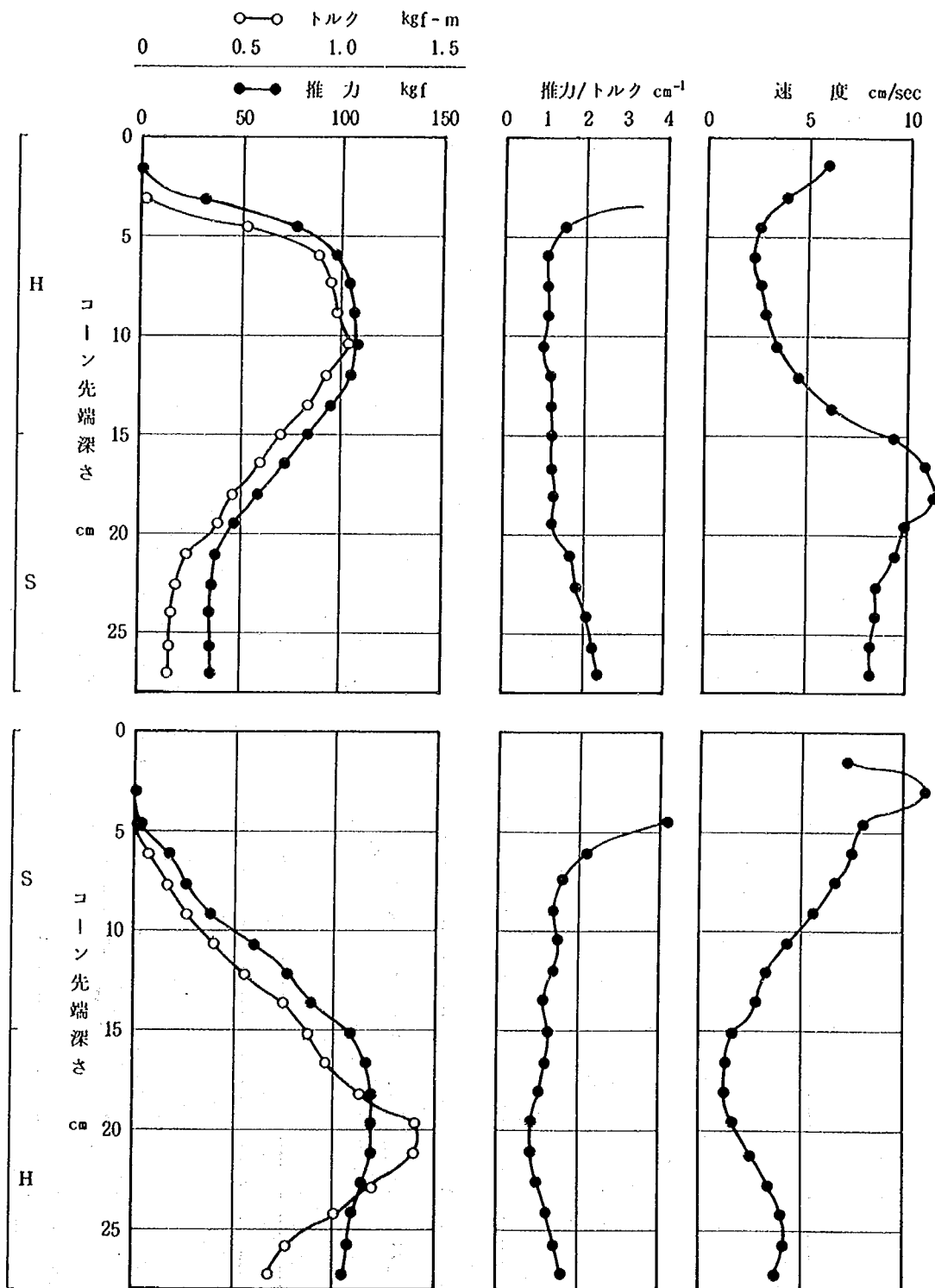


図-4.3.11 複層供試体の測定結果 (2層) (S-1 試験)

供試体表面の影響があって上部の測定値に移行ゾーンを考慮しなければならないパターンを示しているものの、推力およびトルクの単独値で十分に識別できる。さらに貫入速度についても割合に明確な情報を示すことが認められる。なお、推力とトルクの比率についてはあまり明確な情報とはいえないようである。

図-4.3.12 は、さらに3層に成層させた場合の測定結果である。この場合は先端抵抗体の寸法に対して成層が十分でなく、さらに判別が困難ではあるが、特に貫入速度が割合に良好な情報を示すことがわかる。

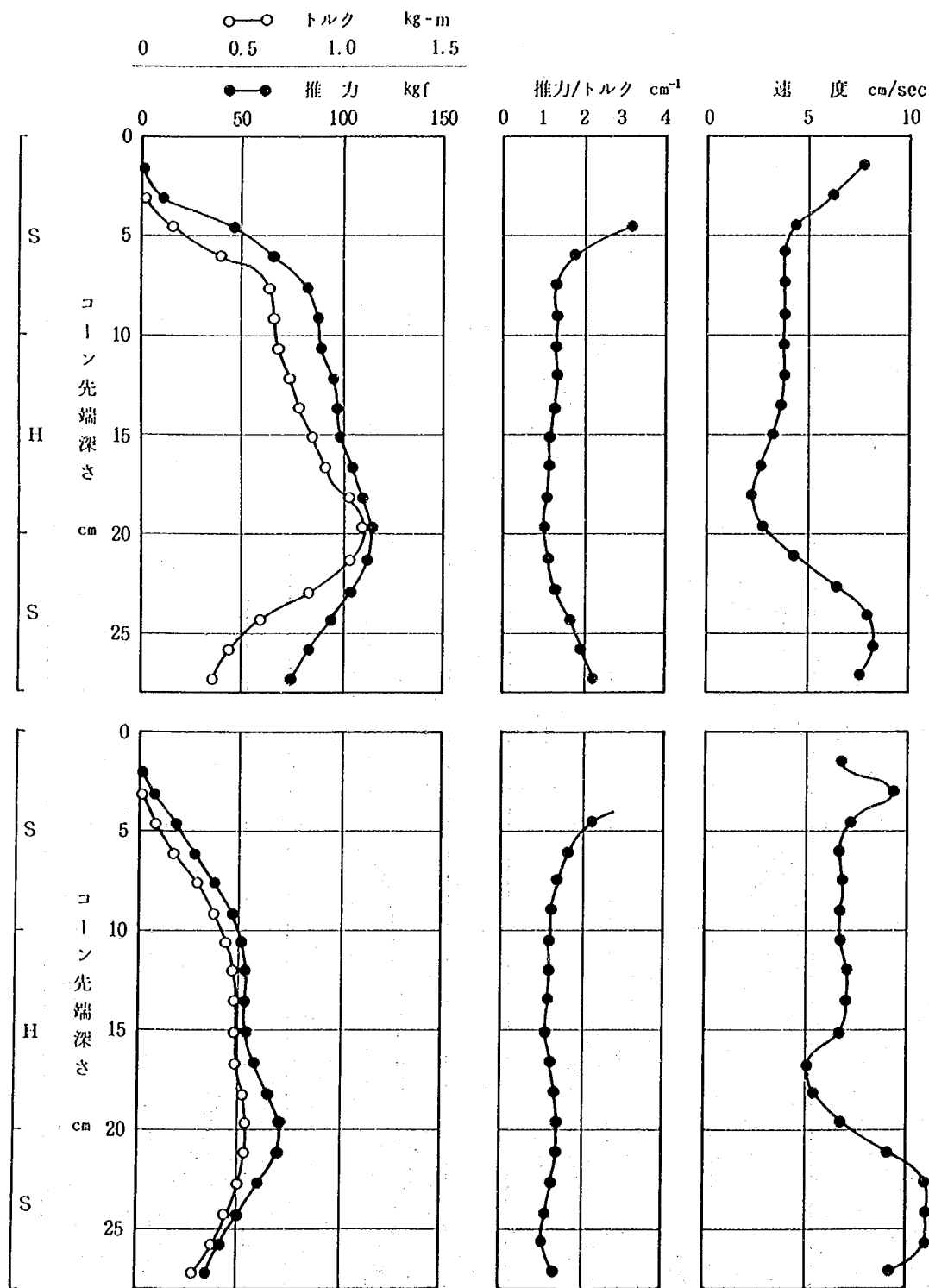


図-4.3.12 複層供試体の測定結果 (3層) (S-1 試験)

これらの結果から、特に貫入速度が重要な情報として利用できることが明らかになったと同時に、抵抗体の長さ程度の深さで識別できることが明らかになったと考えてよい。

4.3.3 (S-1) 試験のまとめ

この (S-1) 試験で明らかになった事項を要約して列記すると次のようである。

① 供試体の強度の相異に対して、貫入推力、および貫入速度が共に良く対応して変動することが明らかになった。このため、応力制御またはひずみ制御のいずれの方式によっても、有意な計測が行ない得ることがわかっただけでなく、特に両方式を兼用した方式で十分に有用な計測ができると共に実務的に能率と適用性の面などで優れた特性のあることがわかった。

② 供試体の強度に対応して、計測を実施する（貫入できる）ために必要な装置の推力およびトルク等の定量的な基礎データが得られた。また、有意情報とするための測定精度等に関する基礎データが得られた。

③ 掘削時のトルクについては、貫入推力および速度と同程度の情報として利用できることがわかったが、土質の相異等の特殊な面で独特な情報として利用することの可能性については解明できなかった。

④ 先端形状については、三角錐が能率的な面で優れていることが明らかになった。特に緩い砂供試体で、その差異が顕著であり、特に通常のサウンディングで多用される円錐コーンの推力が他の形状の先端に較べて大きく異なった特性を示すことが明らかになった。このことは通常の室内試験として多用される砂供試体に円錐コーンを基準として扱った研究結果を実際の地盤に適用する場合に多くの問題があることを示すものと考えられる。

⑤ 実用的な先端形状としては、三角錐が精度的に問題がなく、能率的に優れている点で有利であることがわかった。

⑥ トルクは、供試体に関する情報として利用できる可能性がある。

⑦ 以上の各事項に併せて、試験の実施を通して得られた各種の事実、すなわち固結供試体の品質管理の問題、土質試験による変形・破壊・性状等の点を総合して、この回転貫入サウンディングを実務レベルに向上するための技術情報が多く得られた。

4.4 小型供試体を用いた試験 (2) (S-2 試験)

4.4.1 試験方法

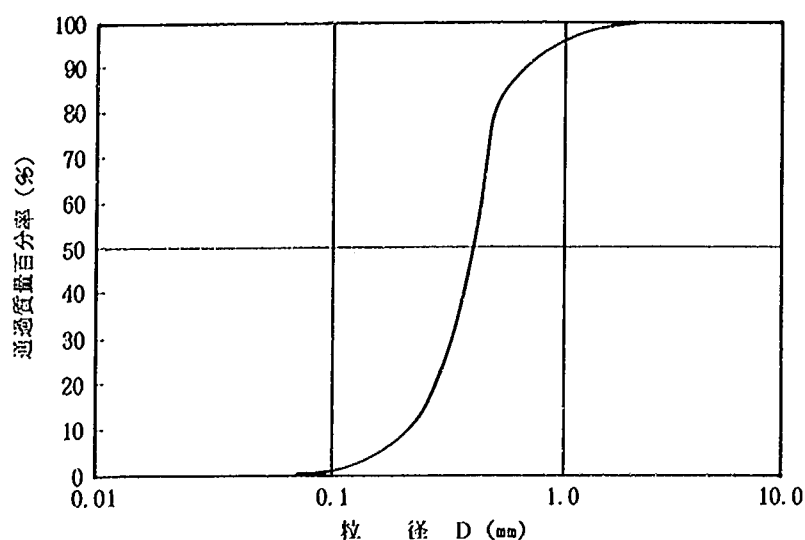
(1) 供試体の作製方法

(S-2) 試験で作製した供試体は、細砂に薬液を浸透させて作製した W_1 固結供試体と細砂に普通ポルトランドセメントを添加して作製したセメント添加供試体の2種類である。(S-1) 試験と同様に貫入抵抗値と固結土の強さおよび成層部の判別性を調べるため、5種類21供試体に対してそれぞれ2地点あるいは3地点の回転貫入試験を行った。

供試体作製に用いた砂は、霞ヶ浦産の洗い砂（細砂）およびこれに5mmふるいを通過する状態に乾燥させた後に、2mmアンダーに粒度調整を行ったものである。粒径加積曲線を図-4.4.1に示す。

各供試体のモールドは、容積20ℓの円筒缶（S型M級ペール缶）を使用した。

供試体の造成は、円筒缶に試料砂を充填して振動台上で一定の振動（振巾約5mmで7Hzの正弦波）を5



図—4.4.1 (S-2) 試験に使用した砂の粒径加積曲線

分間加える方法によって行った。特に最上層部分の締固めを確実に行うために、地表面に防虫ネットを敷いた上に 10kgf の重りを載荷した。

地盤材料は種別毎に以下の要領で充填した。 W_1 の場合は、所定量のグラウトを混合して円筒缶に入れ、振動させながら計量した砂を投入した。

セメントの場合は、所定量の水とセメントを十分に混合したうえでモルタルミキサーによって計量した砂とペーストを 5 分間混合したものを円筒缶に充填した。未固結砂の場合は、 W_1 の場合のグラウトを水に替えて同様に処理した。

なお、固結土については、振動の終了前に円筒缶の周辺部に 50mm ϕ (厚さ約 2 mm) の塩化ビニール管を建て込み、固結土のサンプリングのためのケーシングとした。なお、このパイプは貫入試験前に引き抜き、上下面を切断、整形して一軸圧縮試験用の供試体とした。締固め後の円筒缶は試験直前まで水中で養生した。加振状況を写真—4.4.1 に示す。

グラウトで固化させた砂地盤供試体の配合を表—4.4.1、ゲルタイム及び水温を表—4.4.2 に示す。これらの配合は供試体の作製時間および振動時間を考慮して、ゲルタイムを 10 分程度になるように主剤及び促進剤の割合を変えた予備実験から判断して決定した。

セメントで固化させた砂地盤供試体の配合を表—4.4.3 に示す。セメント量を変えて行なった予備試験の結果をもとに、一軸圧縮強度で 3~5kgf/cm² および 5~10kgf/cm² 程度の強度発現が期待できるセメント量として重量比 5% および 10% を設定した。各セメント添加量に対して、ワーカビリティを考慮して水セメント比を決定した。

未固結砂の供試体の配合表を表—4.4.4 に示す。グラウトで固結させた供試体の場合のグラウトに相当する量の水を加えた材料を振動で締固めた。

複層砂地盤供試体は図—4.4.2 に示すように上下 2 層断面とし、上部 W_1 薬液、下部セメント 10% 添加固結体とした。供試体製作順序は、まず単層地盤供試体と同じ要領でセメント 10% 添加固結体を製作し、1 日養



写真-4.4.1 供試体の加振状況

表-4.4.1 配合表 (W₁) (S-2 試験)

(1 ℓ 当り)

主 剤 (A 液)		促 進 剤 (B 液)			
水	3 号 水ガラス	水	エチレンカ ーボネイト	NaCl	KHCO ₃
0.35 ℓ	0.15 ℓ	0.5 ℓ	21g	3g	8g

表-4.4.2 ゲルタイムと水温

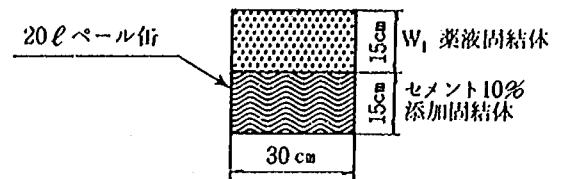
項 目	主剤(A液)	促進剤(B液)
水 温 (℃)	18.5	21.0
ゲルタイム	11分01秒	

表-4.4.3 配合表 (セメント) (S-2 試験)

セメント 添加量 (%)	砂 重 量 (kg)	セメント重量 (kg)	水セメント比 W/C (%)	水 重 (kg)
5	28.3	1.415	300	4.245
10	27.2	2.720	150	4.080

表—4.4.4 砂（無添加）の配合表（S-2 試験）

砂	水
29.2 kg (w= 約6%)	6.4 ℓ



図—4.4.2 複層供試体

生後、下部試料への薬液の浸透を防ぐために、薄いポリエチレンフィルムで被覆した上に、薬液固結物を作製した。各層の地盤は振動台（5分間加振）にて締め固めた。

(2) 供試体の一軸圧縮強さ

表—4.4.5 には、作製した供試体の一軸圧縮強さを示す。表中の備考欄は一軸圧縮試験用の供試体の作製方法を表わしている。“塩ビ”は写真—4.4.2 に示すペール缶内に建てた塩ビ管から一軸圧縮試験用の供試体を取り出したことを、“整形”はペール缶内の塩ビ管外の固結物を取り出し、整形して作製したことを意味する。

なお、一軸圧縮試験の方法は4.3.1の(1)(V)b)の（S-1）試験の一軸圧縮試験と同様である。

(3) 回転貫入試験条件

（S-2）試験では、図—4.3.2の三角錐の先端抵抗体のみを用い、ロッドの回転速度を80 rpmにして測定を行なった。その理由として、土質にかかわらず三角錐コーンが回転貫入時に生じる貫入推力、回転トルクの値が他の形状のコーンに比べて同等か最小を示していること。つまり、回転貫入の能率が最良であったことが挙げられる。

表—4.4.6 に試験ケースを一覧する。なお、貫入のための空気圧は1.0kgf/cm²に設定している。

4.4.2 試験結果

4.3.2でデータを整理した方法と同様にペンレコーダーに記録された貫入変位、貫入推力を読み取った。なお、（S-2）試験ではロッドに取り付けられているトルク変換器が正常に作動しなかったため、回転トルクのデータは収集しなかった。

(1) 測定結果例

図—4.4.3 には回転貫入試験における各測定値の時間変化の代表例を示す。図より供試体の違いにより各測定値の変化を見ることができる。

(2) 貫入速度と貫入推力の関係

図—4.4.4 は、各試験の代表値を用いて、貫入速度と貫入推力との関係を図示したものである。図中にこれらの相関性を示す直線を（S-1）試験の関係と併せて示している。

これらの相関性は、（S-1）試験と同様に良い相関性を示す。なお、（S-2）試験の直線が（S-1）試験の直線と一致しない理由は、調整空気圧の設定圧力の相違によるものである。また、結果的に約1/2の空気圧に設定して試験を行った場合のデータは図中左下にプロットされており、この場合の直線は図中に途中まで示した直線に一致するものと思われる。

このような推力と貫入速度の相関性については、4.7.2に示すように試験装置の特性として逆比例の相関を示すことがわかっており、特に設定圧力が1.01kgf/cm²と割合に低い値を用いていることから良い直線性

表-4.4.5 一軸圧縮試験結果

薬注名	供試体No.	一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)		破壊ひずみ ϵ_f (%)	変形係数 E_{50} (kgf/cm ²)	備考
		—	平均			
W ₁	1	0.58	0.55	2.6	2.9	整形
		0.51		2.0	3.6	
	2	0.57	0.61	2.6	3.2	〃
		0.65		2.8	3.5	
	3	0.38	0.48	2.4	2.1	〃
		0.57		2.0	44	
	4	0.73	0.68	2.6	46	〃
		0.63		2.6	38	
	5	0.72	0.66	2.2	32	〃
		0.59		2.4	33	
セメント5%	1	1.60	2.03	1.0	321	塩ビ
		2.46		0.9	224	整形
	2	1.52	1.67	1.0	253	塩ビ
		1.81		1.2	210	整形
	3	2.72	3.01	0.9	974	塩ビ
		3.29		0.8	1,371	整形
	4	3.18	3.10	1.1	723	塩ビ
		3.01		1.1	557	整形
	5	3.27	3.25	1.0	963	塩ビ
		3.22		1.0	1,611	整形
セメント10%	1	6.55	5.90	1.1	780	整形
		5.24		0.8	873	
	2	5.88	6.34	1.8	507	塩ビ
		6.80		1.3	918	塩ビ
	3	11.73	10.27	1.1	2,444	塩ビ
		8.81		1.3	699	塩ビ
	4	6.94	10.10	1.1	1,928	塩ビ
		13.25		2.0	1,004	塩ビ
	5	9.56	9.73	1.5	2,173	整形
		9.89		1.6	798	

を示しているものと思われる。

(3) 貫入推力と一軸圧縮強度

図-4.4.5 は各供試体に関する回転貫入抵抗の代表値と一軸圧縮強度との関係を示したものである。一軸圧縮強度の増大に応じて推力も増大する傾向を示すが、推力約 150 kgf 程度を限界に一軸圧縮強度のみが増大する結果となっている。この装置は回転貫入試験時に作動空気圧を約 1.0kgf/cm² に調整しており、この空

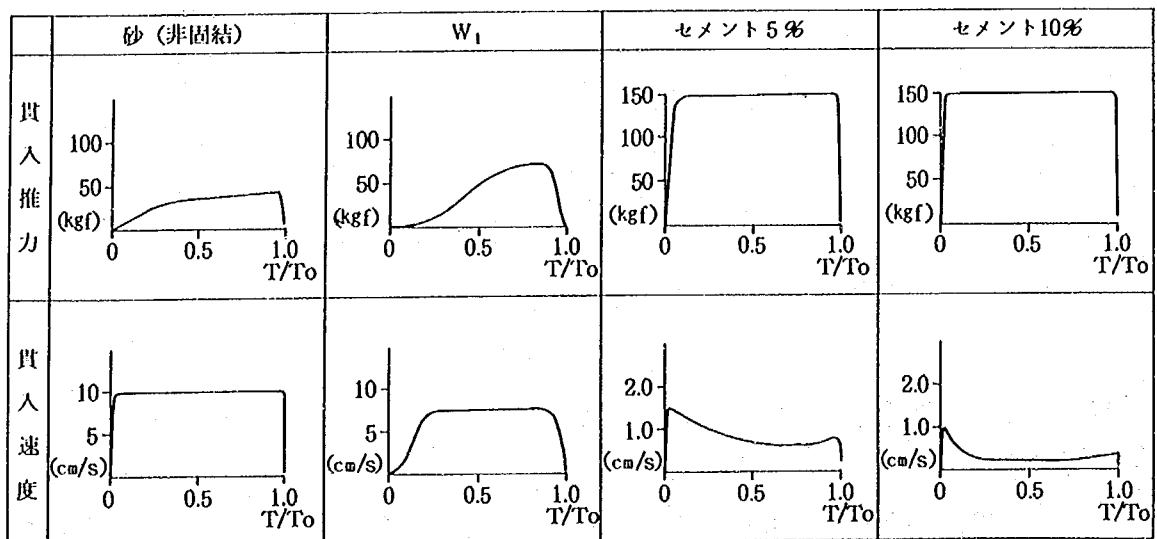


写真—4.4.2 建て込んだ塩ビ管

表—4.4.6 試験 ケ ー ス

断 面 構 成	固 化 材	ケ ー ス 数
単 一 断 面	W_1 薬 液	5
	普通ポルトランドセメント 5%添加	5
	普通ポルトランドセメント 10%添加	5
	無 添 加	3
複層断面(2層)	W_1 薬液+普通ポルトランドセメント	3

計 21ケース



T_0 : 地表から貫入下端までの所要時間

図—4.4.3 実測結果例

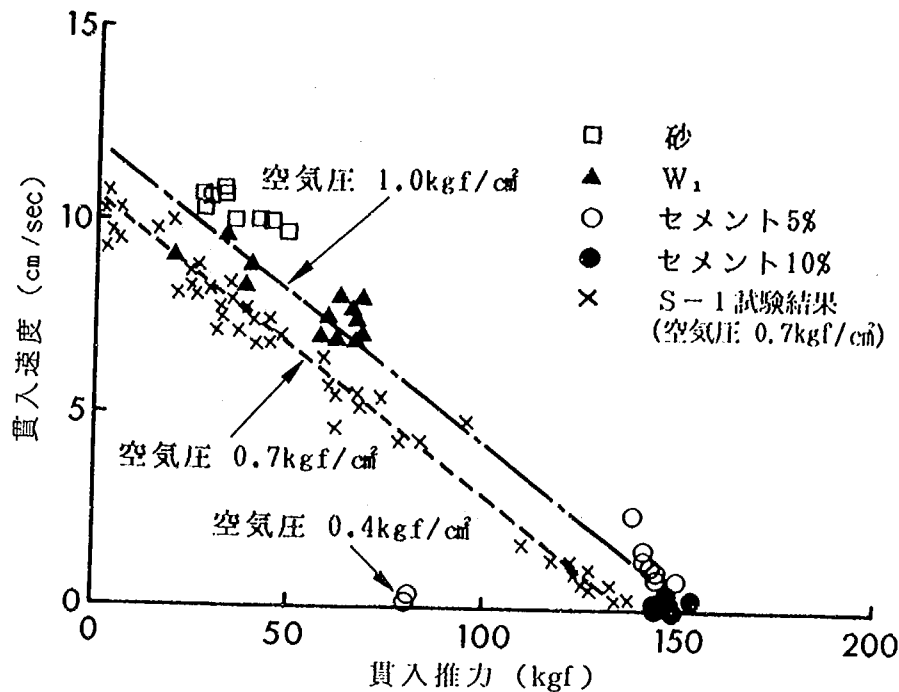


図-4.4.4 貫入速度と貫入推力の関係
(空気圧 1.0kgf/cm²)

気圧による推力の最大値が約 150 kgf であることが上記の結果を生じさせているもので、作動空気圧をどの程度に調整するかで、これらの限界が決まって来るものと考えられる。このような意味で、図中に併記したように調整空気圧を推力 200 kgf 相当に設定しておれば、その曲線上に試験値が分布することになったと考えられる。

一般に貫入速度は、抵抗体が地表面以下に没入するまでは深さと共に貫入速度が減少するが、没入後は土質条件によって決まる一定速度で貫入を継続する。なお、この段階においても多くの場合に深さと共に貫入速度は、わずかながら減少する傾向が認められるが、貫入終了近くなって、やや速度が増大する傾向の認められる場合が多い。

このような最終段階での増速傾向は、抵抗体貫入時に供試体にクラックが入ることによって生じる場合が多いようであるが、必ずしも全数で確認されている訳ではない。

貫入推力は、貫入変位の記録と併行して記録されており、それと対照することにより貫入量および貫入速度に対する変動量として読み取ることができる。貫入推力の測定結果は、貫入初期において装置の特性として不安定な変動を示すものの、その後は貫入と共に急激に増大し、土および抵抗体の形状等によって決まる一定の値に収斂するような変動を示す。

粘性土地盤に関するコーンの貫入抵抗 (qc) は、概略次式で示されることが知られている。

$$qc \approx 5qu \quad qu: \text{地盤土の一軸圧縮強度}$$

供試体は固結土とはいえ砂であること、静的な貫入ではなく回転貫入を用いていること等の点で直接的に導入できる関係式とは考えられないが、参考までに三角錐の実断面(三角形)、および三角錐を回転した場合の包絡断面(円形)とした場合に上式から計算される qc と qu の関係も計算して図中に併記した。

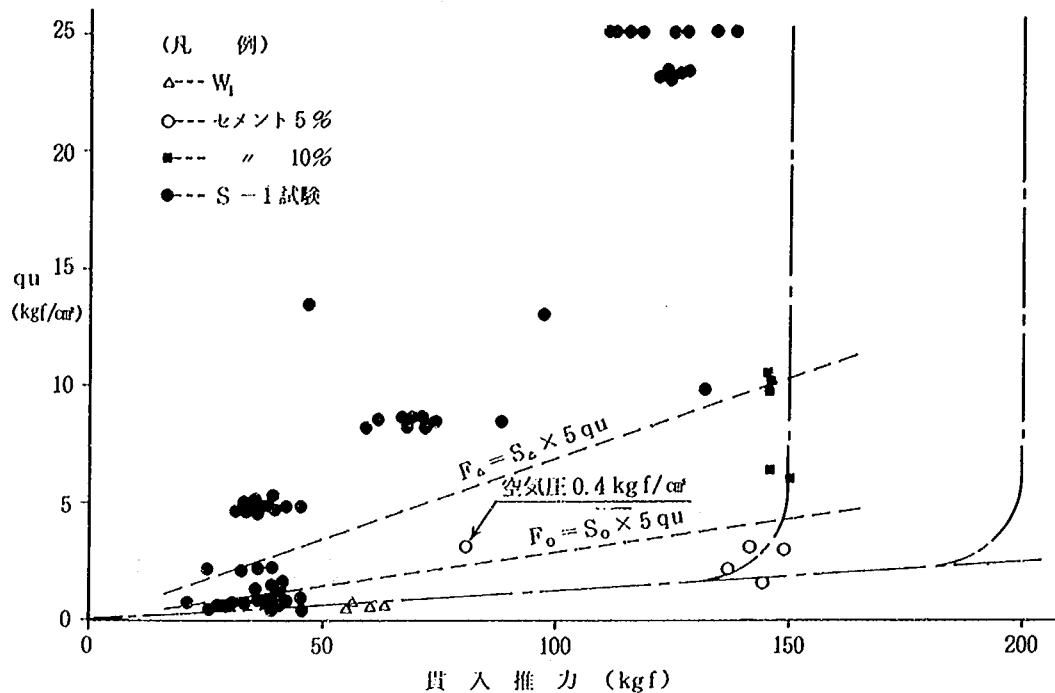


図-4.4.5 貫入推力と一軸圧縮強度

貫入速度が 1cm/sec 程度以下の場合に、80 rpm で回転していることは貫入量数 mm で三角錐コーンが一回転していることになり、推力すなわち先端抵抗として回転円形と考えられない訳ではない。一方、貫入速度が 10 cm/sec 以上の場合には三角錐コーンが 1 回転する間に数 cm 貫入することになり、三角形の実断面による抵抗しか期待できないように思われる。粘土地盤における qc と qu との関係は、上記のように代表する断面積をどのように評価するかによって大きく変化する特性を持っている。実際の測定結果を両者の相関性が認められる範囲でみると、面積の大きい円形断面として考えられる抵抗値の大きさ（推力）よりもさらに 2~3 倍程度大きい抵抗として測定されることがわかる。

このように大きな抵抗値が測定される原因としては、①固結土が粘土ではないので、粘土地盤の式を適用できない、②ペール缶による拘束効果の影響が働いている等が考えられる。

装置の加力能力限度（調整空気圧約 1kgf/cm²）である推力 150 kgf 程度で鉛直に分布している範囲については、回転貫入による効果とみなすことができる。すなわち、回転を考えない場合に示される推力と圧縮強度との相関関係からは、1 ton 程度の推力が必要とされる $qc=10\text{kgf/cm}^2$ 程度の地質に対してこそ、回転貫入を行うことで推力 150 kgf 程度でも貫入できることを意味している。このような特性は、大きな反力を取るものの困難な現場計測装置を具体化する点で有利な条件ではあるが、これらのデータとなっているセメント 5%、および 10% 添加した固結土の試験結果を図-4.4.4 の貫入速度についてみると、いずれも貫入速度が非常に遅い範囲に集中していることから、これらのデータを有意量として利用するために速度の逆数にして各データの量の変化量を拡大する必要があることがわかる。

ここに回転貫入における速度の逆数は、一定速度で回転を行う限り、一定貫入深さに対する回転数と言うことでもあり、スウェーデン貫入試験における N_{sw} に相当するものと言うことになる。

上記のような観点から、セメント 5% および 10% の固結供試体に関する試験結果について、一軸圧縮強度

と貫入速度の逆数との関係を示したものが図-4.4.6である。測定記録自体がこのような読み取りを想定して行われていないため、各データーの信頼度は必ずしも十分なものではないが、両者の間に有意な相関性が認められる。

(4) 複層供試体における回転貫入試験

固結土の強度の識別がこの判別手法の最終目標であることを考慮して、一連の試験に用いた配合条件から強度の大きい例としてセメント 10%を選定してこれを下半分の土層とし、上半分には強度が小さい例として W_1 を 2 ケース、およびゆるい砂を 1 ケース充填した複層地盤合計 3 ケースに対して回転貫入試験を実施した。

上層に W_1 、下層にセメント 10%を配置したときの測定例を図-4.4.7に示す。これらの測定結果によると、推力に関しては地表面効果の影響と思われる特性が大きく現われて、特に上層の軟らかい土層に関する代表値を判別することが困難であるが、有意な差があることは確認できる。さらに、これを貫入速度について見ると両土層共に明確な差異として判別することができる。

4.4.3 (S-2) 試験のまとめ

一連の試験によって明らかになった事項を要約して列記すると以下のようである。

① 貫入速度と推力の関係は、ほぼ逆比例の直接関係として得られるようである。具体的な関係式は、装置の調整空気圧の設定によって一義的に決まるようであるが、この関係は空気圧作動回路で圧力変化による気体の体積変化を無視した場合の装置の作動特性によって説明される特性と似ている。

② 地盤土の一軸圧縮強度と貫入抵抗（推力）との間には、割合に良い相関性が認められるが、空気圧の設定値によって決まる限界までの範囲に限定する必要がある。この場合の相関性は、粘性土におけるコー

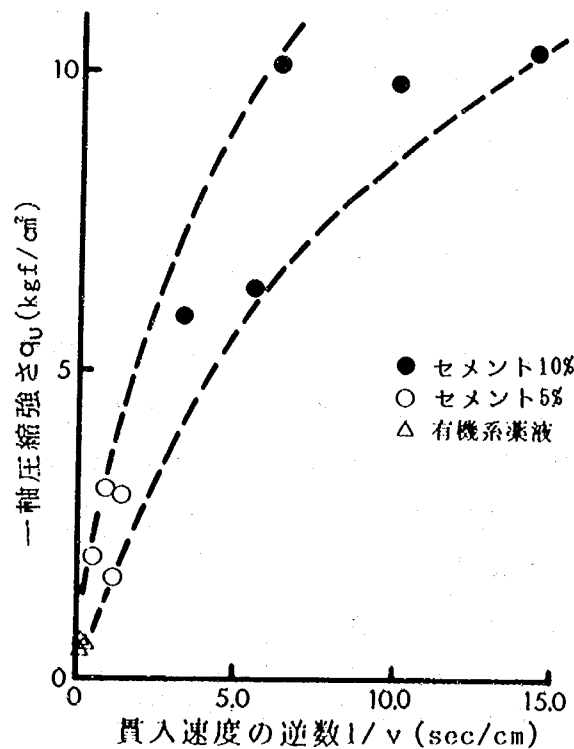
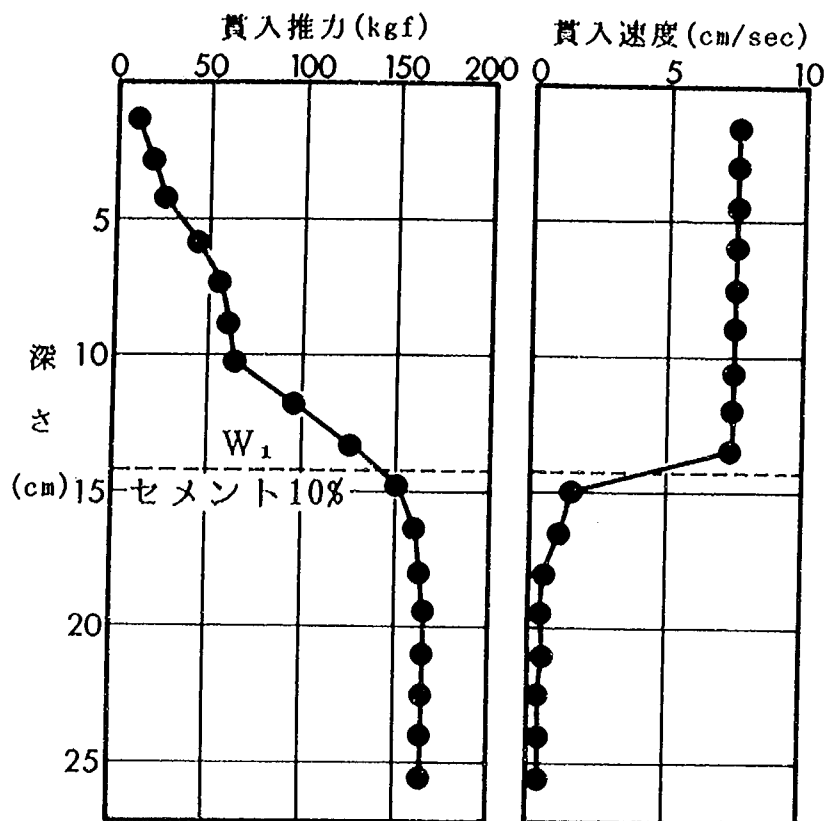


図-4.4.6 貫入速度の逆数と一軸圧縮強さ (S-2 試験)



図—4.4.7 複層供試体における測定結果 (S-2 試験)

ン貫入抵抗と一軸圧縮強度との関係として求められる値よりはるかに大きい抵抗を示す。

この原因として、供試体が砂質土であることおよび試験をパール缶という拘束された中で行っていることなどが考えられるが、今回の実験結果だけでは断定することはできない。

③ 装置の設定空気圧による限界荷重になっても回転貫入によって、相当強度の大きい地盤に対しても貫入することができる。このとき、地盤強度は貫入速度の逆数と相関性があることが認められた。

④ 固結土の強度性状に関しては、特に高強度の地盤種類で圧縮試験結果のバラつきが大きく、必ずしも完全とはいえないものの、全体的に解析に供し得る程度の信頼度を持った結果が得られたものと思われる。

このように、固結土の強度と貫入抵抗の定量的な関係についてもある程度特性が明らかにされた。さらに、貫入抵抗に関する特性が、抵抗の発生メカニズムに関する根本的な相異があるものの、スウェーデン式サウンディングで利用されている手法、即ち W_{sw} , N_{sw} を用いて相当広範囲の土質を対象としたサウンディング方法として実用化していることと相通じる内容があり、これを参考にしてより実用的な固結土の判別方法として完成できる見通しが得られたものと考えられる。

4.5 小型供試体を用いた試験 (3) (S-3 試験)

4.5.1 試験方法

(1) 供試体の作製方法

(S-3) 試験に用いた供試体は、5.1 の (L-2) 実験において大型土槽内に形成された薬液注入固結体の

注入孔付近から、注入固結体をペール缶に投入できる大きさに切りだしペール缶内に納めた。その際に薬液注入固結体とペール缶の間に隙間が生じた場合は、未固結砂を充填して、固結体を固定した。供試体の作製方法を図-4.5.1に示す。また、砂の性状は5.1.3で述べている。

取り出した薬液注入固結体は、表-4.5.1に示すように合計27ヶで一軸圧縮強さはおおむね $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ である。

(2) 回転貫入試験条件

大型土槽に形成された薬液注入固結体からブロックサンプリングした供試体に対して、先端抵抗は三角錐コーンを主に、空気圧は 0.5 kgf/cm^2 を主たる設定値にして回転貫入試験を実施した。試験中において空気圧は一定に保っている。

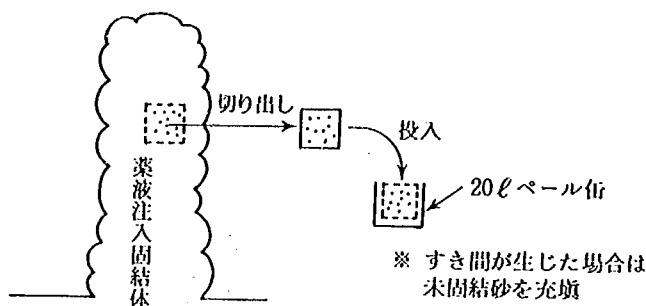


図-4.5.1 供試体の作製方法

表-4.5.1 供試体一覧表

注入孔No	供 試 体		一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)
	サンプリング深さ	個 数	
1	-1.2m	2	0.85
	-2.2m	2	1.1
	-3.2m	2	1.1
2	-1.2m	2	0.74
	-2.2m	2	0.89
	-3.2m	2	0.84
3	-1.2m	2	1.2
	-3.2m	1	0.91
4	-3.2m	2	1.7
5	-1.7m	1	1.7
	-2.7m	1	1.9
	-3.2m	2	0.98
*6	-2.7m	2	0.66
	-2.9m	1	0.65
	-3.2m	1	0.80
*9	-2.7m	2	1.1

*：他の土槽で行われたもの

4.5.2 試験結果

(1) 測定結果例

図-4.5.2 には (S-3) 試験において観測された回転貫入抵抗値 (貫入推力, 貫入速度) を深さとの関係において一例を示している。

〈動作特性の把握〉

本試験に入る前に装置の状態や作動特性を把握する必要がある。そこで、何回かテストケースを実施して、正常な状態で試験が実施できることを確認した上で、本試験に取りかかった。

〈データ整理方法〉

(S-3) 試験によって得られたデータのうち、ロッドの貫入深さが 18 cm での整理結果をまとめたのが表-4.5.2 である。貫入深さ 18 cm の位置では、表面効果の影響が及ばず、しかも、貫入速度が安定している。今回も同様の方法によりデータ整理を行った。ただし、各データの読み取りは、同時性が保たれているものとして補正を行わずに 18 cm の値で整理した。

(2) 各測定値相互の相関性

(i) 貫入推力と貫入速度の関係

図-4.5.3 には貫入推力と貫入速度の関係を示す。図を見ると、既に判明している貫入速度と貫入推力の関係を今回も確認することができる。空気圧 0.5kgf/cm^2 において測定されたプロットはほぼ負の傾きをもった直線付近に集中している。また、 0.35kgf/cm^2 および 0.70kgf/cm^2 において測定されたプロットは、その直線を挟んで分布している。よって、両パラメータ間には同一空気圧において負の比例関係が成り立ち、この傾向は空気圧を変化させても不変で、空気圧が下がれば左下へ、空気圧が上がれば右上へ平行移動する。ただし、空気圧値は回転貫入中に変化していた。(最高 0.1kgf/cm^2 程度)

(ii) 貫入推力と回転トルクの関係

本試験のように回転を伴う貫入試験では、単純な貫入抵抗としての値は得られない。すなわち、回転による切削がロッドの貫入を助け、また、ロッドの貫入は回転トルクを増加させる働きをされると考えられる。図-4.5.4 を見ると、貫入推力の増加により回転トルクが 2 次曲線的に増加しているのがわかる。図中では右上に向かうにつれて、供試体の強度が大きいものが分布している。しかし、その順序が定まっていないのは、ペール缶を締め付ける力加減 (拘束圧力) の違いと思われる。

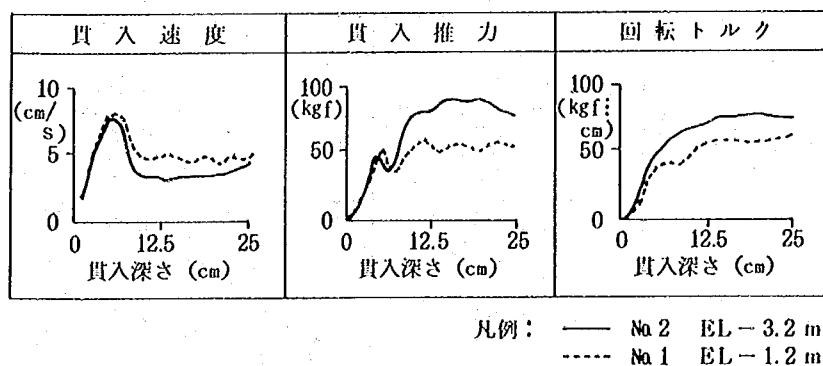


図-4.5.2 測定結果例 (S-3 試験)

表-4.5.2 回転貫入試験結果

供 試 体		空気圧 (kgf/cm ²)	コーン	貫入速度 (cm/sec)	貫入速度の逆数 (sec/cm)	貫入推力 (kgf)	回転トルク (kgf・m)
注入孔No.	サンプリング深さ						
1	-1.2m	0.5	三角	5.27	0.190	39.6	0.4
				4.8	0.208	47.2	0.42
	-2.2m	0.5	三角	3.6	0.278	62.6	0.78
				3.5	0.286	64.0	0.5
	-3.2m	0.5	三角	3.74	0.267	56.4	0.6
				4.16	0.240	55.6	0.53
2	-1.2m	0.5	三角	5.12	0.195	55.84	0.56
				5.7	0.175	28.3	0.2
		0.7	三角	7.3	0.137	46.1	0.48
	-2.2m	0.5	三角	2.42	0.413	83.6	1.21
				3.16	0.316	73.2	0.85
	-3.2m	0.5	三角	3.88	0.258	60.8	0.55
				3.04	0.329	69.2	0.72
3	-1.2m	0.5	三角	2.7	0.370	85.0	0.96
				4.8	0.208	42.6	0.42
				2.8	0.357	75.2	1.02
	-3.2m	0.5	三角	2.96	0.338	79.7	1.1
4	-3.2m	0.35	三角	3.63	0.275	34.4	0.37
		0.5	三角	4.02	0.249	57.4	0.75
				2.16	0.463	90.7	1.17
5	-1.7m	0.5	三角	4.14	0.242	60.3	0.84
	-2.7m	0.5	掘削ビット	1.28	0.781	104.4	1.67
			三角	3.5	0.286	68.8	0.8
	-3.2m	0.5	三角	2.54	0.394	78.6	1.11
				2.64	0.379	80.8	1.2
6	-2.7m	0.5	三角	2.52	0.397	85.0	1.21
		0.7	三角	8.0	0.125	30.0	0.2
				6.67	0.150	61.6	0.55
	-3.2m	0.5	三角	4.0	0.250	56.0	0.56
9	-2.7m	0.5	三角	3.27	0.306	72.0	0.9
				1.42	0.704	97.4	1.45

(iii) 貫入速度の逆数と回転トルクの関係

図-4.5.5 は、 $1/v$ と T の関係を示したものである。供試体が高強度になるほどコーンに係る抵抗が大きくなり T は増加し、それに伴い $1/v$ も大きくなる。また、低強度になるほど貫入速度は大きくなるため $1/v$ は減少し、回転抵抗は小さいので回転トルクも減少する。図から空気圧による大きな差異は見られずデータの分布は比較的ある範囲に集中している。図中、右から2点は貫入速度が1.42, 1.28 と他に比べて

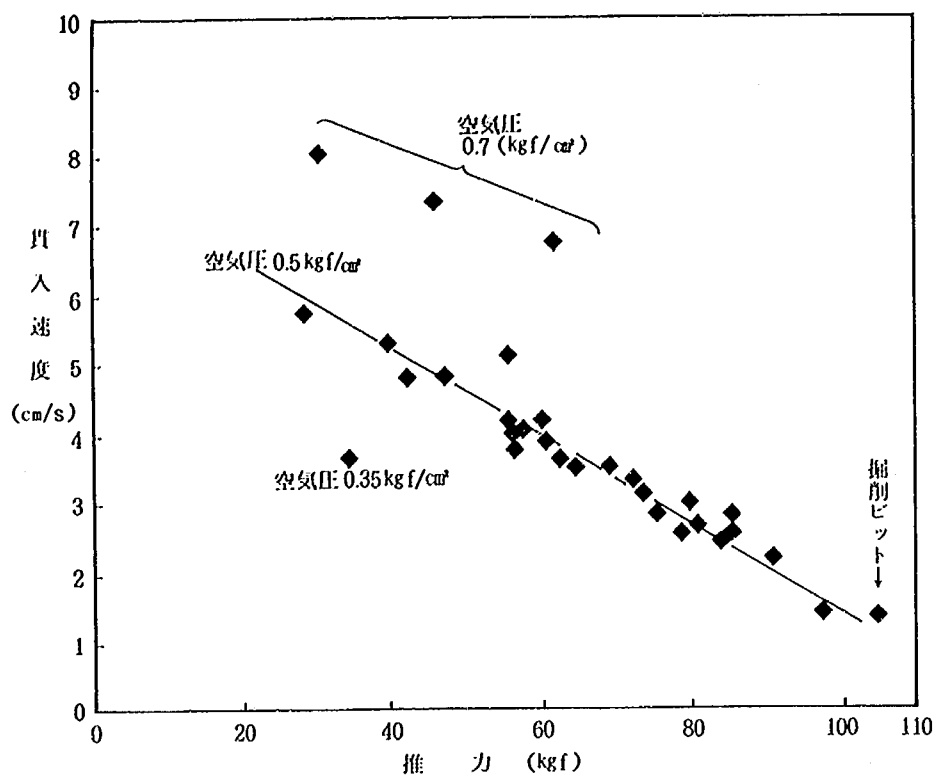


図-4.5.3 貫入推力と貫入速度の関係 (S-3 試験)

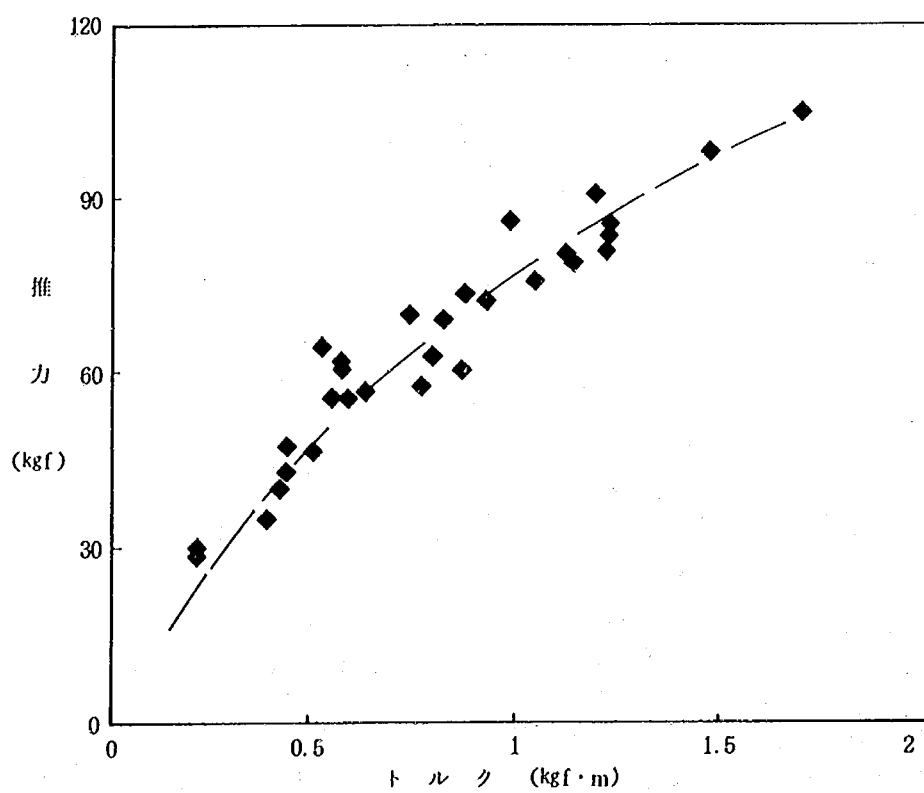
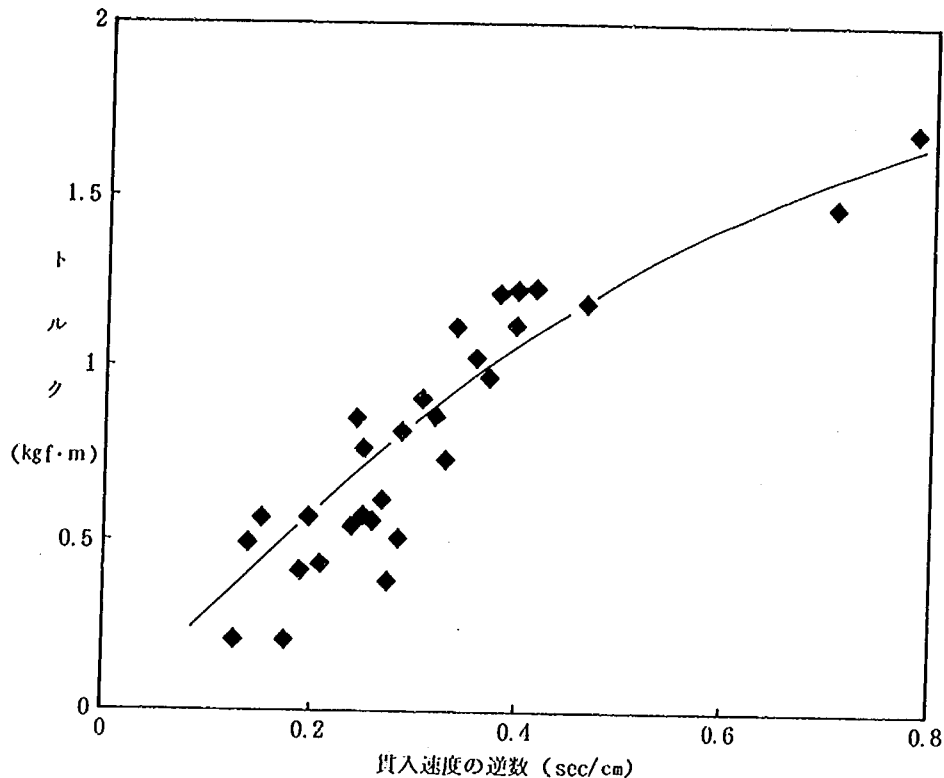


図-4.5.4 貫入推力と回転トルクの関係 (S-3 試験)



図—4.5.5 貫入速度の逆数と回転トルクの関係 (S-3 試験)

小さいことを考慮すると、 $1/v$ と T の間には 2 次曲線的な関係があるものと考えられる。

(3) 地盤強度と測定値の関係

(i) 貫入速度の逆数と一軸圧縮強さの関係

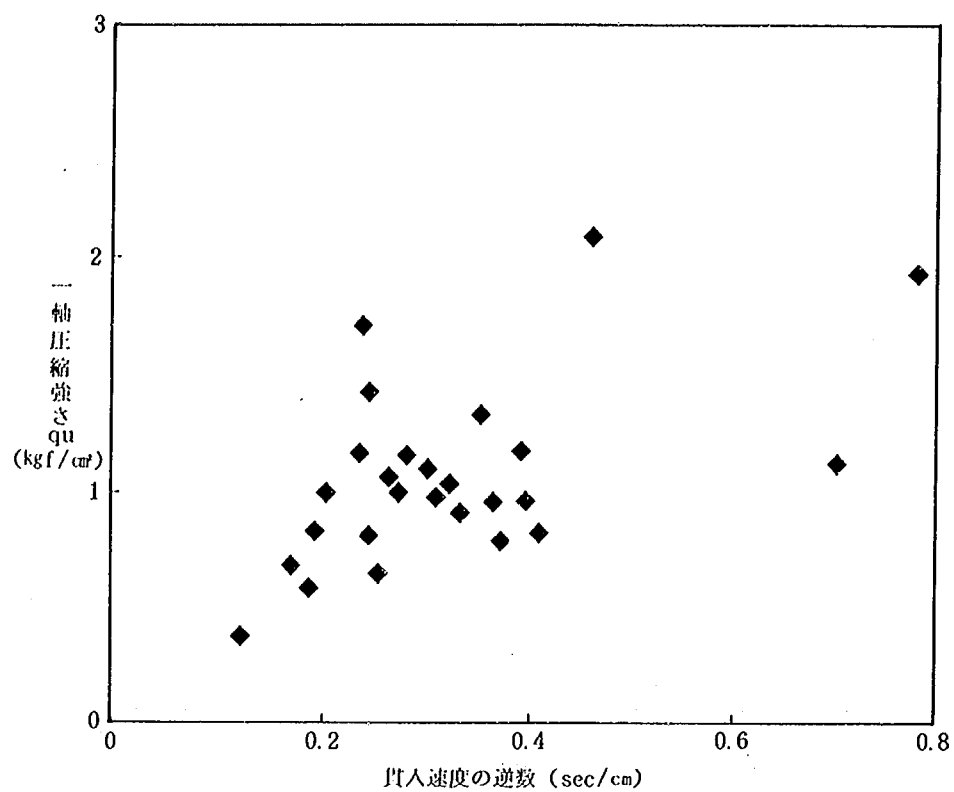
貫入抵抗や切削抵抗に最も影響すると考えられる $1/v$ と、供試体の強度の尺度と見なせる一軸圧縮強さの関係を図—4.5.6 に示す。一軸圧縮試験結果のばらつきが大きいため分散しているが、ほぼ q_u の値に伴い $1/v$ も大きくなっていることがわかる。今回のように供試体の強度が全体的に近似 ($0.5 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$) しているときは、一軸圧縮強さを供試体の強度とするとばらつきの大きい分布となる。また、(S-3) 試験で設定した装置の空気圧は 0.5 kgf/cm^2 とこれまでよりも小さかったために、極端に他と異なる測定結果が得られなかった。

(ii) 貫入推力と一軸圧縮強さの関係

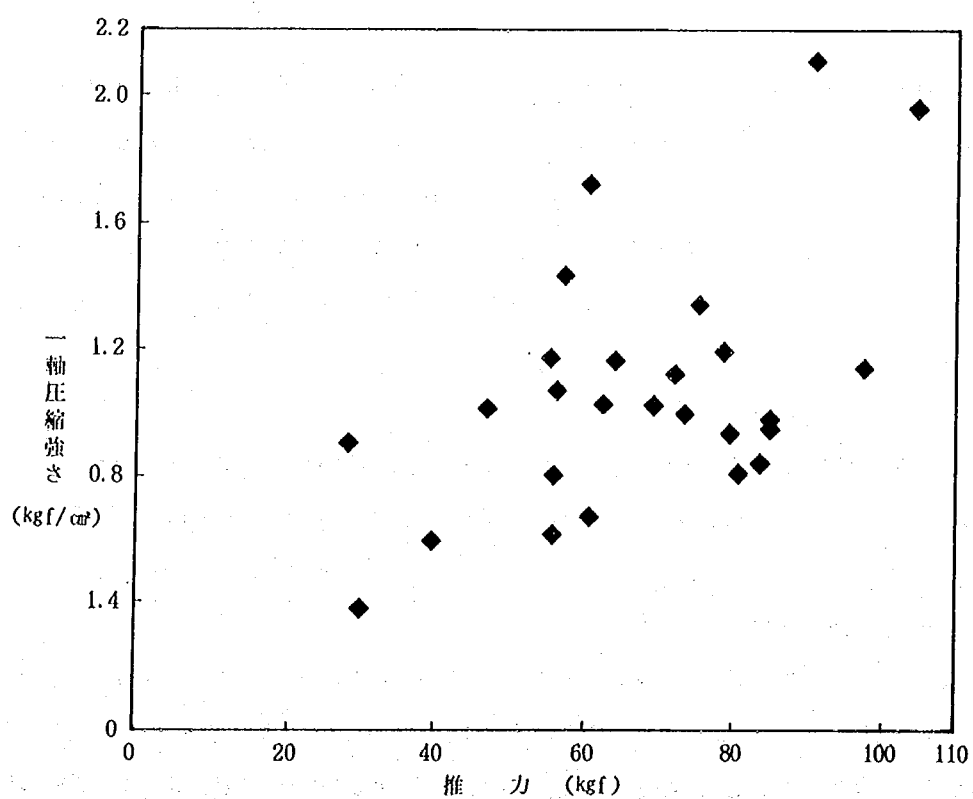
図—4.5.7 を見ると推力と一軸圧縮強さとの間には一次の正の相関が認められるが、必ずしも一軸圧縮強さ (q_u) の大きいものが貫入推力も大きくなるとは限らない。しかし、薬注固結物の品質を考慮すると十分であろう。

(iii) 回転トルクと一軸圧縮強さの関係

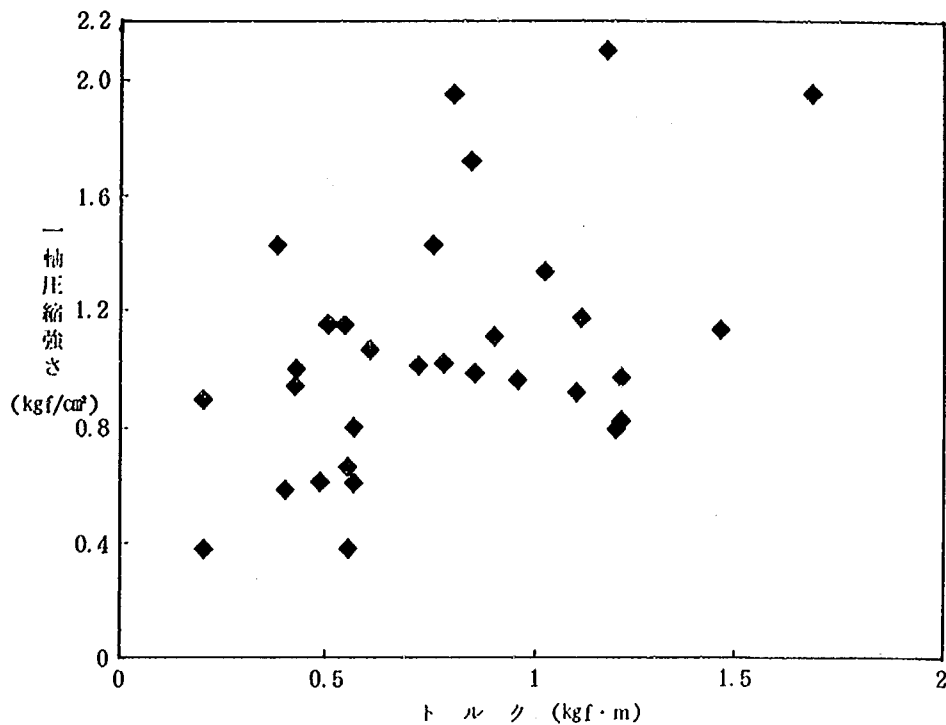
図—4.5.8 には回転トルク (T) と一軸圧縮強さ (q_u) の関係を示す。この図も q_u を用いているためばらつきがあるが、ほぼ q_u が大きくなると T の値も大きくなっているようである。 q_u の幅が狭くこの程度のばらつきは許容内であるが、回転抵抗に影響する要因には推力や貫入速度があるため単純な相関関係は得られない。そのため、図のような分布は妥当なものと思われる。



図—4.5.6 貫入速度の逆数と一軸圧縮強さの関係 (S-3 試験)



図—4.5.7 貫入推力と一軸圧縮強さの関係 (S-3 試験)



図—4.5.8 回転トルクと一軸圧縮強さの関係 (S-3 試験)

4.5.3 (S-3) 試験のまとめ

薬注固結体を用いた室内での回転貫入試験と、試験後に行なった一軸圧縮試験の結果を総合して、次のことが言える。

① 一軸圧縮試験の結果のばらつきが大きく、回転貫入試験との直接的な対応が困難である。しかし、回転貫入試験で得られた各測定項目の定性的な傾向だけを見ると、回転貫入の抵抗が供試体の状態を表示しているものと思われる。

② 測定パラメータ相互の関係の中で次の項目が良い傾向を示した。

- (i) 貫入速度 (v) と貫入推力 (F)
- (ii) 貫入推力 (F) と回転トルク (T)
- (iii) 貫入速度の逆数 ($1/v$) と回転トルク (T)

よって、全測定パラメータは有効な情報であると考えられる。

4.6 小型供試体を用いた試験 (4) (S-4 試験)

4.6.1 試験方法

(1) 供試体の作製方法と種類

(S-4) 試験では含水比約 65% の粘土を試料土とし、それにセメントを添加した固結物を作製した。モールドは (S-2) 試験, (S-3) 試験で共通に使われている 20ℓ ペール缶とし、ミキサーでセメント添加物を混合したのちに直接モールドに投入した。セメント添加固結物と比較を行うために、未固結供試体として標準砂、細砂、水を選んだ。セメントの配合率は粘土の湿潤重量に対する比率とし、表—4.6.1 の通りとした。

セメントを添加した供試体は、回転貫入試験後に一軸圧縮試験を行い、表—4.6.2 に示す結果を得ている。

(2) 回転貫入試験条件

回転貫入試験において設定した条件を表-4.6.3に一覧する。先端抵抗体は三角錐コーン(φ30×h60, ロッドφ16)を用い, 設定空気圧は表-4.6.3に示すように供試体毎に変化させ, また同一供試体においても各貫入毎に変化させている。これは(S-1)試験から(S-3)試験においては設定空気圧が一つという条件で回転貫入試験を行っているが, 同じ供試体で空気圧を変化させた場合, 貫入速度~貫入推力曲線がどのように得られるかを探るものである。

表-4.6.1

供試体	添 加 物	個数
標準砂	無 し	1 ケ
洗い砂	"	1 ケ
水	"	1 ケ
粘土	"	1 ケ
	セメント 3 %	2 ケ
	セメント 7 %	2 ケ
	セメント 15 %	2 ケ

表-4.6.2 供試体の一軸圧縮強度

供 試 体	一軸圧縮強度 q_{ui} (kgf/cm ²)
セメント 3 % 添加 No. 1	2.8
" No. 2	4.5
セメント 7 % 添加 No. 1	17.8
" No. 2	5.0
セメント 15 % 添加 No. 1	36.8
" No. 2	20.6

表-4.6.3 試験ケース

供 試 体	空 気 圧 (kgf/cm ²)
標 準 砂 (2)	0.40
標 準 砂 (3)	1.05
霞 洗 い 砂 (1)	0.52
霞 洗 い 砂 (2)	0.80
霞 洗 い 砂 (3)	1.00
水 (1)	0.40
水 (2)	0.80
粘 土 (1)	0.43
粘 土 (2)	0.70
粘 土 (3)	1.01
セメント 3 % No. 1 (1)	0.80
セメント 3 % No. 1 (2)	1.00
セメント 3 % No. 1 (3)	1.00
セメント 3 % No. 2 (1)	1.23
セメント 3 % No. 2 (2)	1.21
セメント 3 % No. 2 (3)	1.42
セメント 7 % No. 1 (1)	0.93
セメント 7 % No. 1 (2)	1.16
セメント 7 % No. 1 (3)	1.40
セメント 7 % No. 2 (1)	1.13
セメント 7 % No. 2 (2)	1.10
セメント 7 % No. 2 (3)	1.30
セメント 15 % No. 1 (1)	1.20
セメント 15 % No. 1 (2)	1.10
セメント 15 % No. 1 (3)	1.13
セメント 15 % No. 2 (1)	1.55
セメント 15 % No. 2 (2)	1.57
セメント 15 % No. 2 (3)	1.38

4.6.2 試験結果

本試験においても（S-1）試験から（S-3）試験と同様に、回転貫入試験結果の読み取りをロッド先端位置が18 cm 貫入したところで行い整理している。

(1) 測定結果例

図-4.6.1 には、（S-4）試験において得られた回転貫入抵抗値の測定波形を示す。

(2) 各測定値相互の相関

(i) 貫入推力と貫入速度の関係

図-4.6.2 には、貫入推力と貫入速度の関係を示す。図より未固結供試体と固結供試体の分布が一目で区別できる。未固結供試体は左側に分布し、セメント3%は中央付近、セメント7%とセメント15%は散在しているが右下に分布している。このように、異なる供試体の強度に対する回転貫入試験の結果において、

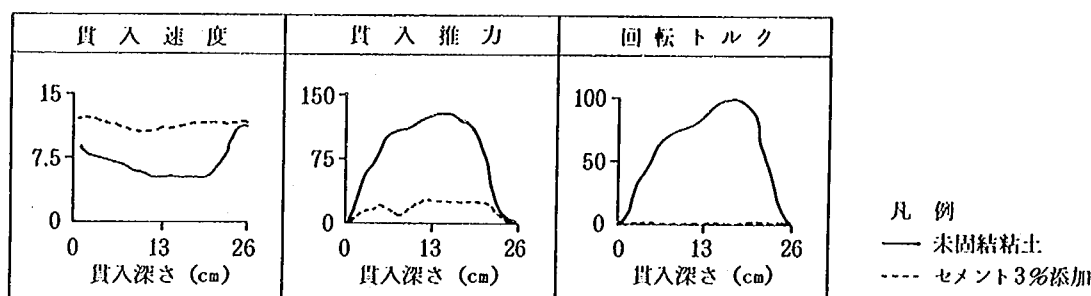


図-4.6.1 測定結果例（S-4 試験）

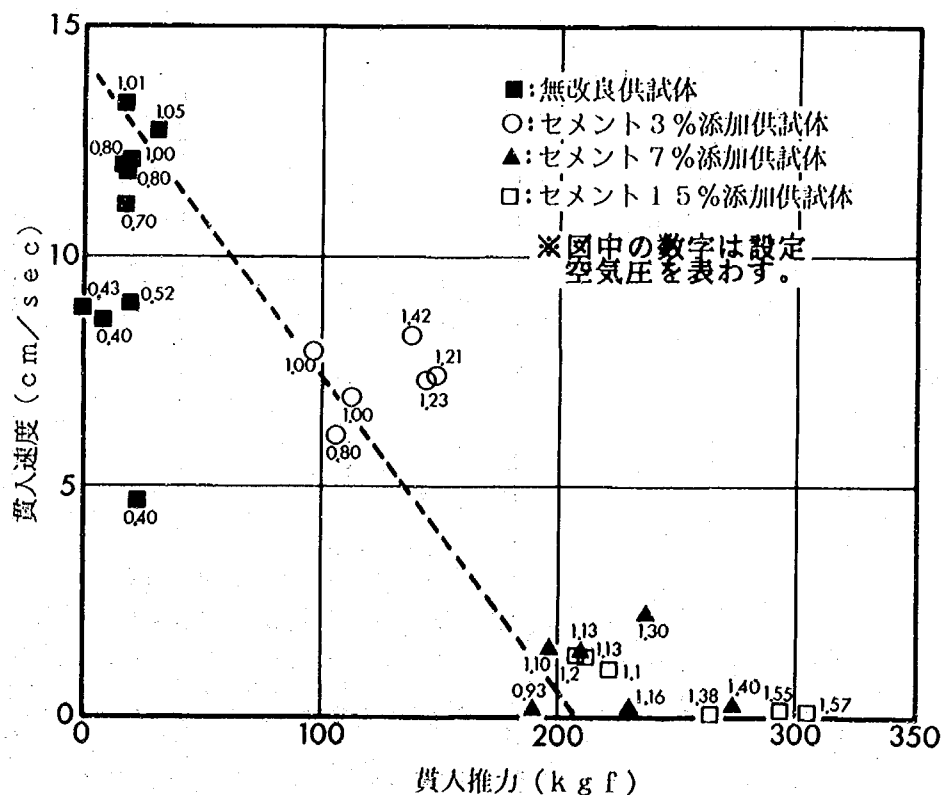


図-4.6.2 貫入速度と貫入推力の関係（S-4 試験）

供試体の強度に対応する有意な情報が得られた。しかも、両パラメータ間には同一空気圧において負の比例関係が成り立っている。また、この傾向は空気圧を変化させても不変で、空気圧が下がれば左下へ、空気圧が上がれば右上へ平行移動する。ただし、図からもわかるように、空気圧値は回転貫入中に変化するため（最高 $0.1\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度）、安定していない。

(ii) 貫入推力と回転トルクの関係

図-4.6.3 には貫入推力と回転トルクの関係を示す。この図に示すとおり、貫入推力の増加により回転トルクが2次曲線的に増加しているのがわかる。また、供試体の強度の増加とともに両パラメータは同様に大きくなっている。

(iii) 貫入速度と回転トルクの関係

図-4.6.4 は、貫入速度と回転トルクの関係を示したものである。供試体が高強度になるほどコーンに係る抵抗が大きくなり回転トルクは増加し、それに伴い貫入速度が小さくなる。また、低強度になるほど貫入速度は大きくなり、抵抗が小さいので回転トルクは減少する。図から空気圧による大きな差異は見られず、データの分布は比較的ある範囲に集中している。また、強度の判別も可能であると思われるが高強度になると貫入速度が微小になるため細かな判別は困難と思われる。

(3) 地盤強度と測定値の関係

(i) 貫入速度と一軸圧縮強さ

貫入抵抗や切削抵抗に最も影響すると考えられている貫入速度と、供試体の強度の尺度と見なせる一軸圧縮強さの関係を図-4.6.5 に示す。セメント 15% No.1 を除けばほぼ負の比例関係にあると言える。ただ

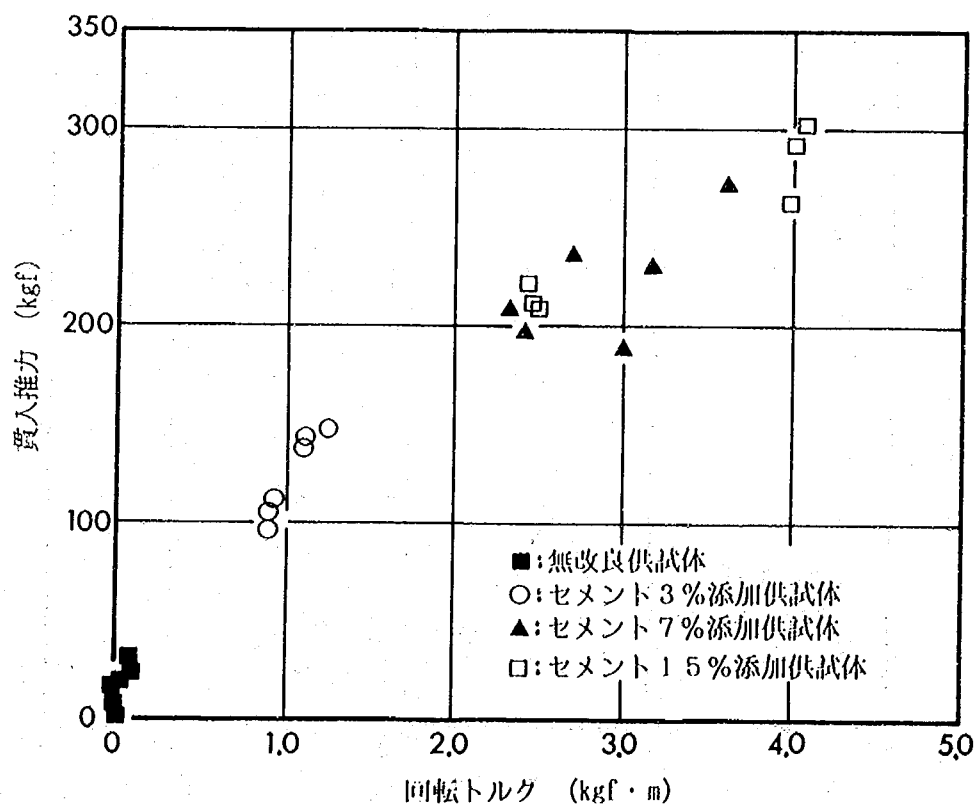
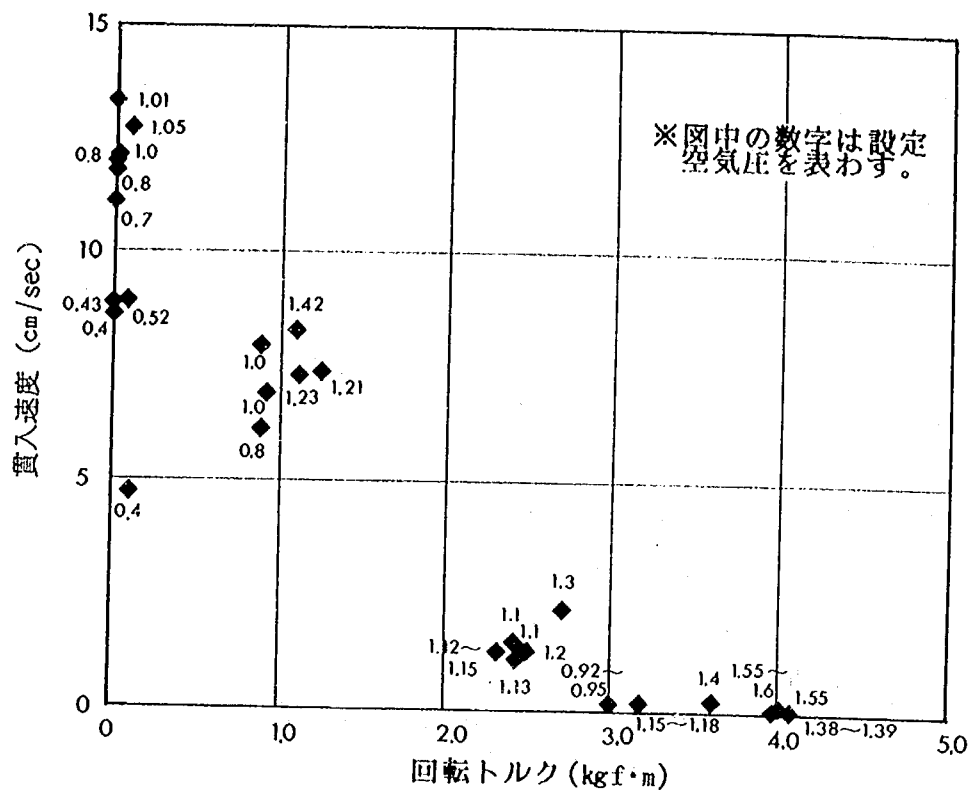
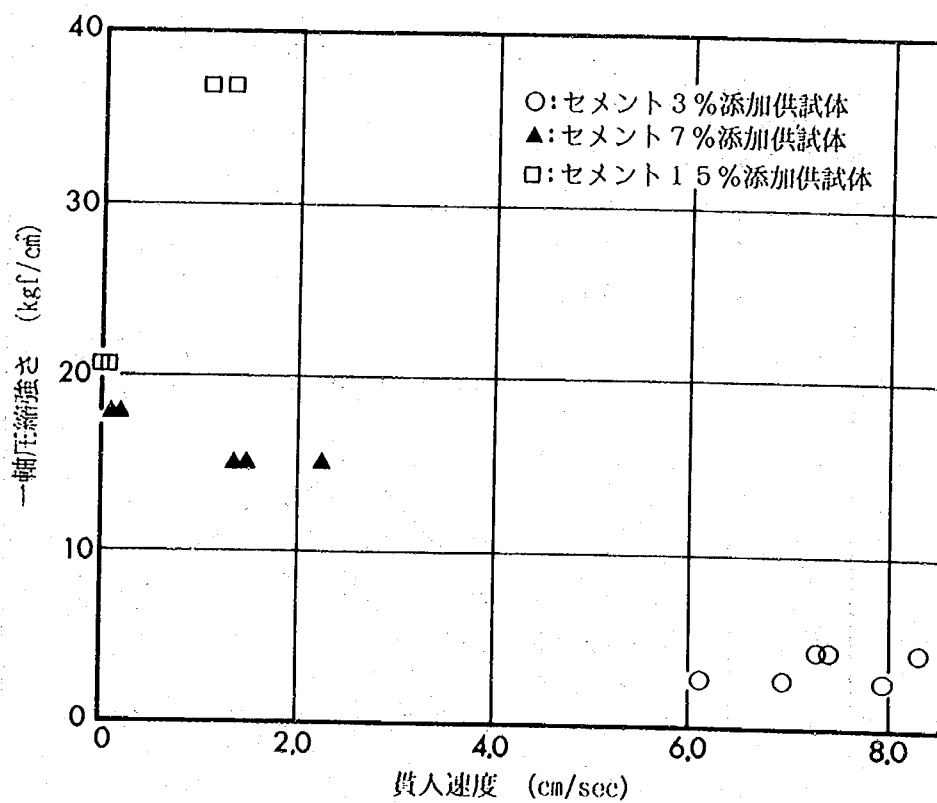


図-4.6.3 貫入推力と回転トルクの関係 (S-4 試験)



図—4.6.4 貫入速度と回転トルクの関係 (S-4 試験)



図—4.6.5 貫入速度と一軸圧縮強さ

し、セメント 15%No.1 の供試体から採取した一軸圧縮試験用のサンプルは、ひずみ速度 0.5%/min. の速度で圧縮したため、他とは異なる圧縮試験条件となっている(他は 1.0%/min.)。図—4.6.5 より、強度が大きくなると貫入速度が小さくなるという、予期された結果が得られた。

(ii) 貫入推力と一軸圧縮強さ

図—4.6.6 は、貫入推力と一軸圧縮強さの関係を示したものである。図から判断されるようにセメント 15%No.1 の結果を除いてほぼ良い相関性を示し、セメント混合率による固結度合いが識別できる。また、同グラフのバラツキは空気圧ごとにある一定の分布を示している。

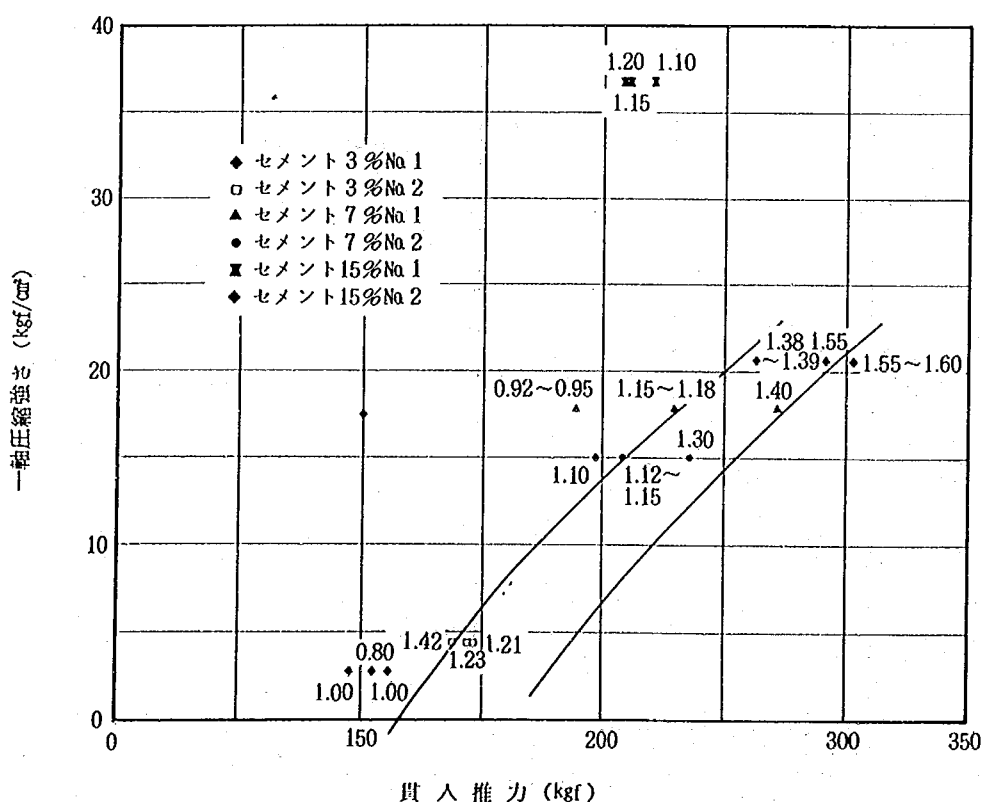
4.6.3 (S-4) 試験のまとめ

粘土を試料としてセメントを添加した固結体に対して行った回転貫入試験 (S-4 試験) と、試験後に行った一軸圧縮試験の結果を総合して次のことが言える。

① 図—4.6.1 に代表するように供試体の一軸圧縮強さによって回転貫入抵抗値が変化する。このように、本試験においても回転貫入抵抗値が供試体の状態を反映したものとなっている。

② 一軸圧縮強さが 3~40kgf/cm² と分散しているため、広範囲に回転貫入抵抗値との相関を見る場合には好都合と思われた。しかし、供試体数に比べて各回転貫入毎に設定空気圧の条件を変化させたため、測定結果が散らばることになった。

③ 図—4.6.3 において供試体毎に設定空気圧を変えた場合、貫入推力の増加に伴い回転トルクの増加も見られる。貫入推力の上限値は空気圧によって決定されることから、上限値以内で回転貫入試験を行う場合は貫入推力と回転トルクの間には二次曲線的な関係があると思われる。



図—4.6.6 貫入推力と一軸圧縮強さ

④ 試験装置等を考慮した場合、本試験のデータも（S－1）試験から（S－3）試験のデータに追加するのに適当と思われる。

4.7 小型供試体を用いた回転貫入法に関する基礎試験のまとめ

4.7.1 測定データの整理

貫入試験による測定は、装置に併設されているペンレコーダーに時間経過に対する変位、回転速度、貫入推力および回転トルクのアナログ量として記録される。これらの記録データより、各試験における貫入速度、貫入および回転トルクの代表値を読みだして整理した。

整理の方法は、ペンレコーダーの基準位置のずれ、固有の摩擦抵抗等の誤差の消去および回転トルクの振動特性の消去等の補正が必要となり、次の読み取り仕様を設定した。

① 読み取り位置

生データの代表値を読む深さを供試体上面から先端で18 cmの深さとした。このため、貫入推力の有意な変動を始める位置を地表面と決定し、それから18 cm貫入した位置で各波形の値を読むこととした。読み取り深さ18 cmを設定した理由としては、ほとんどの試験で貫入させている深さである、地表面効果の影響が無視できる程度の深さである、さらに底面の影響と考えられる動きが生じない深さである、以上の3つが挙げられる。

② 貫入速度

変位記録の読み取り位置における接線勾配として求めた。

③ 貫入推力

読み取り位置における推力の変化量から、貫入前の基線のずれを差し引いた値として求め、後述の固有誤差の補正を行って求めた。

④ 回転トルク

波形の最大・最小の包絡線が読み取り位置と交差するときの値を読み、貫入推力と同様に基線のずれの補正を行う。また、回転トルク値は最大と最小の平均で求め、後述の固有差の補正を行って求めた。

〔計測装置の固有誤差の消去方法〕

装置の計測用センサーは、必ずしも計測機構の最先端に設置されているわけではない。すなわち、荷重変換器については、スピンドルヘッドのガイドに対する摩擦およびカウンターバランスを釣り下げているロープ、滑車等のロスが含まれる構造になっている。トルク変換器については、剛性を十分に確保するためにロッドカップリングの位置に軸受けのロスが含まれて計測される。

上記の誤差要素を含んだ記録から、データ整理の段階で消去すべき量を確認するために、貫入先端抵抗体およびロッドをつけないで同じ作動を行い記録した。また、ほぼ各抵抗体共に無視してよいと考えられる静水に対して同様に作動させて記録を得た。これらの測定の結果は、図－4.7.1のようであった。

すなわち、回転トルクに関しては、回転中0.25目盛を減算すればよい。また、貫入推力に関しては開始時相当の0.4目盛に対して1.0目盛で差0.6目盛を減算すればよい。

4.7.2 測定値相互の相関

以下では、（S－1）試験から（S－4）試験までの共通項を抽出し、とりまとめてみる。

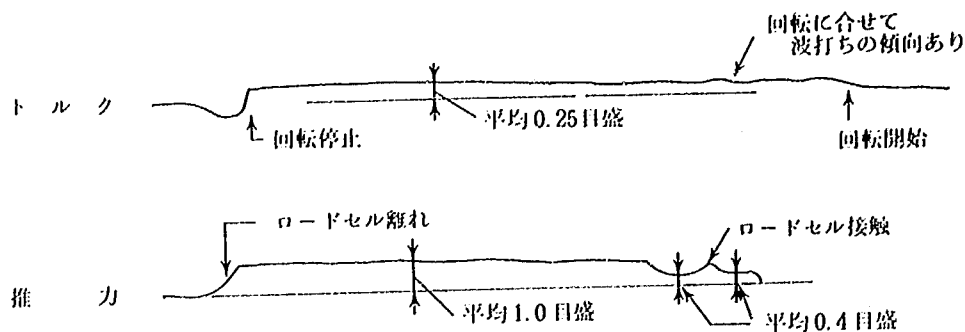


図-4.7.1 作動記録の補正

- ① 回転貫入試験機および回転貫入の方法が共通であること。
- ② 各試験によって回転貫入抵抗値の傾向が異なっているが、それらは設定空気圧の違いや供試体の条件の違いによって生じたものであること。
- ③ (S-1) 試験から (S-4) 試験では、供試体を入れるモールドが 20ℓ ペール缶を使っていることから、それが供試体に与える拘束圧の影響が問題となるが、実験結果よりモールドによる拘束圧の影響は小さいことが判っている。
- ④ 回転貫入試験による測定値の誤差は小さくないが、試験機または測定機の性能を考慮すると試験のおおまかな傾向を探るには差し支えないと考えられる。

全試験の測定結果について、既述の読み取り仕様により先端の貫入深さ 18 cm における値を代表値とした場合の測定パラメータ相互の関係について調べてみる。なお、これらには複層において測定されたデータも含めている。

(1) 貫入速度 (v) と貫入推力 (F) の関係

図-4.7.2 には、全室内試験における貫入速度 (v) と貫入推力 (F) の関係を示す。図より空気圧の設定値の違いにより x 軸、 y 軸の切片の値が異なるものの、全体として負の一次相関の傾向を示している。図中の 3 本の直線は設定空気圧や試験条件が異なっているが、その傾向を変えていないため重要な情報を与えていると言える。また、図中で先端抵抗体や回転数等の条件が違っていても相関性はほとんど変わらない。相対的に見て (S-3) 試験では他の直線に比べて傾向が緩やかであるが、全体の傾向を変えるものではない。

なお、貫入速度 (v) と貫入推力 (F) の相関は、次に示すように試験装置の特性として逆比例を呈することが判っている。

〔試験装置の作動特性〕

コア抜き取り装置の推進機構は概略図-4.7.3 のようになっている。すなわち、貫入過程について見ると、実験棟の共用施設である圧力空気供給施設からの圧力空気を装置のレギュレーターを減圧して所定の供給圧 (P_0) に調整する。そして、四方向切り替え弁で貫入側へ回路を接続してピストンを押し側へ進めるものである。このとき、回路による抵抗等も含めて回路の途中に絞り (オリフィス) が入っていると考える。実際の装置では、油圧機構や消音器等が付加されているが基本的な機能要素としては図示の内容と考えてよい。

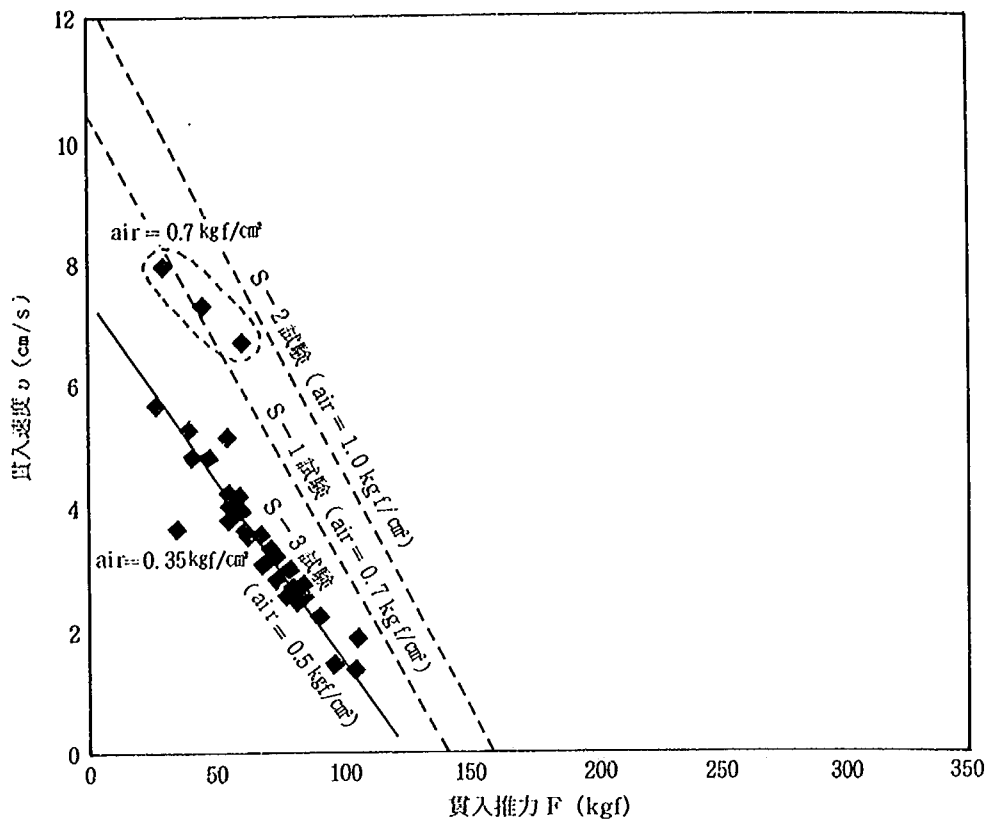


図-4.7.2 貫入速度 (v) と貫入推力 (F) の関係

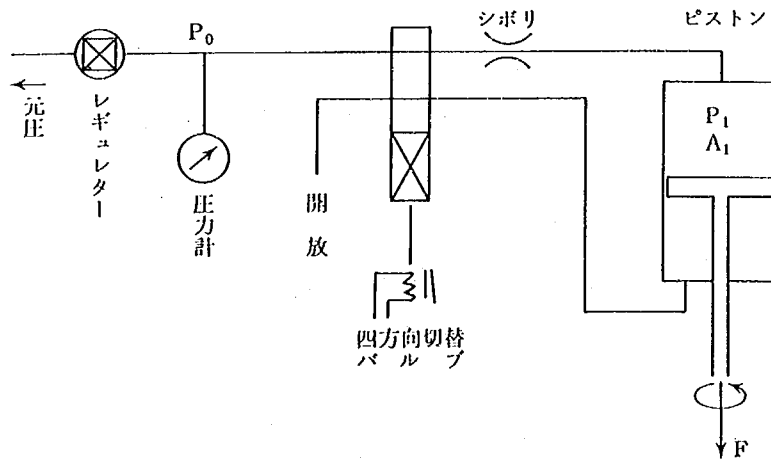


図-4.7.3 推進機構概念図

貫入推力 F は、ピストン押し側の空気圧 P_1 およびピストン面積 A_1 より

$$F = P_1 \cdot A_1 \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

オリフィスの流量 (V) は流体の体積変化のない場合に、前後の差圧 ($P_0 - P_1$) に比例すると考えてよい。液体の体積変化を考慮した場合の流量については単純なオリフィスに置換出来ない要素もあり容易に求めることはできない。そこで、体積変化が無いものと仮定して作動特性を調べた後で改めて体積変化の影響を検討する。

流量は V は,

$$V = K_1 \cdot (P_0 - P_1) \dots \dots \dots ②$$

K_1 : 装置のしほり状態で決まる比例定数

一方, 抵抗体の貫入速度 (v) は

$$v = \frac{V}{A_1} \quad \text{即ち, } ② \text{より} \quad v = \frac{K_1}{A_1} (P_0 - P_1) = \frac{K_1 P_0}{A_1} - \frac{K_1 P_1}{A_1} \dots \dots \dots ③$$

①, ③より

$$v = \frac{K_1 P_0}{A_1} - \frac{K_1}{A_1^2} F$$

いま, P_0 を一定値に調整すると

$$\frac{K_1}{A_1} P_0 = \text{const.} = \alpha, \quad \frac{K_1}{A_1^2} = \text{const.} = \beta$$

となり,

$$v = \alpha - \beta F$$

として示されることになり, 反比例の直線関係の特性を持っていることがわかる。

気体の体積変化を考慮する場合に, 一つの単純な仮定として P_1 に対応した体積変化の割合に応じて貫入速度が変わるものとすれば,

修正速度 (v') は, $PV = RT$ より

$$v' = \left(\frac{K_1 P_0}{A_1} - \frac{K_1 P_1}{A_1} \right) \frac{K}{P_1} = \frac{K_1 K}{A_1} \frac{P_0}{P_1} - \frac{K_1 K}{A_1} \dots \dots \dots ④$$

④, ①より

$$v' = \frac{K_1 K}{A_1} \frac{P_0 A_1}{F} - \frac{K_1 K}{A_1} = \frac{K_1 K P_0}{F} - \frac{K_1 K}{A_1}$$

P_0 を一定に調整すれば, $K_1 K P_0 = \text{const.} = \alpha'$, $\frac{K_1 K}{A_1} = \text{const.} = \beta'$ となり

$$v' = \frac{\alpha'}{F} - \beta'$$

として示される。すなわち, 双曲線を v' 軸に β' だけ移動した図—4.7.4 に示すような特性を有することになる。

(2) 貫入推力 (F) と回転トルク (T) の関係

図—4.7.5 には, (S—1) 試験から (S—3) 試験までに得られた F と T の関係を示したものである。(S—3) 試験のトルク値の読み方は補正なしで行ったため (他の試験では測定トルク波形の最大値と最小値の平均としている), 他に比べて大きい値になっていると考えてもほぼ他と近似した傾向を示している。(S—1) 試験において推力で 120 kgf 付近で変曲点が認められるが, これは設定空気圧による限界値と考えられる。また, 全試験において F と T で 2 次曲線的な関係が認められ, これらが同一曲線上にないのは切削の条件 (供試体の違い, 貫入推力が任意に変わるなど) の違いによるものと考えられる。

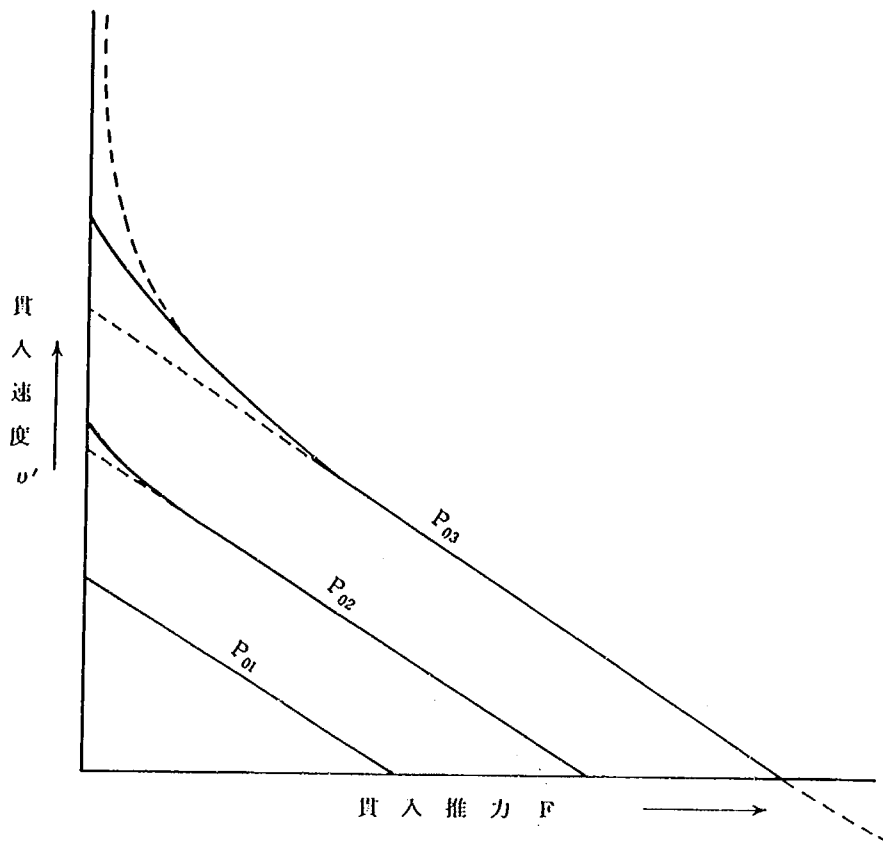


図-4.7.4 貫入速度と貫入推力の相関概念図

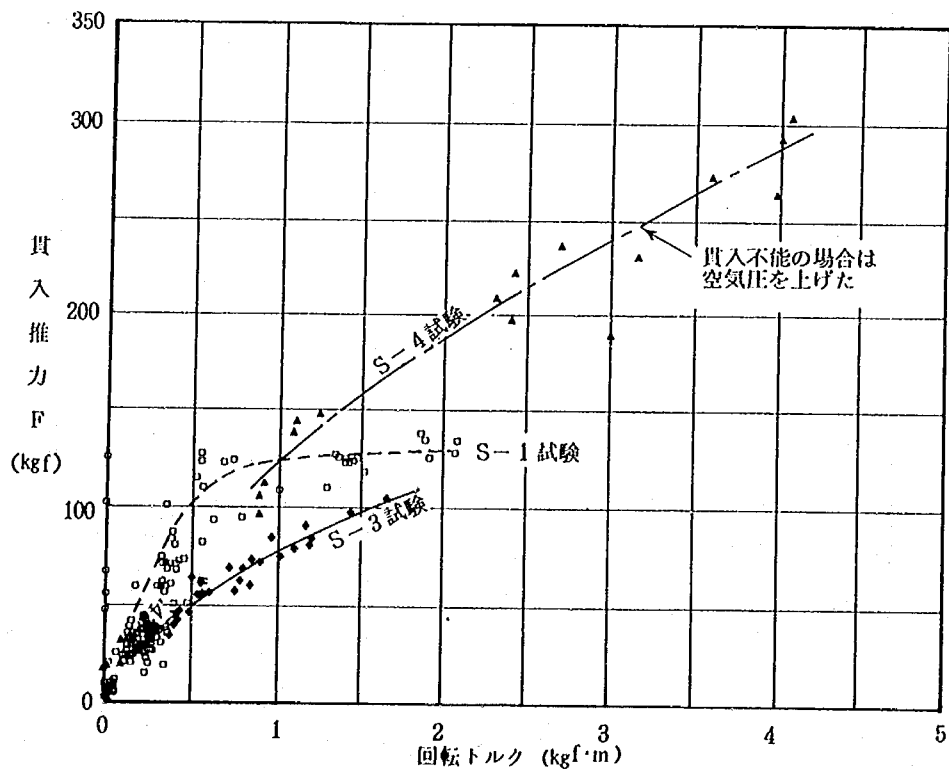


図-4.7.5 貫入推力と回転トルクの関係

(3) 貫入速度の逆数 ($1/v$) と回転トルク (T)

図—4.7.6 には、横軸に $1/v$ 、縦軸に T を取り、各測定値をプロットしたものである。ここで、横軸に $1/v$ を取ったのは貫入速度 (v) だと値が大きくなるに従い供試体の貫入性が良くなり、図上で感覚が交錯してしまうために、右へ $1/v$ の値が大きくなるときは貫入性の悪い、つまり強度の大きいものがプロットされるようにした。

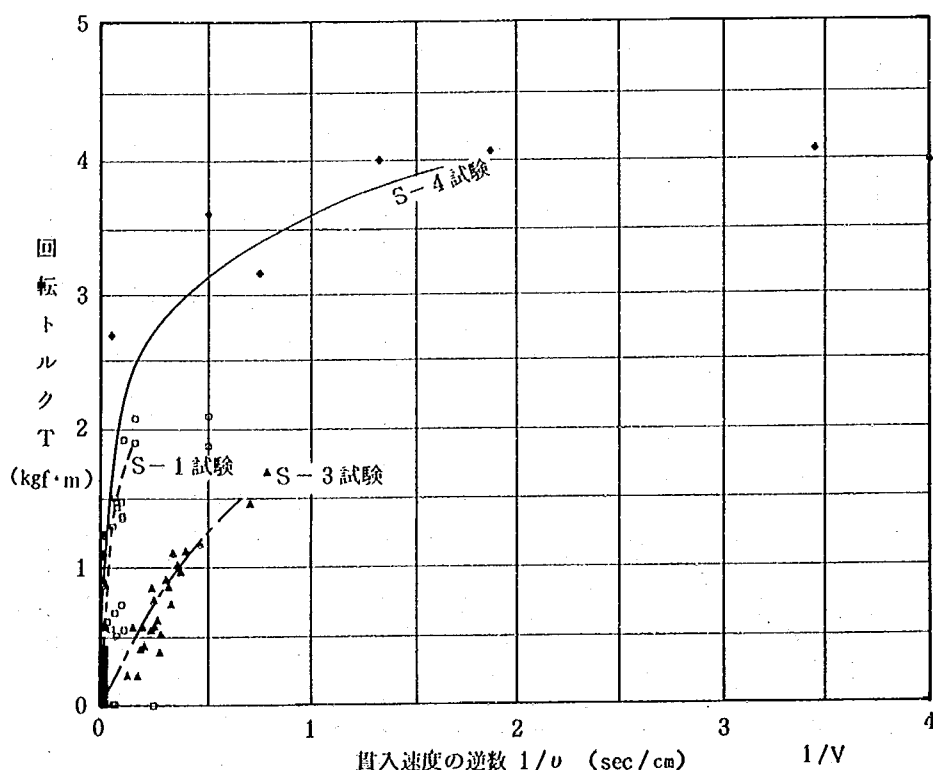
この関係でそれぞれの試験によって特有の傾向を示している。これは、試験に用いた供試体の切削抵抗の違いに起因していると考えられる。中でも (S-4) 試験の供試体は q_u 値が 40 kgf/cm^2 程度のものもあった。また、(S-1) 試験の供試体は薬液注入したものであり、(S-3) 試験の供試体とほぼ同じものであることを考えると図中の傾向は供試体の密度も関係していると考えられる。

4.7.3 供試体の強度と回転貫入測定値の関係

ここでは作製した供試体の一軸圧縮強度 (q_u) と、回転貫入時に得られる貫入速度 (v)、貫入推力 (F)、回転トルク (T) といった回転貫入測定値の関係について述べる。なお、これらに複層供試体において測定されたデータも含まれている。

(1) 一軸圧縮強度 (q_u) と貫入速度の逆数 ($1/v$)

図—4.7.7 には、(S-1) 試験から (S-4) 試験までに得られた $q_u \sim 1/v$ 関係を示す。それぞれの試験の傾向の違いが明らかである。(S-1) 試験の供試体は q_u は大きい $1/v$ は小さい。つまり、貫入性が良いことがわかる。一方、(S-3) 試験の供試体は q_u は小さいが貫入性は悪い結果となっている。これは貫入時の設定空気圧の影響が大きいことを意味する。図—4.7.2 に示したように設定空気圧によって貫入速度と貫入



図—4.7.6 貫入速度の逆数 ($1/v$) と回転トルク (T) の関係

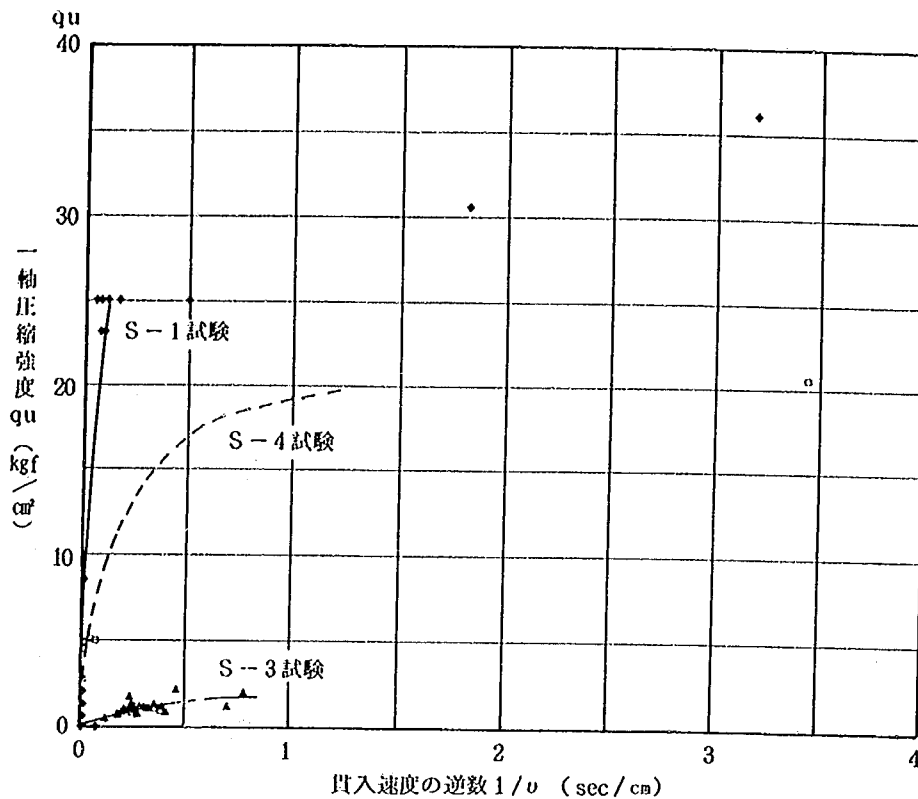


図-4.7.7 一軸圧縮強度 (q_u) と貫入推力の逆数 ($1/v$) の関係

推力の傾向が一様に変化し、同じ貫入推力でも貫入速度が異なっていることを考えると、空気圧を低く設定すると、同じ q_u 値を持つ供試体でも貫入性の劣る、 $1/v$ の大きい結果となる。

(2) 一軸圧縮強さ (q_u) と貫入推力 (F) の関係

図-4.7.8 には、(S-1) 試験から (S-4) 試験において得られた F と q_u の関係を図示したものである。(S-1) 試験の一部の結果と (S-3) 試験の一部の結果は重複しており、強度の小さい薬液固結供試体はこの付近に分布するものと思われる。同じ q_u 値でも F に違いが見られるのは一軸圧縮試験方法や回転貫入の条件の違いから生ずるものと考えられる。

(3) 一軸圧縮強さ (q_u) と回転トルク (T) の関係

図-4.7.9 には、回転トルク (T) と一軸圧縮強さ (q_u) の関係を (S-1) 試験から (S-4) 試験までに得られたデータをプロットしたものである。ここで、 q_u 値がほぼその供試体の圧縮強度を代表するとすれば、同じ回転貫入の条件では右側の曲線ほど切削抵抗の大きい供試体であると言える。しかし、設定空気圧によって回転トルク (T) の特性も変化するため、前述のことは一概には言えない。

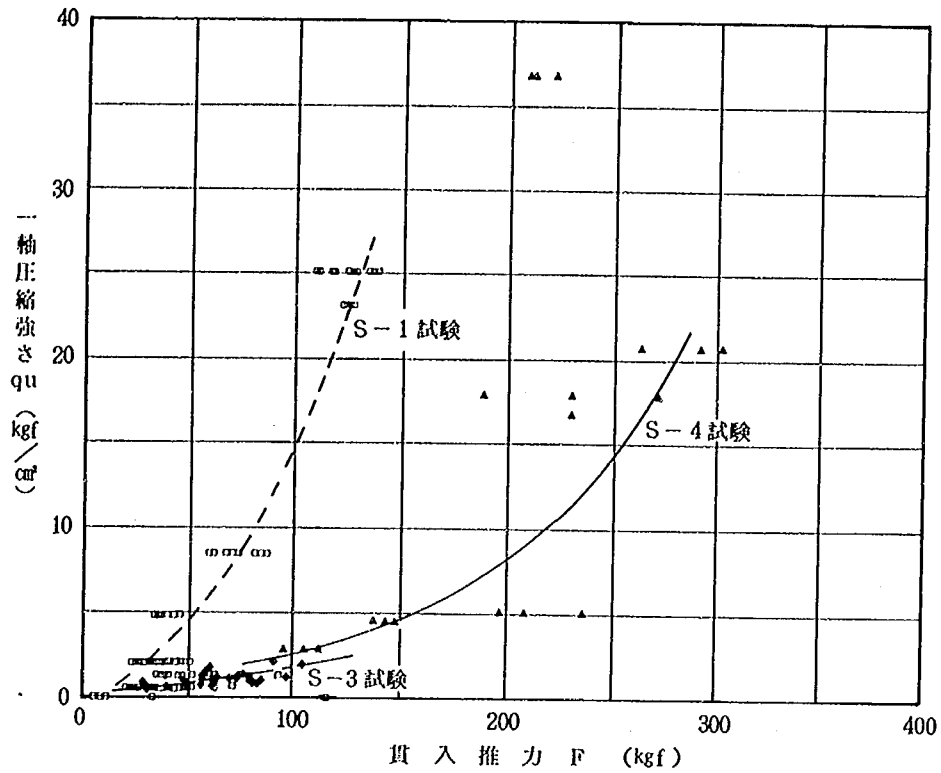


図-4.7.8 一軸圧縮強度 (q_u) と貫入推力 (F) の関係

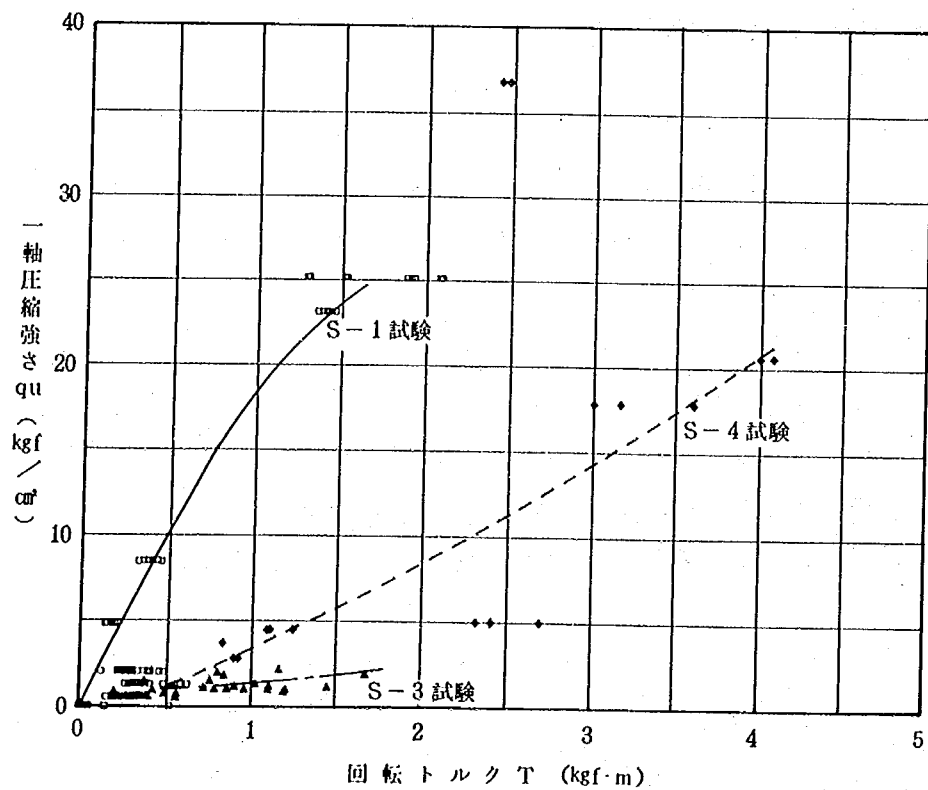


図-4.7.9 一軸圧縮強度 (q_u) と回転トルク (T) の関係

5. 回転貫入サウンディングの適用性に関する大型土槽実験

前章において述べた室内での小型供試体を用いた適用性実験から回転貫入サウンディングは、貫入速度、推力、回転トルクなどの諸パラメータを比較することにより、固結・未固結の判定、さらには強度分布の把握といった注入効果確認手法として適用性が高いことが明らかになった。

そこで、本章では、①小型供試体による模型実験結果の再現性、②実物規模のサウンディングにおける装置の容量・感度、測定値の精度等の問題点の把握を目的として、土工実験棟の大型土槽（深さ 4 m×幅 4 m×長さ 8 m）において砂質地盤を造成し、その後各種の注入材を注入した試験地盤に対して回転貫入サウンディングの適用性を検討した。

大型土槽による実験は、(L-1) 実験と (L-2) 実験に区分され、各々地盤条件、注入条件および回転貫入サウンディングにおける測定項目等が異なっている。また、(L-2) 実験は、(L-1) 実験の成果をもとに回転貫入サウンディング手法の改善を図ったものである。表-5.1 には、各大型土槽実験の概要を対比して示す。

5.1 大型土槽実験(1) (L-1) 実験

5.1.1 実験目的

本大型土槽実験は、前章において述べた小型供試体を用いた回転貫入サウンディングの適用性実験の結果を踏まえて、実大規模の貫入装置または試験地盤を対象として各測定値と固結状況の対比から本サウンディング手法の適用性を検討するとともに、適用にあたっての問題点を抽出することを目的としている。

5.1.2 実験概要

大型土槽実験 (L-1) のフローを図-5.1.1 に示すが概ね以下のとおりである。

- ① 試験地盤は均一な密度の砂地盤を土槽 (8 m×4 m×4 m) 中に造成する。造成後、土槽下面から 3.5 m までの注入範囲を水で飽和させる。
- ② 注入用掘削機に装着できる先端抵抗体とロッド (アダプター) を製作する。

表-5.1 大型土槽実験の区分と概要

実験	区分	地盤条件	注入条件	測定項目
(L-1) 実験		k = 10^{-2} 程度の 細砂 (霞ヶ浦産)	バイモード工法 溶液型有機系 溶液型無機系	地上部における測定(貫入 速度、推力) 土研式貫入試験 固結強度、固結形状
(L-2) 実験		k = 10^{-1} 程度の 粗砂 (鬼怒川産)	バイモード工法 溶液型有機系 溶液型無機系	地上部における測定(貫入 速度、推力、回転トルク) ロッド先端部の回転トルク 電気比抵抗の深度分布 固結強度、固結形状

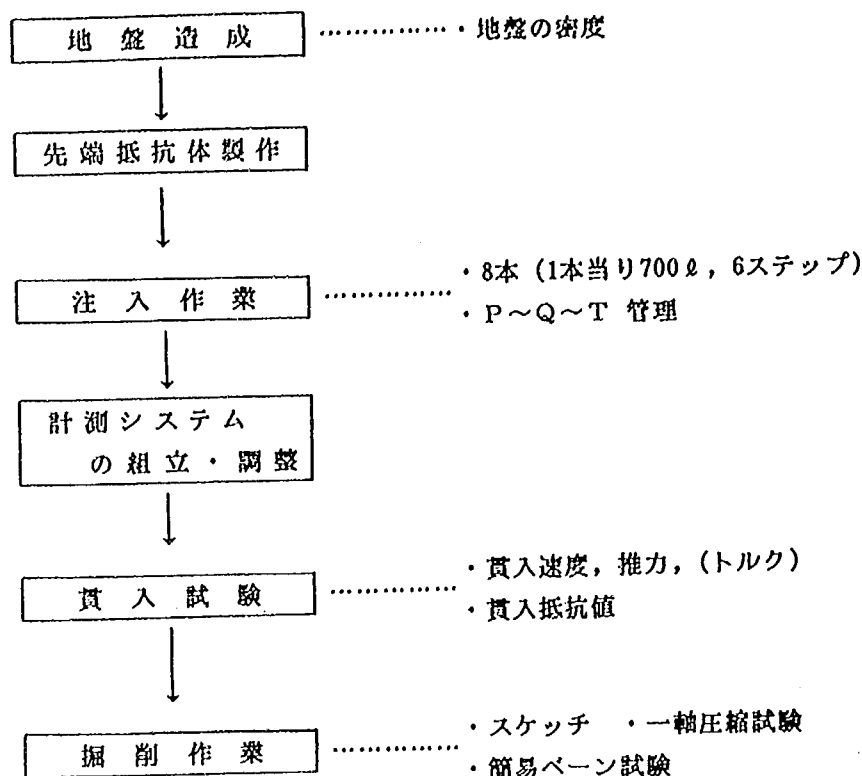


図-5.1.1 大型土槽 (L-1) 実験のフロー

③ 注入孔は計8本で、2本ずつ組合せて3種類の注入孔間隔 (1.0 m, 1.5 m, 2.0 m) を設置する。

注入工法は土研で開発されたバイモード工法を使用する。

④ 注入作業後、土槽のサーチャージ (高さ1mの盛土部) を取除いて回転貫入試験およびスウェーデン式サウンディングを実施する。

⑤ 固結形状を調べるために、注入孔に沿った断面で地盤を鉛直に掘削する。目視で固結形状をスケッチすると同時に、簡易ベーン試験器等で固結度を確認する。また、回転貫入抵抗値と地盤強度を対比するために、ブロックサンプルを採取し一軸圧縮試験を行なう。

⑥ 各計測結果から、既往の模型実験結果の再現性、固結判定の尺度や実物大の装置での問題点について考察する。

5.1.3 実験方法

(1) 試験地盤

1) 地盤材料

注入対象地盤は霞ヶ浦産の細砂 (図-5.1.2 参照) を用いて、土工実験棟内の中型ピットに造成した。

2) 試験地盤の造成

土の締固めは砂を土槽に投入した後、棒状振動締固機にて間隙率45%を目標に行なう (図-5.1.3 および写真-5.1.1 参照)。これをピット天端高まで繰返す。ピット天端から約1mの高さで押え盛土を造成する。

試験地盤の単位体積重量は、貫入試験終了後地下水を排出してから、現場における砂置換法により計測した (表-5.1.1 参照)。

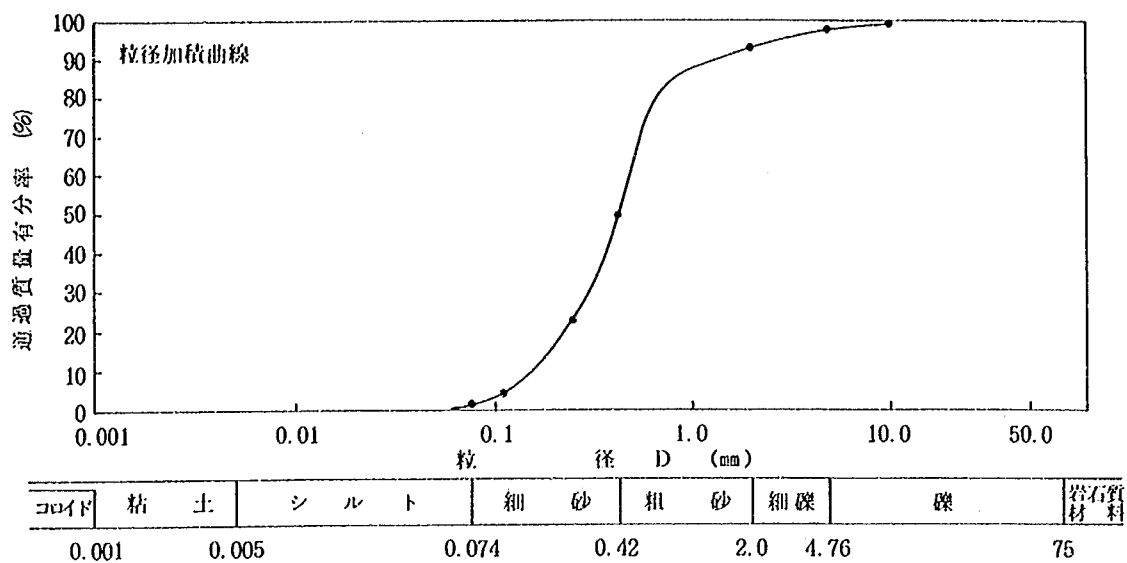


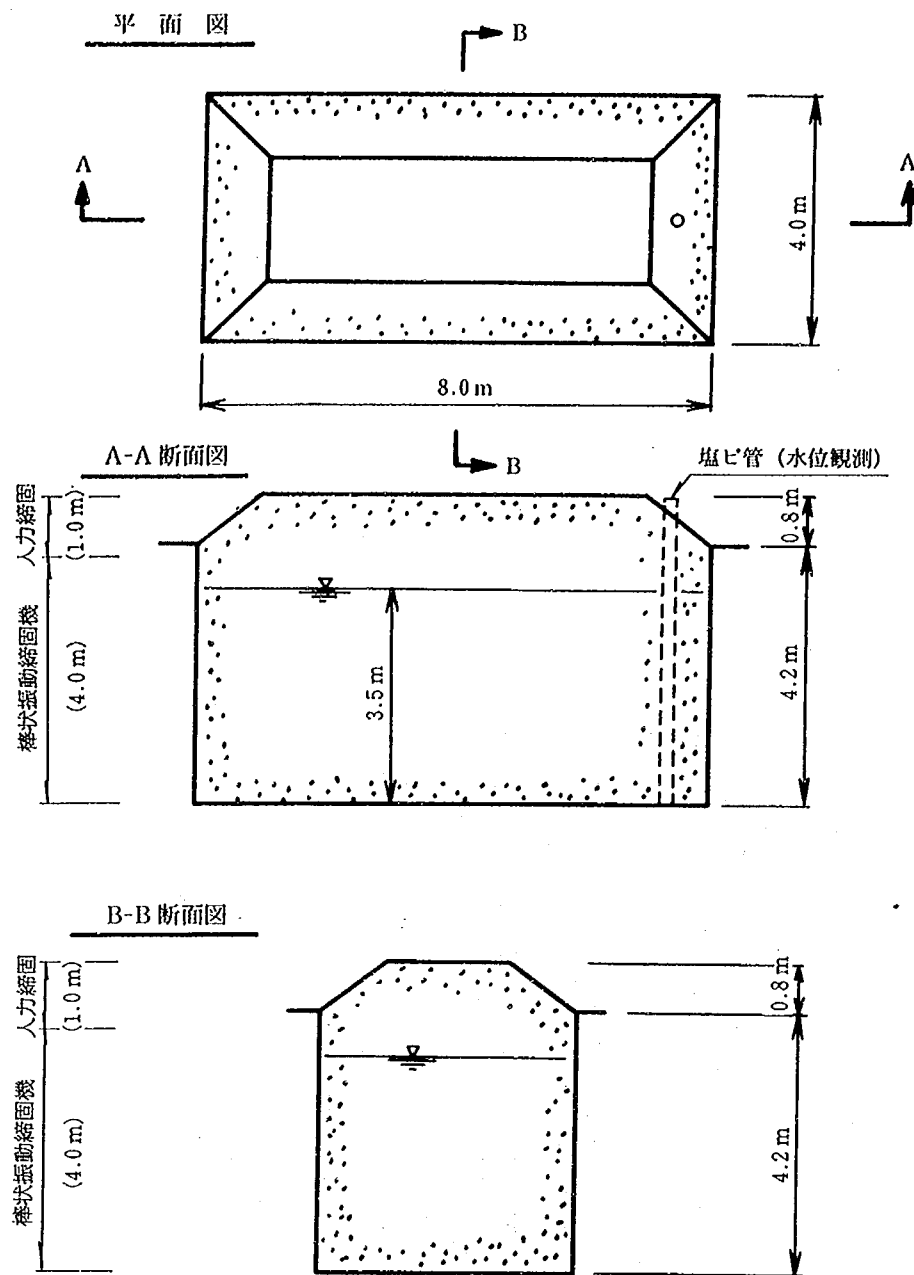
図-5.1.2 注入対象地盤に使用した砂の粒径加積曲線



写真-5.1.1 実験地盤の締固め状況
(棒状振動締固め機による)

表-5.1.1 試験地盤の単位体積重量

位 置	1	2	3
γ_t (tf/m ³)	1.701	1.927	1.958



図—5.1.3 実験地盤の概要

また、試験地盤造成後は注入範囲を飽和させるために、ピット下端より 3.5 m の高さに水位を維持する。地下水は、ピット端に埋め込んだ観測井（塩ビ管）にて管理した。

(2) 注入による固結土の造成

注入の要領および結果について整理すると以下のとおりである。

1) 注入孔配置

注入孔は計 8 本で、2 本ずつ組合せて 3 種類の注入孔間隙 (1.0 m, 1.5 m, 2.0 m) を設定する。(図—5.1.4 参照)

掘削作業空間を確保するために、注入孔を側壁に偏らせて配置したが、最初の注入孔 (No.7) で注入した時、注入材が側壁から大量にリークしたので、以後、注入孔を土槽中央に寄せた。

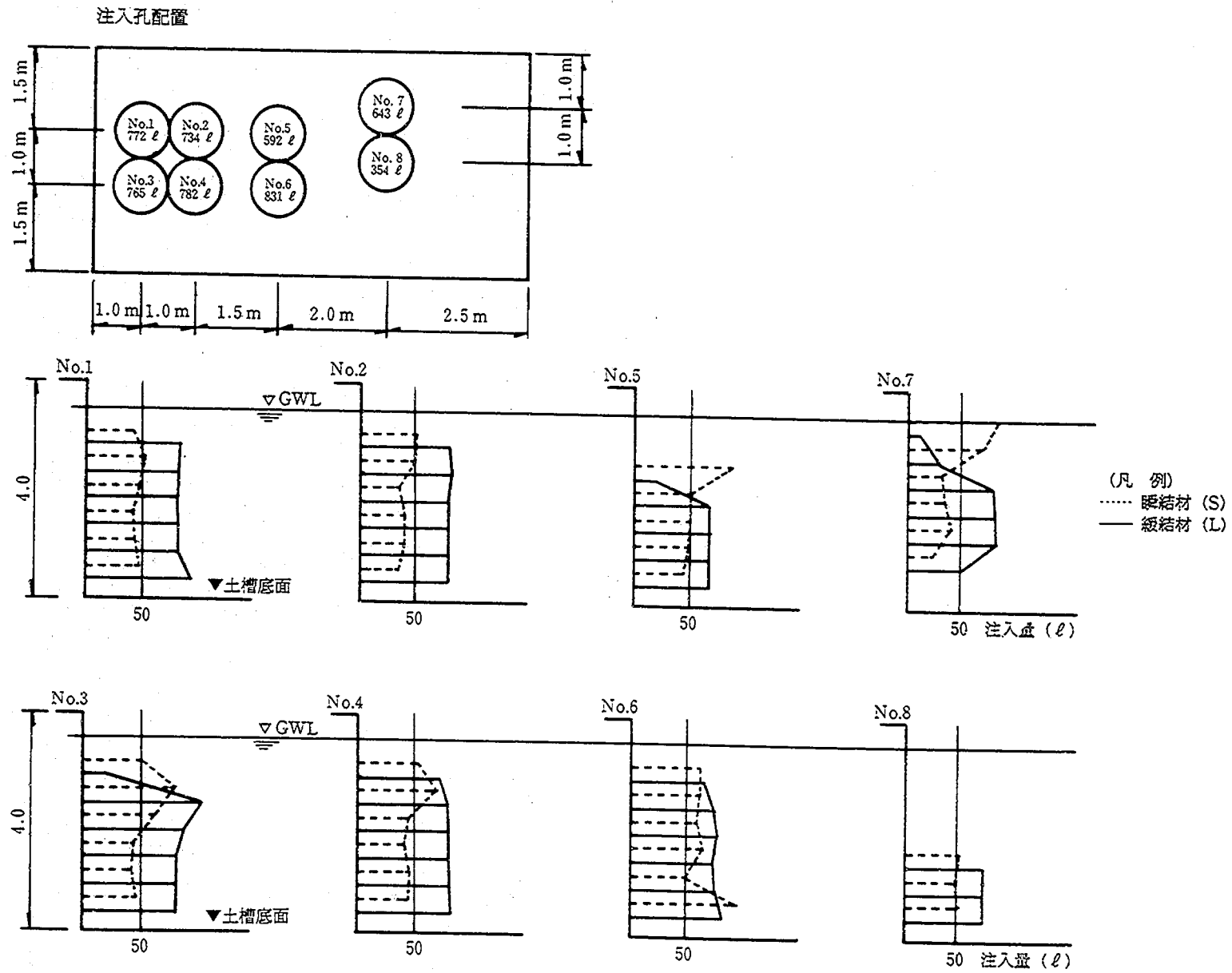


図-5.1.4 注入孔の配置および実績注入量

2) 注入工法

注入は、パイモード工法にて行なった。パイモード工法は径 40.5 mm ボーリングロッドの先端に特殊モニター装置を付けた多重管複相注入方式である。モニターの作動等については、2 章 2.1「注入材および注入方式の種類と特徴」の 2.1.2(2)を参照されたい。

注入は、モニターの構造上の理由からステップアップ(注入ステップ 50 cm)で行なう。注入開始ステップ(第 1 ステップ)は、計画では土槽底面から 50 cm 上方としたが、第 5, 6 ステップの土被り圧不足が No.7 孔の注入でわかったので、第 1 ステップは底面まで下げた。

モニターがパネによる作動機構を採用していることから、注入圧は制御せず、注入管理は定注入速度(10ℓ/分程度)・定注入量で行なった。

3) 注 入 材

注入材は、水ガラス系注入材のうち、溶液型有機系、溶液型無機系を使用した。なお、注入材の配合は、ゲル化時間から求め、ゲル化時間は使用水の水質、水温や薬液の品質等の現場条件に左右されるため、各ケースごとに現場で配合をチェックした。

各注入材の計画ゲル化時間は、瞬結材はパッカー効果の点から、緩結材は浸透改良効果の点からそれぞれ次のとおり設定した。

- ・瞬結材(S)……………数 秒
- ・緩結材(L)……………10 分程度

ゲル化時間の現場計測値を表-5.1.2 に示す。

表-5.1.2 注 入 作 業 結 果

(凡 例) S:瞬 結 材
L:緩 結 材

孔NO.	注入日	注 入 材 の 種 類		ゲ ル タ イ ム			注 入 量 (ℓ)				作 業 状 況
		S	L	S	L	水 温	全 体	S	L	注入比率	
1	2/28①	溶液型無機系	溶液型有機系	12*	10'00"	5℃	772	269	503	3:7	
2	" ③	"	"	10*	19'30"	7℃	734	254	480	"	5~6 ST:Sがリーク
3	" ②	"	"	10*	18'20"	8℃	765	320	445	3:7 ~ 4:6	5~6 ST:SとLがリーク
4	" ④	"	"	9*	18'00"	8℃	782	300	482	"	4 ST:Sがリーク 5~6 ST:Lがリーク
5	2/27①	"	溶液型無機系	11*	7'30"	9℃	592	202	300	4:6	5 STで中断
6	" ②	"	溶液型有機系	11*	25'00"	10℃	831	388	443	"	3~6 ST:Sがリーク (再注入)
7	2/26①	"	溶液型無機系	8*	11'30"	8℃	643	300	343	2:8 ~ 4:6	5~6 ST:SとLがリーク
8	" ②	"	"	7* 9*	7'50" 8'00"	9℃	354	140	214	4:6	4 ST以降中断

(注 1) 注入日の①~④はその日の注入順序を示す。

(注 2) 注入ステップは50cm間隔で6ステップである。

(注 3) 注入速度はSで12ℓ/分、Lで9~10ℓ/分である。

4) 注 入 量

注入量 Q (1本当り) は、地盤の間隙率 (n) 45%, 薬液のてん充率 (α) 60%, 損失率 (β) 10%として、700 ℓ とした。

$$\begin{aligned}
 Q &= \pi \cdot H^2 \cdot \ell \cdot n \cdot \alpha \cdot (1 + \beta) & H: \text{固結体の半径} \\
 &= 3.14 \times 0.5^2 \times 3.0 \times 0.45 \times 0.6 \times (1 + 0.1) & \ell: \text{固結体の長さ} \\
 &= 0.7 \text{ (m}^3\text{/本)} \\
 &= 700 \text{ (}\ell\text{/本)}
 \end{aligned}$$

また、瞬結材と緩結材の比率は標準的な値 (2:8) で計画した。しかし、造成地盤の透水性が低く、瞬結材のパッカー効果の発現が悪い状況であったので、注入後半のケースに関しては、 S/L 比率を 4:6 に変更した。

(3) 回転貫入試験の装置と測定方法

薬液による注入固結体を造成した実験土槽において、三角コーンおよびクロスビットを用いた回転貫入試験を実施した。三角コーンの貫入は、回転させながら圧入していく方法によるものであり、土砂を周囲に押し除けながら貫入する機構である。クロスビットの貫入は、先端部から清水を送り出すことによって、回転掘削に伴うスライムを地上に排除しながら圧入する方法によるものであり、固結強度の相当高い地盤にも適用できるものである。

1) 先端抵抗体

(L-1) 実験においては、三角錐コーンおよびクロスビットの2種類の先端抵抗体を用いた。このうち、三角錐コーンは、図-5.1.5(a)に示すように、回転円錐の先端角 $1/2$ で外径 50 mm の三角錐コーンである。このロッドは、三角形断面の内接円で示される 25mm ϕ の中実断面のロッドを製作して用いた。なお、三角錐コーンは合計 6 個準備して順次使用し、貫入による摩耗の影響が大きくならないようにした。

一方クロスビットは、同図の(b)に示すように、注入のためのロッドの先端に取付ける構造になっており、スイベルを用いて送水しながら回転圧入する方法で回転貫入した。この場合の水の噴出孔は、掘削刃の後方で水平外周方向に噴水するようになっており、噴水によって掘削孔底が洗掘されないようになっている。

2) 回転貫入試験の測定方法 (図-5.1.6 参照)

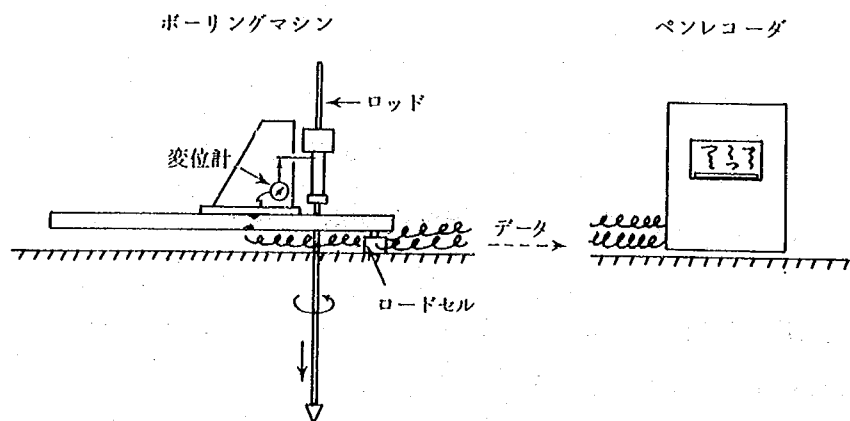
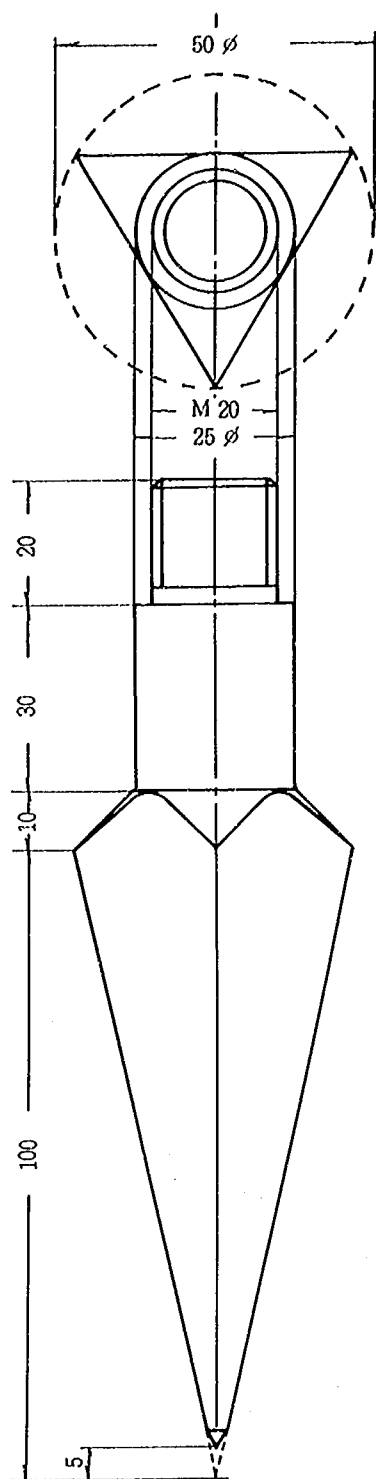
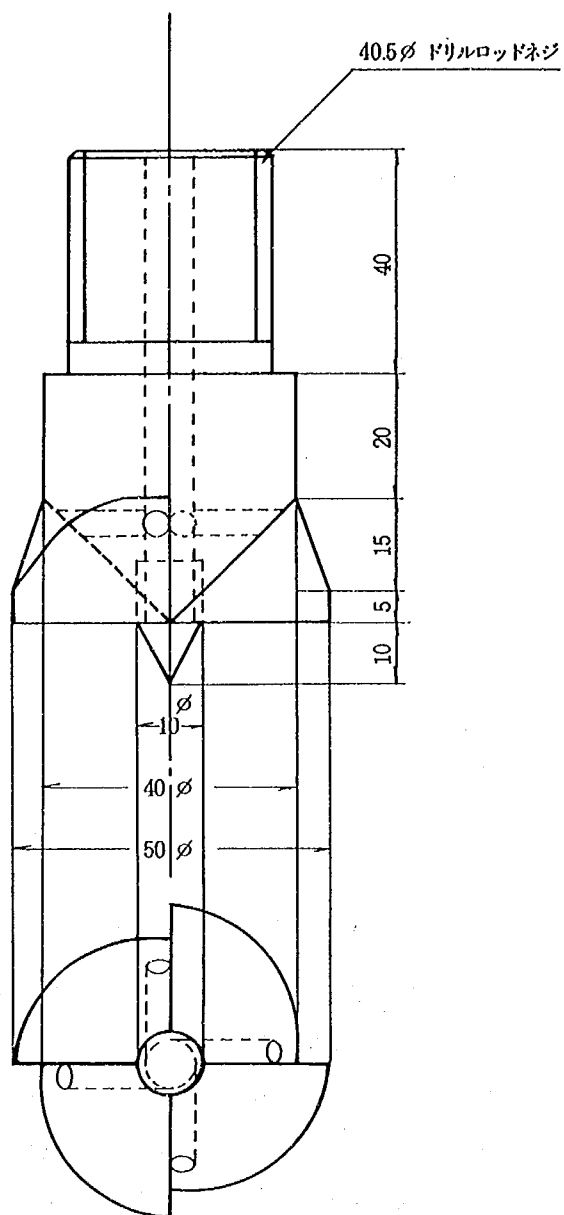


図-5.1.6 計測方法の概要図



(a) 三角錐コーン



(b) クロスビット

図-5.1.5 先端抵抗体の種類と寸法

各試験の貫入は、薬液注入に使用したボーリング機械（タイニー型）を用いて行なった。ボーリング機械の性能諸元を表-5.1.3に示す。

回転貫入試験は、圧入用の油圧を一定値に設定してスピンドルのストローク（50 cm）を単位に、ロッドのクランプ位置を盛り替えながら規定の深さまで貫入し、その間に以下の項目に関する測定を行なった。

表-5.1.3 ボーリングマシンの仕様

		標準仕様	
掘進能力		標準 50m	最大 100m
メインクラッチ		乾燥単板式	
ロッドサイズ		40.5mm, 33.5mm, E, EW	
スイベルヘッド	スピンドル内径	43mm	
	掘進方向	360° 任意	
	スピンドル回転数	20, 80r.p.m 又は30, 120r.p.m	
	スピンドルストローク	500mm	
	給進方式	油圧シリンダー式	
	給進力 (kg)	上 方	下 方
		330	630
機体寸法	給進速度 (m/min)	7.8	10.8
	高	1,130	
	横	1,074	
	巾	790	
機体重量 (除 原 動 機)		300kg	
最大分解質量		75kg (スイベルヘッド部)	
トランスミッション		スライディングギヤー式 2段変速	
油圧ポンプ	型 式	RP-1AR 自動変量ベーンポンプ	
	吐 出 量	25ℓ/min	
	圧 力	常用 30kg/cm ² 最高 50kg/cm ²	
原 動 機		5 HP (電動機, エンジン, その他)	
備 考		油圧チャック, ホイスト, その他取付可能	

① 貫入変位 (貫入速度)

スピンドルの上下移動を鋼線と滑車によって脇に引き出し、これにひずみゲージ式の変位計を連絡して測定し、これをロッドの変位とした。当然クランプが滑るとロッドの変位とは違った変位を示すことになるが、これは記録波形の状況から容易に識別できるので、記録の読み取り段階で除去した。また、この測定方法では、装置の支持架構等の弾性変形も誤差としてさけられない条件になるが、これらの事項についても実用上無視できることを事前に確認して行なったものである。このためロッド先端の深さは、1ストローク 50 cm 単位の累積量として求めたものであり、絶対深さを別に測定したものではない。また、貫入変位は、ペンレコーダーによって時間に対する変化量として連続的に記録し、この変動割合から貫入速度およびその逆数を読み取り整理した。

② 貫入推力

ボーリング機械を3点支持の架構上に設置固定し、貫入位置の近傍にある支持点にロードセルを配置して、この位置の支持荷重変動を測定して推力を求めたものである。なお、測定値から推力への変換は、試験に先立ち、ロッド先端に荷重計を配置して床面を押す方法で較正試験を実施し、この結果によって行なっ

たものであり、他の記録と同様にペンレコーダーによって時間に対する変化量として記録した。

③ 回転トルク

回転貫入時の大きな要素である回転トルクについては、本実験において直接これを測定しておらず、関係が深いと思われる動力用モーターの電流を測定することで、これに替えた。ただし、モーターの容量が大きいこと、油圧ポンプも一緒に運転していること等の理由により、変化量の精度が不十分で定量的に独自に扱わず、記録紙上の目盛数を読んで定性的な変動性状に対する参考資料とした。

3) 回転貫入試験の方法

回転貫入試験は、装置に関する操作技術の習得や、試験および測定の設定条件を模索する試行を兼ねて、標準的と思われる地点から順次実施した。

図—5.1.7 は、各回転貫入試験の位置とその実施順序を示したものである。すなわち、回転貫入試験は注

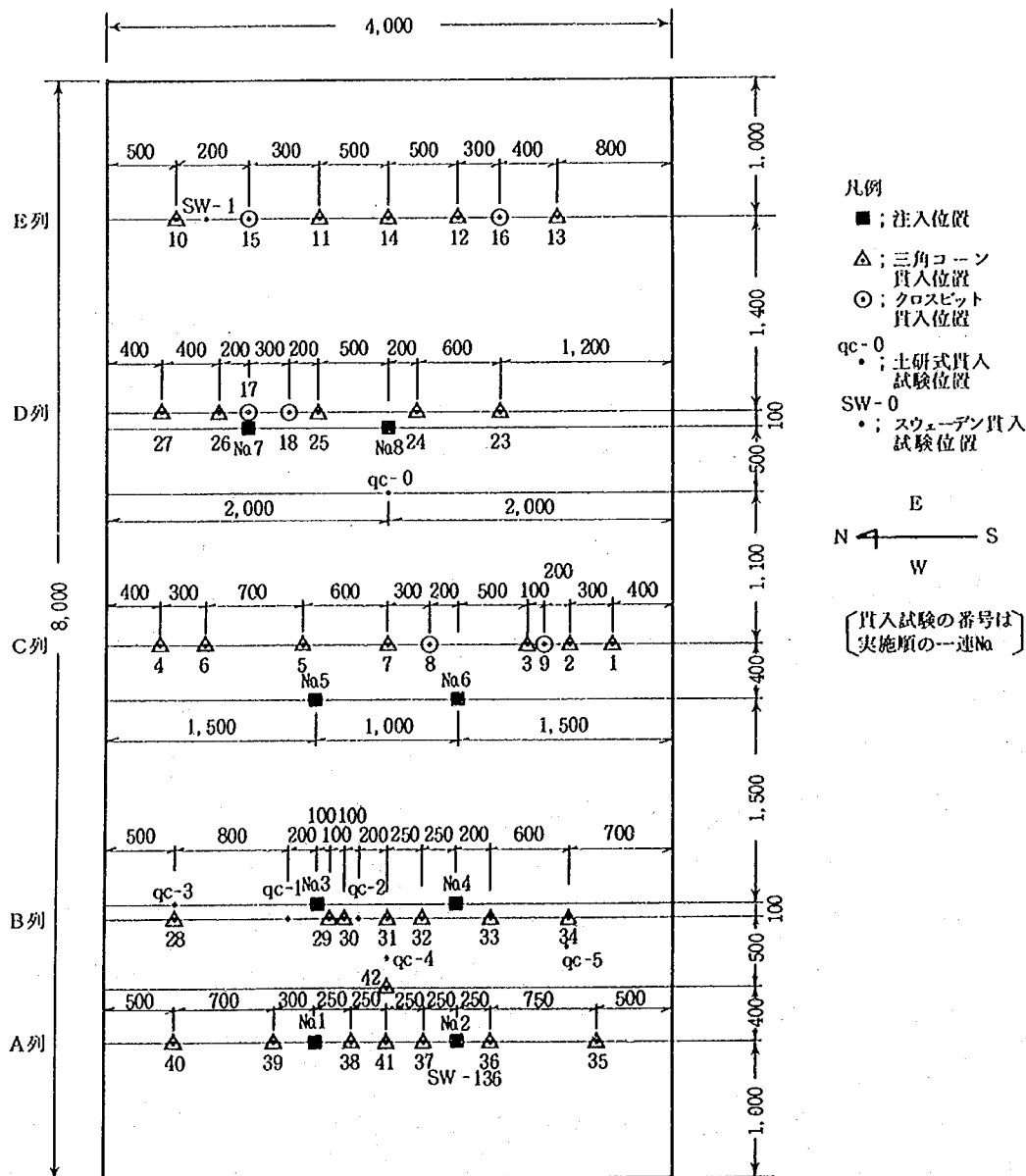


表-5.1.4 回 転 貫 入 試 験 一 覧

試験位置 No.	※1 先端抵抗 体の条件	データーの整理 区 分 呼 称	データーの内容 及 び 状 況 等
1	△1-1	保留-1	試験操作の練習的な 内容。油圧及び回転 速度を種々変化させ て試みている。
2	△1-2	保留-2	
3	△1-3	保留-3	
4	△1-4	保留-4	
5	△1-5	△C-2	P=10kgf/cm ² , 電流測定なし
6	△1-6	△C-2	
7	△1-7	△C-3	
8	⊕1-1	⊕C-1	試験共、油圧 P=10kgf/cm ² で貫 入
9	⊕1-2	⊕C-2	
10	△1-8	△E-1	
11	△1-9	△E-2	
12	△1-10	△E-4	
13	△1-11	△E-5	
14	△2-1	△E-3	
15	⊕1-3	⊕E-1	
16	⊕1-4	⊕E-2	
17	⊕1-5	⊕D-1	

試験位置 No.	先端抵抗 体の条件	データーの整理 区 分 呼 称	データーの内容 及 び 状 況 等
18	⊕1-6	⊕D-2	変位計の測定が欠けて いる。
19	⊕1-7	⊕DJM-1	
20	⊕1-8	⊕DJM-2	
21	△3-1	△DJM-1	
22	△3-2	△DJM-2	
23	△2-2	△D-5	
24	△2-3	△D-4	
25	△2-4	△D-3	
26	△2-5	△D-2	
27	△2-6	△D-1	
28	△2-7	△B-1	
29	△2-8	保留-5	
30	△2-9	△B-2	
31	△2-10	△B-3	
32	△2-11	△B-4	
33	△4-1	△B-5	
34	△4-2	△B-6	

試験位置 No.	先端抵抗 体の条件	データーの整理 区 分 呼 称	データーの内容 及 び 状 況 等
35	△4-3	△A-7	小型土槽に 砂をゆるづ めに入れて 実施 各試験共3 ストローク 深さ1.5m まで
36	△5-1	△A-6	
37	△5-2	△A-5	
38	△5-3	△A-3	
39	△5-4	△A-2	
40	△5-5	△A-1	
41	△5-6	△A-4	
42	△5-7	△AB-1	
43	△3-3	△DJM-3	
44	△6-1	△LS-1	
45	△6-2	△LS-2	
46	△6-3	△LS-3	
47	—	較正-1	
48	—	較正-2	
49	—	較正-3	

※1：先端抵抗体は、三角コーンは(△)でNo.1～No.
6まであり、続く数字は使用順序を示す。このた
め数字の多いもの程摩耗の影響が入っている。
クロスビットは(⊕)で示す。

入位置を基準にして、A列～E列のゾーンを設定し、このゾーン内で注入位置からの条件を種々に変えて行なった。回転貫入試験の総数は校正等も含めて49試験であり、全試験の条件や記録の状況等を表-5.1.4に示す。

(4) 固結形状の測定

一連の貫入試験が終了した後、土槽内の造成地盤を掘削して、造成地盤の状況を観察すると共に、薬液による注入固結物の分布状況を測定した。

造成地盤の掘削は、地表面よりほぼ50cm毎に測定深さを設定して段階的に掘削排土する方法で行なった。排土しながら固結物の状況を観察すると同時に、主要な固結物で一軸圧縮試験のためのブロックサンプルの採取、および簡易回転ベーンせん断試験を実施した。なお、主要な貫入試験ゾーンとしてA列およびB列を取り上げ、このゾーンでより断面的に固結物の分布状況を直接的に観察しやすいように、崩壊に対する安全が確保できる範囲でこのゾーンの間の地盤土をそのまま残し直立壁とした。

設定した測定深さでは、可能な限り広い面積で平面に掘削整形し、土槽壁面を基準にして固結物の分布を測量した。固結物は、脈状に走った薬液を中心に不確定に固結している場合が多く、スコップ等で感じる抵抗の具合や水道水を流した際の洗掘に対する残存性等を基に固結性を判定せざるを得ず、固結物の分布として必ずしも明確に判別できていない。

一軸圧縮試験は、ブロックサンプルのうちで、固結度の比較的強い部分から、高さ10～12cm、直径約5cmの円柱を整形して供試体とした。このため、供試体には脈状に薬液が分布している場合が多く認められ、結果的に薬液の浸透部分で供試体を採取したことになったようである。なお、試験の結果破壊時の圧縮歪は0.5～1.0%程度で、特に乱れたような傾向は認められない。

簡易回転ベーンせん断試験は、試験地盤の表面にドーナツ形で放射状に刃形を配置した回転円板を押し当て、ねじり強さを測定することでせん断強さを求めるものである。刃形をできるだけ小さい断面とし、押し当ての力を円板の面応力として地盤に伝えるようにしており、押し力を調整することにより垂直応力の条件を変えてせん断することができるので、地盤土の c 、 ϕ を求めることができる(写真-5.1.2参照)。

5.1.4 回転貫入試験結果

(1) 回転貫入抵抗値

1) 回転貫入装置の校正試験(データ-整理区分呼称、校正-1～3)

回転貫入試験装置自身にも、例えば回転歯車機構の摩擦、推進用油圧シリンダーの摩擦等のように装置個有のロスが含まれており、各試験の測定記録にもこれらの量が含まれている。このように装置個有の誤差要素を明らかにするために、装置だけを空運転して測定記録し、これを読み取った結果を、表-5.1.5に示す。

これらの結果によると、貫入速度は油圧を 5kgf/cm^2 にセットして $6.4\sim 8.1\text{cm/sec}$ になり、回転速度によって影響を受けるのに対して、油圧を 10kgf/cm^2 にセットした場合は 11.4cm/sec になり、回転速度に影響されないことがわかる。

推力に関する誤差は、実用上無視できる程度であるが、トルク電流値に関しては回転速度に大きく影響されることがわかる。

表一5.1.5 無負荷条件（空中回転貫入）による測定

試験 No	変 位 計		推 力 (kgf)	トルク電流 (目 盛)
	貫入50cmに要する 時間 (sec)	貫 入 速 度 (cm/sec)		
1	7.9	6.33	1	2.8
2	7.9	6.33	0	3.0
3	7.8	6.41	0	3.0
4	7.8	6.41	0	2.8
5	7.8	6.41	2	2.5
6	7.6	6.58	0	2.7
7	7.6	6.58	0	2.8
平 均	7.8	6.41	0	2.8

(a) 高速回転 (H) の場合 $P=5\text{kgf/cm}^2$

試験 No	変 位 計		推 力 (kgf)	トルク電流 (目 盛)
	貫入50cmに要する 時間 (sec)	貫 入 速 度 (cm/sec)		
1	6.2	8.06	0	0.6
2	6.2	8.06	0	0.6
3	6.2	8.06	0	0.5
4	6.1	8.20	0	0.6
5	6.2	8.06	0	0.6
6	6.0	8.33	0	0.5
7	6.1	8.20	0	0.5
平 均	6.1	8.14	0	0.6

(b) 低速回転 (L) の場合 $P=5\text{kgf/cm}^2$

試験 No	変 位 計		推 力 (kgf)	トルク電流 (目 盛)	備 考
	貫入50cmに要する 時間 (sec)	貫 入 速 度 (cm/sec)			
1	4.4	11.36	0	2.0	回転高速(H)
2	4.4	11.36	0	1.0	回転低速(L)

(c) 油 圧 $P=10\text{kgf/cm}^2$

これらのデータは、各条件共に直接対比し得るものが各試験にあるので、結果の解析に当って基礎補正量として扱うことができる。

2) 実験土槽における三角錐コーン回転貫入試験

(試験区分呼称 $\Delta A-1\sim 7$, $\Delta AB-1$, $\Delta B-1\sim 6$, $\Delta C-1\sim 3$, $\Delta D-1\sim 5$, $\Delta E-1\sim 5$)

先端抵抗体に三角コーンを使用し、注入固結体を造成した実験土槽で行なった貫入試験の深さに対する各点における測定値の分布のうち、代表的な測定結果を図-5.1.8(a)~5.1.8(e)に示す。

貫入は、推力用の油圧を 5kgf/cm^2 にセットし、ロッドの回転数を高速 (約 94 rpm) にして行なう方法を中心に行なった。なお、図-5.1.8(e)に示す貫入ゾーン E 列に関するものは、上記の油圧を 10kgf/cm^2 にセットして貫入しているが、他は同一条件である。

3) 緩締め砂層における三角コーン回転貫入試験 (試験区分呼称 $\Delta LS-1\sim 3$)

一連の貫入試験が終了した時点で、注入固結体造成地盤の未固結ゾーンにおける砂地盤の性状が、必ずしも一様にゆるく締った状況にないことが明らかにされたため、バケットによって砂を投入しただけというルーズな状態の砂地盤を別に造成し、これに試験を実施した結果を前者と同様に、図-5.1.9 に示す。小形の土槽を用いたため、貫入深さは 1.5 m までである。

4) 実験土槽におけるクロスビット回転貫入試験 (試験区分呼称 $\oplus C-1\sim 2$, $\oplus D-1\sim 2$, $\oplus E-1\sim 2$)

先端抵抗体にクロスビットを使用し、注入固結体を造成した実験土槽で行なった貫入試験の深さに対する測定値の分布を、図-5.1.10(a), (b)に示す。

貫入推力用油圧は、ほぼ $P=10\text{kgf/cm}^2$ にセットして貫入している。

5) 深層混合処理固結体に関する回転貫入試験 (試験区分呼称 $\Delta DJM-1\sim 3$, $\oplus DJM-1,2$)

ピート層 (自然含水比 500%~700%) において深層混合処理工法 (DJM 工法, セメント 600kg/m^3 添加, $q_u=10\text{kgf/cm}^2$) による固結体に対して行なった回転貫入試験の結果を表-5.1.6 および表-5.1.7 に示す。

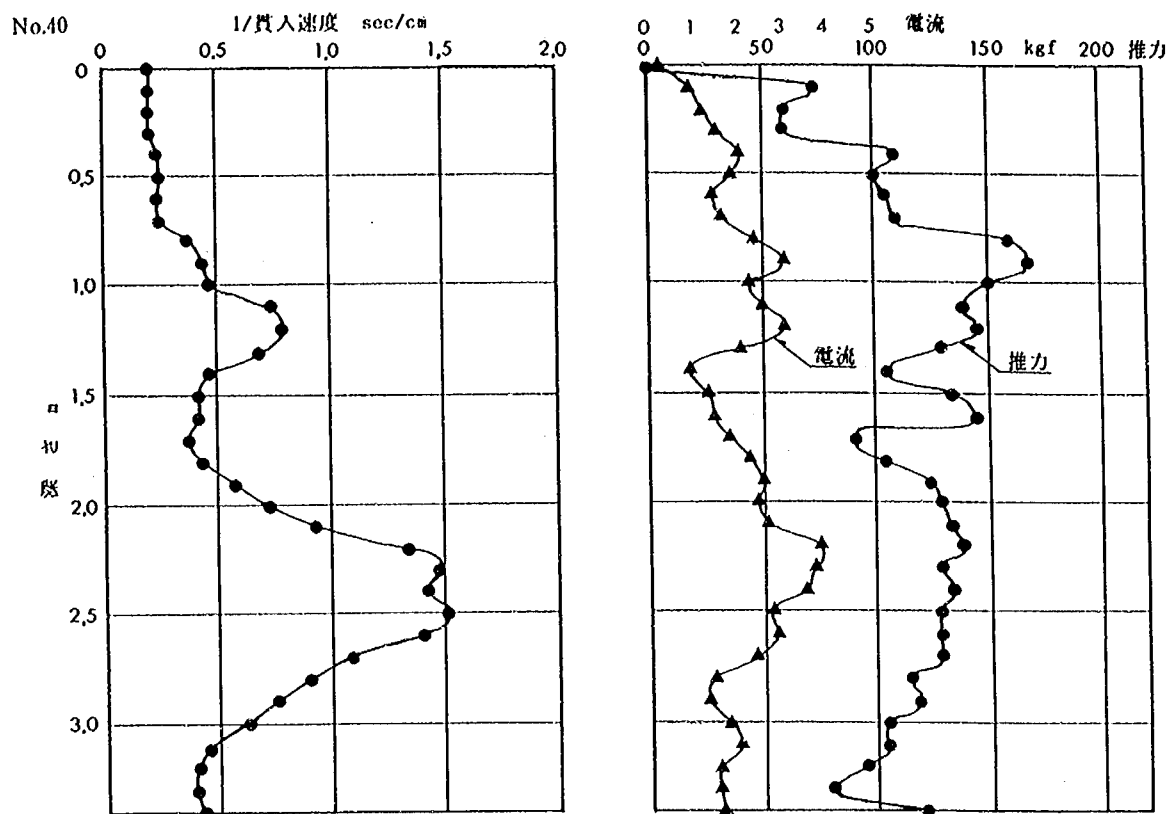
表-5.1.6 は、三角錐コーンの抵抗体を用いて行なった試験であり、ロッドの回転速度および推力用油圧の条件を変えて行なっている。なお、貫入位置は、固結体の強度が最大に発現する周辺部で実施した。

表-5.1.7 は、クロスビットの抵抗体を用いて行なった回転貫入試験で、ロッドの回転速度および推力用油圧の条件を変化させると共に、特に強度の発現がやや不十分であるといわれる固結体中心部に対して実施している。

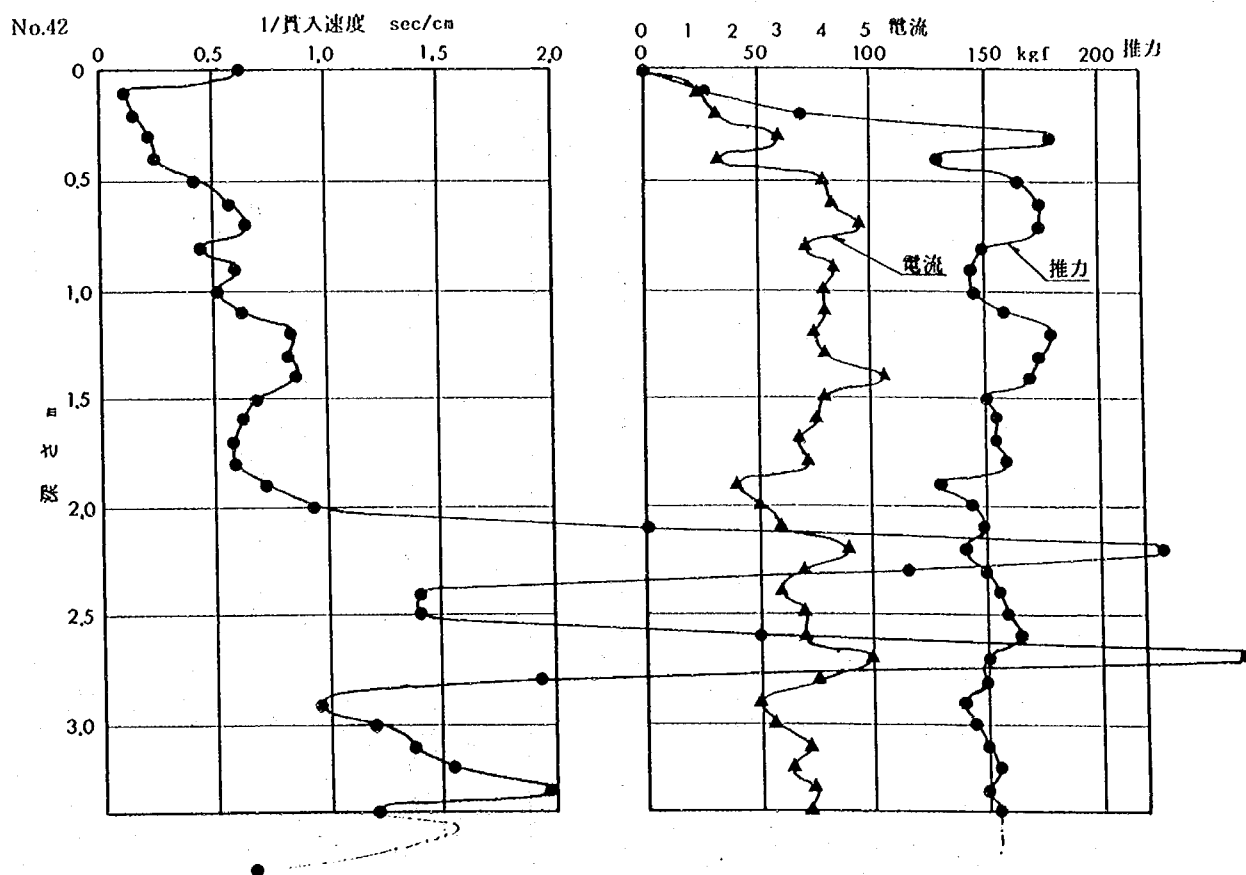
(2) 固結形状と固結強度

1) 固結形状の概要

固結物の形状分布には、写真-5.1.3(a), (b)に示すように固結物が必ずしも明確に識別できる状況にない。えに、分布が脈状注入による複雑な形状を示すことになった結果、これらの主要深さにおける分布状況をつないで、立体的な分布として示すことが不可能に近いことが明らかになった。そこで、主要な断面として図-5.1.7 に示す A, B 列を設定し、貫入試験結果と直接対比できるように、土槽内で断面を露出させて固結の分布状況を測量した結果を図-5.1.11(a), (b)に示す。(a)図は A 列ゾーンに関するものであり、(b)は B 列ゾーンに関するものである。各図中にそれぞれの断面で実施した貫入試験等の位置を併記している。



図—5.1.8(a) 貫入試験測定値分布 ($\Delta A=1$)



図—5.1.8(b) 貫入試験測定値分布 ($\Delta AB=1$)

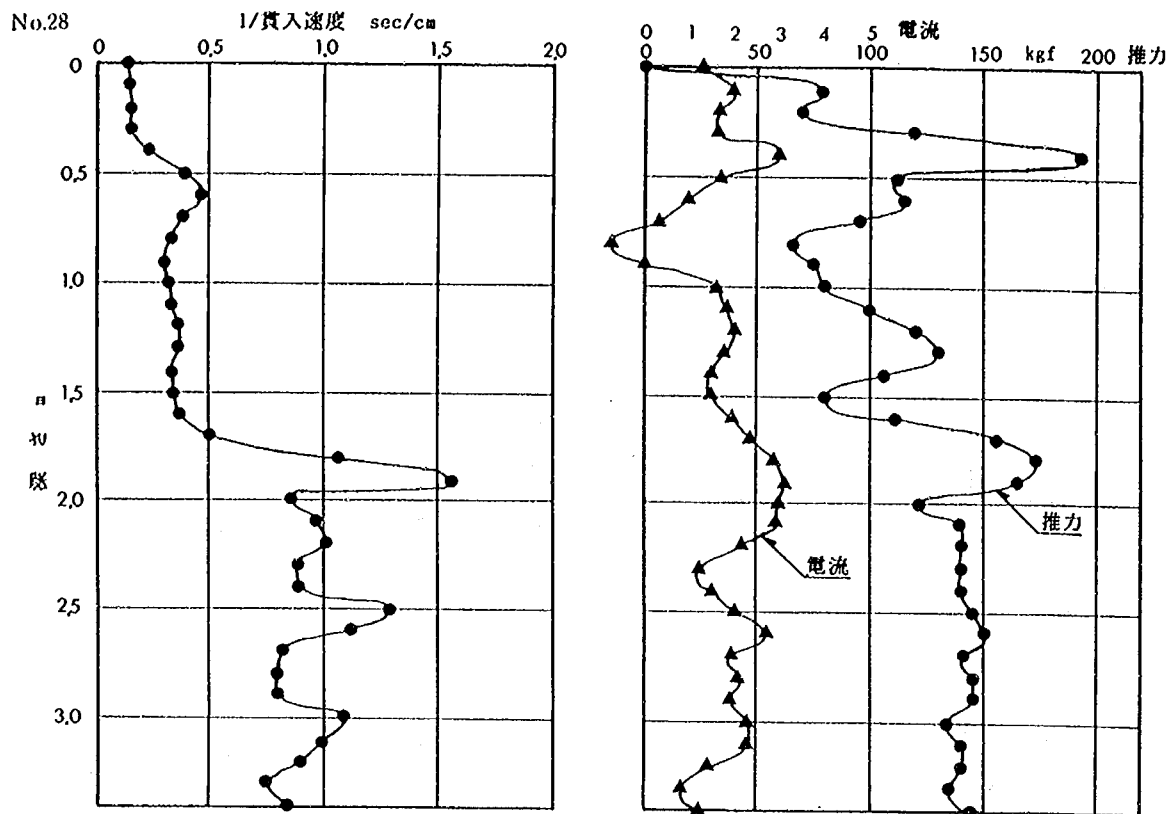


図-5.1.8(c) 貫入試験測定値分布 ($\Delta B-1$)

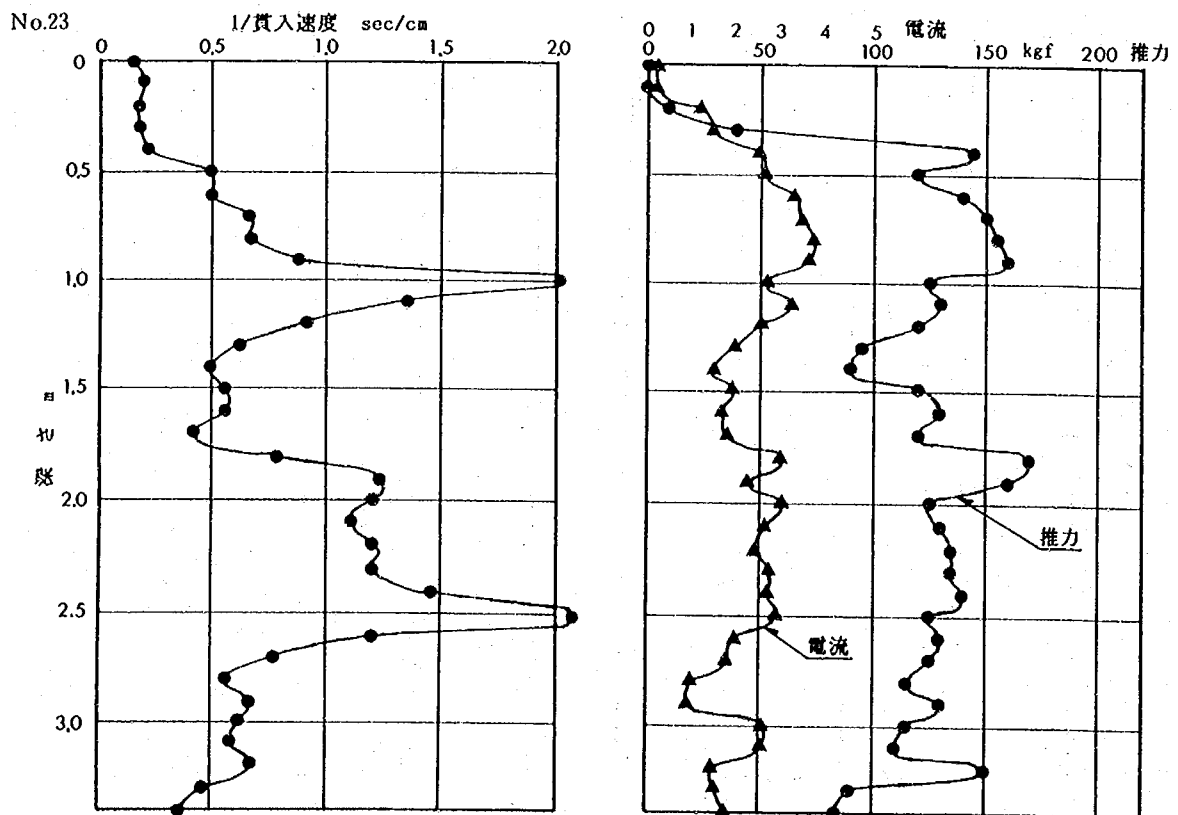


図-5.1.8(d) 貫入試験測定値分布 ($\Delta D-5$)

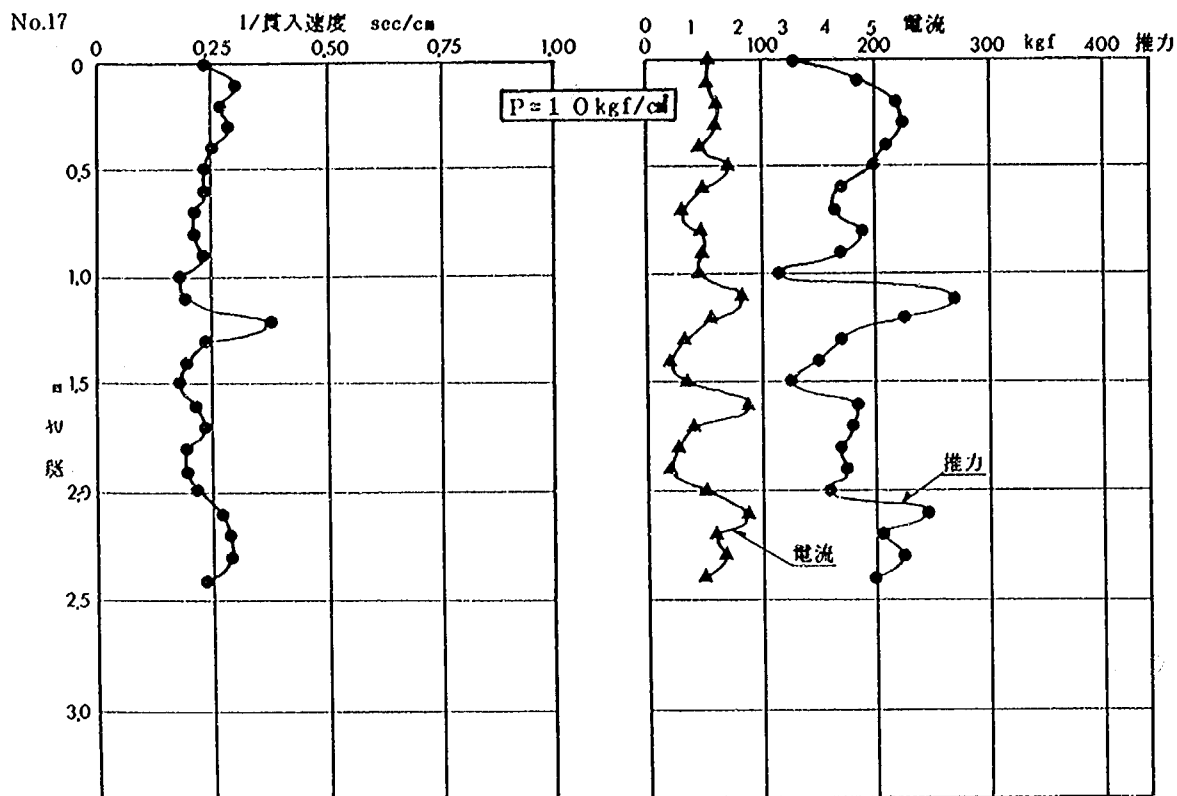


図-5.1.10(a) 貫入試験測定値分布 (⊕D-1)

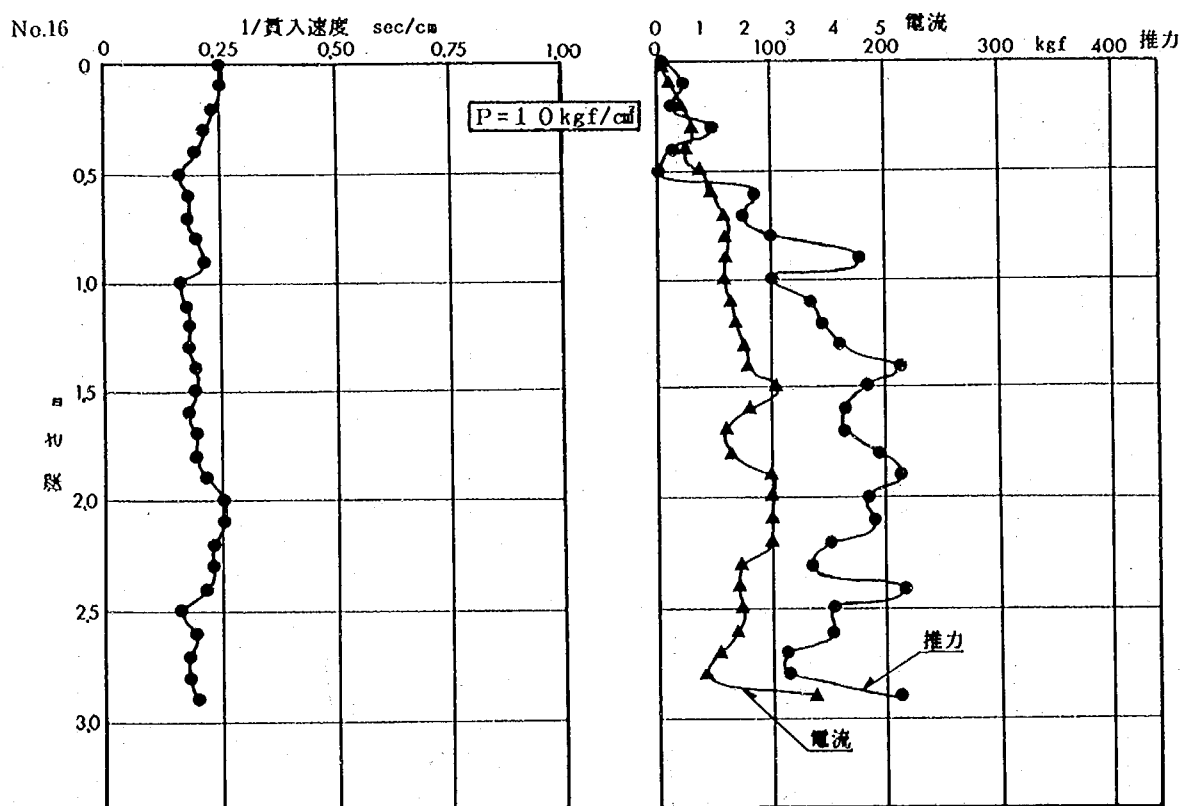


図-5.1.10(b) 貫入試験測定値分布 (⊕E-2)

表-5.1.6 DJM 固結体に関する三角錐コーン回転貫入結果

ジャッキ 荷 重	変 位 計			ロ-ドセル		電 流
	読 み (目 盛)	1 / 変 位 sec/cm	変 位 cm/sec	読 み (目 盛)	推 力 (kgf)	読 み (目 盛)
5 kgf/cm ²	136	25.0	0.041	36	180	4.6
	86	15.8	0.063	37	185	4.5
	88	16.2	0.062	39	195	4.0
10 kgf/cm ²	54	9.9	0.101	54	270	7.5
	204	37.5	0.027	56	260	6.8
	410	75.4	0.013	60	300	4.3
15 kgf/cm ²	71	13.1	0.077	72	360	8.5
	88	16.2	0.062	74	370	9.4
	200	36.8	0.027	82	410	7.0

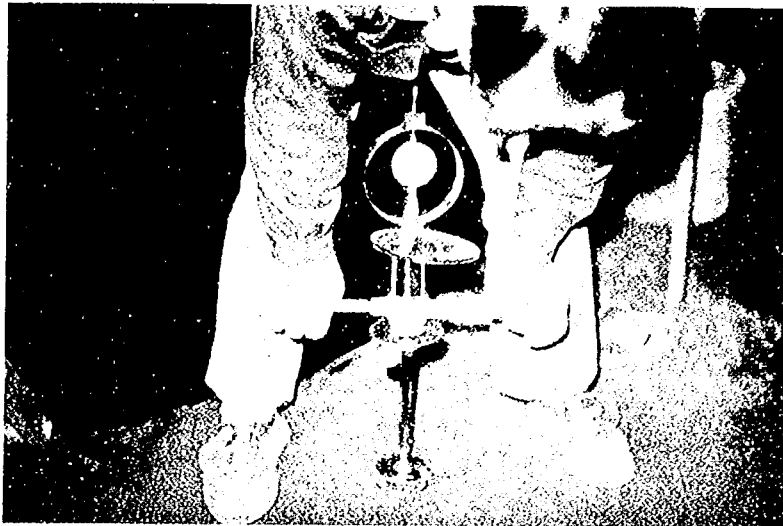
(a) 高 速 回 転 (約 94rpm)

ジャッキ 荷 重	変 位 計			ロ-ドセル		電 流
	読 み (目 盛)	1 / 変 位 sec/cm	変 位 cm/sec	読 み (目 盛)	推 力 (kgf)	読 み (目 盛)
5 kgf/cm ²	—	—	—	—	—	—
	250	46.0	0.022	33	165	1.0
	96	17.7	0.057	35	175	0.0
10 kgf/cm ²	220	40.5	0.025	53	265	2.0
	370	68.1	0.015	52	260	1.3
	900	165.6	0.001	57	285	0.8
15 kgf/cm ²	188	34.6	0.029	69	345	2.5
	410	75.4	0.013	72	360	1.0
	650	119.6	0.001	80	400	1.0

(b) 低 速 回 転 (約 24rpm)

表-5.1.7 DJM 固結体に関するクロスビット回転貫入結果

貫 入 位 置	ビットの 回転速度	推進油圧 (kgf/cm ²)	変 位 計			ロ ー ド セ ル		モ ー タ - 電 流
			読 み (目盛)	1/速度 sec/cm	速 度 cm/sec	読 み (目盛)	推 力 (kgf)	読 み (目盛)
固 結 体 中 央 部	高 速	10	4.0	0.72	1.39	60	300	4.0
	(94RPM)							
固 結 体 周 辺 部	高 速 (94RPM)	5	370	66.6	0.015	35	175	2.0
		10	170	30.6	0.033	54	270	2.0
		15	16	2.88	0.347	68	340	3.0
	低 速 (24RPM)	5	380	68.4	0.015	34	170	0.0
		10	84	15.1	0.066	48	240	0.0
			120	21.6	0.046	47	235	0.5



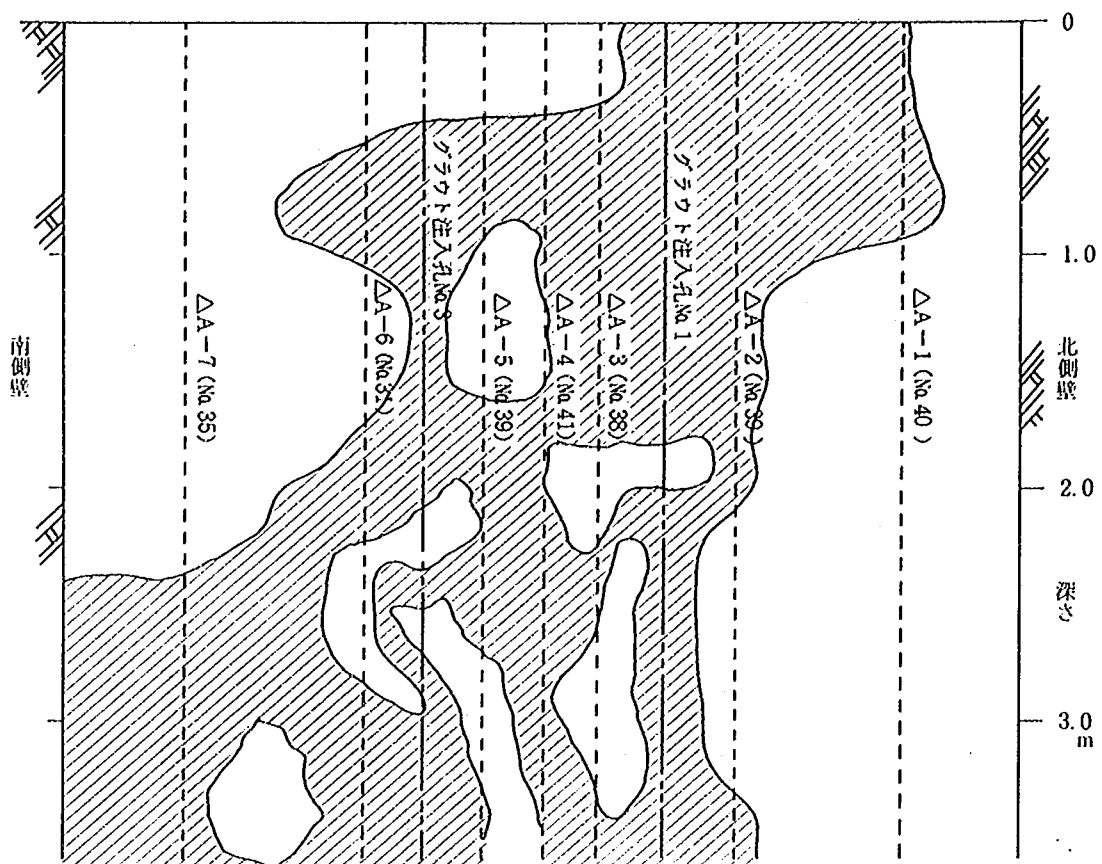
写真—5.1.2 簡易回転ペーンせん断試験



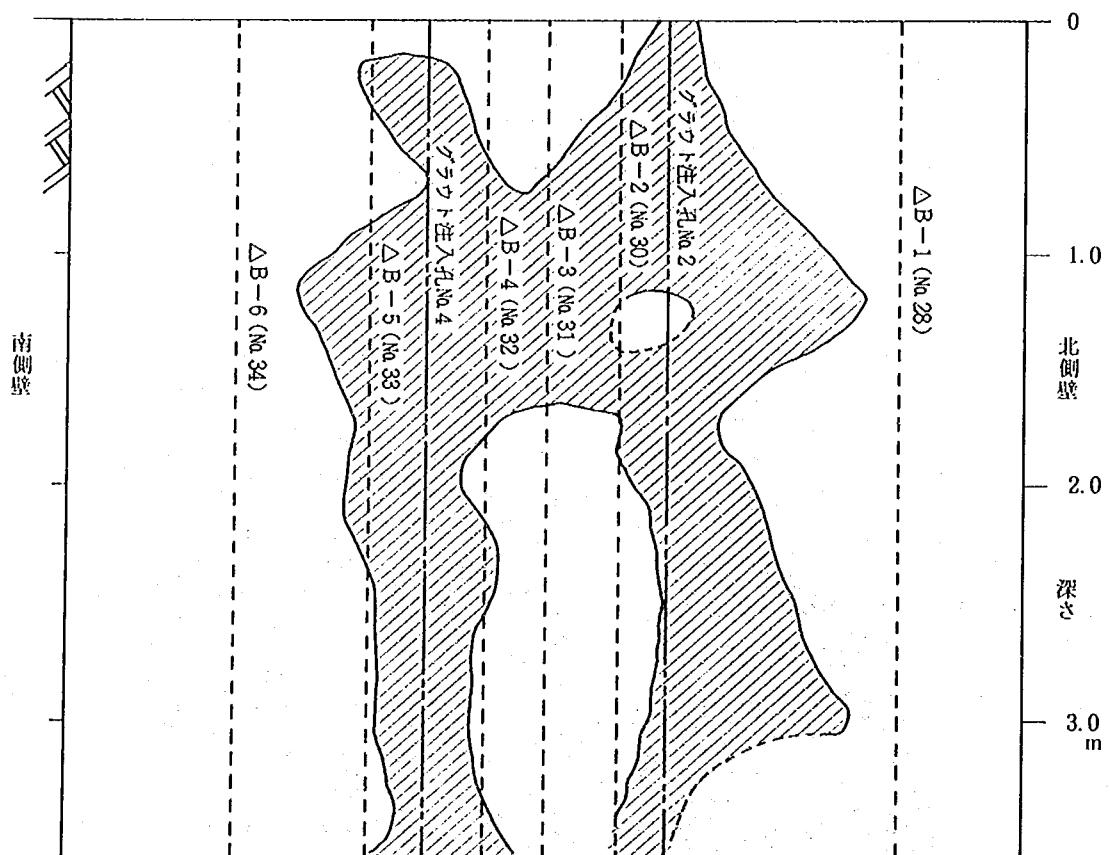
写真—5.1.3(a) 固結物の形状分布(1)



写真—5.1.3(b) 固結物の形状分布(2)



図—5.1.11(a) A 列ゾーン固結物の分布



図—5.1.11(b) B 列ゾーン固結物の分布

2) 固結強度

① 簡易ベーン試験結果

図-5.1.12 は、掘削しながら固結物の分布を確認した位置で簡易ベーン試験を実施した結果の一例である。この試験は、一応押し付け力でせん断面に対する垂直応力を調整できるようになっている。固結物が局部的に分布している場合が多く、各垂直応力毎に 1~2 cm 削除する方法で行なっているため、結果的に 10~15 cm 程度削除することになった。この間に固結物が一様に分布している訳ではないので、試験結果は大きくバラつくものとなった。図中標識番号 () 内の 3 数字は、深さ、北側壁、西側壁からの距離を m で示したものである。例えば、(1.7, 1.7, 1.9) は、深さ 1.7 m、北壁から 1.7 m、西壁から 1.9 m) の位置で測定したことを示すものである。

これらのせん断試験結果から求められる c と ϕ の関係を示したものが、図-5.1.13 (a), (b) である。測定結果から直線を求める場合に、勾配と $\sigma=0$ を切る位置の値との間には負の相関があることが考えられるが、全数に関する(a)図において $\phi=40^\circ$ 程度に考えると $c=0.12\text{kgf/cm}^2$ ということになり、注入による影響が反映されていると考えることができる。各結果を深さ毎に区分して表示したものが(b)図である。深度の浅いものの方が ϕ が大きく c が小さい傾向がうかがえるが、明確に傾向を断定するほどの特徴は認められない。

② 一軸圧縮試験結果

図-5.1.14 (a)~(c) は、固結体に関する一軸圧縮試験結果である。(a)図は、 q_u と E_{50} との関係を示すものであるが、 $E_{50}/q_u \approx 50 \sim 200$ 程度である。(b)図は、供試体の採取深さと q_u との関係を示したものである。供試体の採取が数多く行なわれた深さ 1.2 m では巾広いバラつきを示すのに対して、それ以外の深さについて見ると、深さとともに大きな圧縮強度が発現する傾向が認められる。これらの全体をまとめて圧縮強度に関する頻度分布として示したのが、(c)図である。この図によると、強度に大きなバラつきはあるものの、全体的には $q_u=0.9 \sim 1.0\text{kgf/cm}^2$ の範囲に良く集中して測定されていることがわかる。

(3) 各計測値の相関性

1) 既往のサウンディングとの対比

固結物の分布も含めて、地盤土の強度分布を簡便に調べる方法として各種のサウンディング方法がすでに利用されている。これらの中から薬液注入による固結物の分布状況を調べる目的に利用可能な方法として、スウェーデン式サウンディングおよび土研式貫入試験をとり上げ、これらの試験方法と直接対比する測定を行なった。

図-5.1.15 (a), (b) には、上記 2 試験と対比できる三角錐コーン回転貫入試験の配置状況を示す。土研式貫入試験のうち、1 地点 ($qc=0$) だけは、地盤造成直後に実施したものであるが、これ以外のすべての試験は薬液注入の後に行なったものである。このため、スウェーデン式サウンディングは、比較的浅い段階で貫入不能となり、測定できたものが 2 地点であり、貫入試験と対比できるものがこのうちの 1 地点のみであった。

図-5.1.16 は、スウェーデン式サウンディングの結果と近くの三角錐コーン回転貫入試験の結果とを対比して示したものである。深さに対する貫入抵抗の分布の形で示しているが、横軸即ち貫入抵抗のスケールは適当に設定したものであり、絶対値で比較することはできないが、深さに対する分布性状としては、一応対

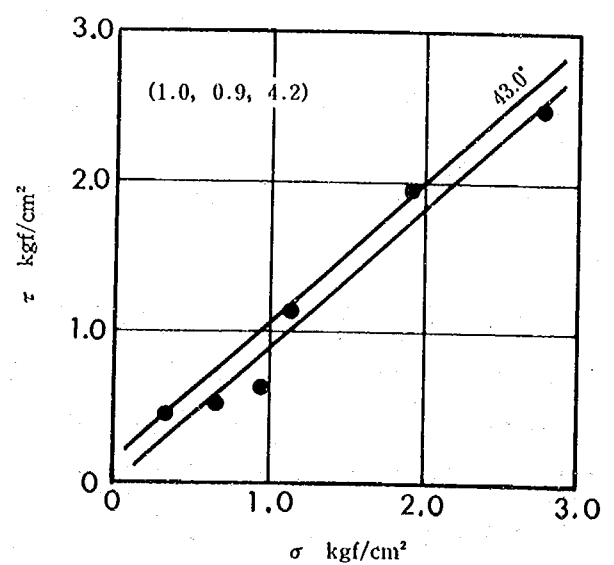
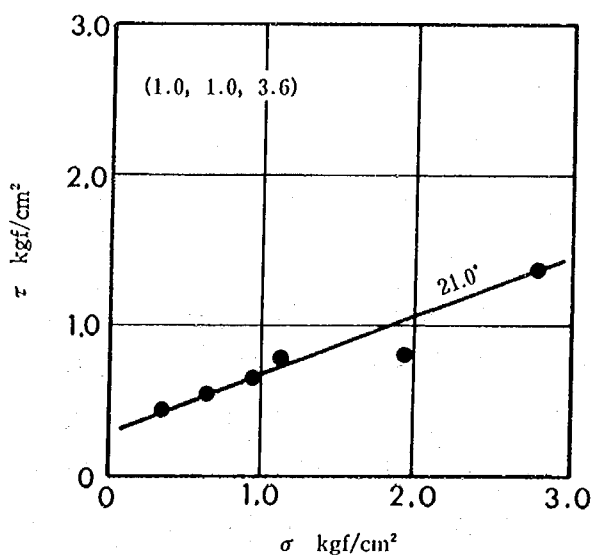
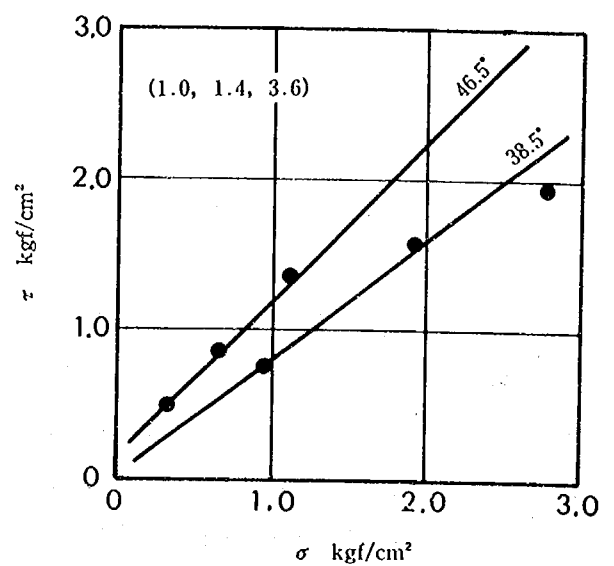
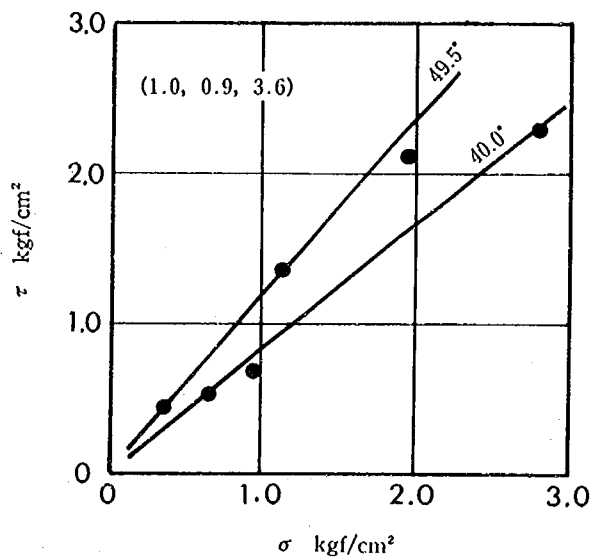
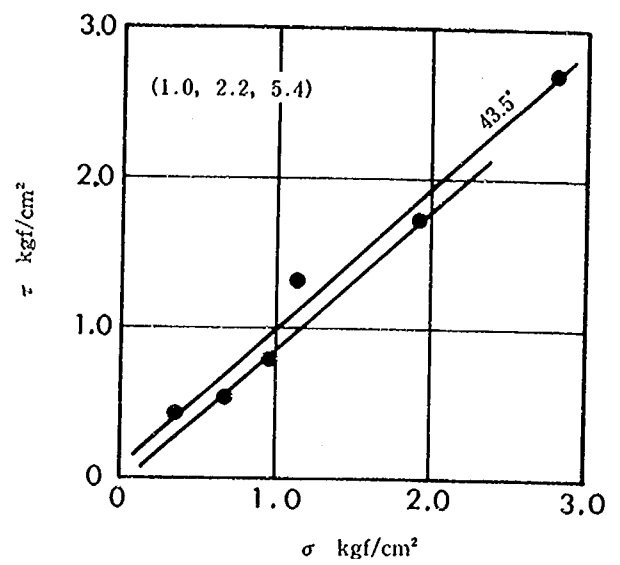
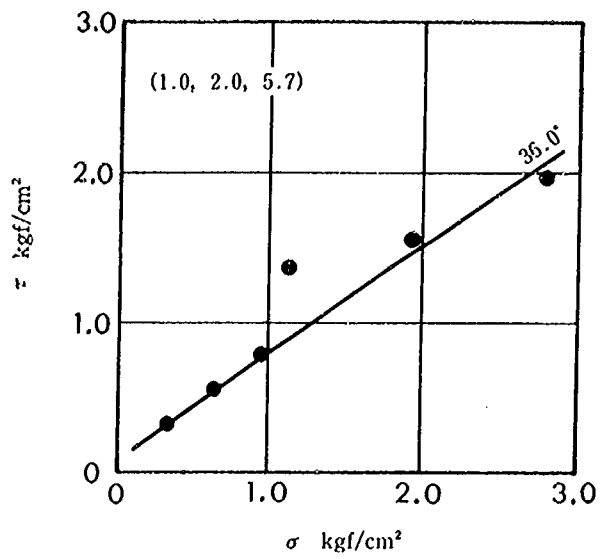
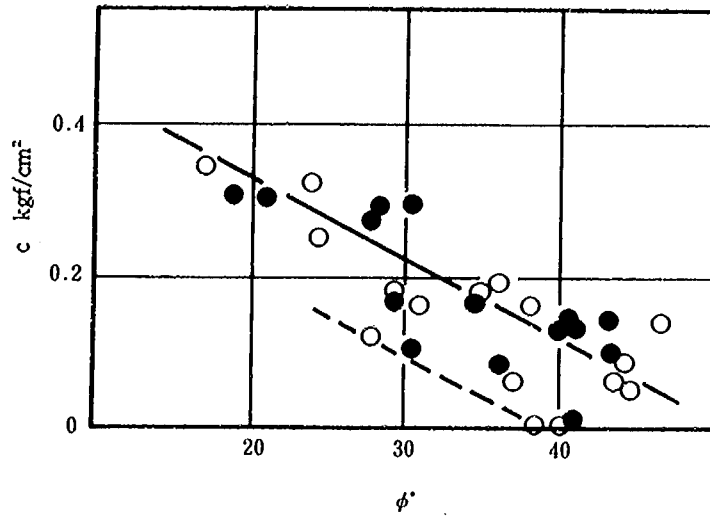
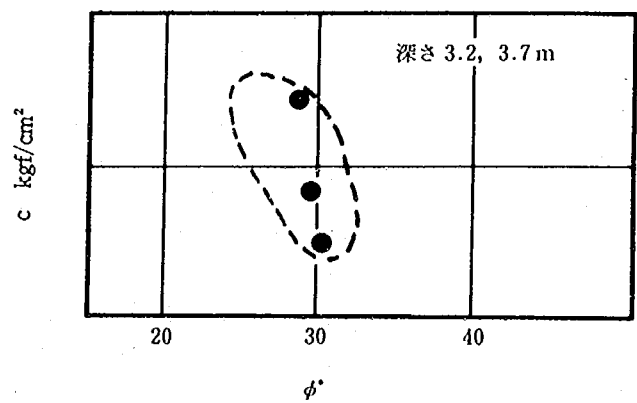
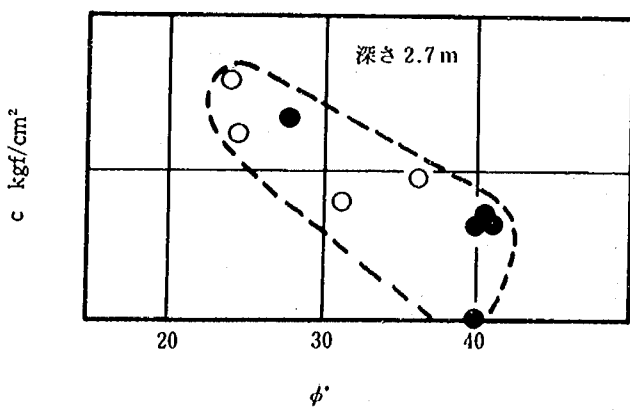
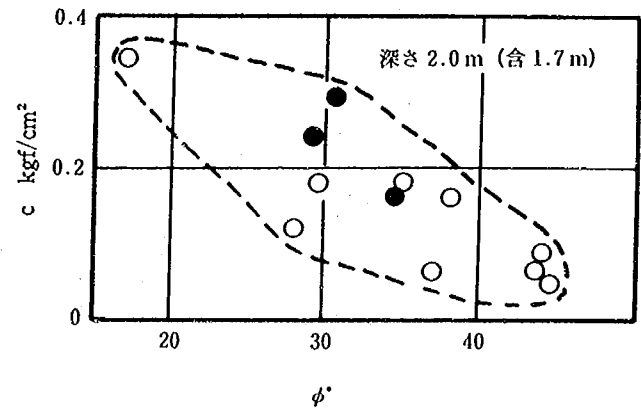
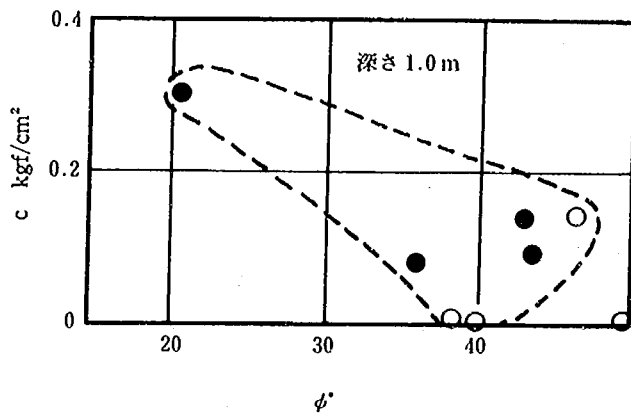


図-5.1.12 簡易ベーン試験結果例

- : 試験結果1組の c , ϕ が求まるもの
- : 試験結果2組以上の c , ϕ の可能性が考えられるもの

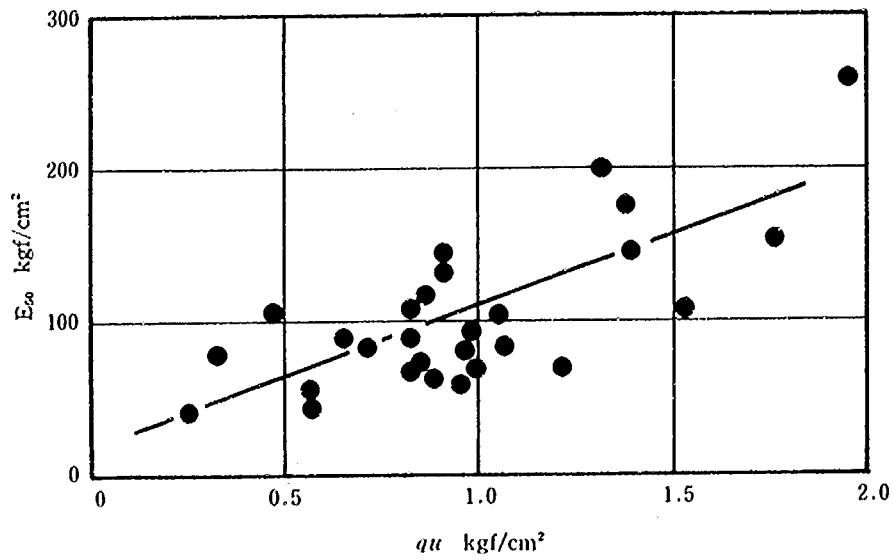


(a) 全 数

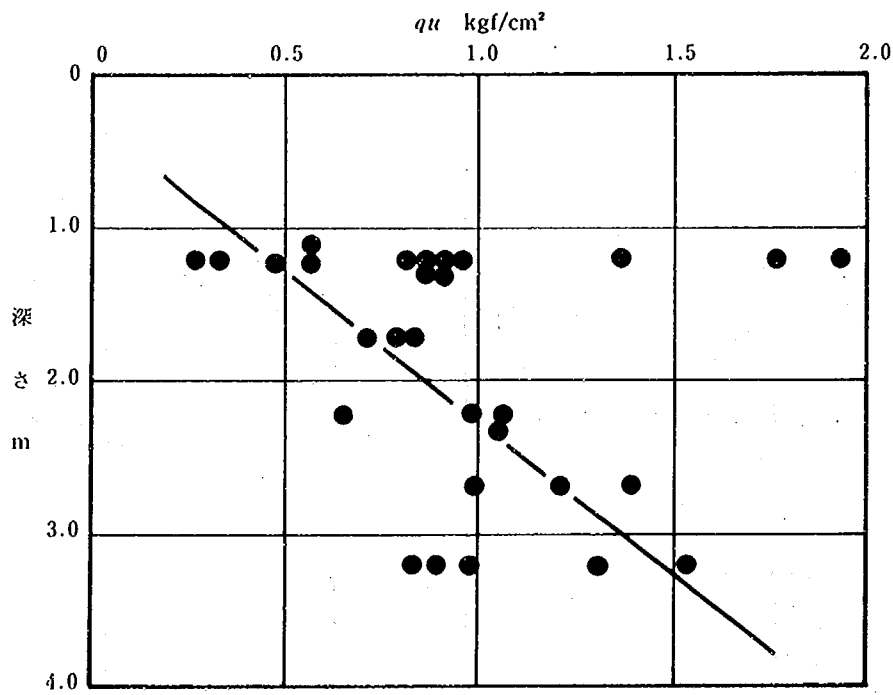


(b) 各 深 度 別

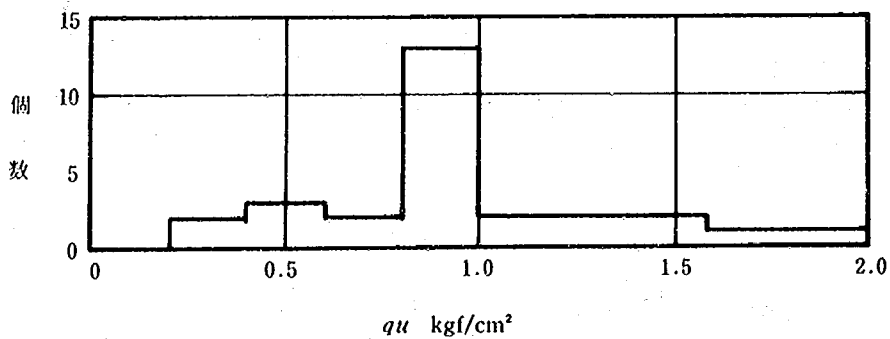
図—5.1.13 簡易せん断試験より求めた固結土の c , ϕ



(a) q_u と E_{50} の関係

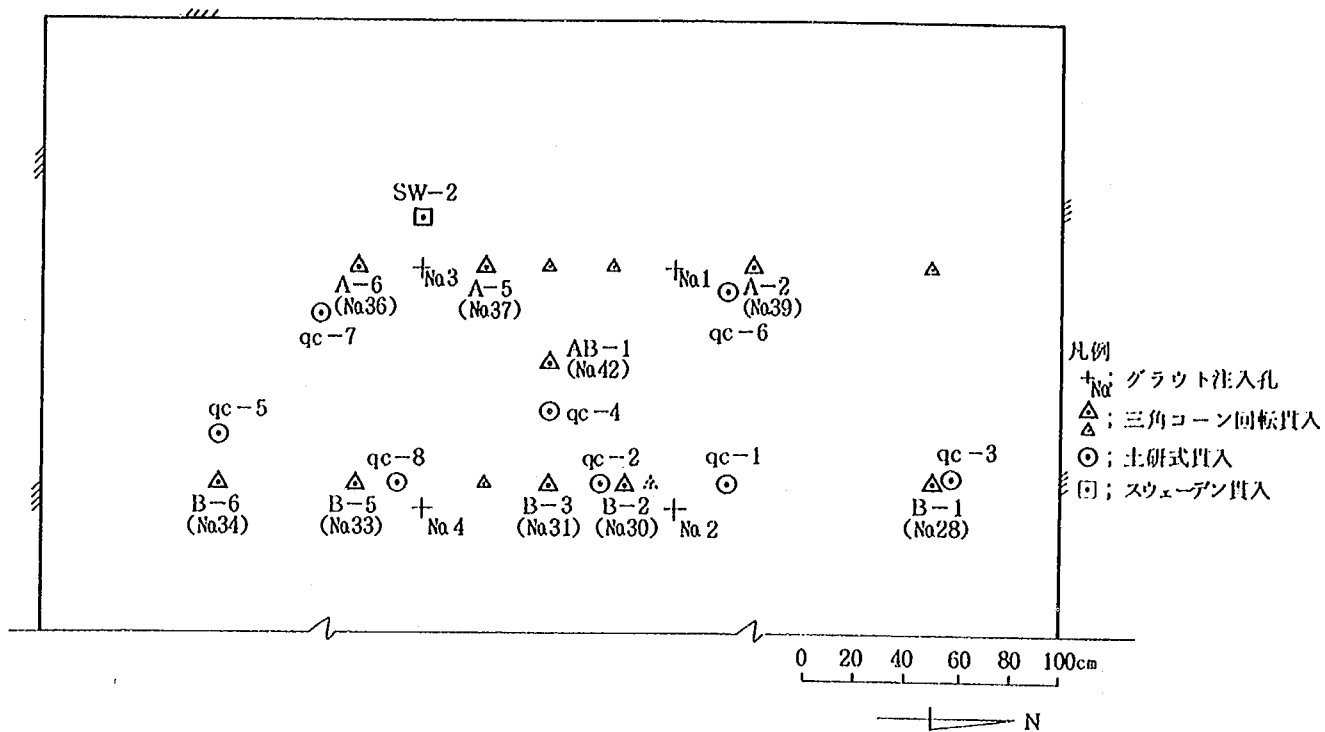


(b) q_u と 深さ の関係

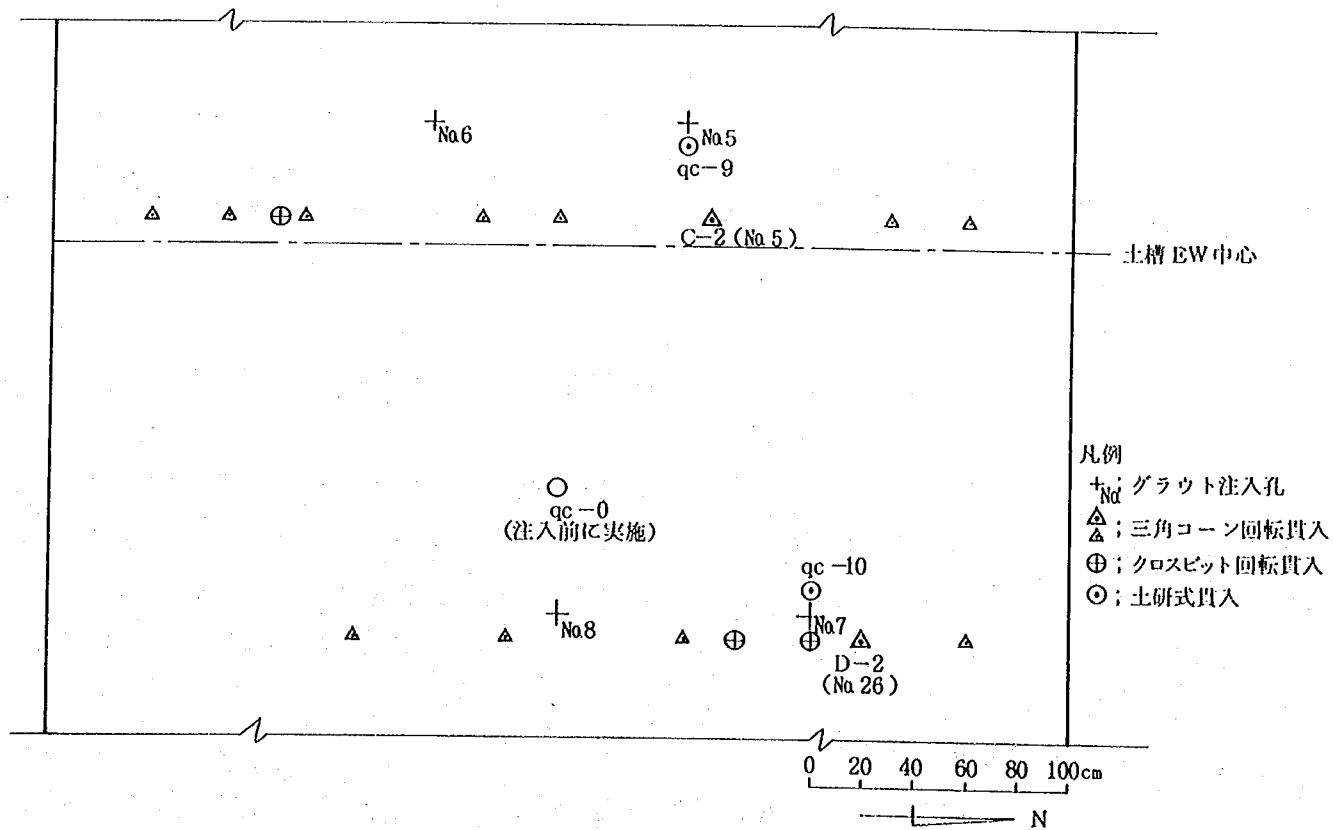


(c) 強度 分布

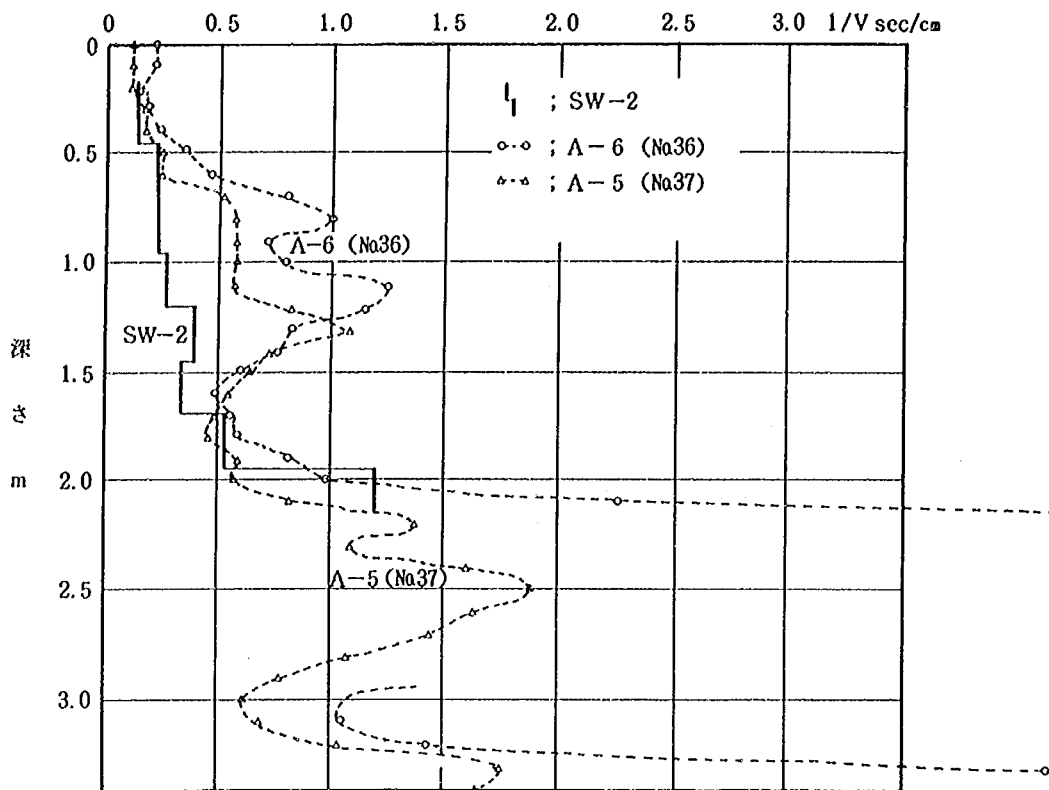
図-5.1.14 固結体の一軸圧縮試験結果



図一5.1.15(a) 回転貫入試験と他のサウンディングとの相対位置図 (1)



図一5.1.15(b) 回転貫入試験と他のサウンディングとの相対位置図 (2)



図—5.1.16 三角錐コーン回転貫入とスウェーデン貫入試験の関係

応した変動を示していることが読める。

図—5.1.17 (a)～(c)は、それぞれ近接して実施した試験において、深さに対する土研式貫入試験による N と三角錐コーン回転貫入の貫入速度の逆数 $1/V$ との関係を示したものである。また、図—5.1.18 は、 N と $1/V$ の関係を示したものである。この図で見ると N 値に比較して硬い地盤で特に大きく変動する特性を持った相関性を示すことがわかる。

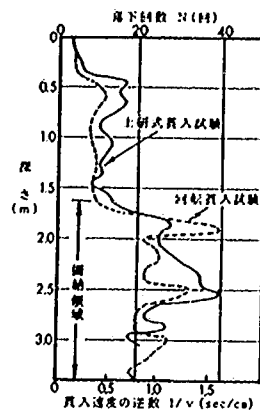
これらの結果より次のことが言える。

- ① 土研式貫入試験結果と比較して全然関連性のない抵抗分布を示す例も有るものの、相対的に小さい抵抗値で高い相関性が有るものと認められる。
- ② 三角錐コーンの回転貫入では、土研式貫入で落下回数 $N=20\sim40$ 程度以上越える範囲で特に大きく測定値が変動を示し、試験地盤のわずかな不均一さに対して過敏な反応を示す状態となる。なお、後述のように設定油圧を大きくすることによって、このような状態となる限界を上げることができる。
- ③ スウェーデン式サウンディングを適用できないような硬い地盤に対しても三角錐コーン回転貫入は容易に適用できる。

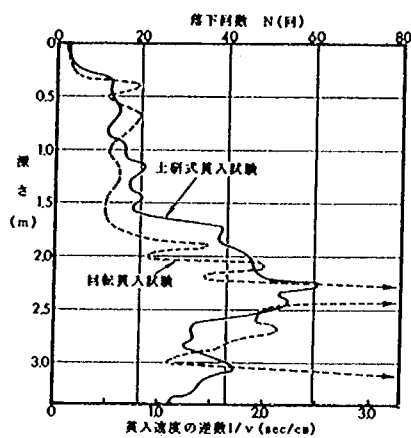
2) 回転貫入測定値相互の関係

ここでは、回転貫入試験で測定した①貫入変位(貫入速度の逆数として整理している。)②推力、③電流(回転トルクに替えて扱う。)の3項目相互の関係について比較検討を行なう。

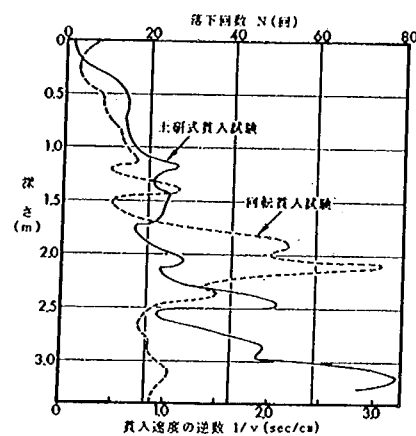
図—5.1.19 は、A 列および B 列での試験における貫入速度および推力の測定値から、速度の逆数(貫入抵抗と称す)と推力との関係を各試験列ゾーン毎に示したものである。A 列、AB 列、B 列、D 列は、推力用



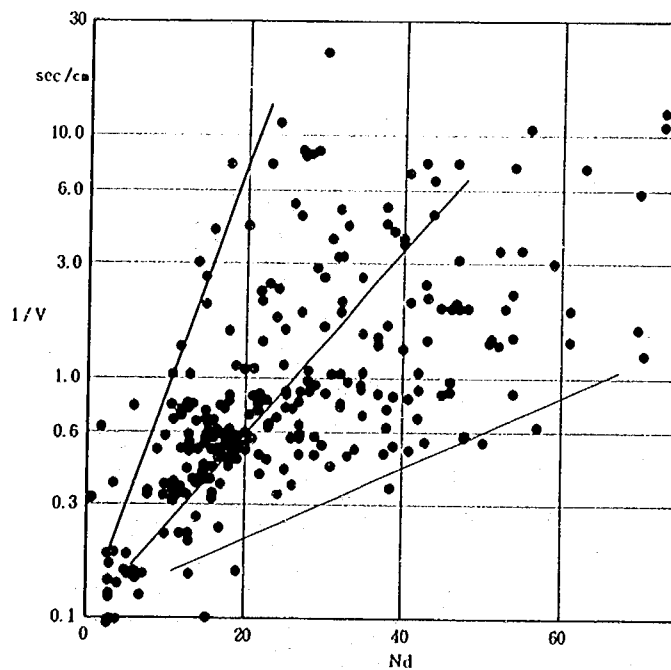
図—5.1.17(a) 回転貫入試験と土研式貫入試験との対応例(1)



図—5.1.17(b) 回転貫入試験と土研式貫入試験との対応例(2)



図—5.1.17(c) 回転貫入試験と土研式貫入試験との対応例(3)



図—5.1.18 $N \sim 1/V$ の関係

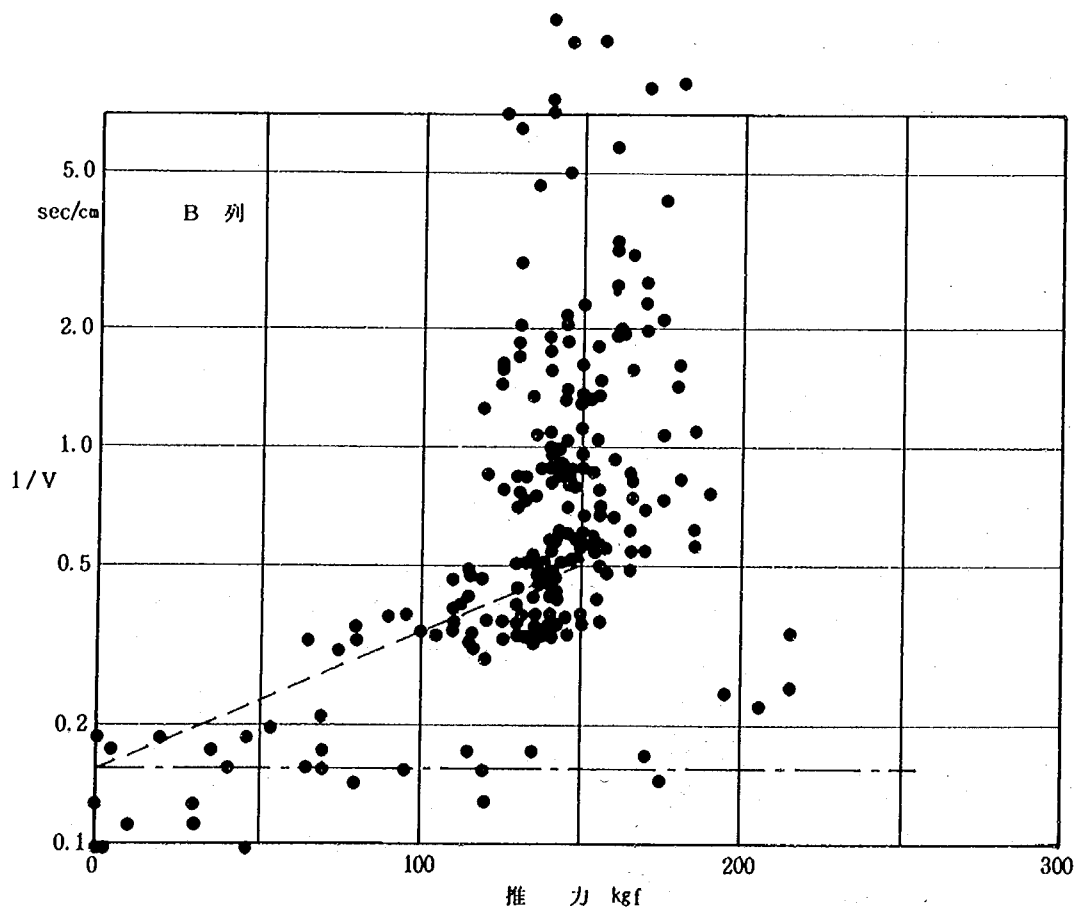
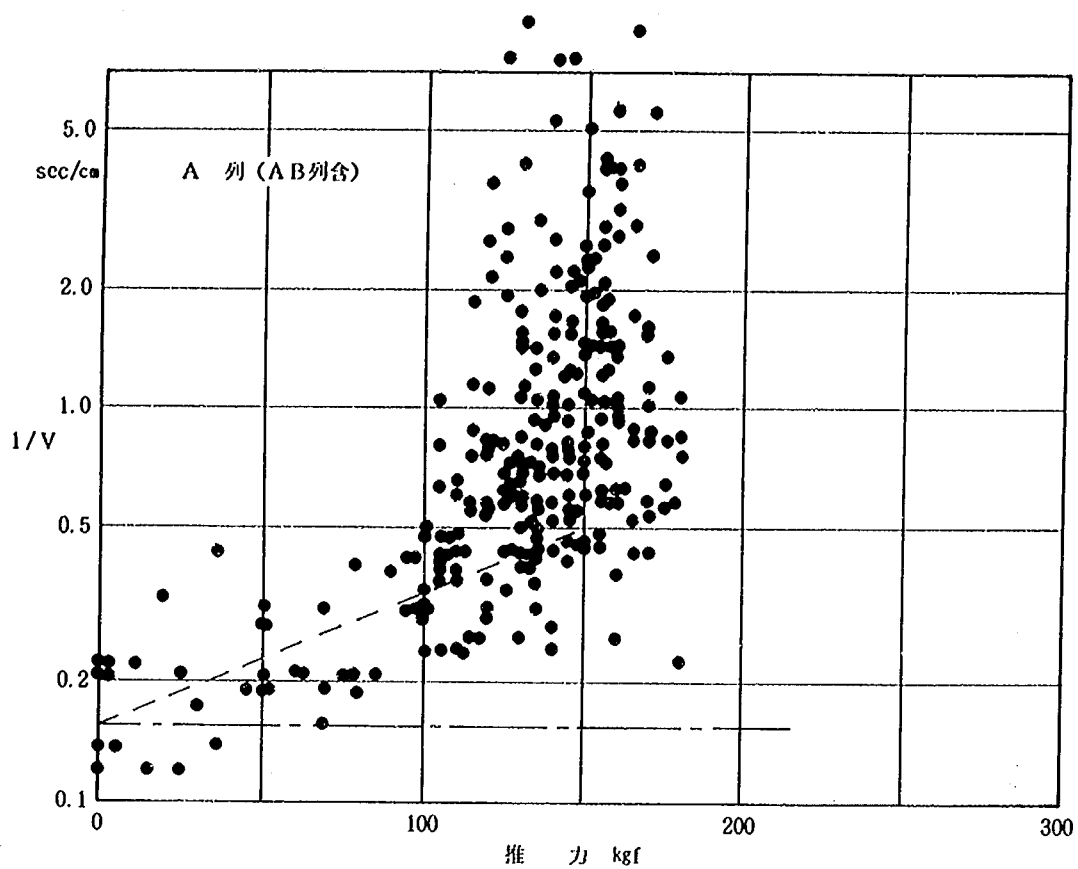


図-5.1.19 $1/V$ と推力との関係例

油圧 $P=5\text{kgf/cm}^2$ に調整しており、この場合の推力は最大で 150 kgf 程度 ($110\sim 190\text{ kgf}$) を加力し得る条件になるが、推力がこれより小さい範囲では抵抗の増大に応じた推力の増大が認められるのに対し、推力が最大値に達した後は貫入速度が急激に小さくなり見掛けの貫入抵抗が増大することになる。

このことは、設定油圧 $P=10\text{kgf/cm}^2$ に調整して貫入している C 列、E 列の場合に最大推力が 300 kgf 余りになることになり、この試験の固結強度のレベルである $q_u \approx 1.0\text{kgf/cm}^2$ 程度の地盤では、ほとんどの場合に最大推力に達することなく貫入が進行している。図中に貫入抵抗がない空中で回転貫入したときに見られる見掛けの貫入抵抗 (0 点として補正すべき量) を———で示し ($1/V=0.156$)、A、B 列で見られる分布から代表分布位置を……で示した。

また、図—5.1.20 は、推力と測定電流との関係を示したものである。なお、電流値は、記録紙上の振れ巾を目盛で読み取ったものであり、電流への変換はしていない。また、モーターを回転して油圧を設定値でフローさせた状態で、回転を 94 rpm 、油圧 $P=5\text{kgf/cm}^2$ の場合に 1~4 目盛概略 3 目盛程度の電流が流れるので、この状態を基準として後の貫入に伴う変動量を読み取ったものである。このため、基準値に対して負の電流が流れるような結果になった場合もある。

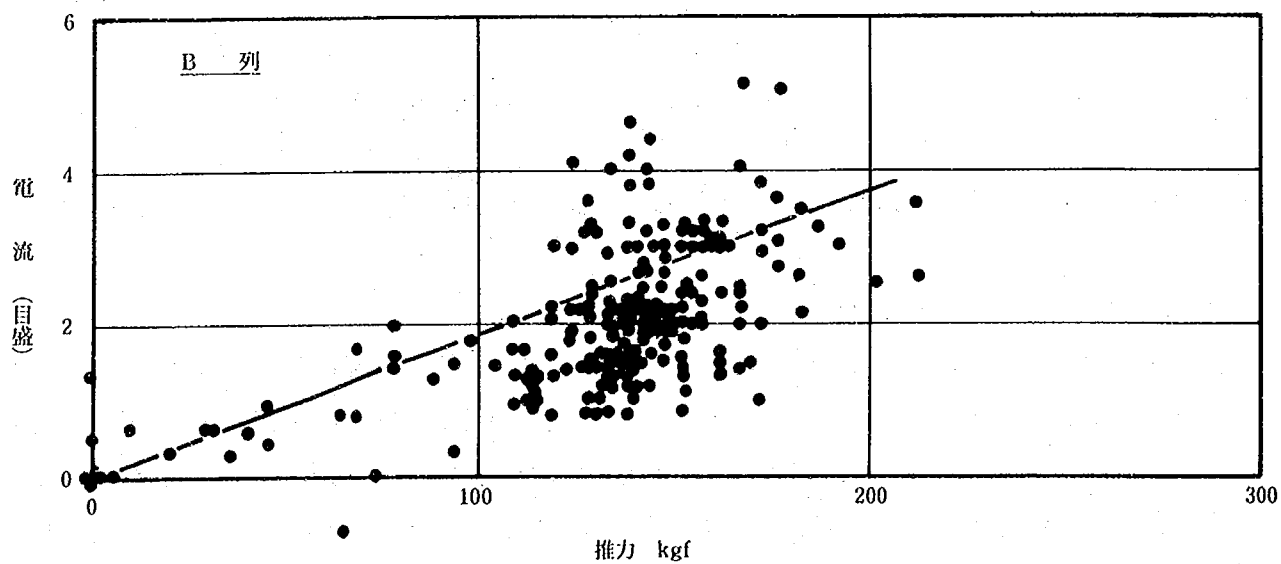
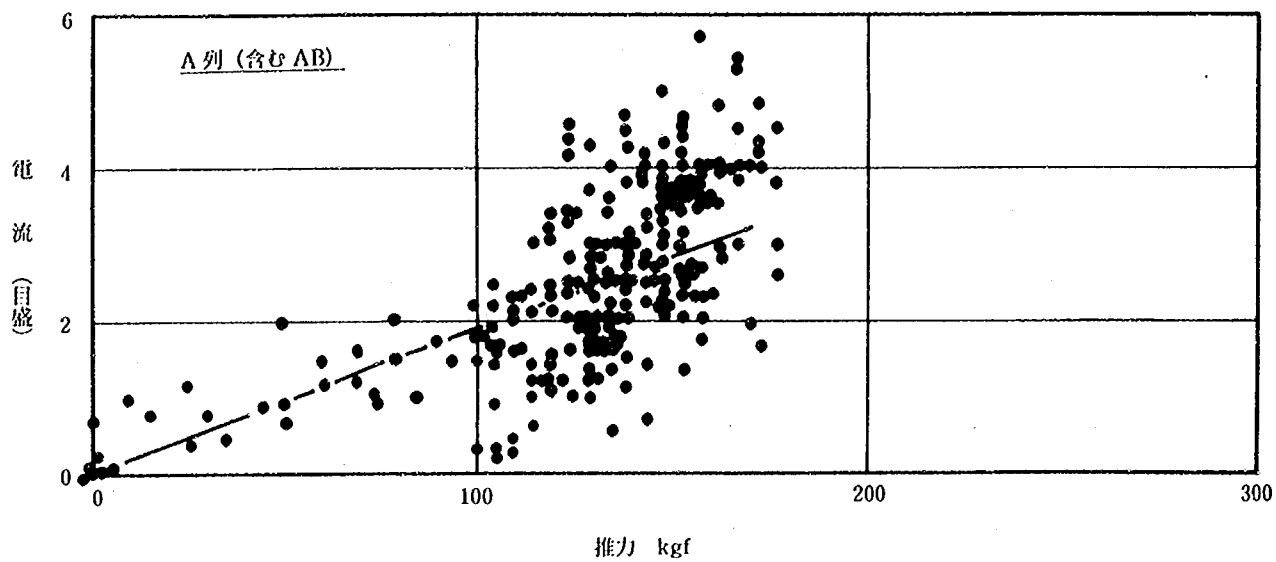
ここで測定された電流値を回転トルクと解釈すると推力との関係は、推力が最大値に達するまでの間に於いて、設定油圧に関係なく一定の相関性を示すようである。

図—5.1.21 (a)~(c) は、見掛けの貫入抵抗値 $1/V$ と電流即ちトルクとの関係を各試験ゾーン毎に示したものである。(a)、(b) の 2 図の関係から想定されるように、設定油圧に応じた相関性を示すことが見れる。基準値の設定方法に問題があるものの、この相関図で左上に特に離れて分布する測定値は見掛けの貫入抵抗が大きいのにトルクが小さいと云うことで礫等に先端が当って空廻りしている状態を示すことになり、データの有意性の判定に利用できそうである。同様に、右下に離れたものは、割合に貫入しやすいが回転が困難ということと地盤の圧縮性に関係することが想像される。

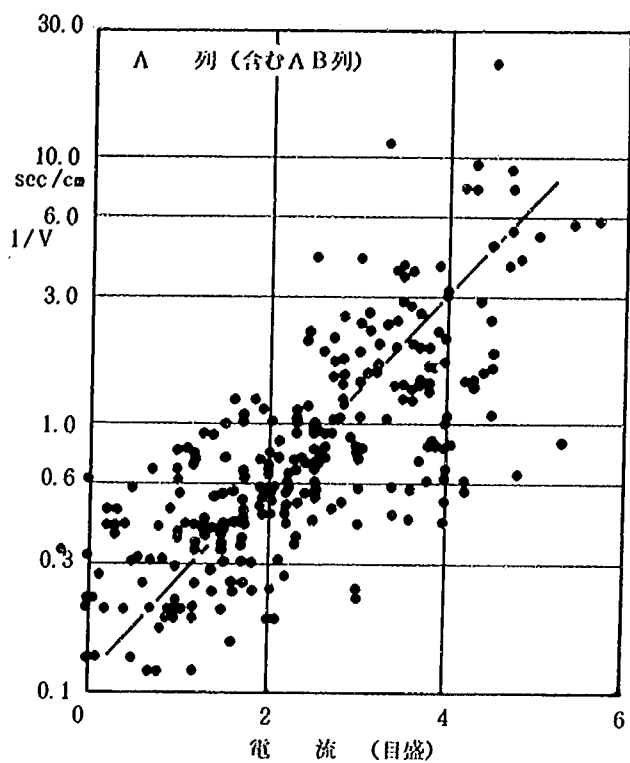
地盤土がゆるい LS シリーズでは、特に回転数の遅い場合に見掛けの貫入抵抗が大きく測定される傾向がよく現われている。

(4) 貫入抵抗と固結物の分布の関係

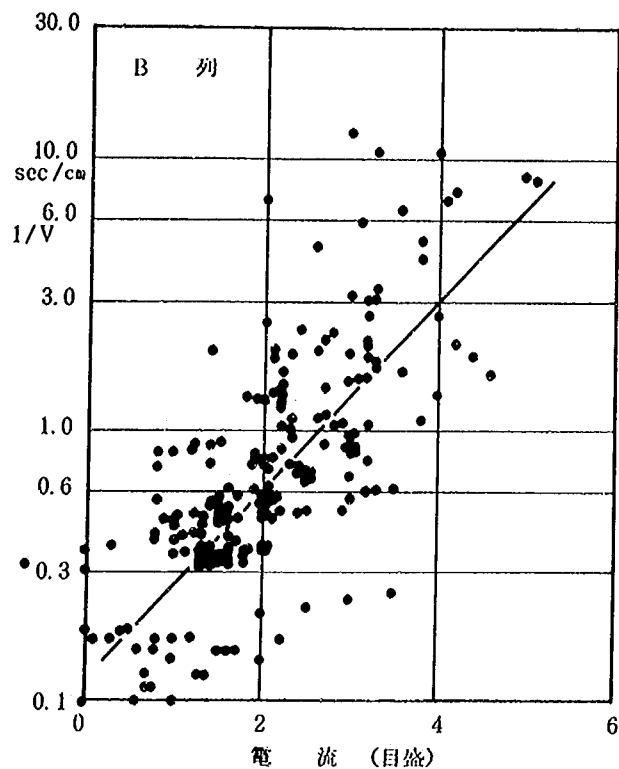
掘削によって観察された固結物の分布に対して、三角錐コーン回転貫入の見掛けの貫入抵抗値 ($1/V$) の大きさとの関係を調べるために、見掛けの貫入抵抗値を大きさに応じて 3 段階に区分し、その分布と観察による固結物の分布とを対比して示したのが図—5.1.22 (a)、(b) である。なお、抵抗の区分は、便宜的に $1/V=0.5$ および 1.0sec/cm に設定したものである。A 列ゾーン、B 列ゾーンそれぞれについて見ると、固結物の分布とほぼ一致する部分と全く違う部分がある。ただし、観察による判定が図に示される程明確なものではない点を考慮すれば、概略的な固結土の分布性状は示していると考えてよいようである。なお、見掛けの貫入抵抗値が深さとともに大きくなる傾向のあること、約 2 m 余りの深さに地盤土の硬い部分があること、等を定量的に補正できる程度の測定結果の精度が確保されている訳ではないが、これらの点を考慮すると、抵抗値で推定される分布と観察結果の違いをある程度説明できるものが多い。



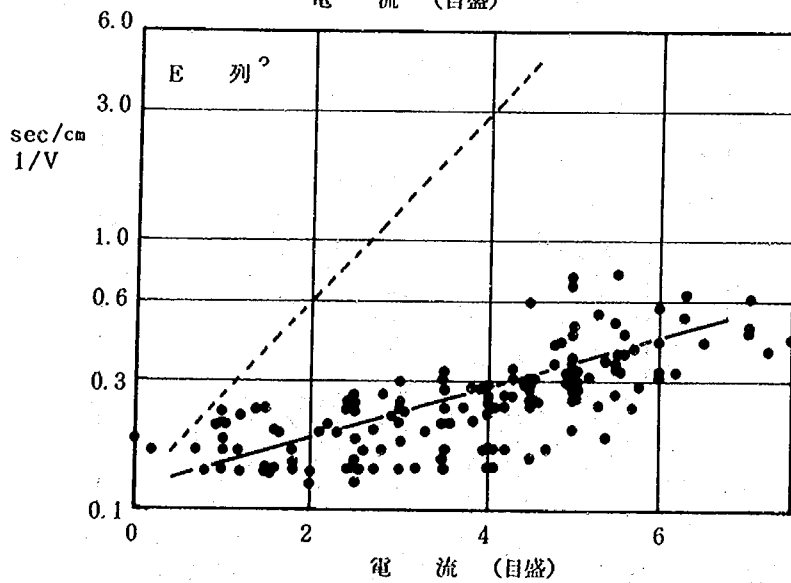
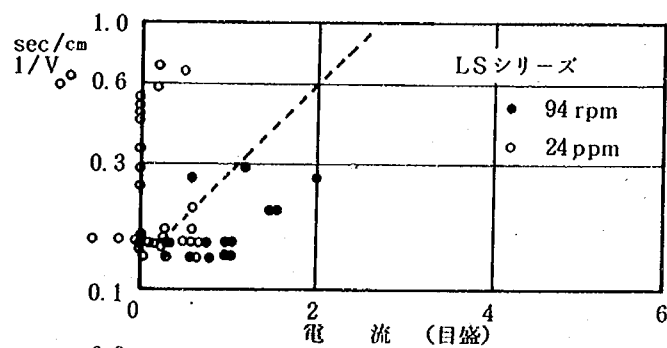
図—5.1.20 電流値と推力の関係



(a)

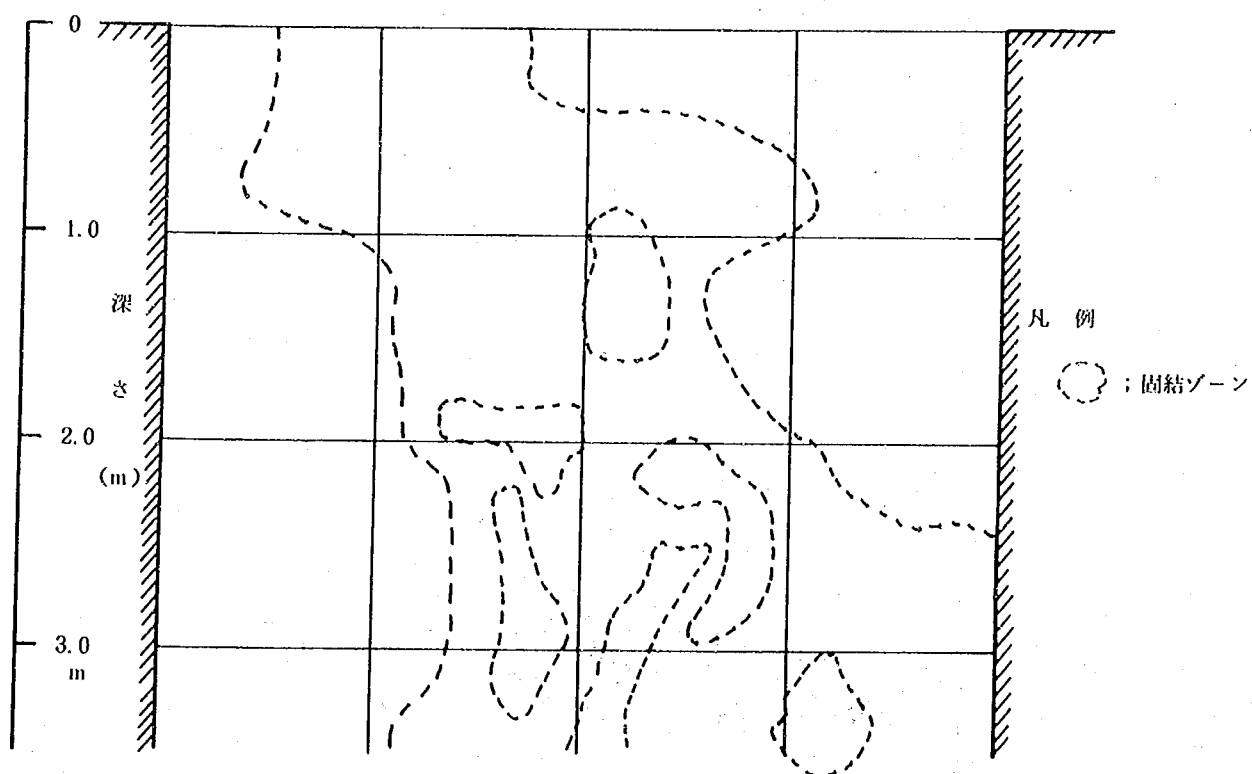
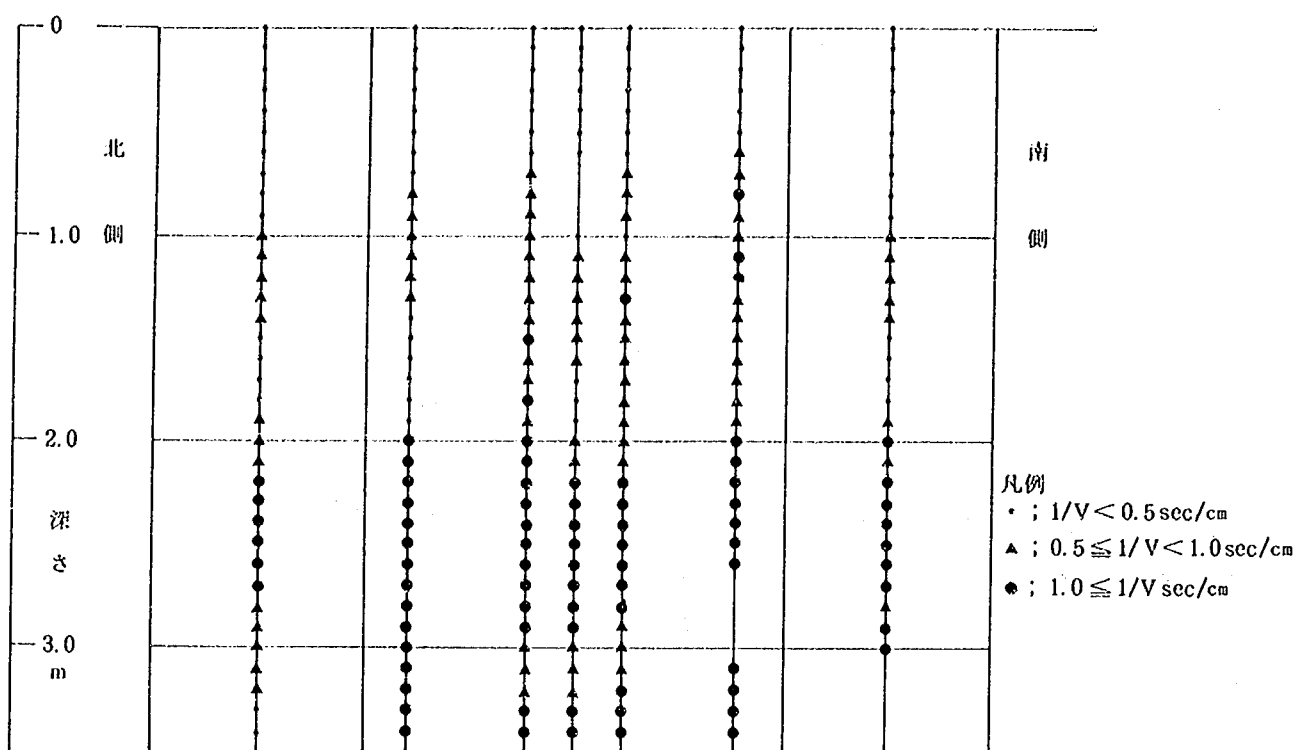


(b)



(c)

図-5.1.21 電流値と $1/V$ の関係



図—5.1.22(a) A列ゾーンの貫入抵抗と固結物の分布

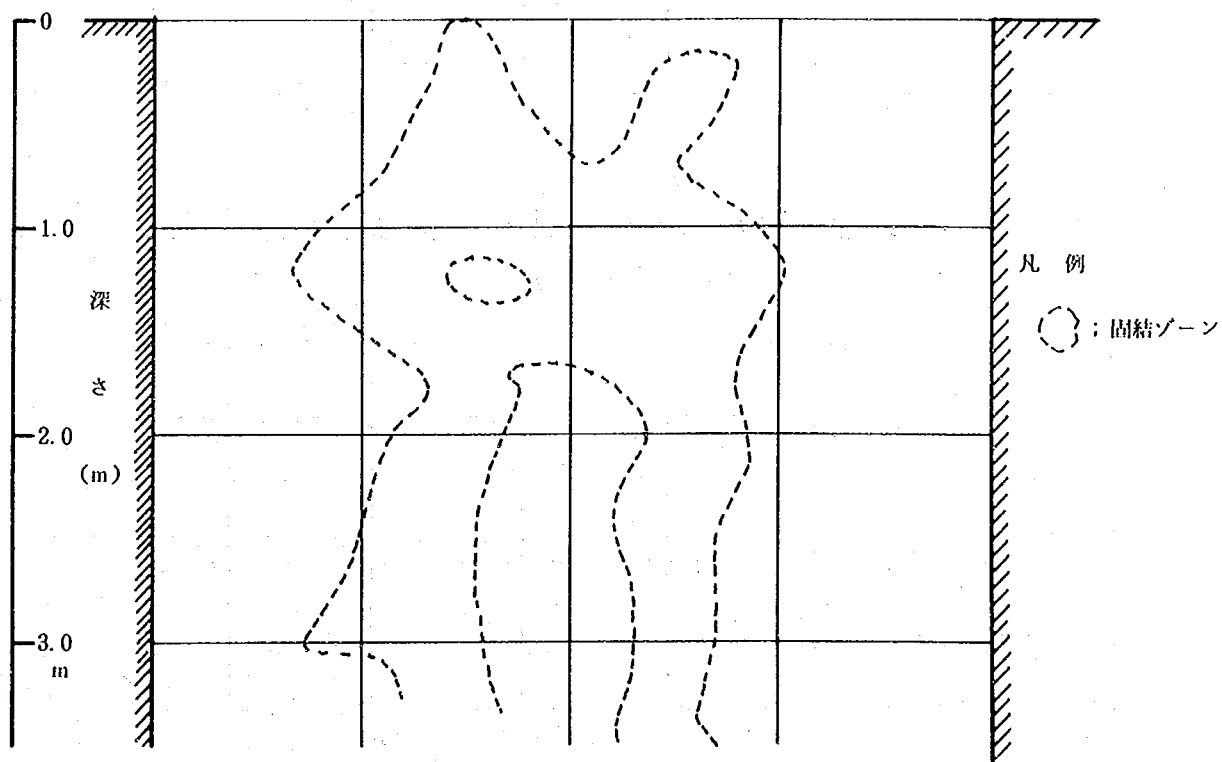
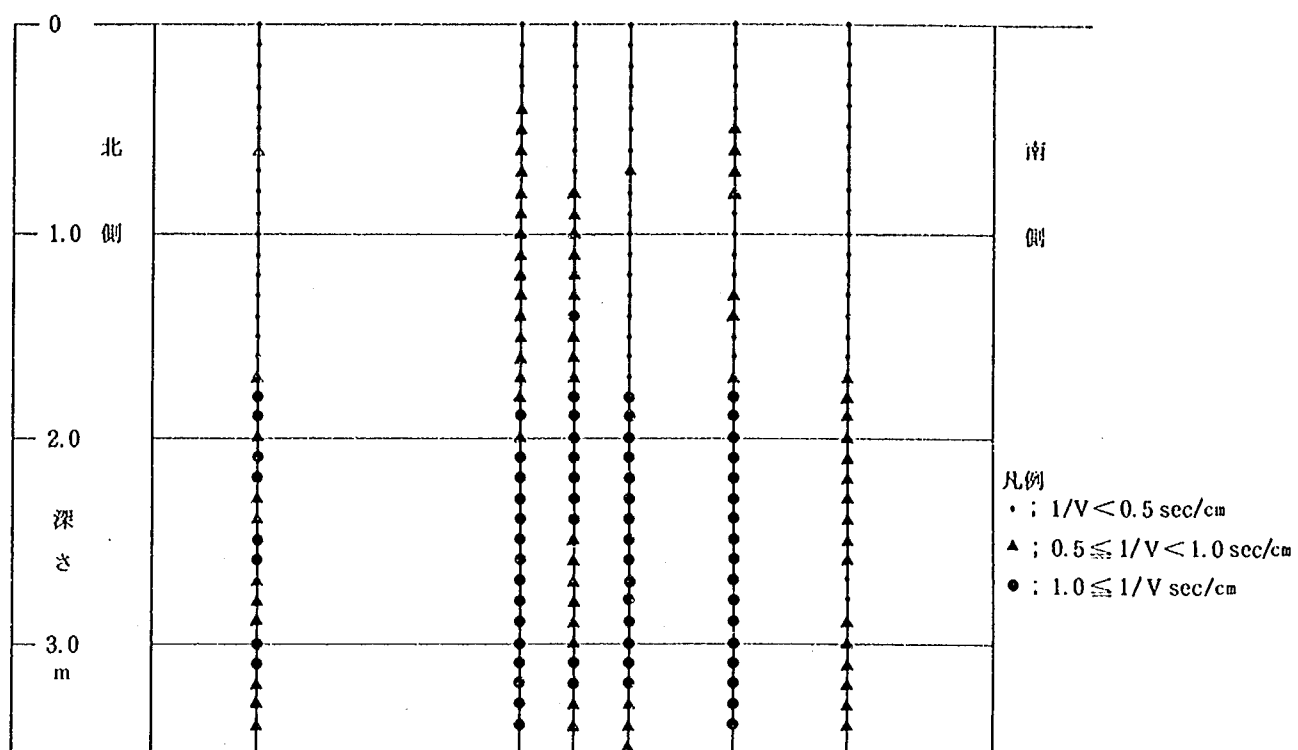
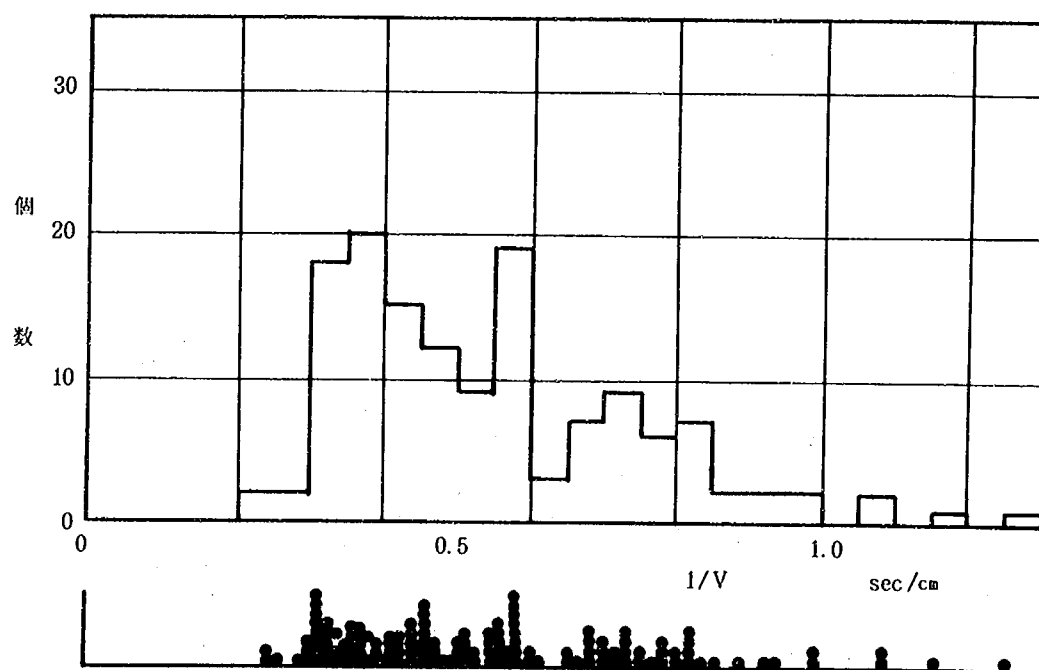


図-5.1.22(b) B列ゾーンの貫入抵抗と固結物の分布

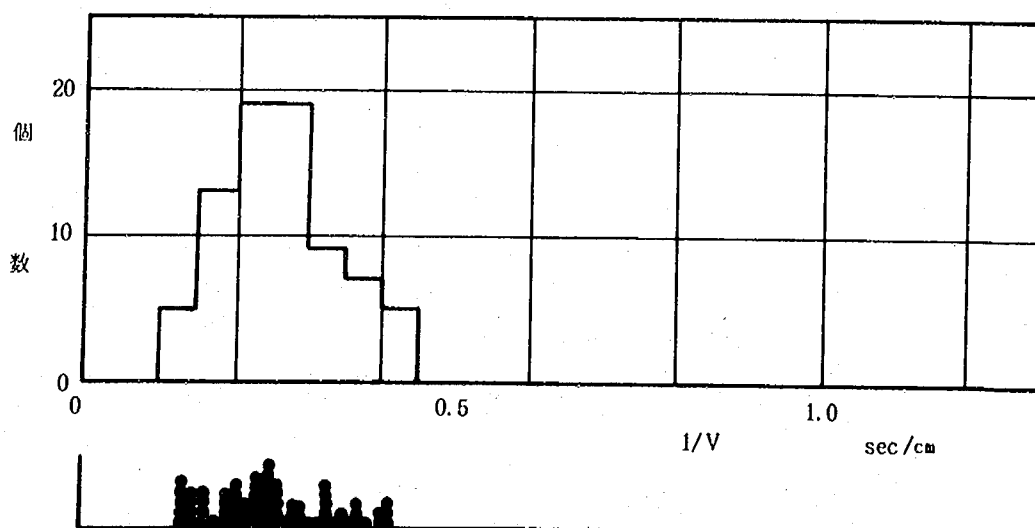
(5) 推進力用油圧 (P) による影響

推進力を発揮させるジャッキ用油圧は、数回の試行の結果、ほぼ実用上利用できる速度で回転貫入できる最小値ということで $P=5\text{kgf/cm}^2$ を基準油圧と設定して回転貫入試験を実施した。回転貫入ができなくなると一時的に P を増大させたものでもある。なお、この油圧の影響を調べるために、最初から $P=10\text{kgf/cm}^2$ で実施しているものもある。途中で増圧した場合は、増圧前がほとんど回転貫入不能であるのに対して増圧後は、割合に早い速度で回転貫入している。このことは、設定油圧に応じた地盤強度に対する本試験の適用性に限界のあることを意味している。

図-5.1.23 は、造成地盤が割合にゆるい状態で一様に造成されたと考えられる深さ 0.6 m~1.5 m に関する



(a) $P = 5\text{kgf/cm}^2$



(b) $P = 10\text{kgf/cm}^2$

図-5.1.23 深さ0.6~1.5mにおける三角錐コーンの回転貫入抵抗

る三角錐コーンの見掛けの回転貫入抵抗値 ($1/V$) の測定結果を示したものである。(a)図は、A, AB, B 列で薬液注入による固結物も分布しており、測定値は、0.25~1.3sec/cm の広い範囲に分布しているが、下限値の 0.3~0.6 sec/cm の範囲にゆるい砂地盤の貫入抵抗の測定値があるものと考えられる。(b)図は C, E 列に関するもので、特に E 列は注入を行っていない部分であり、ゆるい砂地盤のデータが中心になっている。このゾーンでは、油圧を $P=10\text{kgf/cm}^2$ と高く設定しているため、測定値は 0.15~0.4sec/cm に分布しており、同じゆるい砂地盤の抵抗値として、やや異なった値を示す可能性のあることが認められる。

なお、設定油圧を段階的に変えて実施した試験として、DJM 固結体に対して行なった結果は、表—5.1.6 および表—5.1.7 に示している。これらの試験では、いずれも相当遅い速度で回転貫入されており、設定油圧に応じた定応力回転貫入試験を実施した結果になっている。このため、各試験の回転貫入速度を設定油圧に対して示したのが図—5.1.24 である。試料の不均一性を考慮しても、三角錐コーンの場合には、設定油圧が大きくなることにより速度が増大する傾向が認められないという特異なパターンを示す。

(6) 固結物強度と見掛けの貫入抵抗値との関係

図—5.1.23 (a)図に着目すると、見掛けの貫入抵抗値の分布は、0.3~0.6sec/cm の範囲に分布する集団と、0.7~0.8sec/cm に代表値があり集中度の低い集団とが合成されたものと見ることができる。

これらは、0.3~0.6sec/cm の測定値がゆるい砂地盤に関するものであり、0.7~0.8sec/cm に代表値を持つ測定が固結物に関するものと見なすならば、固結物の一軸圧縮強度の分布と対比して見ることができる。

すなわち、一軸圧縮強度の平均値、約 1.0kgf/cm^2 、最大値約 2.0kgf/cm^2 に対して三角錐コーンの見掛けの貫入抵抗値 ($P=5\text{kgf/cm}^2$) $1/V$ は、平均値で約 0.75sec/cm、最大で約 1.3sec/cm が対応することになり、装置固有の抵抗値約 0.15 sec/cm を補正して次のような関係として示すことができる。

$$\frac{\text{固結物の一軸圧縮強度 } (q_u)}{\text{三角錐コーン回転貫入抵抗 } (1/V)} = \frac{1.0}{0.6} = 1.7 \frac{\text{kgf/cm}^2}{\text{sec/cm}}$$

ただし、設定油圧等も関係することから、コーンの形状寸法等に関する影響の仕方についても未解明な点が多いので、一般的な関係として扱うためにはこれらの点の解明が必要である。

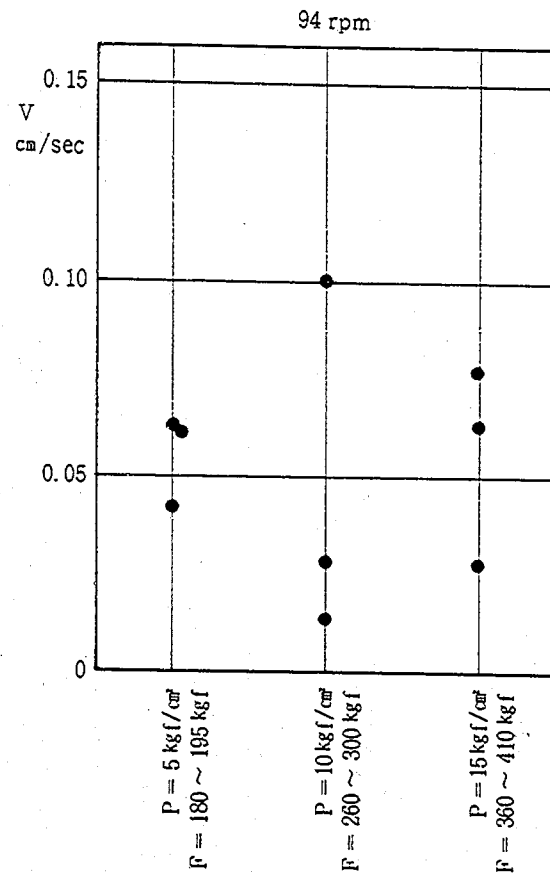
(7) 回転速度と貫入速度の関係

図—5.1.24 では、設定油圧と同時に回転速度も変えた試験結果を対比して見ることができる。三角錐コーン(a)図では概略低い回転速度のほうが貫入速度も遅い傾向が認められるものの、設定油圧の小さい三角錐コーンやクロスビットでは、その傾向を明確に認めることができない。

回転により先端抵抗体が一定量の地盤を掘削するとすれば、明確な相関性があるはずであるが、ここではそのような関係は認められない。三角錐コーンの低油圧応力 ($P=5\text{kgf/cm}^2$) や、クロスビットの少なくとも $P=5, 10\text{kgf/cm}^2$ では、刃形が地盤へ食い込むために必要な応力レベルに達していないことを示すものと考えてよいであろう。

(8) クロスビットの回転貫入試験結果

クロスビットの寸法は、地盤土の排除土量で見ると三角錐コーンと同じ条件にある。しかし、クロスビットでは先端に水を送って循環させることによってスライムを地上に排除するようになっている。そのため、試験中に送水孔が詰まってスライムの排除ができなくなると急激に大きな抵抗を示すことが認められた。こ



(a) 三角錐コーン貫入

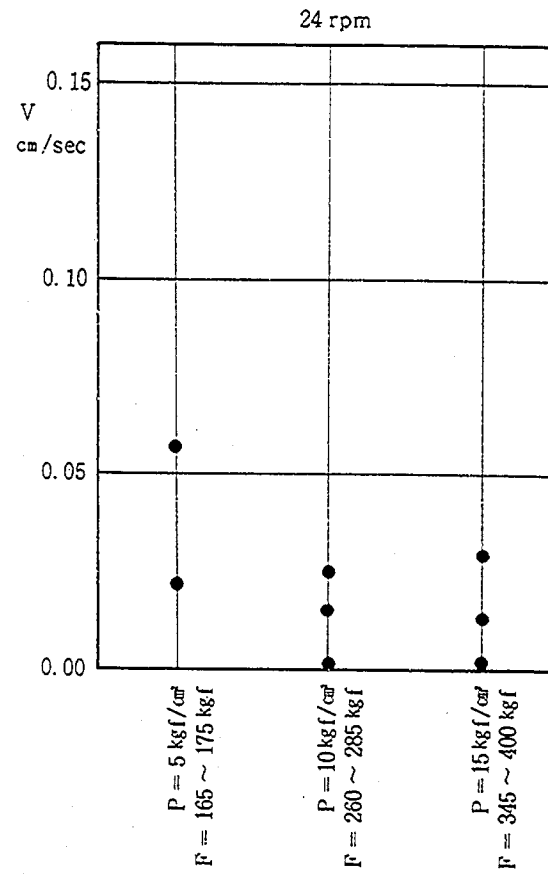
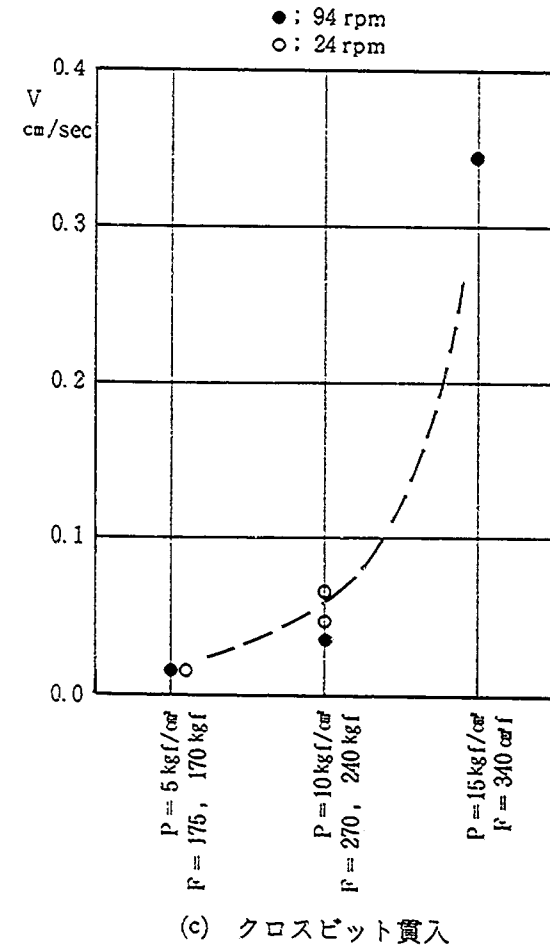


図-5.1.24 設定油圧 (定応力) と回転貫入速度



(c) クロスビット貫入

のような状況は、図一5.1.10 (a), (b)において、ストローク毎に段の付く抵抗値の分布として見ることができる。

送水が順調に行なわれた、 $D-1$ 、 $E-2$ について、図一5.1.10 (a), (b)について見ると見掛けの貫入抵抗値 ($1/V$) は、ほぼ $0.2 \sim 0.25 \text{ sec/cm}$ で深さに対してやや減少する傾向が認められる。これを同じ $P=10 \text{ kgf/cm}^2$ で行なっている三角錐コーンの E 列の結果 (図一5.1.8 (e)参照) から、三角錐コーンの場合に抵抗の絶対値で同等かやや大きい値を示すだけでなく、深さに応じて増大する傾向が認められる。このような相違は、スライムの排除機構の相違が支配的に影響しているものと考えてよいようである。

表一5.1.7 には、 DJM 固結体の中央部と周辺部でのクロスビットの回転貫入試験結果を示している。周辺部の供試体に対する一軸圧縮試験の結果では、 $q_u=21.8 \sim 39.8 \text{ kgf/cm}^2$ 、平均 32 kgf/cm^2 であった。一般に DJM 工法では中央部の強度が周辺に対してやや低く発現することが知られており、今回定量的な確認がなされていないが、試験結果からその差異を明確に読み取ることができる。また、限られた条件ではあるが、 $q_u \geq 30 \text{ kgf/cm}^2$ 程度に対しても余裕を持って適用できることが確認された。

5.1.5 大型土槽 (L-1) 実験より抽出された課題

実験土槽を用いた大型モデルによる回転貫入試験を通して、注入固結物の分布を判定することを目的とした回転貫入試験の実用化について、その有効性に連なる多くの事項が明らかになった。

しかし、幾つかの新たな問題点も浮かび上がってきた。(L-1) 実験より抽出された課題も以下に示す。

① 先端抵抗体の形式

先端抵抗体としてスライムを排除する方法によって、大きく異なる2種の形式があり、いずれも適用可能であることが明らかになった。

対象条件をさらに拡大した場合や、実現場への導入のしやすさ、耐久性や理論的な扱いのしやすさ、等を考慮の上総合的な判断によって、可能な限り早期に形式を決定する必要がある。

なお、スライムを水流で地上に除去する方法を用いる場合は、先端地盤に影響せずに排除できる方法について基本的な点から検討を行なう必要がある。

② 回転貫入方法

回転貫入を一定速度や荷重で行なうことは結果の解釈に便利ではあるが実務的に適用性を制限する点が多い。この点で、適用限界としての油圧を一定値に設定し、この範囲内で自然に速度と荷重がバランスしながら貫入する方法は実用性が高い。

このように自然にバランスする条件で貫入した場合の関係諸量の相関性については、測定要素を省略する面からも、これらの測定諸量に対する影響要因について定量的なデータを蓄積する必要がある。

③ 測定方法

これまでの小型供試体による試験および大型土槽実験においては、測定している各要素の間には、一定の相関性が認められるものが多い。このことは測定法の簡略化に有用な特性であるが、目的とする固結物の分布を判定するのに必要な情報内容を豊富にするものではない。

特に今回の試験で、トルクに替る量として測定した電流値が割合に有用なデータとして利用できる可能性が認められたこと、また測定からは除外された電氣的な特性値等から、実行可能と想定される測定項目

に対して地盤土並びに固結土の性状がどのように反映するかについて、さらに精度の高い解析を行なう必要がある。

5.1.6 大型土槽実験(1) (L-1) 実験のまとめ

今回の試験は、非常に複雑な注入固結物が分布する結果になり、実際の注入固結地盤を想定した調査貫入試験として有意義ではあったが、固結物の強度に対する諸測定値の相関性を定量化する点では必ずしも十分な結果を導くことができなかった。

以下には、大型土槽実験(1) (L-1) 実験から明らかになった主要な事項の概要を列記する。

① 三角錐コーン等の特にスライムを地上に排除しない方式の先端によっても、相当に強度の大きい固結物に対しても貫入可能である。

② スライムを地上に排除しない方式による貫入抵抗には、深さ効果の影響が含まれる。スライムを地上に除去すればこの影響はない。

③ 固結物の強度 $q_u = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の注入固結砂地盤において、固結物の分布の概要を回転抵抗から推定できる。さらに $q_u = 30 \text{ kgf/cm}^2$ 程度のセメント固結物に対しても貫入できる。

④ 貫入抵抗の定量的な扱いのためには、その適用限界を適切に設定することが必要である。

⑤ 通常、注入作業に用いる回転速度では、掘削機構によって規制される一定範囲の押し荷重を設定する必要がある。

5.2 大型土槽実験(2) (L-2) 実験

5.2.1 実験目的

前項の「大型土槽実験(1) (L-1) 実験」においては、小形模型の貫入試験によって貫入方式による探査方法に関する基礎的な特性を明らかにしたうえで、実大寸法の貫入装置を用いてモデル地盤に対する探査貫入を実施し、装置や探査方法に関する問題点の抽出を行なった。

この「大型土槽実験(2) (L-2) 実験」は、(L-1) 実験において実施した実大寸法の貫入装置による貫入実験の結果を踏まえて、装置や方法に改良を加えると共に下記の事項を重点課題として位置付け、これらの各事項の解明を中心に実施したものである。

① 注入によって改良された地盤の強度とコーンの回転貫入抵抗との定量的な相関性を解明する。

② 回転貫入に伴う回転トルクに関するデータの有効性と適用限界を確認する。

③ 回転貫入の抵抗体として、切削刃を利用することの有効性と適用限界を確認する。

④ 地盤土の電気比抵抗に係わる情報を利用した探査方法の具体化に係わる資料を得る。

5.2.2 実験概要

(L-2) 実験の全体の流れを図-5.2.1に示すが、概略以下に示すような要領で実施した。

① 試験地盤の造成

深さ×巾×長さが $4.0 \times 4.0 \times 8.0 \text{ m}$ の実験土槽に、転圧締め固めによる砂地盤を造成して模型地盤とした。さらに、上記の試験地盤上の全面に、リークを防止するための押さえ盛土を約 1 m の高さに造成した。ここに使用した砂は、鬼怒川産洗い砂である。

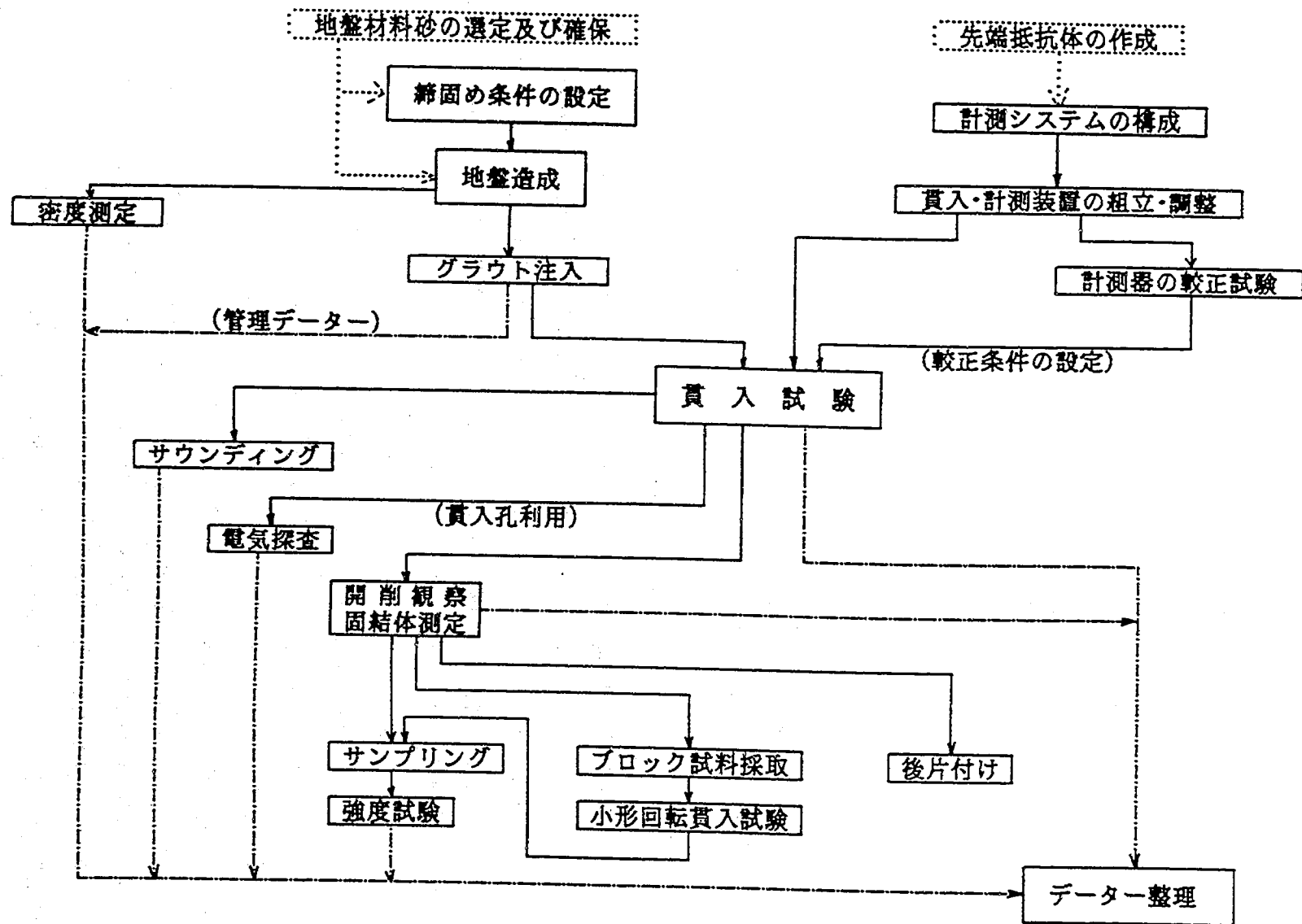


図-5.2.1 大型土槽実験 (L-2) に係わる作業の流れ

② 注 入

数種類の注入材を用いて試験地盤に注入を行なった。注入方式として、バイモード工法を用いた。

③ 回転貫入試験

注入後の試験地盤に、注入地点を基準にして、確実に固結していると思われる地点や、造成砂地盤のままにあると思われる地点等の試験地点を配置して、各地点で三角錐コーンによる貫入試験を実施した。

④ 電気比抵抗探査試験

一連の貫入試験が終了した後で、貫入孔の一部を利用して、電極を配置したパイプを挿入し、これを引き上げながら各深さで電気比抵抗を測定する方法で、電気探査を実施した。

⑤ 注入固結形状の測定

土槽中の水を排水して開削を行ない、固結物の分布状況を観察・測量するとともに、固結ゾーンからサンプリングを行なって圧縮強さを調べた。さらに一部の固結物を採取して、小形の貫入試験を実施し、固結物の圧縮強度との対比を行なった (S-3) 実験)。

5.2.3 実験方法

(1) 試験地盤

1) 地盤材料

試験地盤に用いる材料砂は、注入に適した砂を選択するために、予備的な土質試験を行ない、これらのデータに基づいて選定したものである。地盤材料砂に関する土質試験結果をまとめて図-5.2.2 に示す。

2) 試験地盤の造成

(L-2) 実験の試験地盤は、上記材料砂を用いて振動ローラにより転圧締固めで造成した。回転貫入試験は、この転圧締固めで造成した地盤に後述の注入を行なった後に実施した。試験地盤造成時の転圧および締固め基準は、土質試験結果から判断して、十分に締固めた状態が得られる条件として設定したものであり、各層 30 cm まき出しとして振動ローラ (明和 MRA-85 型) で 5 回以上転圧することとした。

表-5.2.1 は、造成時に行なった地盤の密度測定結果である。

(2) 注入による固結体の造成

造成した試験地盤上に、さらに約 1 m の盛土地盤をおさえ盛土として造成し、試験地盤の深さ約 0.5 m 以深に満水した上で薬液を注入した。注入作業の概要は以下のようなものである。

注入孔の配置及び No. を図-5.2.3 に示す。

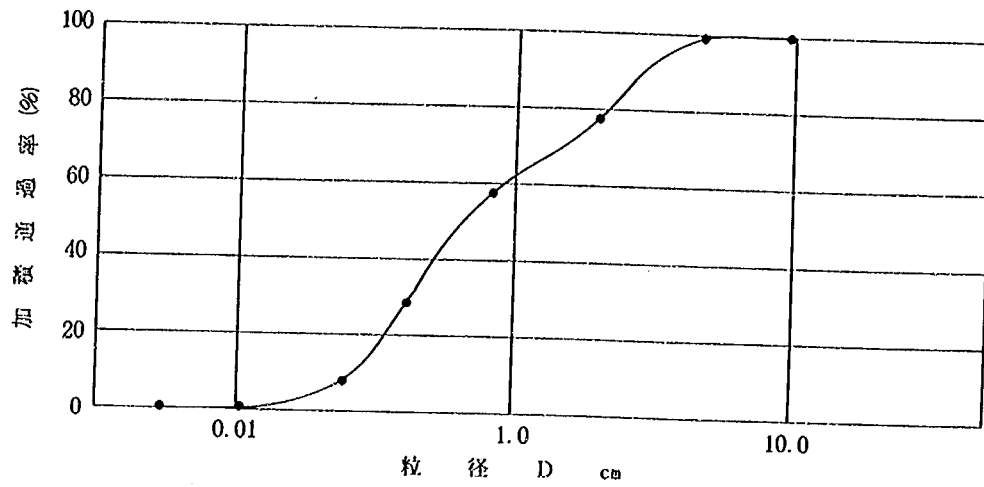
注入の順序は No.5 → No.1 → No.2 → No.3 → No.4 である。

注入は (L-1) 実験と同様に、バイモード工法によって行なったものである。注入仕様は、表-5.2.2 に示す通りであるが、No.5 のみ注入実績が 1 次注入 120ℓ、2 次注入 318ℓ で合計 438ℓ と他の条件より注入量が少ない他は、ほぼ計画通りの注入が行なわれた。

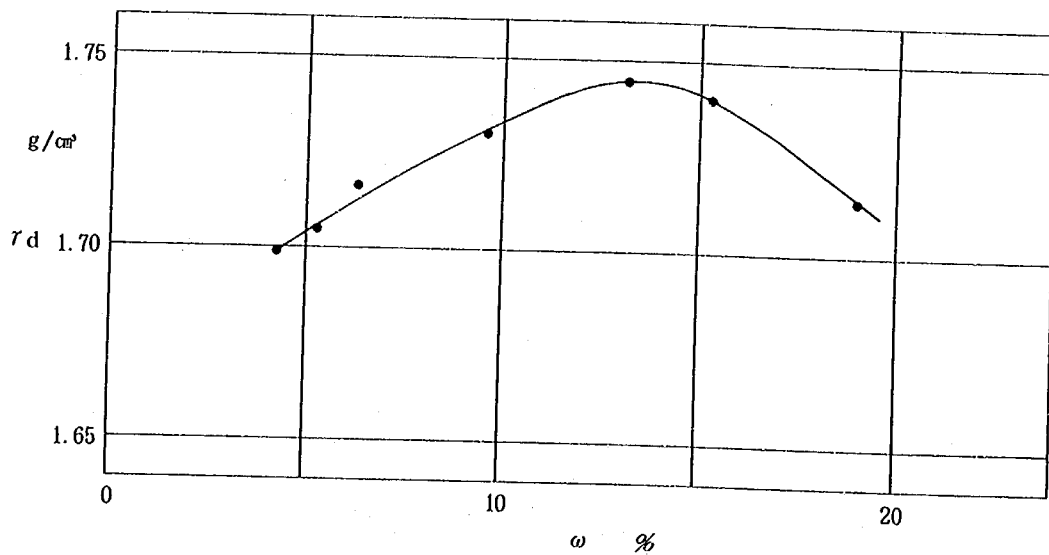
なお、開削時に採取したブロック試料を用いて求めた固結体の一軸圧縮試験の結果を表-5.2.3 に示すが、固結土の密度、強度定数は、 $\gamma_t = 1.55 \sim 1.91 (\text{tf/m}^3)$ 、 $q_u = 0.5 \sim 1.6 (\text{kgf/cm}^2)$ 、また、 $E_{50} = 75 \sim 300 (\text{kgf/cm}^2)$ 程度である。

土粒子比重 $G_s = 2.655$

粒 径 mm	9.52	4.76	2.00	0.84	0.42	0.25	0.105	0.074
重量百分率%	100.0	99.4	77.9	58.0	28.2	8.0	0.6	0.3



乾 燥 密 度 r_d g/cm ³	1.568	1.646	1.660	1.687	1.718
透 水 係 数 K	3.25×10^{-2}	2.34×10^{-2}	1.78×10^{-2}	1.64×10^{-2}	9.21×10^{-3}

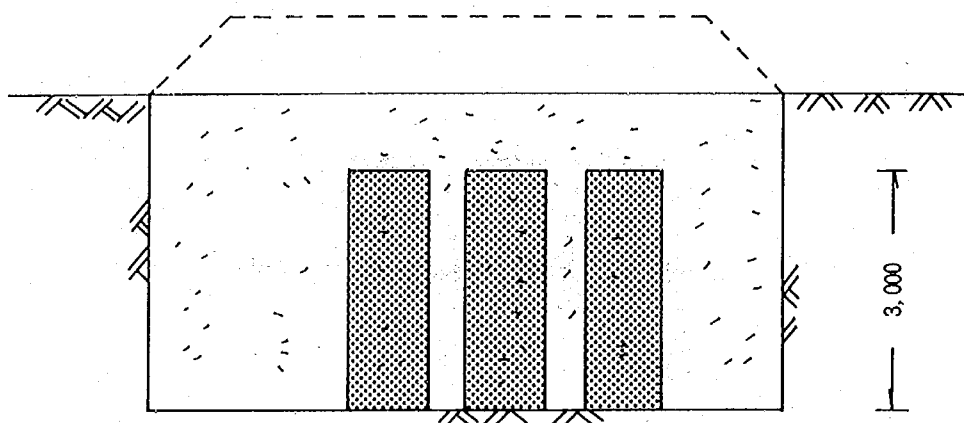
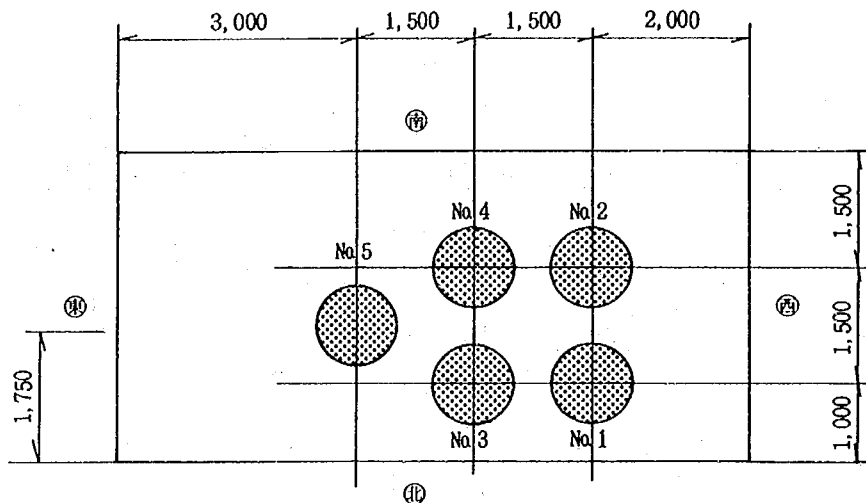


図—5.2.2 地盤材料砂の土質試験結果

表一5.2.1 (L-2) 実験の地盤造成時の管理試験結果

試験位置 NO	含水比 W %	湿潤密度 γ_t g/cm ³	乾燥密度 γ_d g/cm ³	備 考
5層転圧後 1	6.7	1.913	1.792	
" 2	6.6	1.925	1.821	
" 3	7.0	1.902	1.777	
10層転圧後 1	6.3 (6.3)	1.882 (1.653)	1.769 (1.555)	()はコア法 による結果で あるが、粒径 が大きく信頼 性が低い
" 2	6.2 (6.6)	1.907 (1.647)	1.795 (1.545)	
" 3	6.6 (6.9)	1.956 (1.637)	1.836 (1.532)	

N01,2,3 はピット中に長手方向に配置



図一5.2.3 注 入 配 置 図

表-5.2.2 注 入 仕 様

N O	モニター 型	注 入 材		注 入 速 度		注 入 量		
		S	L	S	L	全 体	S	L
1	B	ア	バイ モ L サ ン ソ ル ト	15ℓ/分	15ℓ/分	620	186	434
2	B	ロ						
3	B	ン						
4	B	SR 				104ℓ/st	31ℓ/st	73ℓ/st
5	C	US						

(3) 回転貫入試験の装置と測定方法

1) 先端抵抗体

(L-2) 実験における回転貫入試験には、三角錐コーン形の先端抵抗体を用いた。この三角錐コーン形の先端抵抗体は、最大外接円径 50mmφ で、長さ径比が 2:1 の三角錐を基本としている。形状寸法図を図-5.2.4 に示す。

なお、前項の (L-1) 実験に使用したものと、基本形状は同一であり、25mmφ のロッドに連続できるようにしている。また、先端部にトルク計を配置することを考慮して、接続ネジの長さや、ロッド部の長さを変えている。さらに耐摩耗性を考えて焼入れ加工を行なっている。

2) 測定装置の構成および各計器の校正試験

回転貫入試験における測定項目は以下のとおりである。

- ① 貫入変位
- ② 貫入推力
- ③ 先端の回転トルク
- ④ 台座の回転トルク

各変換器はひずみゲージ式に方式を統一しており、図-5.2.5 に示すように、動ひずみ測定器(共和電業製 DPM-8H 型)およびペンレコーダー(日本電気三栄製レクチホリー 8K20 型)の各 4 チャンネルに接続して測定記録した。

各変換器は、既製の変換器を使用した変位計およびロードセルの場合も縮小機構を組込んだり、2 台を併列に結線する等の工夫をして用いた。

以下に各計器の構造および校正試験の要領等について述べる。

表-5.2.3 (L-2) 実験の固結体に関する一軸圧縮試験結果 (注入位置 No 3, 4, 5)

位 置 供試体		中 心 よ り 0 ~ 2 0 cm				中 心 よ り 2 0 ~ 4 0 cm				中 心 よ り 4 0 ~ cm				備 考
注入 NO	深さ m	γ_t g/cm ³	q_u kgf/cm ²	E_{so} kgf/cm ²	破壊時 歪 %	γ_t g/cm ³	q_u kgf/cm ²	E_{so} kgf/cm ²	破壊時 歪 %	γ_t g/cm ³	q_u kgf/cm ²	E_{so} kgf/cm ²	破壊時 歪 %	
3	1.0	1.725	0.982	106	1.7	1.755	1.968	437	0.7	1.670	0.864	163	0.8	床面上 3.0m
"	1.5	1.641	0.975	155	0.8	1.729	0.705	105	1.3	1.722	0.928	186	0.8	2.5m
"	2.0	1.690	0.707	93	1.0	1.665	0.933	239	0.6	1.788	1.630	236	0.9	2.0m
"	2.5	1.684	0.974	195	0.8	1.739	0.869	158	1.3	1.829	0.865	160	0.8	1.5m
4	1.0	1.554	0.865	75	1.4	1.762	1.053	155	1.0	1.652	1.030	87	1.5	3.0m
"	1.5	1.823	1.028	80	1.8	1.676	2.043	136	1.7	1.911	0.918	112	1.2	2.5m
"	2.0	1.847	0.500	75	1.0	1.728	1.054	319	0.8	1.830	1.228	300	1.0	2.0m
"	2.5	1.670	0.585	98	1.0	1.878	1.505	134	1.5	1.697	1.524	212	1.0	1.5m
5	1.0	1.707	0.738	123	1.4	1.768	0.849	97	1.0	1.622	0.632	100	1.1	3.0m
"	1.5	1.623	0.693	158	0.7	1.836	1.210	295	0.5	1.713	0.584	130	0.9	2.5m
"	2.0	1.769	1.634	136	1.5	1.778	1.284	285	0.8	1.769	0.791	164	0.6	2.0m
"	2.5	1.708	0.991	157	0.9	1.638	0.726	94	1.1	1.763	1.014	298	0.8	1.5m

- ・ 各供試体寸法は 100 × 50mm ϕ を標準とし、石膏によるキャッピングを実施
- ・ 開削時のブロックより整形
- ・ 注入孔に対する方向性は考慮されていない

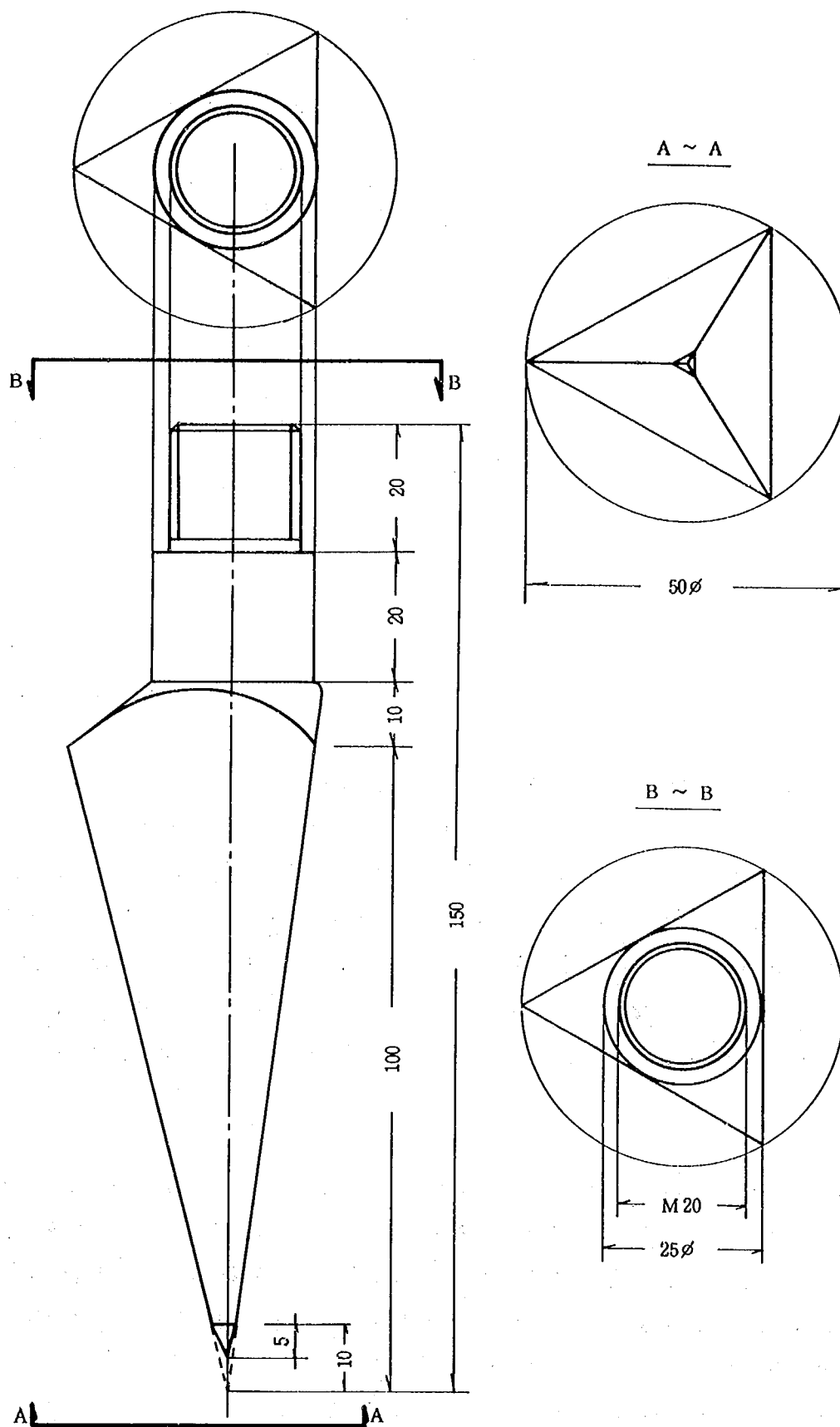


図-5.2.4 三角錐コーン形状図

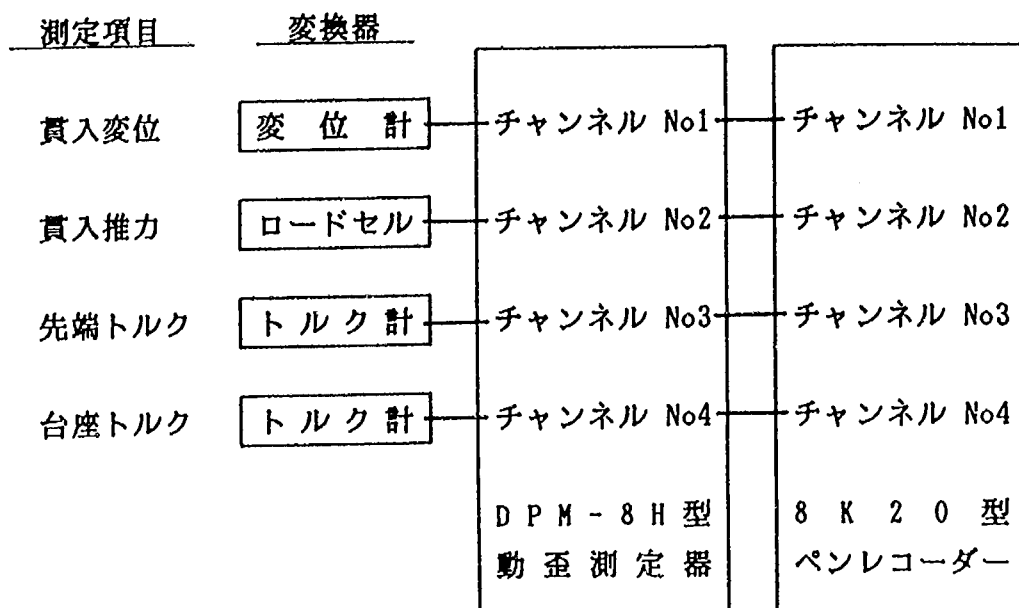


図-5.2.5 計測器の構成図

① 貫入変位（貫入量）

ボーリング機械のスピンドルに細いワイヤーの一端を固定し、滑車を用いて上下の動きを横に引き出し、複滑車で $1/3$ に変位を縮小して変位計に接続する方法によった。

この方法は（L-1）実験においても用いた方法であり、直線性等について基本的に問題点がないことが確認されている。なお、引張力の不足に伴う最伸長時のあそびに対応して、ワイヤーをさらに細いものに替えると共に補助スプリングを併列に配置して、全測定範囲で十分な伸長力が保持されるように改善した。

このため、較正試験は、スピンドルのストローク（500 mm）を基準にして、スピンドルの上下に対して記録巾を全巾（40 mm）になるように調整するだけで行ない、中間の変位に対する較正は行なっていない。

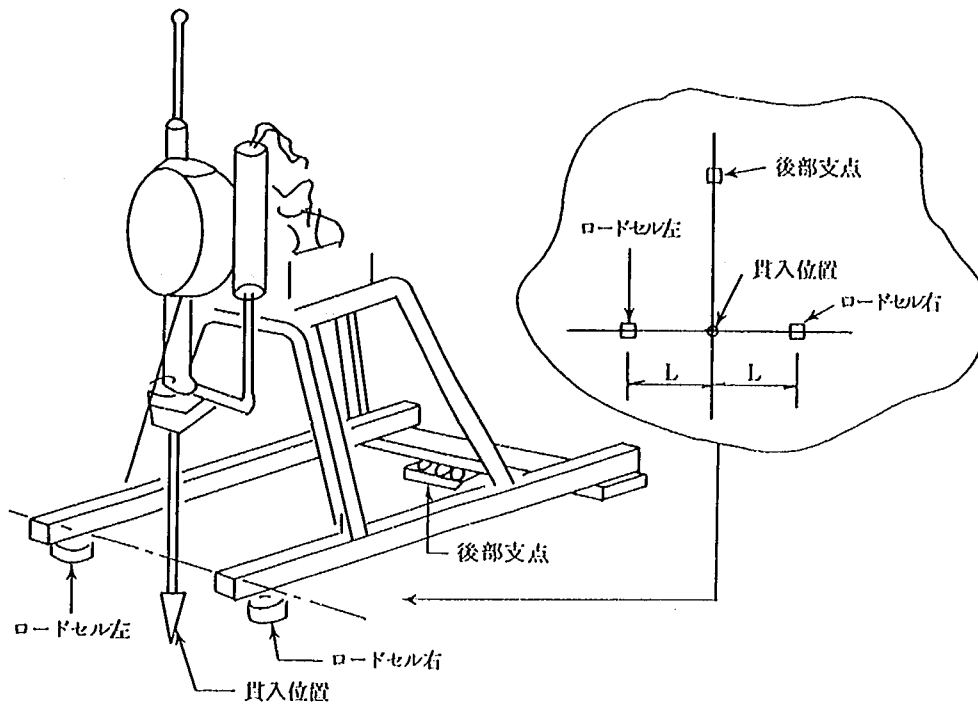
この方法では、ロッドの装着が完全に行なわれていないと、実際に貫入していないのにスリップによって貫入したようなデータが得られることになるが、他の測定と合わせて判別が可能であることが知られており、その点に注意する必要があった。

② 貫入推力

貫入推力は、貫入装置であるボーリングマシンをスピンドル中心を通る前面の左右2点と後端の3点で支持し、全面の2点にそれぞれロードセルを配置することによって測定した。ロッドに推力が働かない状態ではマシンの自重は3点に分散されているが、ロッドに推力が作用すると、ロッドも含めて4点に分散されることになり、3点の配置の関係からロッドへの作用分がそのままロードセルに作用する荷重の減量になることを利用している。（図-5.2.6 参照）

ボーリングマシンの自重が必ずしも十分に大きくない上に、重心位置もスピンドル中心から離れているために、状況に応じてボーリングマシンに鋼塊を乗せて調整した。

なお、これらの支持点は、後述のトルク測定の必要性から、全体がロッドを中心に回転できる状態に保持している。



図一5.2.6 推力測定用ロードセルの配置図

2 台のロードセルは、全リード線を平行状態に結線して測定しており、電気回路的に平均値を検出することになる。

推力に関する較正試験は、ロッドの下端にプルービングリングを配置してロッドに推力を加え、プルービングリングの測定荷重を基準にして、レコーダーまでの全測定回路でまとめて行なった。なお、測定回路の感度設定等の状況確認は、ひずみ増幅器の初段に入っているキャリブレーションの出力を同一条件に維持することで行なった。

③ 回転トルク（先端部）

図一5.2.7 に示すように、先端抵抗体の三角錐コーンの直上に配置した薄肉円管の内面に、軸方向に対して 45° 傾斜した結線で、それぞれ軸対称に配置された 4 枚のひずみゲージをホイートストンブリッジに結線したもので、軸方向のひずみに関係なく円管のねじりひずみだけを測定するようにしている。これらのひずみゲージからのリード線はロッドの頂部に設置した 4 素子のスリップリングを介して地上の測定器に接続した。

スリップリングは、アクリルパイプを絶縁機のベースにして電気鋼線を巻いてリングとし、対称位置の各 2 点に燐青銅の接点を配置した構造として製作したものである。なお、銅線を巻いたリングの引き込み部分の整形が不十分なために、ロッドの回転と同期して接点がハネル現象が見られ、測定記録にも大きなノイズが入る結果になったが、これを無視して読み取ることで特に支障はなかった。

この検出機の較正試験は、ボーリングマシンに設置したトルク検出器も含めて、ロッドの先端抵抗体に片持梁を固定し、この先端に加力してトルクを加える方法で、レコーダーまでの全測定回路をまとめて行なった。測定器の感度等の設定条件については、ひずみ増幅器初段にあるキャリブレーション回路を用い

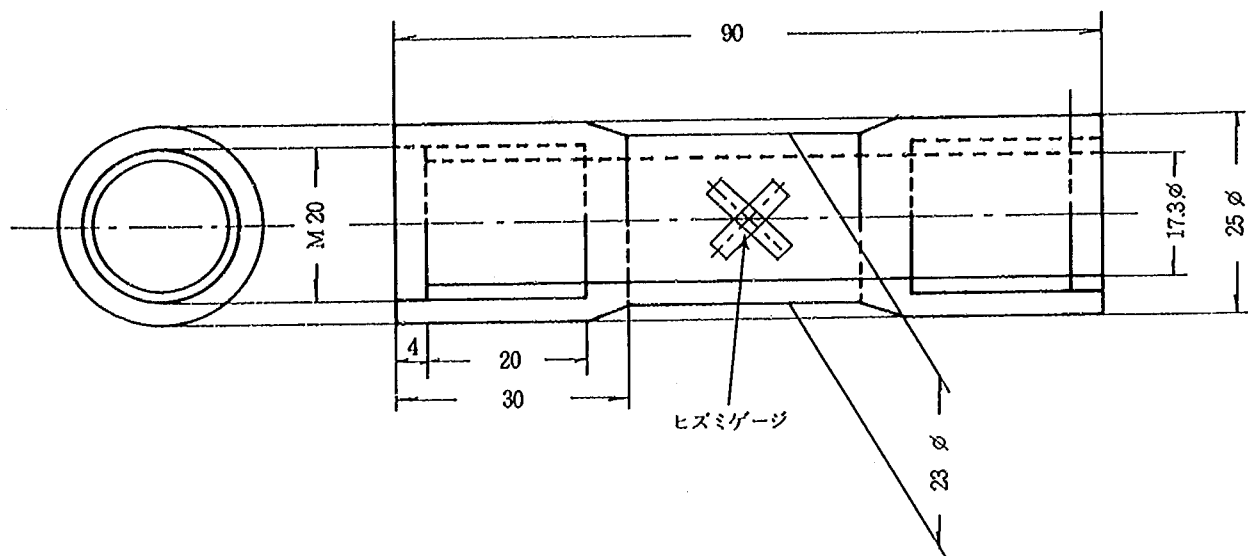


図-5.2.7 先端トルク計鋼材寸法図

て、較正試験時と同一の状態に維持することで確認した。

④ 回転トルク（台座部）

回転貫入による加力トルクを測定するために、先端抵抗体直上部にトルク計を配置して測定するようにした。しかし、先端トルク計は、送水掘削では使用できないこと、検出器自体が試作品でありスリップリングも含めて信頼性が低いこと、等を考慮して地表において独立した方法で回転トルクを重複して測定するようにした。

用いた方法は、回転貫入装置であるボーリングマシン全体を、ロッドを中心に回転できる状態にしており、ロッドの回転によって生じる反作用としてマシンに働く回転トルクを測定しようとするものである。

装置は、各3点の支持点をスチールボールによって支持し、移動を自由にした上で、ロードセルの支持点をロッドを中心に回転するガイドフレームに固定したものである。結局ボーリングマシンは、ロッドを中心に自由に回転できる状態に保持されているが、ガイドの回転軸を共有する固定点に片持梁で連結されているためボーリングマシンに作用する反力トルクが直接片持梁の曲げ力として働き、梁の変形以上にボーリングマシンが回転することがない。このときの梁の曲げひずみを測定して回転トルクを求めるものである。

回転トルクの絶対量自体が割合に小さいために、ボーリングマシンの操作による力も無視できない状況にあること、ボールによる摩擦も大きく影響を受ける状況にあること、等の点から精度的に十分な条件にないが、他に有用な方法もないことから上記の事項を十分に考慮してデータを利用する前提で測定することとした。

この計測に関する較正試験は、先端部のトルク計測と同時に実施しており、調整等の要領は先端トルク計の場合と同様である。

3) 回転貫入試験の方法

回転貫入のための装置は、(L-1) 実験と同様に注入用ボーリングマシン（タイニー型）である。ボーリン

グマシンの自重の不足分は、マシンに柵を固定しこれに鋼材を乗せて確保した。鋼材は必要に応じて増減し、最大 1 ton 程度まで乗せることになった。

回転貫入試験では、予備的な貫入を計画外の地点で実施し、必要と思われる推力に合せて約 200 kg の鋼材を乗せ、最大 400 kgf の推力が安定に得られるようにした。予備貫入の結果や、それまでの貫入結果を参考に、無理なく測定・記録が行なえる速度になるような油圧を設定し、マシンのストローク単位で深さ 3.5 m までロッドを段階的に回転貫入させた。この間にすべての計測器を用いて継続的に測定記録した。

測定項目は、経過時間に対して、①先端深さ、②推力、③先端トルク、④台座部トルクの 4 チャンネルである。

(4) 電気比抵抗に係わる試験方法

(L-2) 実験では貫入試験後も地盤内水位を $GL-50\text{cm}$ 程度に保持し、引続き電気比抵抗検層を実施した。

電気比抵抗検層に用いた電極は、図-5.2.8 に示すように、外径約 40 mm の 2 重塩ビ管の外管部にリード線を收容して上端に導き、下端部で先端より 10 cm 毎に外面に巻いた銅線による電極に接続したものを、内管を通して先端よりウォータージェットを放出しながら地盤内に挿入して測定電極にしたものである。

このため測定は貫入試験の削孔位置に合せて行ない、最初可能な限り深く挿入した後、10 cm 毎に引き上げながら各深さの測定を行なう方法を用いた。電極間隔を 20 cm 毎に組替えた場合の測定も結線を変えて行

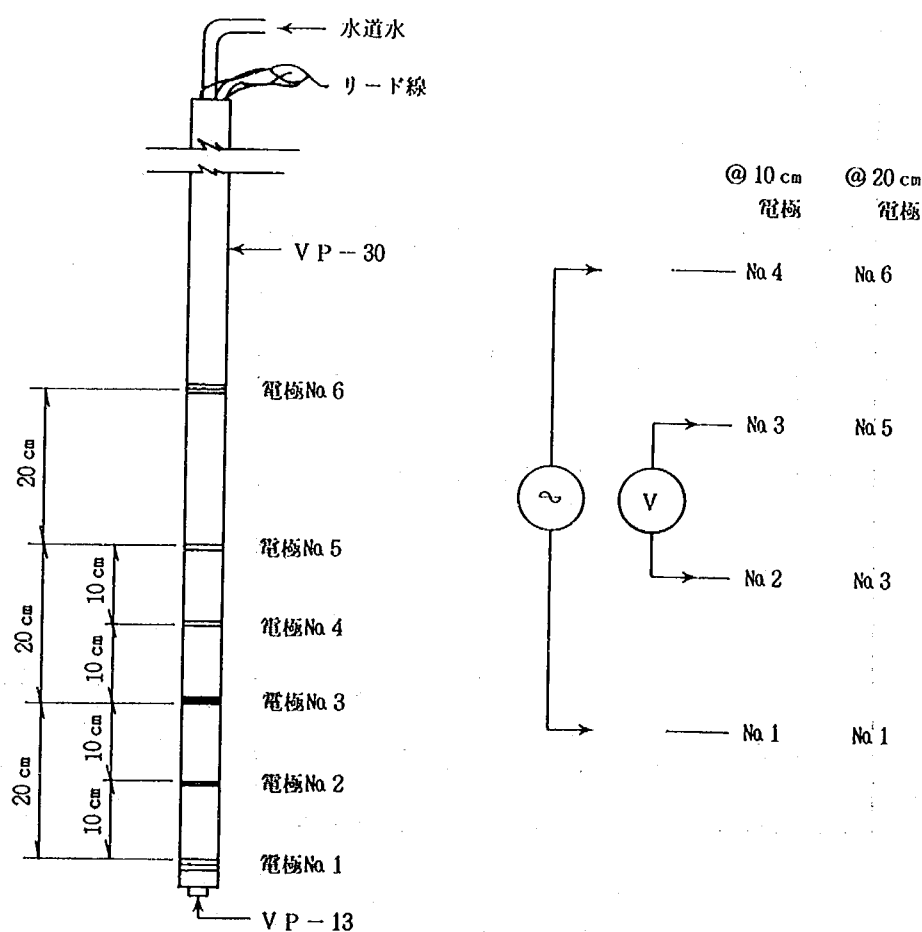


図-5.2.8 電気探査用電極

なっているが、これらの測定の間中パイプがジャミングすることを防止することと、安定な測定ができることの便利さのために送水は継続させた。電極の配置はウェンナー法によっている。測定器は大地比抵抗測定器（YEW 製，Type3244）を用いた。

5.2.4 回転貫入試験結果

(1) 各測定値の深度分布

(L-2) 実験における回転貫入試験は、図-5.2.9 に示すように注入固結体が分布すると推測される位置

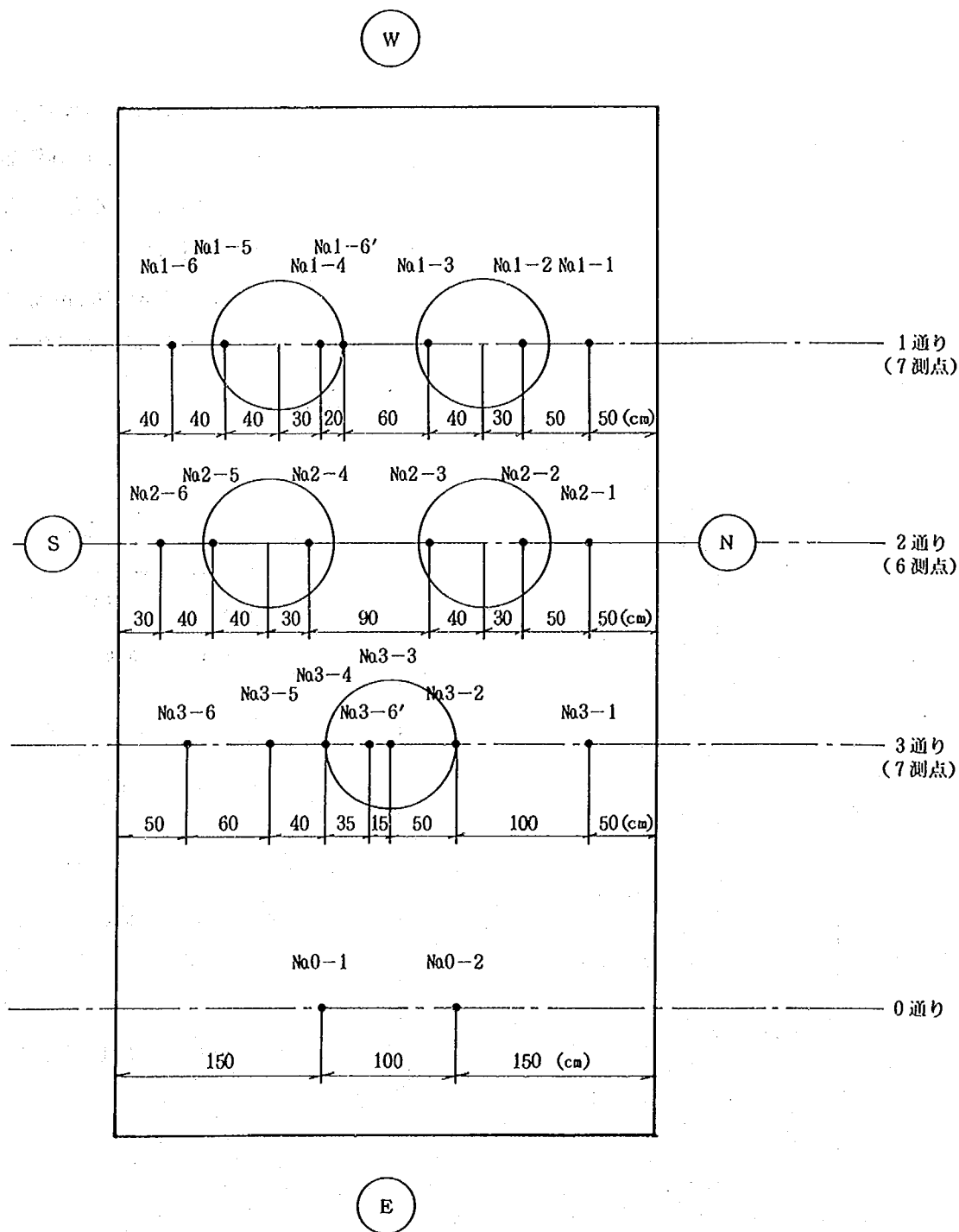


図-5.2.9 回転貫入試験位置図 (L-2 実験)

とその近傍において条件を変えて合計 22 地点でおこなった。

各測定での測定記録から、先端の貫入深さ毎に、①貫入速度の逆数、②貫入推力、③先端部の作用トルクおよび④台座部トルクを読み取り、深さに対する変動の状況例を図—5.2.10 (a)～5.2.10 (i)に示した。

読み取りは、いずれも深さ 10 cm 毎に行なっており、データ間は記録曲線を参考にスムーズカーブで結んだ。

貫入速度を逆数として扱っているのは、これまでの実験で地盤強度と速度の逆数とが良い正の相関を示すことが知られており、視覚的に並列表示した推力およびトルクと似た分布形で表示されることを考えたものである。

測定点毎に設定感度が異なっている場合があり、結果的に同じスケールで表示されていても精度が大きく異なる場合があるので、測定地点相互のデータを比較する場合に注意を要する。

(2) 固結体の形状と分布および各試験位置との関係

回転貫入試験および電気比抵抗検層実施後、未固結部を開削した結果、固結体は概略各注入位置毎に注入孔を中心に不定形の円柱状に独立して分布していることが確認された。そこで各注入位置毎に独立して、形状及び寸法を測定し、その結果を図—5.2.11 (a), (b)に示す。

これらの図の平面形状は、各注入位置毎に区別して示したものであり、主要な深さ（約 50 cm 毎）における固結体の断面形状を、注入孔を中心に重ねて示したものである。図中には、固結体中に確認された各貫入試験による削孔跡の位置も併記している。

また同図における断面形状は、同様に各注入位置毎に、注入孔を通る土槽の短長辺方向の断面に関する固結体の分布状況を断面図として示したものである。図中には南北方向に関して貫入試験の位置も併記している。

(3) 地盤土および注入固結体の強度に関する検討

1) 未固結試験地盤（初期状態）の評価

造成された試験地盤は固結性のない砂地盤である。造成地盤土の強度に関しては、管理試験として行なわれている密度測定の結果や図—5.2.12 に示す土研式貫入試験の結果および固結物のない位置で行なわれた各貫入試験の測定データを参考にして推測する。各データを個々にみて単独で決定的に断定するに足る条件にはないものの、マクロ的に見れば一応全体として一様な状態になっているものと考えてよいようである。

しかし詳細に見ると、例えば測点 No.1—1 (図—5.2.10 (b)), No.3—5 (図—5.2.10 (i)), その他固結体のない地点での貫入試験結果のように、貫入速度の逆数 $1/V$ 、推力 P や回転トルク T が周期的に変動している様子が認められる。この変動の周期は、概略 30 cm になっており、絶対深さに対する位置の関係から、締め固め時に 30 cm 層厚で転圧を行なった結果が反映していることがわかる。このことは、 $1/V$ 、 P 及び T のいずれもサウンディングのパラメーターとして有意な情報に利用できることを示すものと考えられる。なお、この周期性に関しては、図—5.2.12 の土研式貫入試験の結果または各ケースの固結土の側面形状からもその傾向をうかがうことができる。

一般に粘性土のせん断強さは拘束応力の関数として求められる。このためせん断強さの直接的な関数として求められる先端抵抗コーンの貫入抵抗は深さとともに増大する分布を示すことになる。このことは土研式

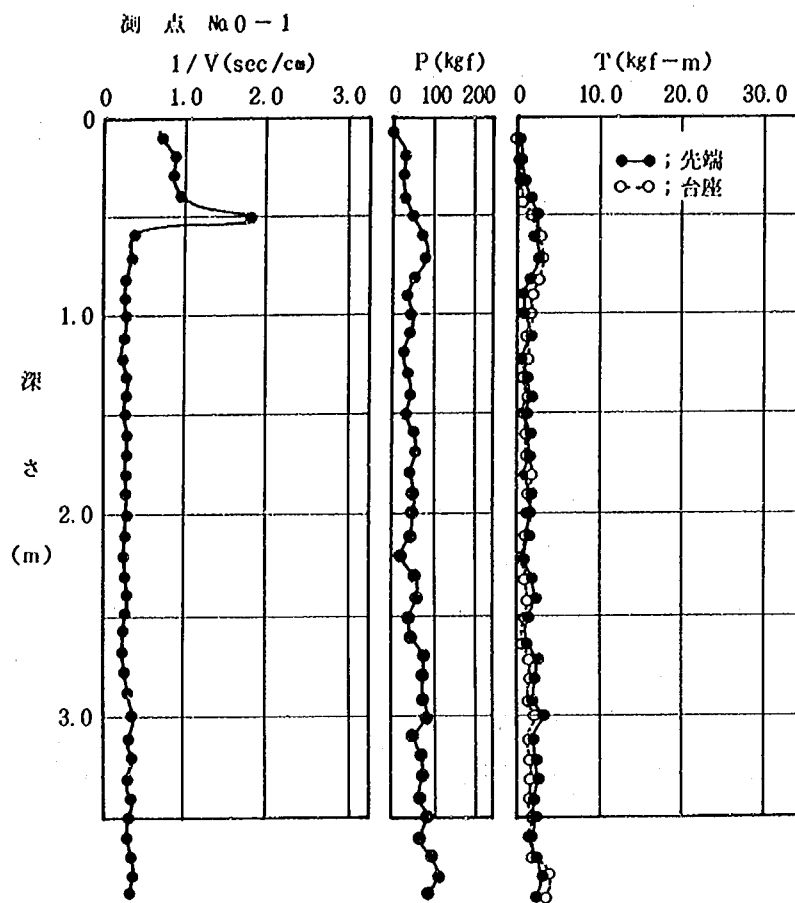


図-5.2.10(a) 土槽実験の測定結果

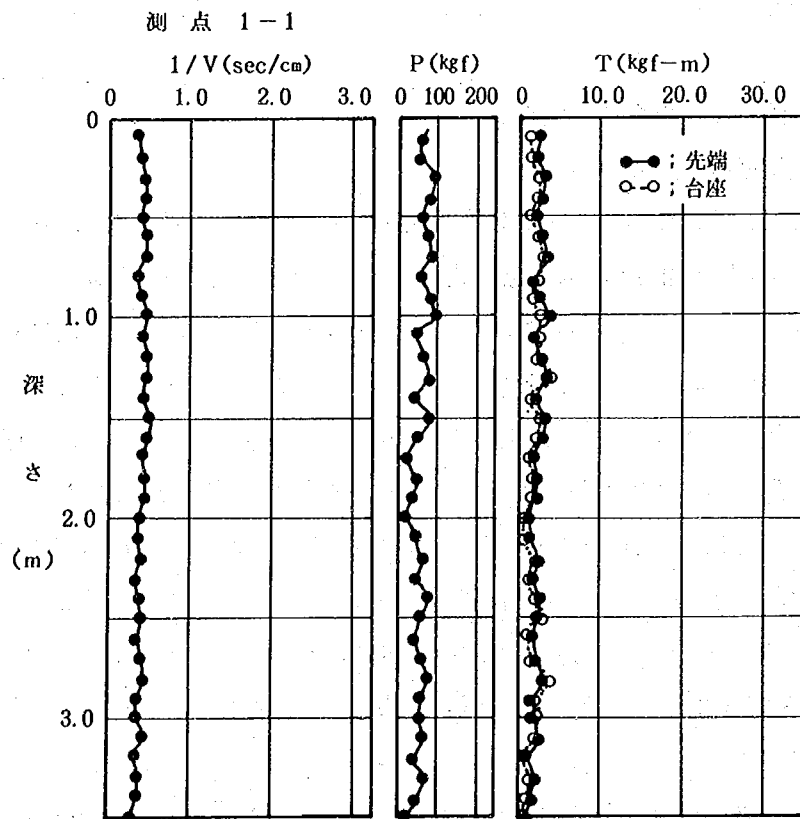


図-5.2.10(b) 土槽実験の測定結果

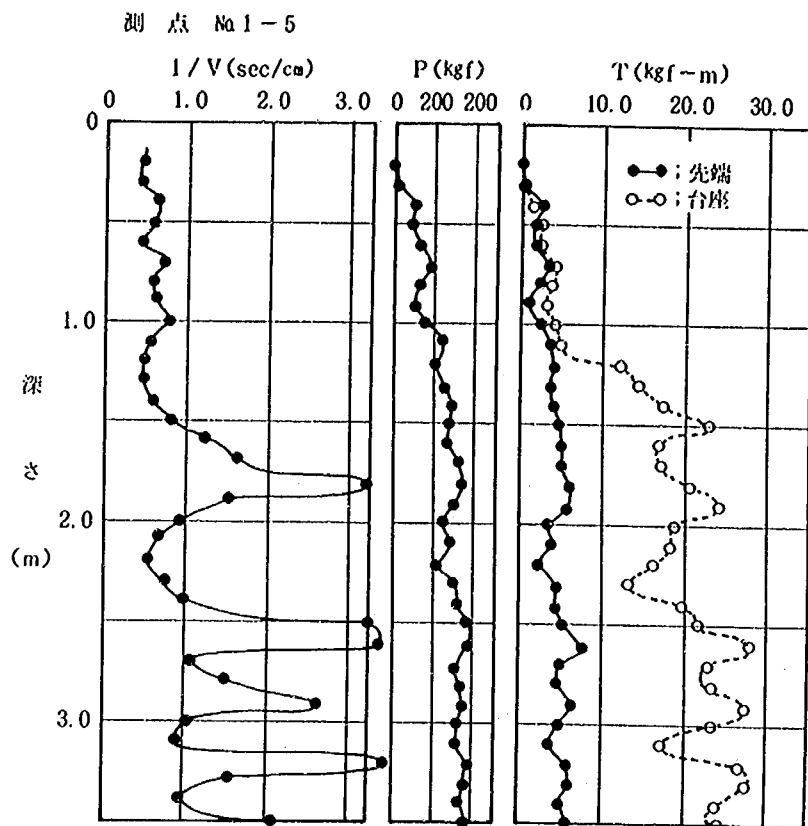


図-5.2.10(c) 土槽実験の測定結果

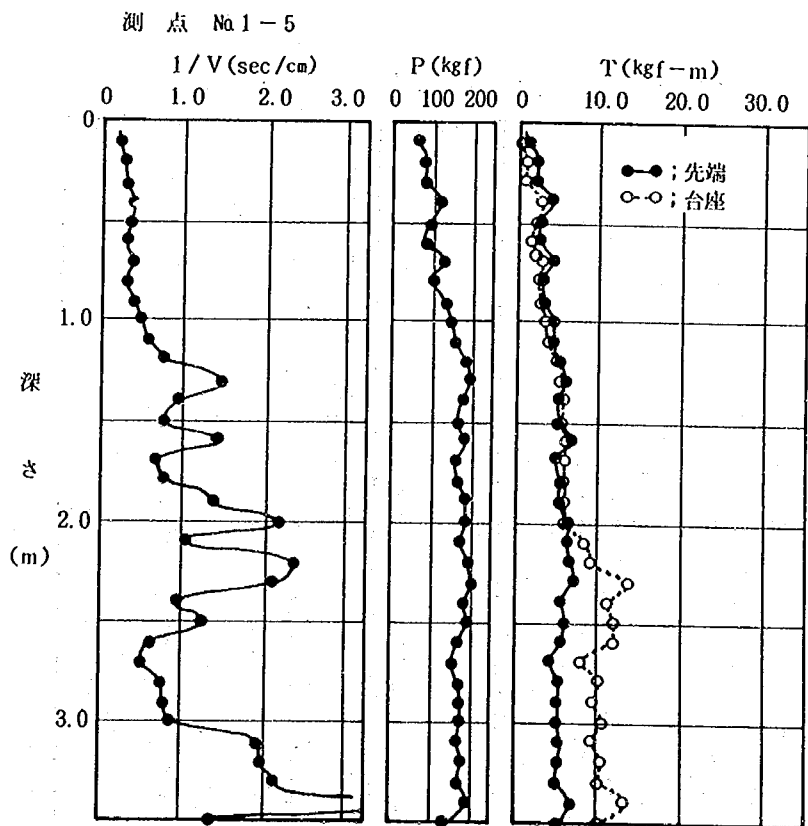


図-5.2.10(d) 土槽実験の測定結果

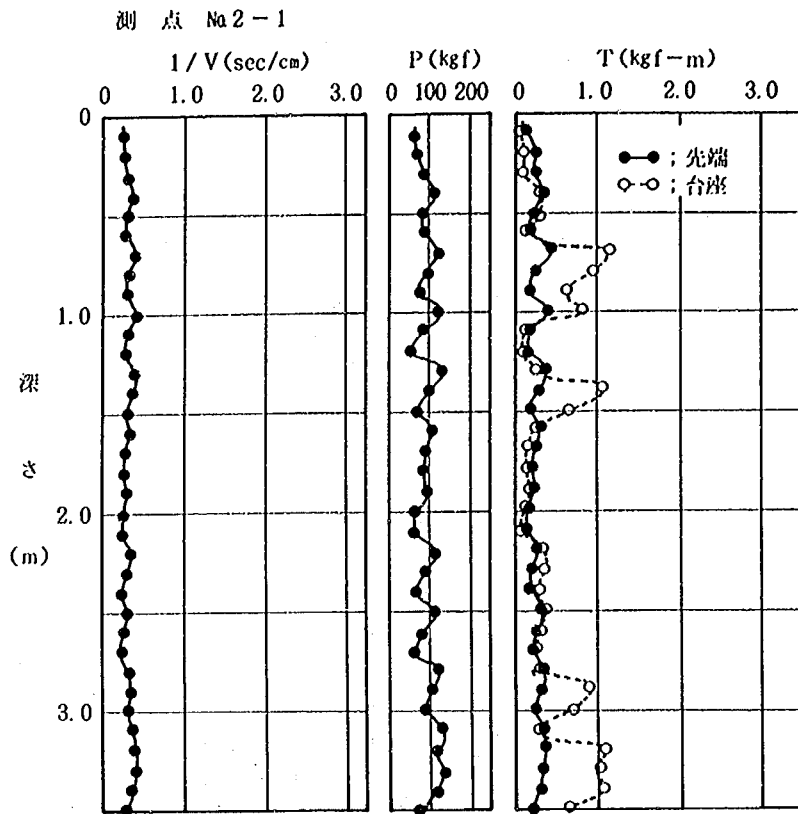


図-5.2.10(e) 土槽実験の測定結果

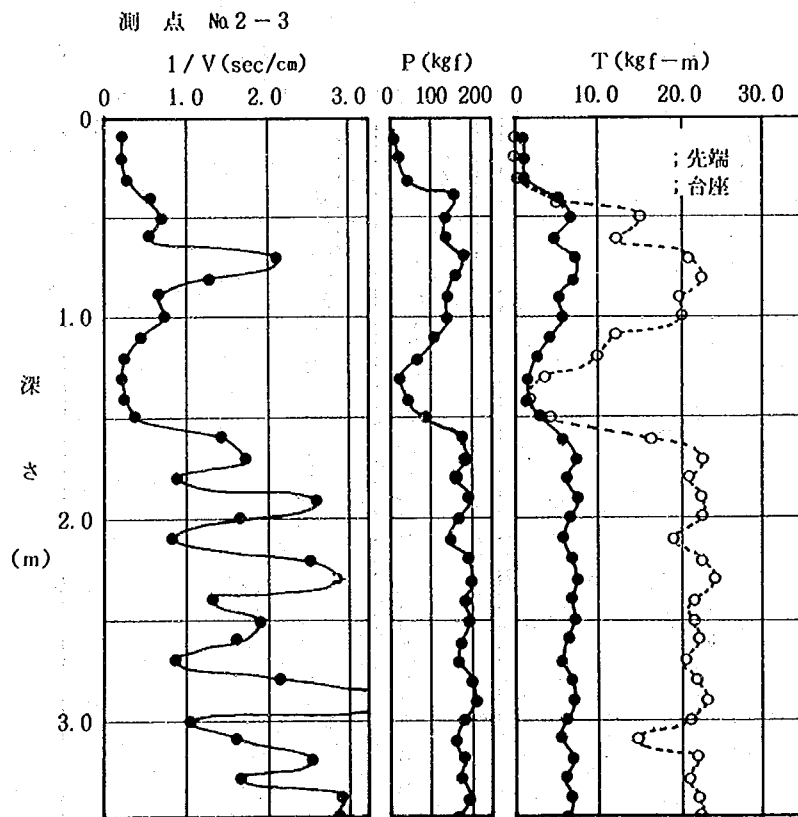


図-5.2.10(f) 土槽実験の測定結果

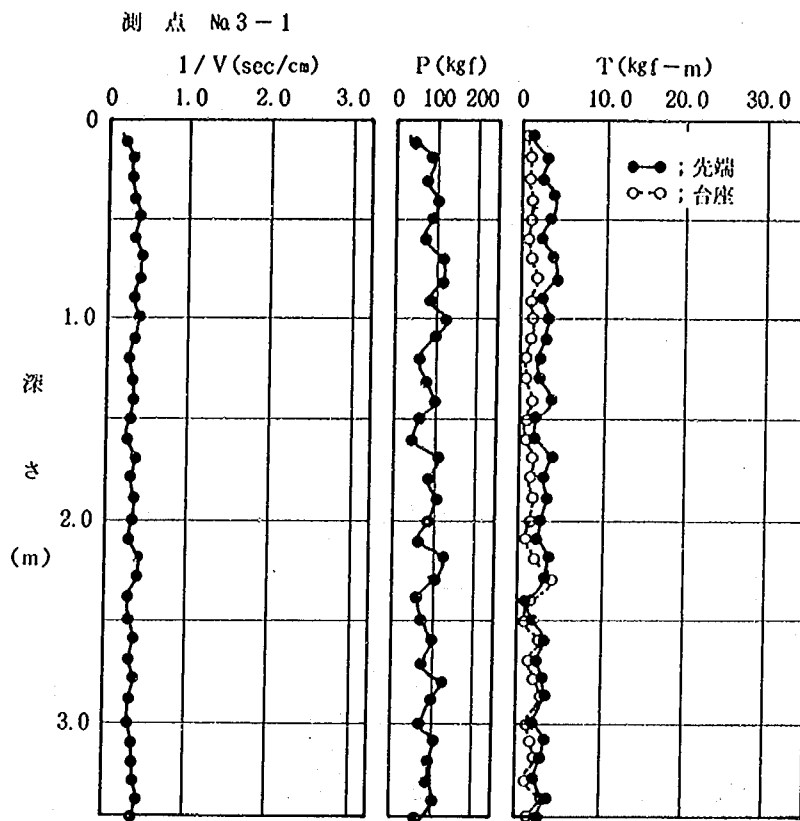


図-5.2.10(g) 土槽実験の測定結果

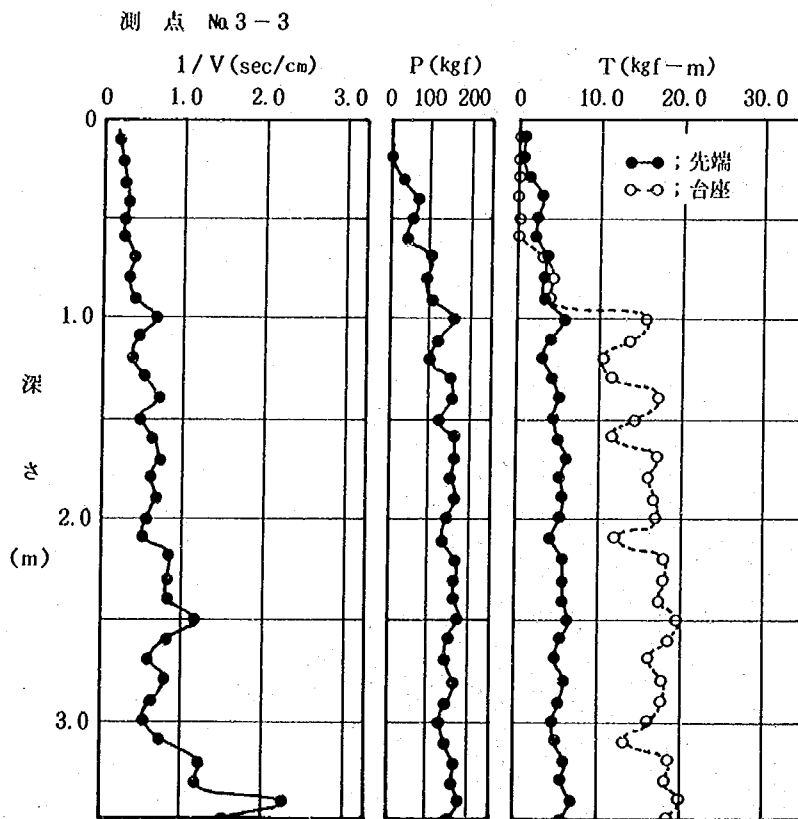


図-5.2.10(h) 土槽実験の測定結果

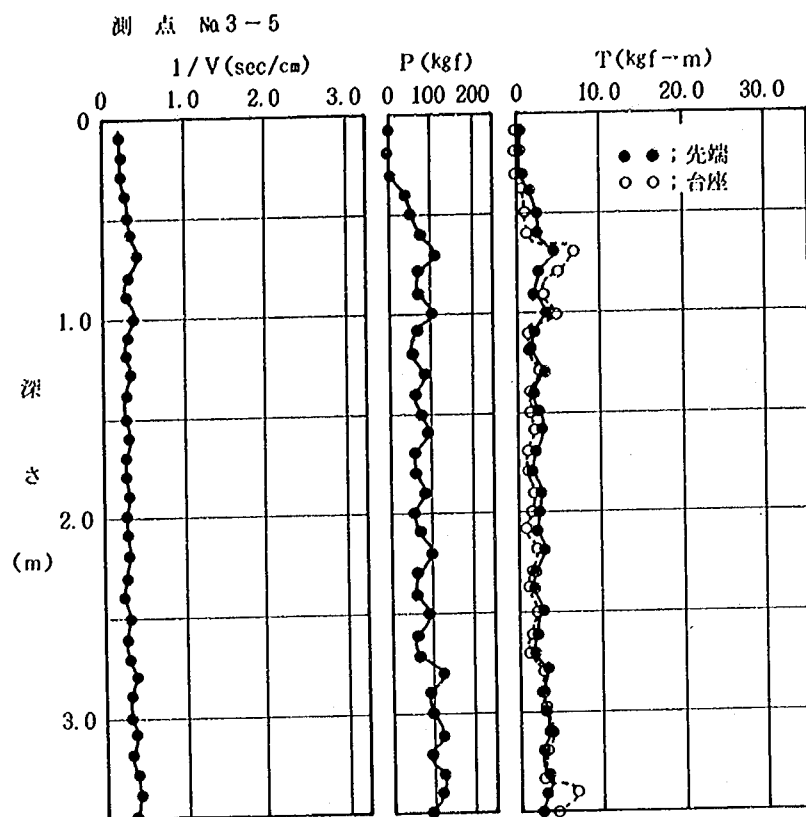


図-5.2.10(i) 土槽実験の測定結果

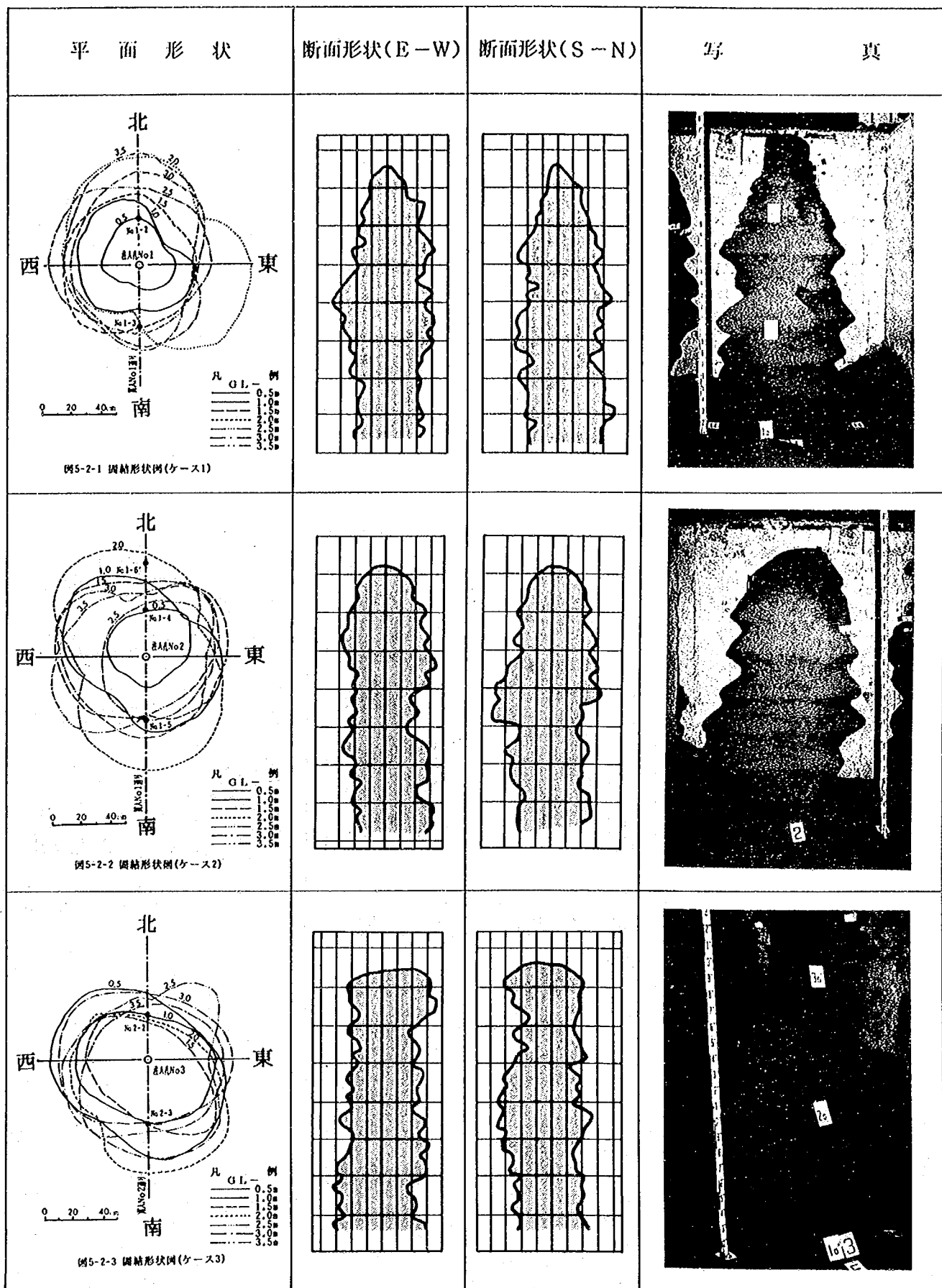


図-5.2.11(a) 固結体の形状(1) (ケース1～3)

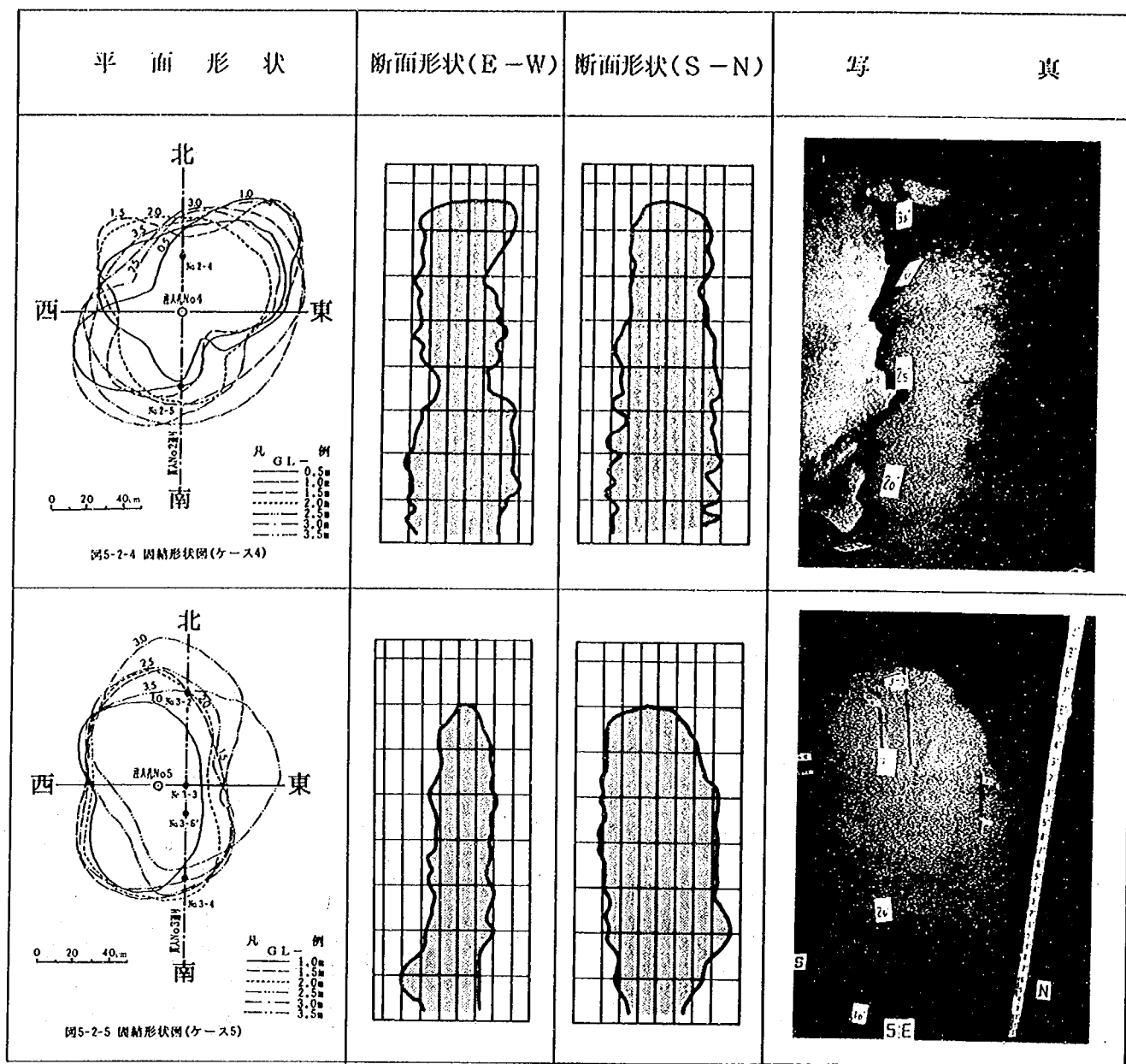
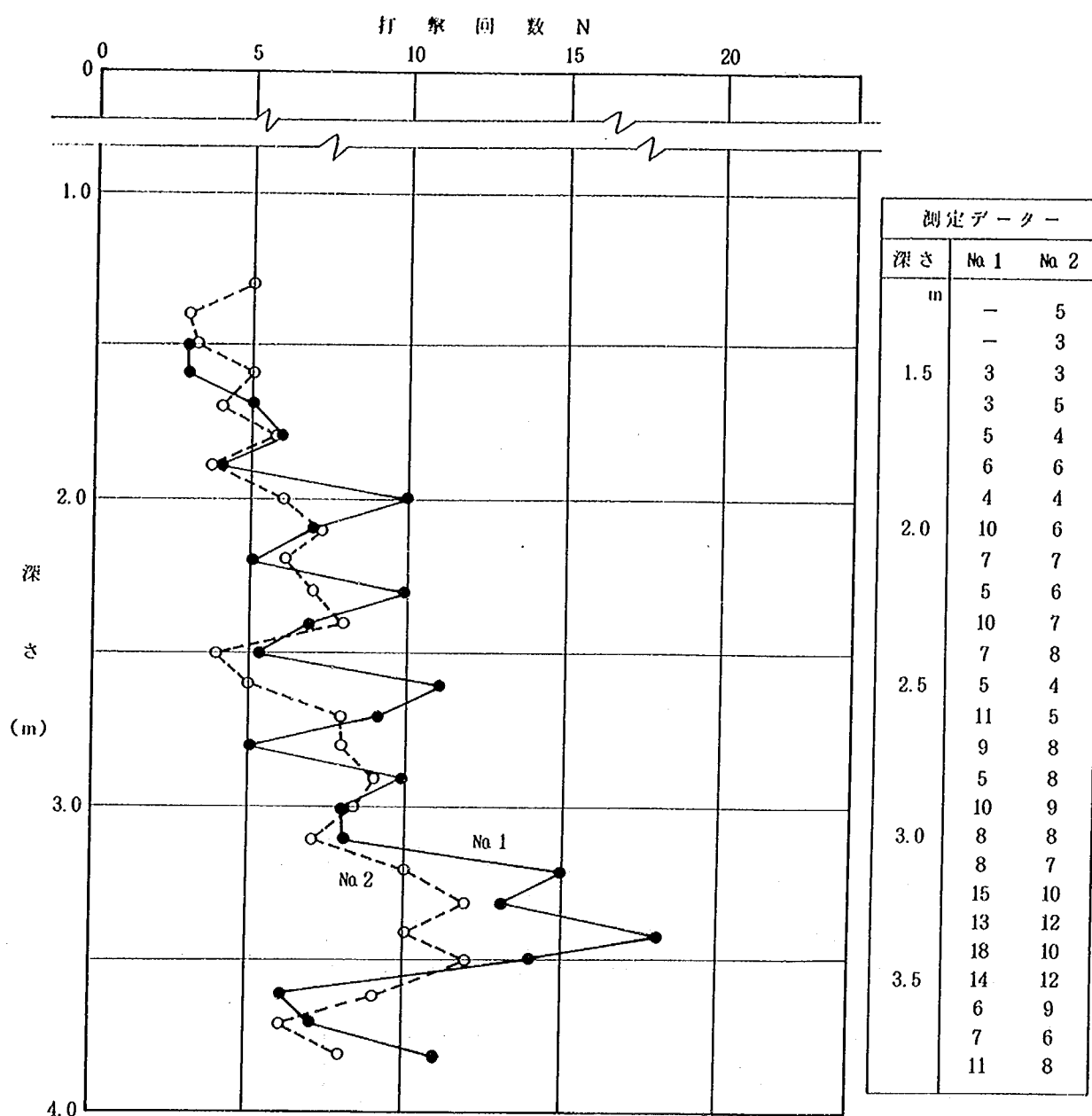


図-5.2.11(b) 固結体の形状(2) (ケース 4, 5)

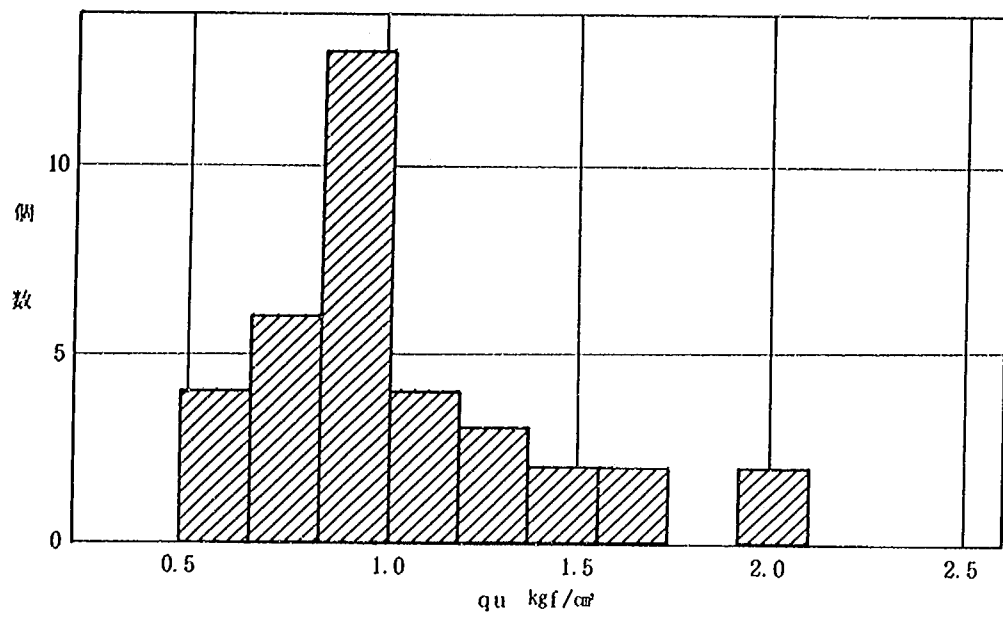


図—5.2.12 土研式貫入試験結果

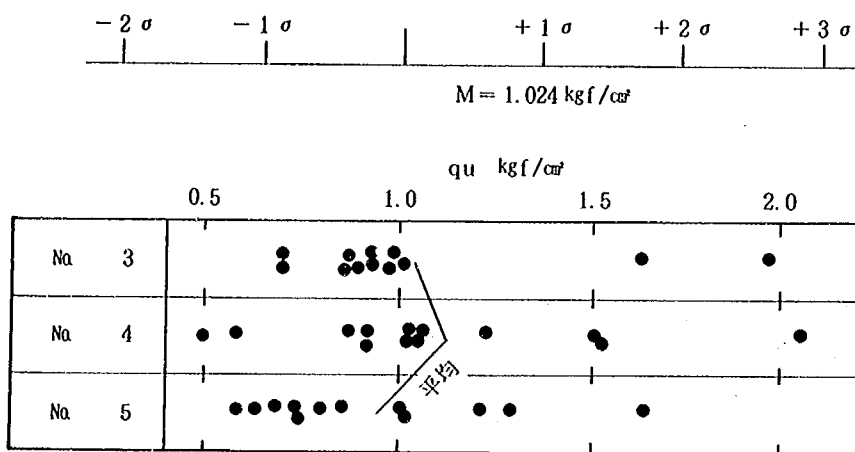
貫入試験の結果を見ても明らかである。しかし、上記のほとんどの例で、 $1/V$ 、 P および T が深さに関係なく一定値として示されていることは注意を要する点である。これらのパラメーターがせん断強度とは違う要因によって支配されているとは考えにくく、何か深さ効果を相殺する要因が作用していることを考えなければならないようである。

2) 固結体に関する一軸圧縮試験結果

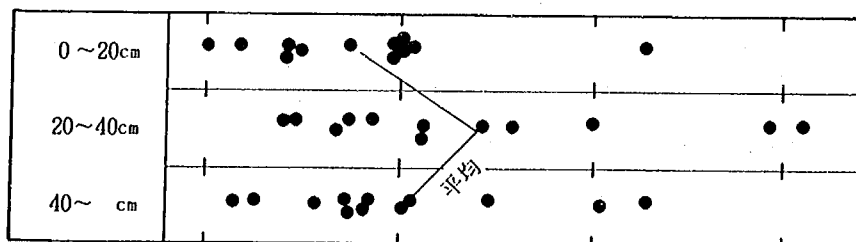
図—5.2.13 (a)～(d)は、試験終了後の開削によって注入固結体のブロックサンプルを採取し、これから供試体(標準 $50\text{mm}\phi \times 100\text{mm}$)を整形して一軸圧縮試験を行なった結果に関するものである。(a)図は全数の圧縮強度を頻度分布として示したもので、平均 $M = 1.024\text{kgf/cm}^2$ 、標準偏差 $\sigma = 0.363\text{kgf/cm}^2$ である。この場合の注入孔は No.3, No.4, No.5 だけであり、各注入孔毎の結果を分けて(b)図に示した。この図によると No.



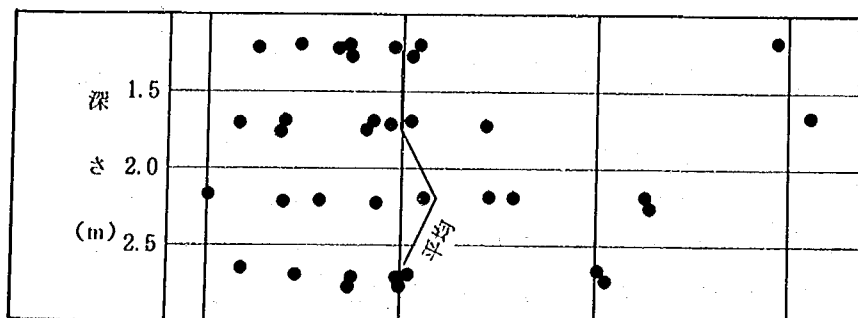
(a) 圧縮強度の
頻度分布
(全数)



(b) 注入孔 毎



(c) 注入孔からの離れ



(d) 深さに対して

図—5.2.13 固結体の圧縮強度試験結果

4がやや大きく No.5 がやや小さい傾向が認められるものの、各供試体のバラツキを考えると特に区別しなければならない程の有意差でもない。

注入孔からの距離に関しては 20~40 cm にもっとも強度発現の大きい範囲があるようであるが、この場合も個々のデータのばらつきのほうがかなり大きいことが(c)図から読み取れる。同様に、深さに対してはほぼ一様とみなしてよいことが(d)図から見られる。

このように、サンプリングした固結体から整形した供試体を用いて、一軸圧縮試験を実施した。また、これらのブロック試料をペールカンに収納して、小形貫入試験 (S-3試験) と一軸圧縮試験を行なった。これらの結果を図-5.2.14 (a), (b)に示す。この結果によると注入孔 No.1, No.2 はさらに圧縮強度が小さくなる傾向があるものの、供試体毎のばらつきや試験に関する条件を考慮すると基本的に同じと考えてよいようである。さらに深さに対しても、一応は強度が増大する傾向が認められるが、その量のごくわずかである。

(4) 回転貫入時の測定値相互の関係

1) 回転貫入測定値の補正

(i) 回転貫入測定値の補正の必要性

図-5.2.15 (a)~図-5.2.15 (o)は、各貫入試験について、それぞれの貫入速度 (V) と貫入推力 (P) と

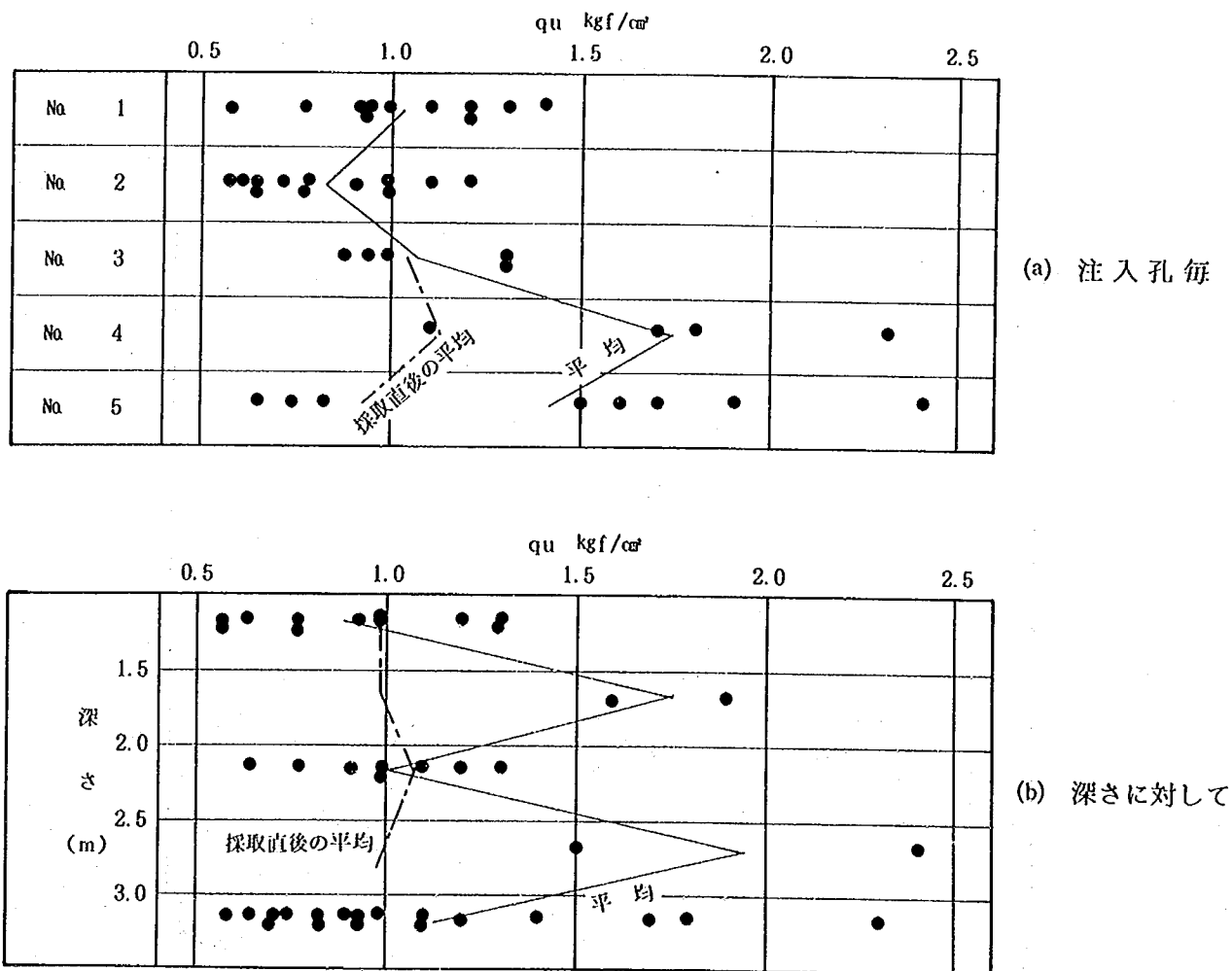


図-5.2.14 固結物の小形貫入試験を行なった後の圧縮試験結果

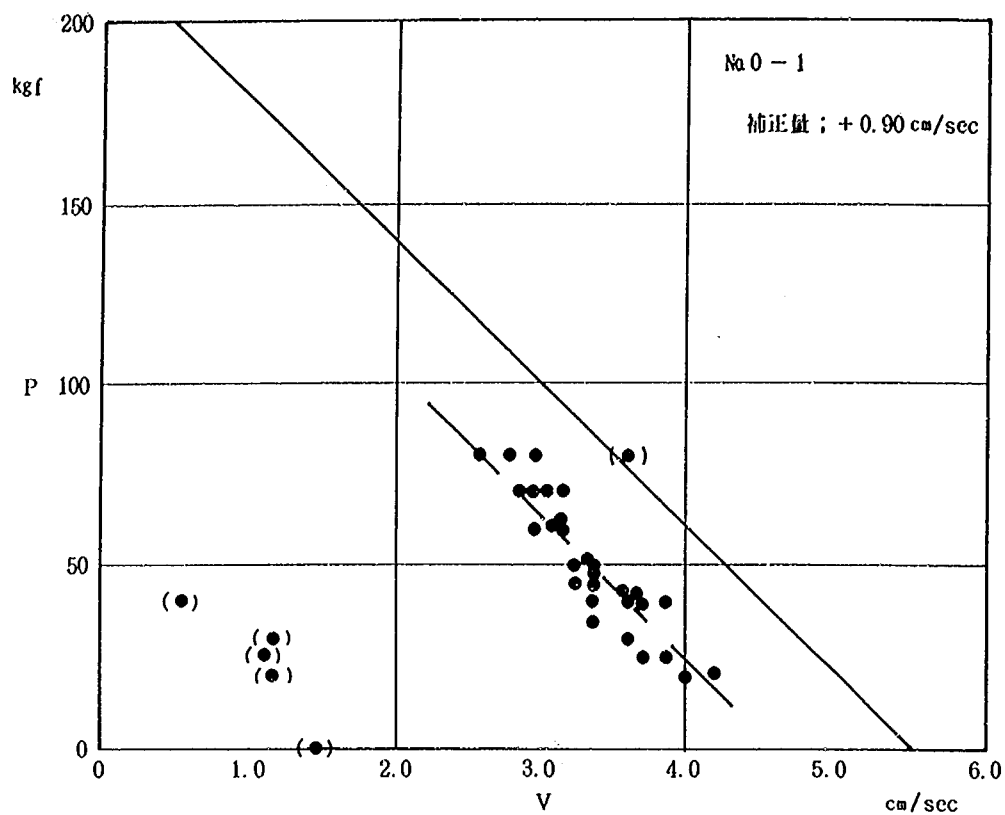


図-5.2.15(a) (L-2) 実験における速度と推力の関係

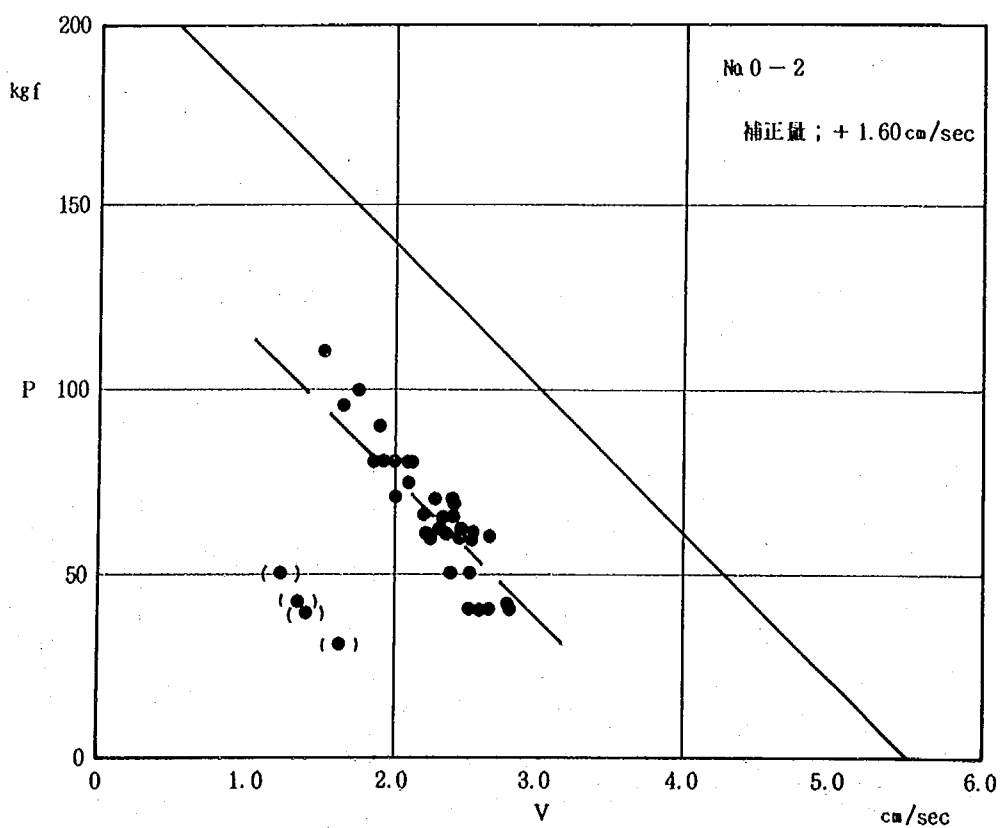


図-5.2.15(b) (L-2) 実験における速度と推力の関係

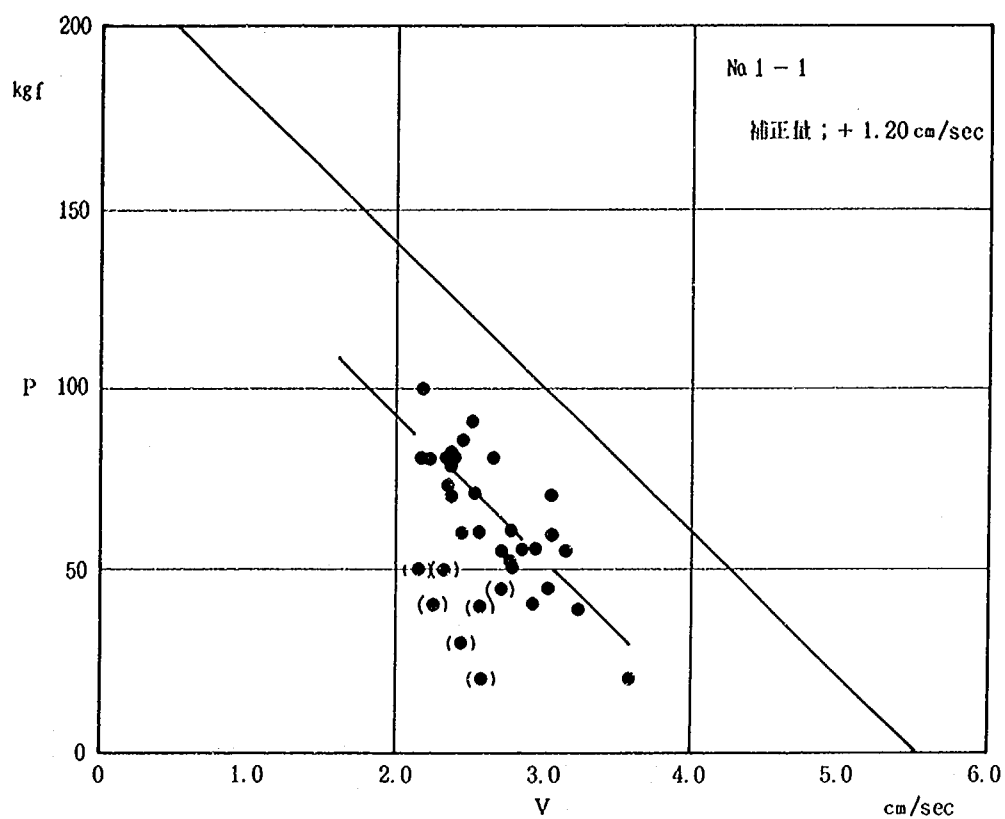


図-5.2.15(c) (L-2) 実験における速度と推力の関係

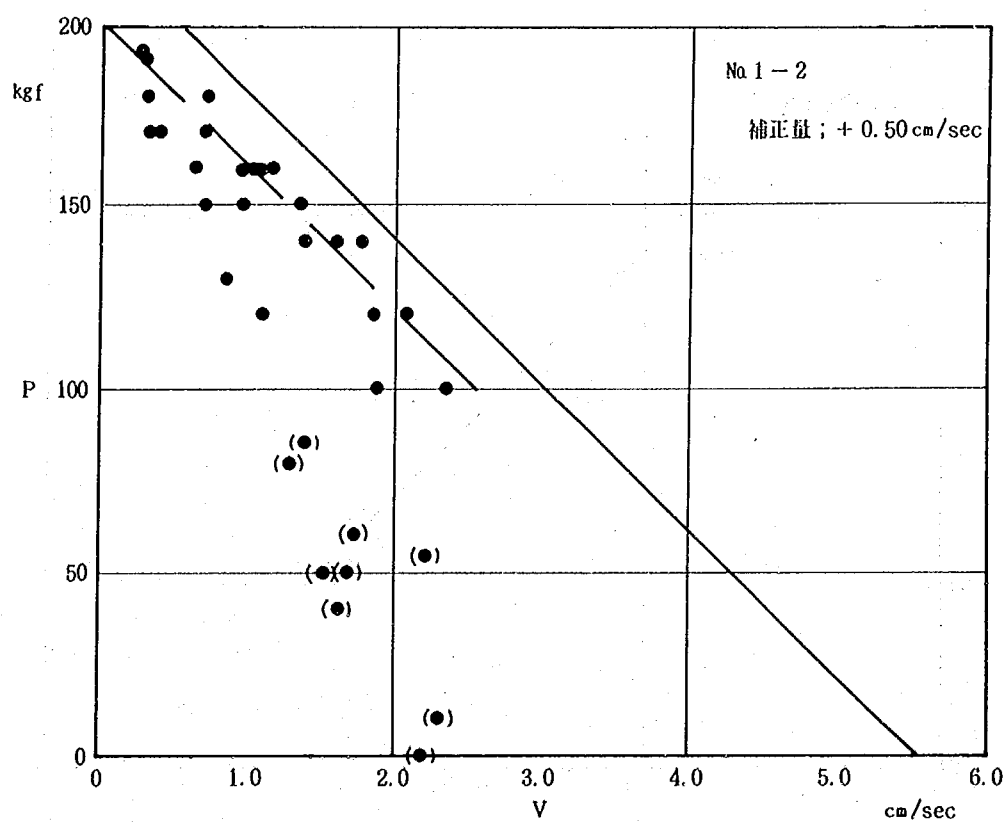


図-5.2.15(d) (L-2) 実験における速度と推力の関係

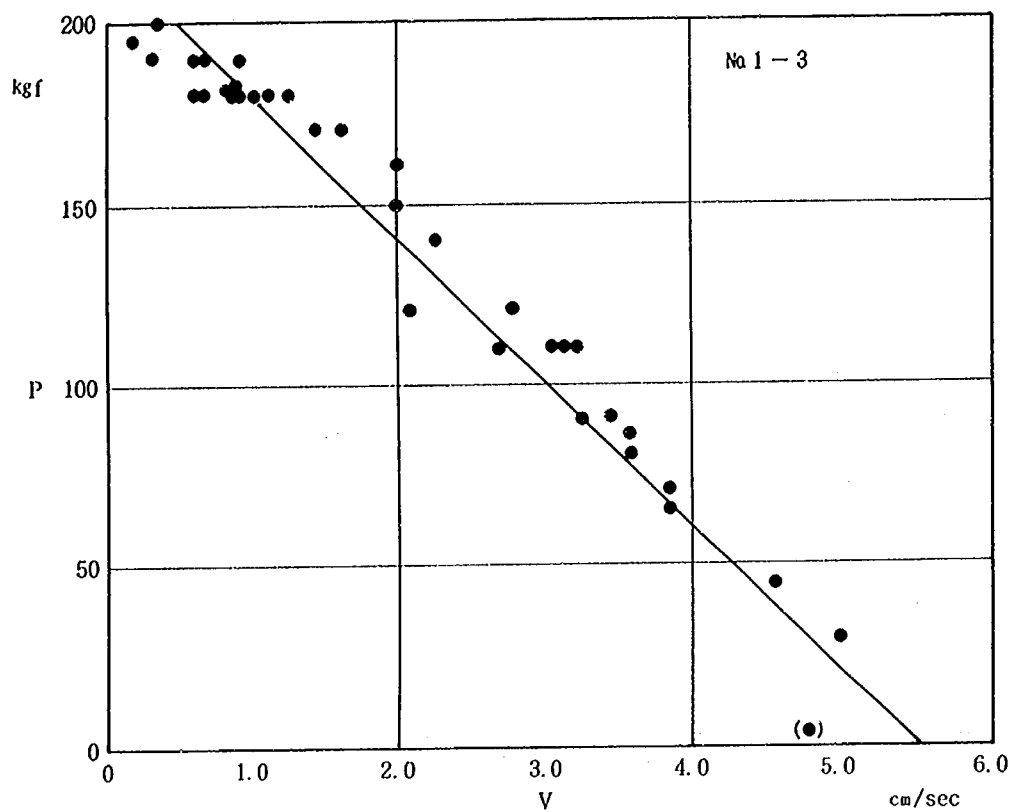


図-5.2.15(e) (L-2) 実験における速度と推力の関係

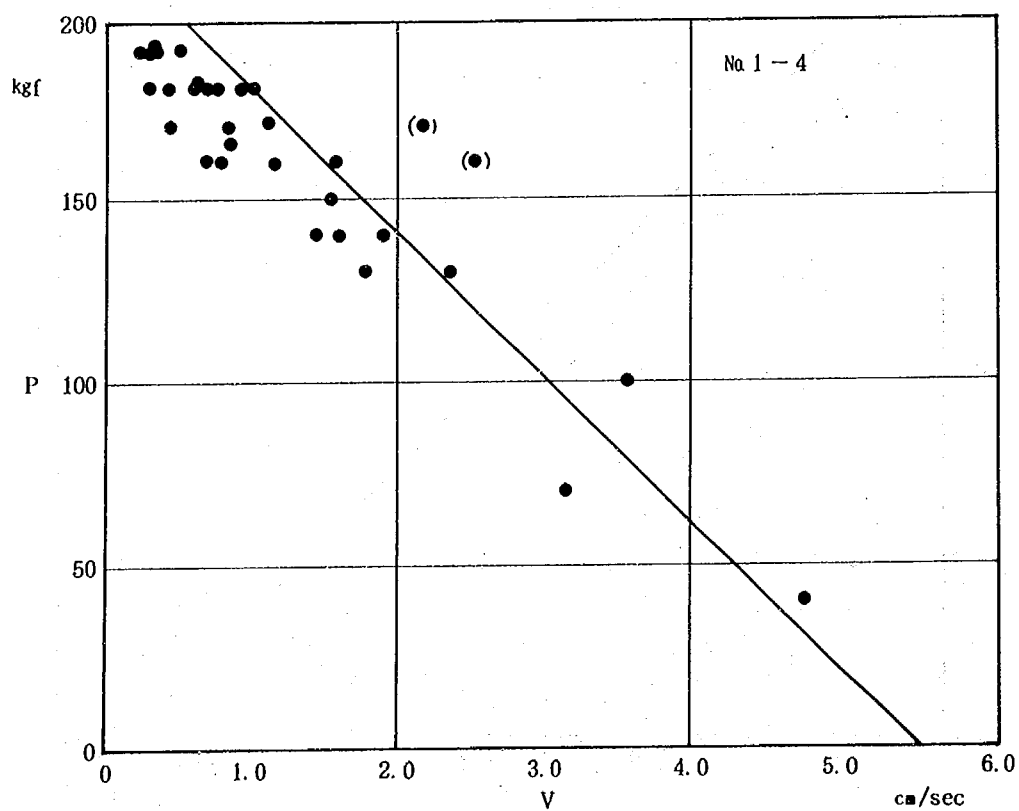
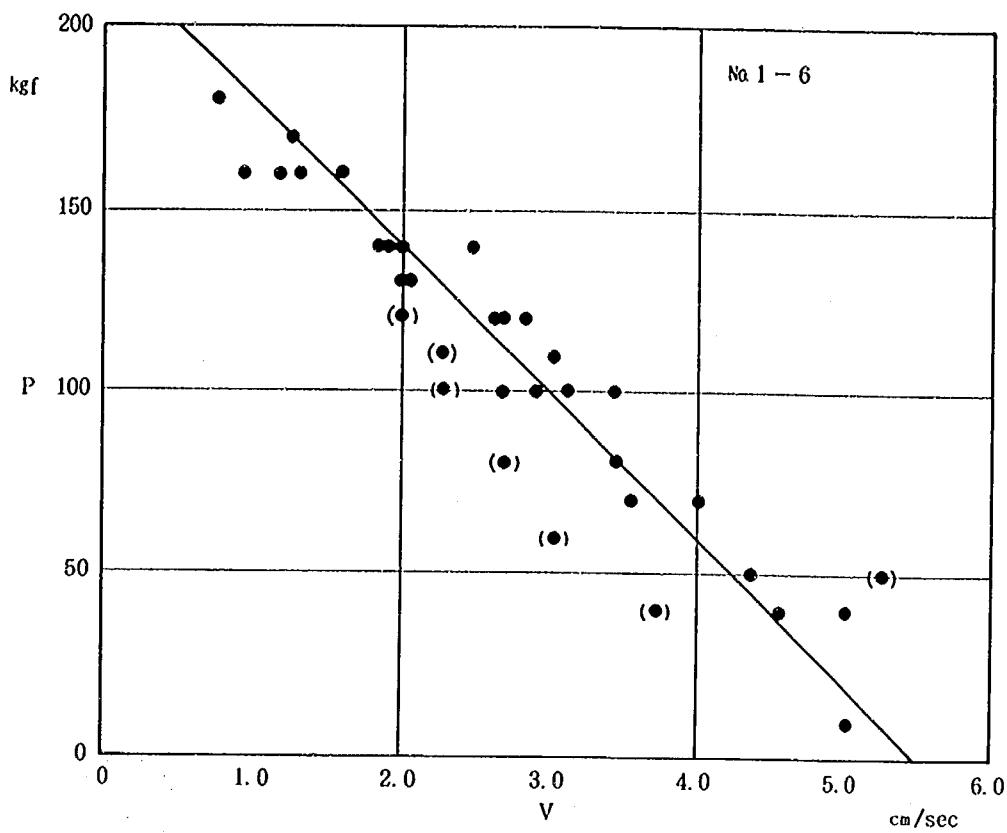
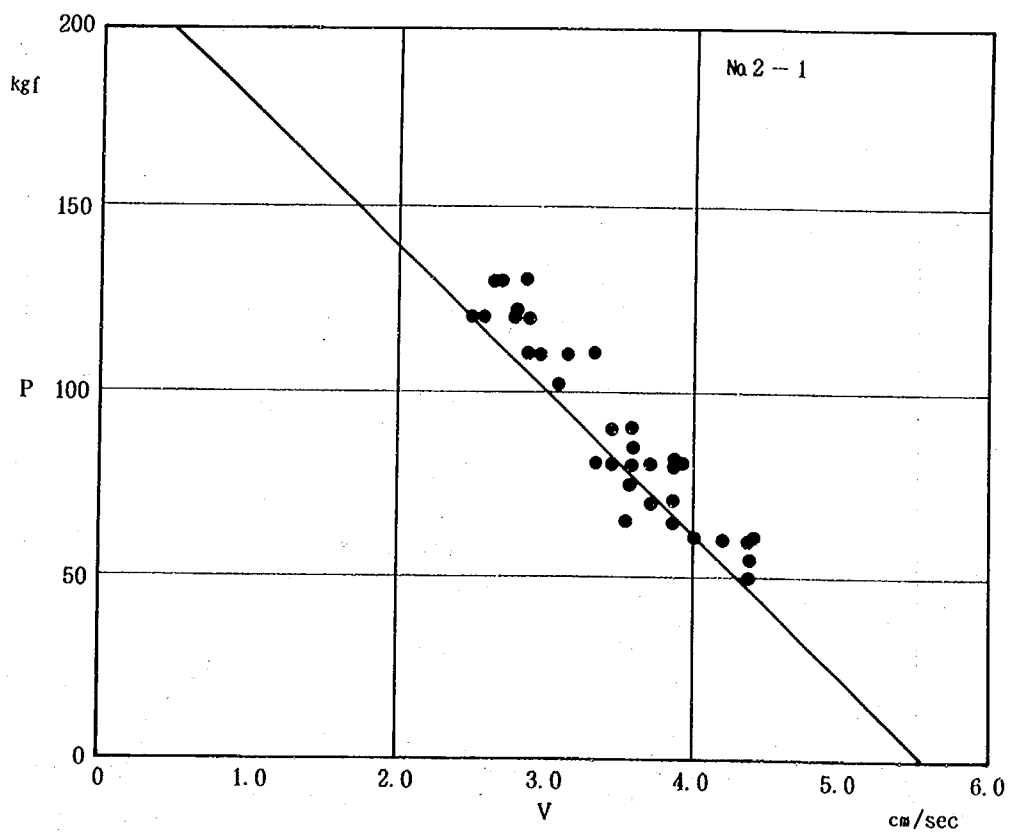


図-5.2.15(f) (L-2) 実験における速度と推力の関係



図—5.2.15(g) (L—2) 実験における速度と推力の関係



図—5.2.15(h) (L—2) 実験における速度と推力の関係

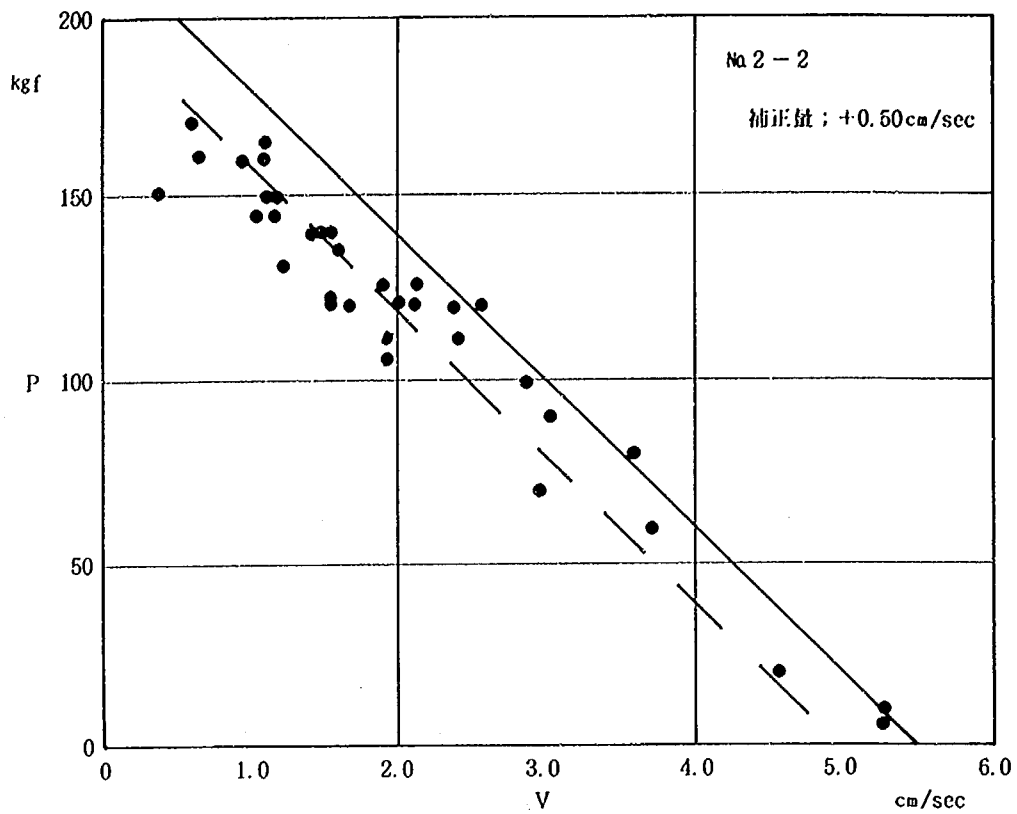


図-5.2.15(i) (L-2) 実験における速度と推力の関係

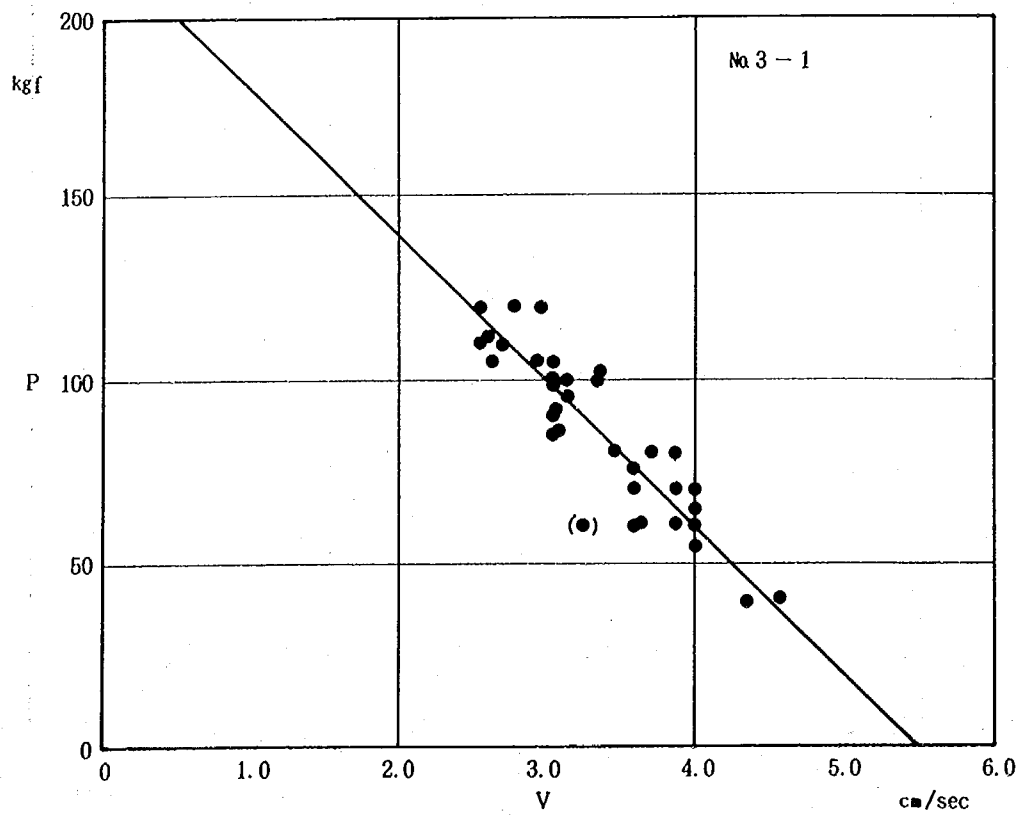
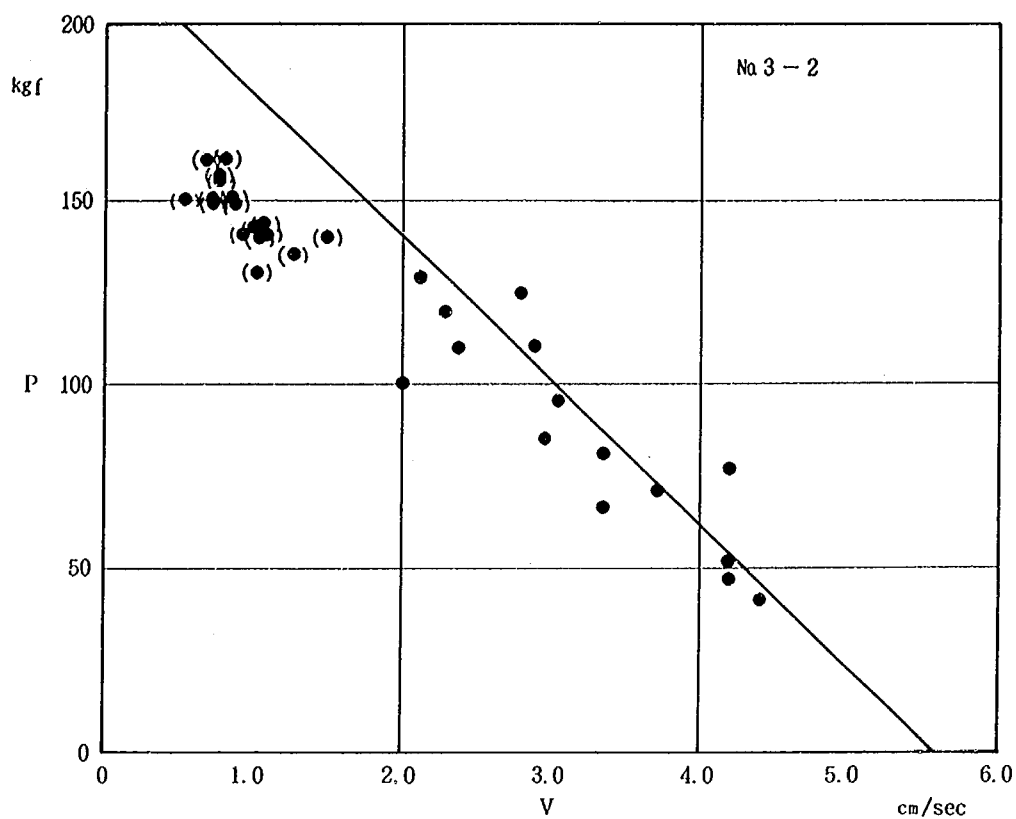
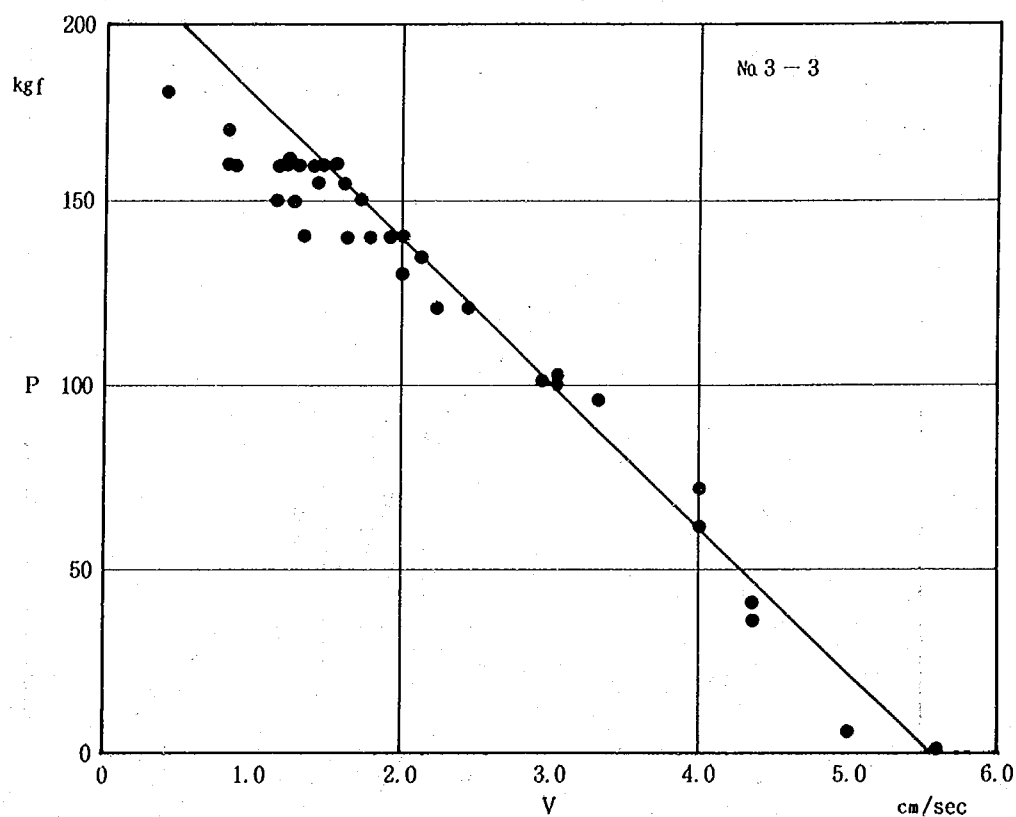


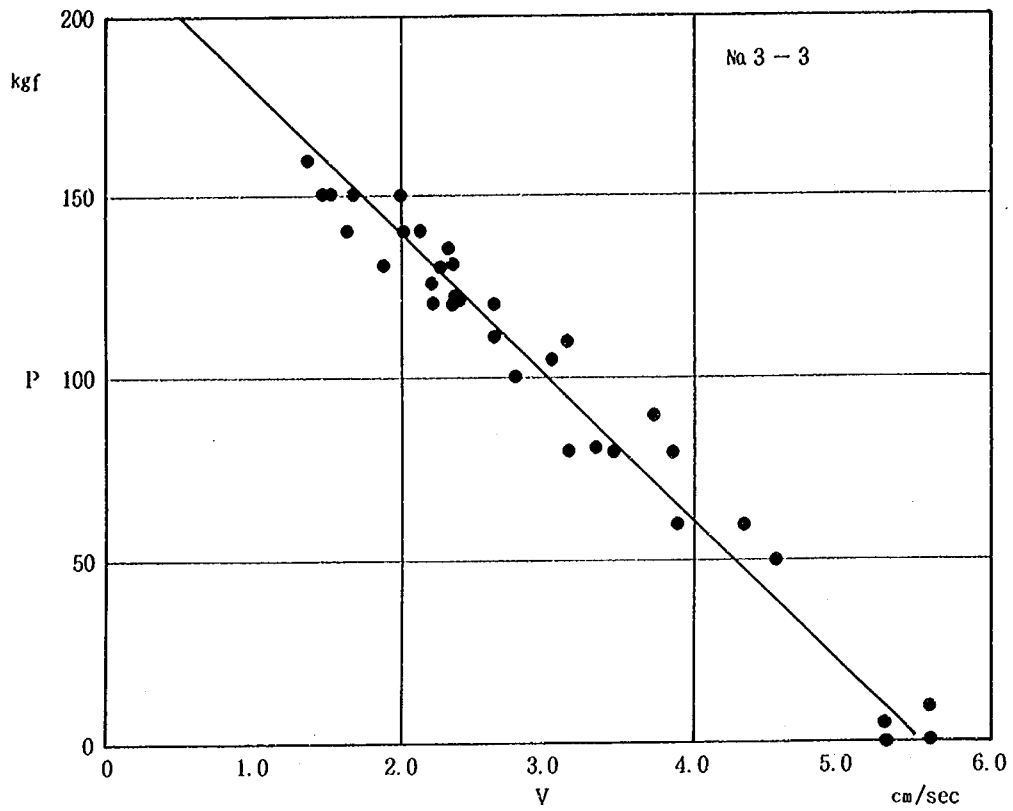
図-5.2.15(i) (L-2) 実験における速度と推力の関係



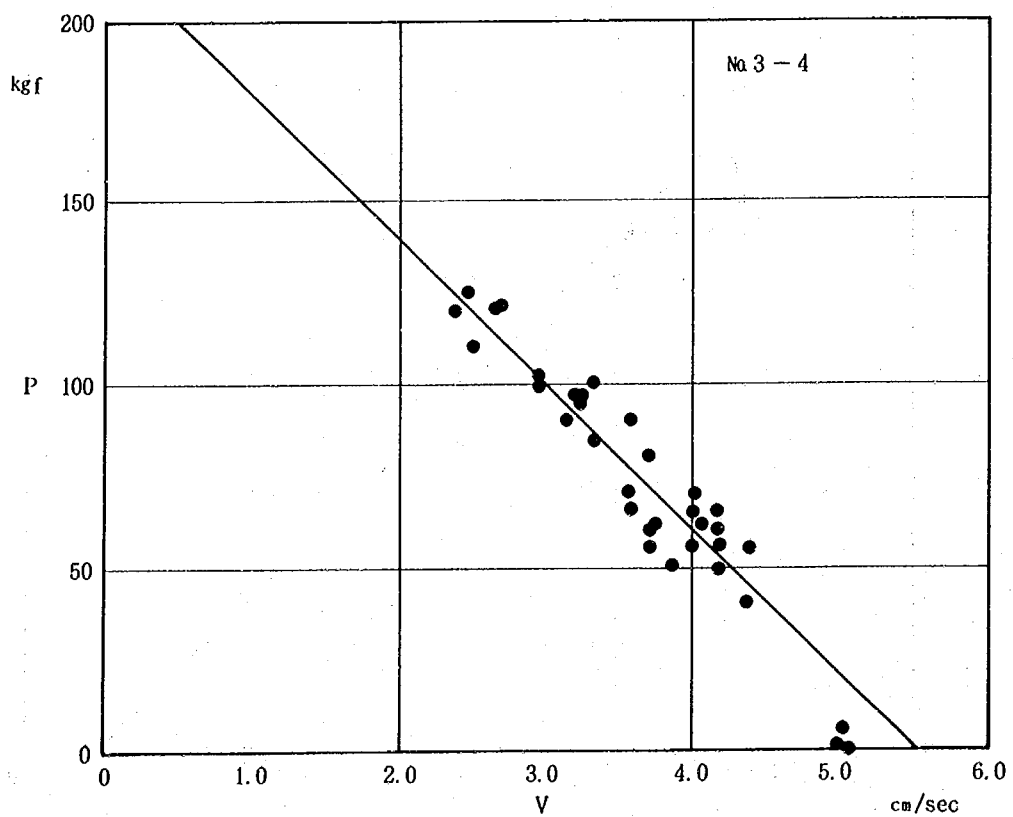
図—5.2.15(k) (L—2) 実験における速度と推力の関係



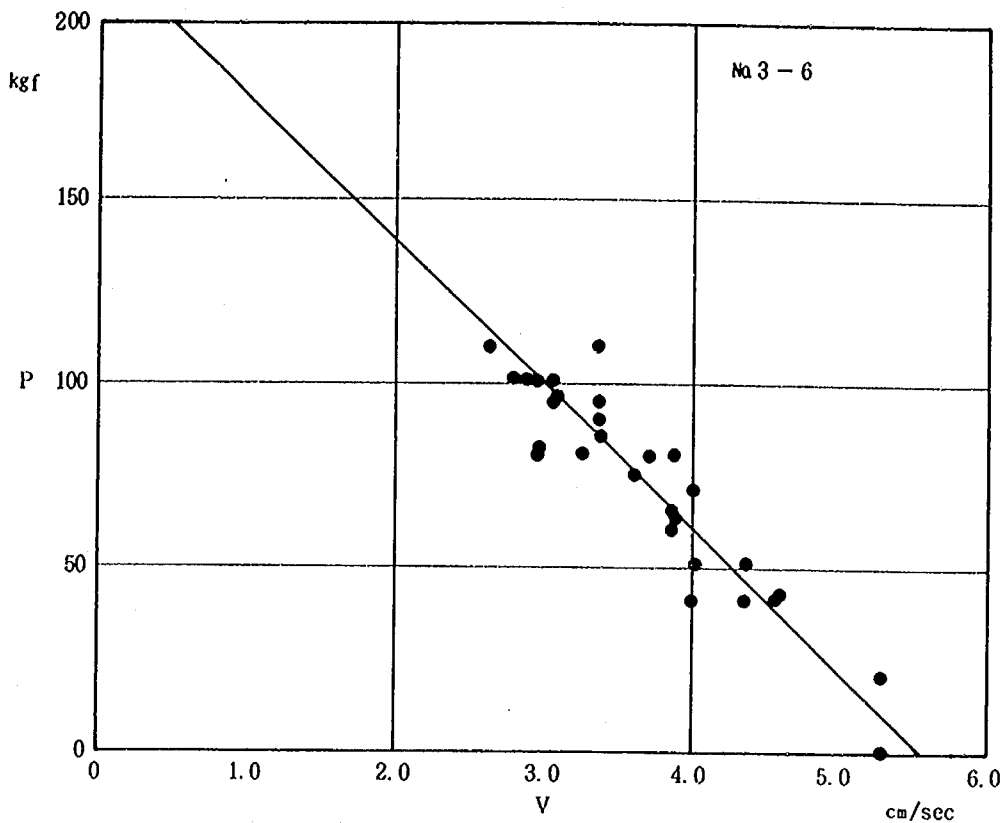
図—5.2.15(i) (L—2) 実験における速度と推力の関係



図—5.2.15(m) (L-2) 実験における速度と推力の関係



図—5.2.15(n) (L-2) 実験における速度と推力の関係



図—5.2.15(o) (L—2) 実験における速度と推力の関係

の関係を示したものである。

図中、速度軸を 5.5cm/sec で切る実線で示した直線は、全測定値の過半数に共通すると考えられる代表分布直線である。各測点毎の分布が上記代表直線に一致しないものについては破線で分布直線を示し、この分布直線が代表分布直線に対する速度軸上での偏位量を補正量として図中右上に示した。これらの分布直線を見ると、上記代表直線の他に、補正量 +0.5cm/sec 程度の代表直線が、同じ測定日に実施した一連の測点群を中心に存在し、これらの 2 種の代表直線でほとんどの測定点の分布を代表し得ることがわかる。

図中()で囲んだ測定値は、各測定点毎の分布直線から大きく離れた分布を示すものであり、これらの測定値もまた別の分布直線上に分布している。なお、これらの測定値はストロークを盛り替えたとか、特異な条件があった場合等に変動し、そのまま継続する特性を持っており、貫入装置の油圧回路の不安定さに起因するものであることがわかる。

図中に見られる各測定値の分布傾向はこれまでの実験で確認されていた特性と同様であって、判明した事項を改めて列記すると以下ようになる。

- ① 測定値は、貫入装置の特性によって勾配がきめられる平行な直線上に分布する。
- ② 測定値の分布する直線は、設定油圧の条件によってきまる特定値を持つ。
- ③ 貫入装置に見られた油圧回路の不安定さは、この相関図で見る限り設定油圧条件の変動として現れ、操作上の変更点においても変動し、定常操作中は継続する傾向が認められる。
- ④ 測定値の分布は、速度が 0 で推力が 220 kgf、速度が 5.5cm/sec で推力が 0、の 2 点を結ぶ直線で全

測定点の約 $1/2$ を代表させ得る。このことは、全測定点の約 $1/2$ 程度が同じ設定油圧で貫入試験を実施していたと推定される。

- ⑤ 同様に、測定日が同一の一連の測定点群（全測定点の約 $1/4$ 程度）に対しては、上記の直線を速度軸上で -0.5cm/sec だけ移動した直線で代表し得る。このことは、この時期に設定油圧の条件が多少ずれていたと考えられる。

このようにして、実際の回転貫入試験中には確認できなかった（油圧の設定レンジが特に低く、モニターゲージの精度では検出しにくいだけでなく、モニターゲージ自体が故障ぎみであった。）設定油圧条件を確認できることになったので、以後のデータの対比に際して、設定油圧による影響を除外するために、この結果を利用して共通条件の範囲を限定することができる。

(ii) 補正方法に関する検討

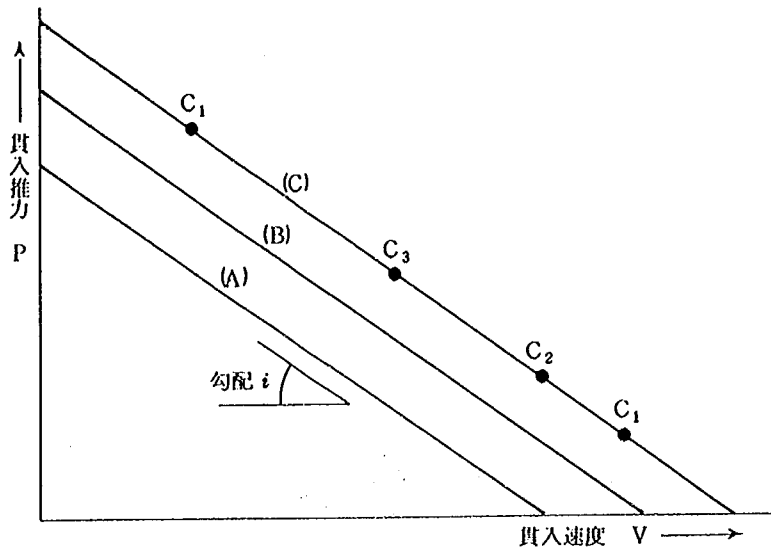
流体圧によって推力を制御する装置で回転貫入する場合の貫入推力と貫入速度との関係は、装置の特性によって逆相関の関係にあり、設定する流体圧の条件によって決まる特定の直線関係で示される。

すなわち、図—5.2.16 (a)において、貫入推力と貫入速度の関係は(A), (B), (C)のように平行な直線で示される。直線の勾配は使用する装置の特性と先端抵抗体の条件によって決まる。(A), (B), (C)のどの直線になるかは、装置の設定圧によって決まる。

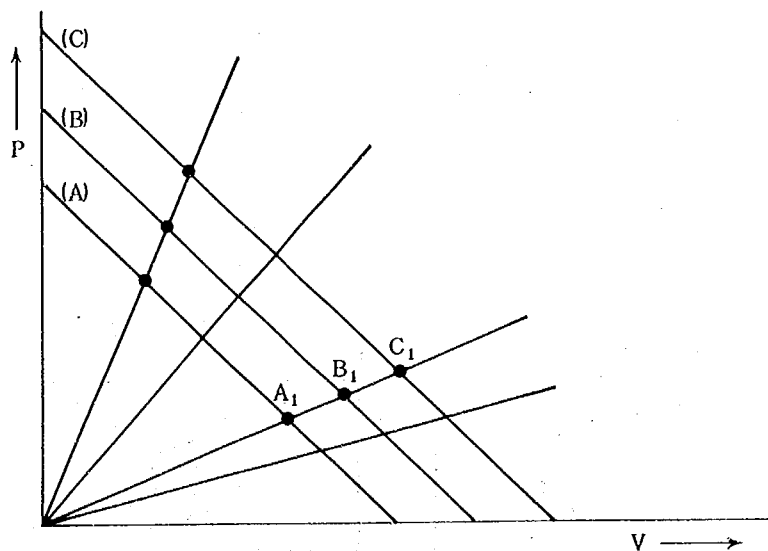
(C)直線で示される回転貫入試験を行なった場合に、地盤強度の増大に応じて、 $C_1 \rightarrow C_2 \rightarrow C_3$ のように、直線上で左上がりの位置に測定点が分布することになる。これらの各測定結果について、設定圧力の条件を変えて、(B)直線で示される回転貫入試験を行なった場合に、 C_1 , C_2 点が(B)直線上のどこに来るかと言うような相互の関係を明らかにすることは、回転貫入試験を一般化する上で重要な課題である。以下に、この事項について検討を加えることにする。

設定圧が大きくなると貫入推力が大きくなり、同時に貫入速度も大きくなることは十分に想像できることである。このような関係から、各測定結果の動きを得る位置は、図—5.2.16 (b)に示すように、0 点から放射状に広がる直線群が考えられる。もし、各測定結果が設定圧の変化に応じて、この放射線上を動くものとすれば、各測定値を P/V で表示すると圧力値の変動に関係なく地盤の強度のみによって決まるデータとして扱えることになる。このような関係をデータで確認するためには、地盤条件が同じで設定油圧のみが変動している条件の試験データが必要である。標準直線に対して補正量を併記したデータは、いずれもこのような条件にあてはまるものではあるが、各個の試験内での測定値のばらつきに較べて、設定圧の変動量が十分な大きさではない。そこで各回転貫入試験の中でも比較的安定な測定値を示す各ストロークの 20 cm および 40 cm、すなわち深さで、20, 40, 70, 90, 120, 140……340 cm の測定値だけを選び、造成地盤に関する回転貫入試験結果に限定してこれらのデータについてだけで $P \sim V$ の関係を示したのが図—5.2.17 である。図中には、それぞれの試験毎に補正量として示した量に相当する設定圧の変化がある訳であるが、個々の試験内での変動のほうが大きく、有意な分布傾向を見つけ出すことはできない。

試験 No.0—1, 0—2 において地表附近に限定して大きく設定圧が変化していることになるデータがある。この試験結果について浅い部分だけを引用して示したのが図—5.2.18 である。(a)は深さに対する $1/V$ の分布であり、50 cm 以浅が下部に対して明らかに異なった強度分布を示す結果になっている。(b)図は $1/$



(a) 推力と速度の関係



(b) 設定圧による測定点の移動

図-5.2.16 貫入推力と貫入速度の測定結果の表示

V を P/V に変換して示したものであるが、このような処理によって一様に連続した強度分布を示す結果に変わるわけで、未固結土の開削に際して確認された地盤の状況が特別の変化が認められなかった事実と一致することになる。このことは、 P/V によって地盤の状況を示し得ると考えられる。しかし、50 cm 以深の No.0-1 と No.0-2 の測定値の相異に関しては、この処理によってより相異を大きくする傾向になり、単純に 0 点からの放射線群で説明できない内容を含むものと考えられる。

図-5.2.19 は、強度パラメータとして求めてきた $1/V$ に対して P/V がどのような関係になるかを示したものである。この場合は上記の浅部で認められた設定圧の違いについても、補正量を計算して併記している。この図を見ると、両係数の間に設定圧の相異に関して原点は通らないもののほぼ比例関係にあることがわかる。

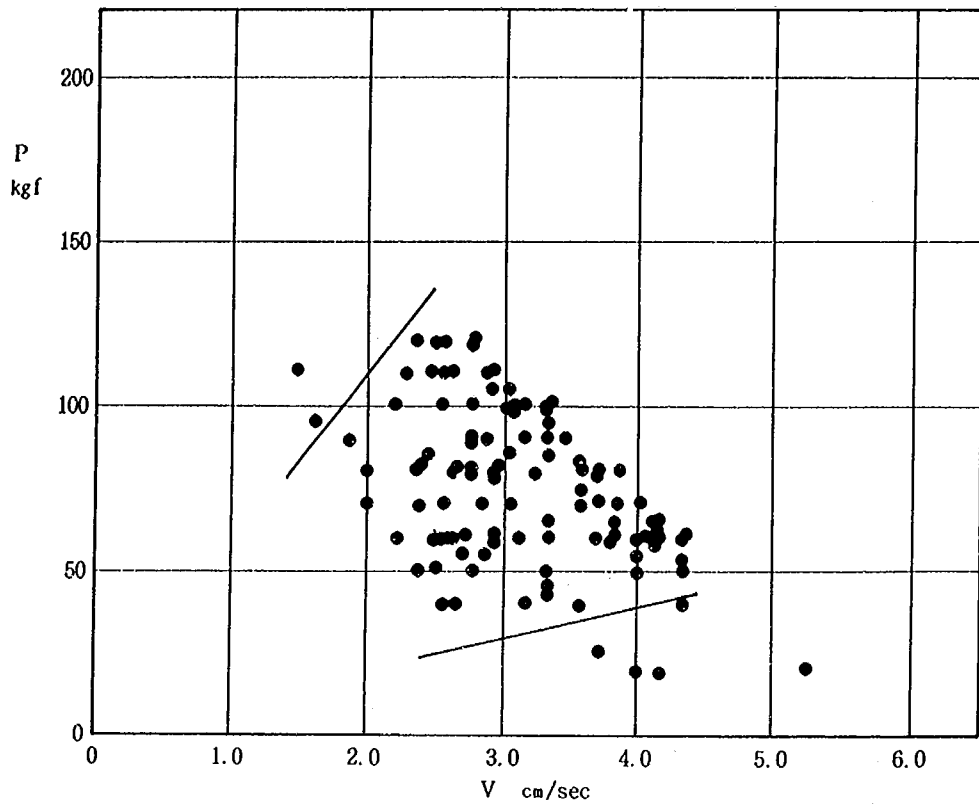
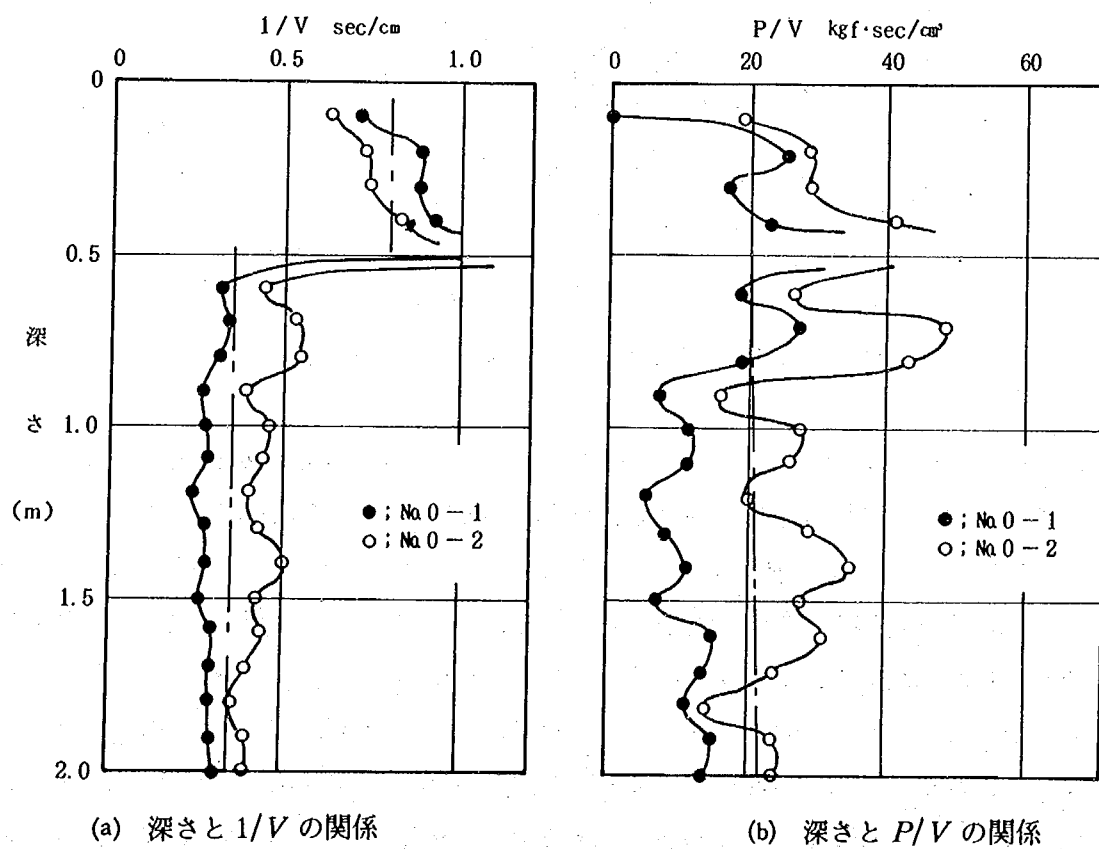


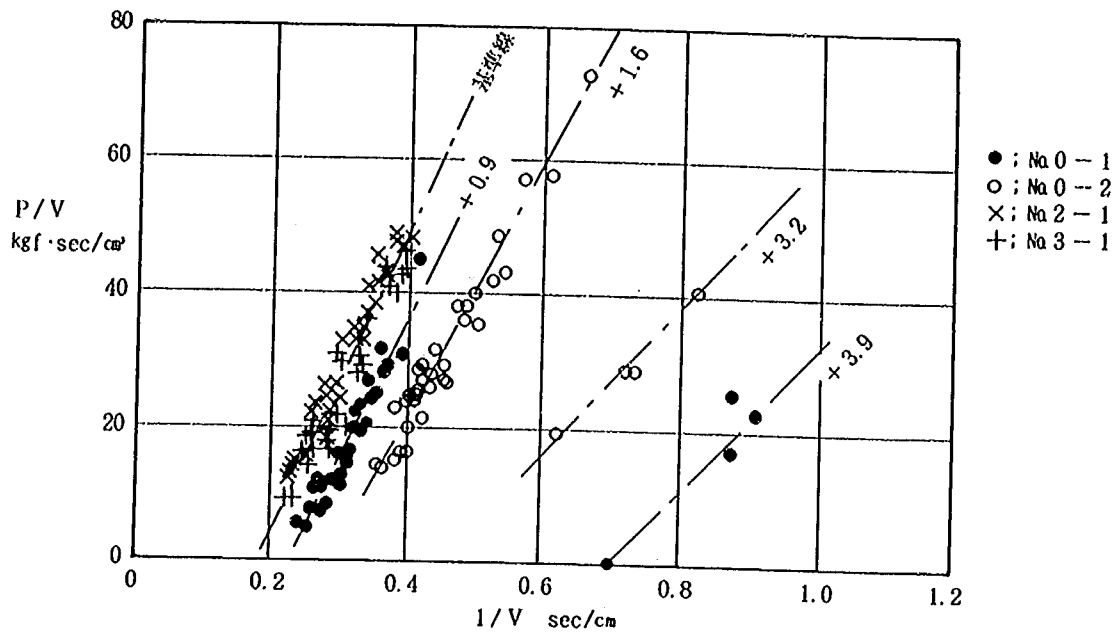
図-5.2.17 造成地盤に関する代表測定値による $P \sim V$ の関係



(a) 深さと $1/V$ の関係

(b) 深さと P/V の関係

図-5.2.18 地盤強度の表示方法 $1/V$ と P/V の比較

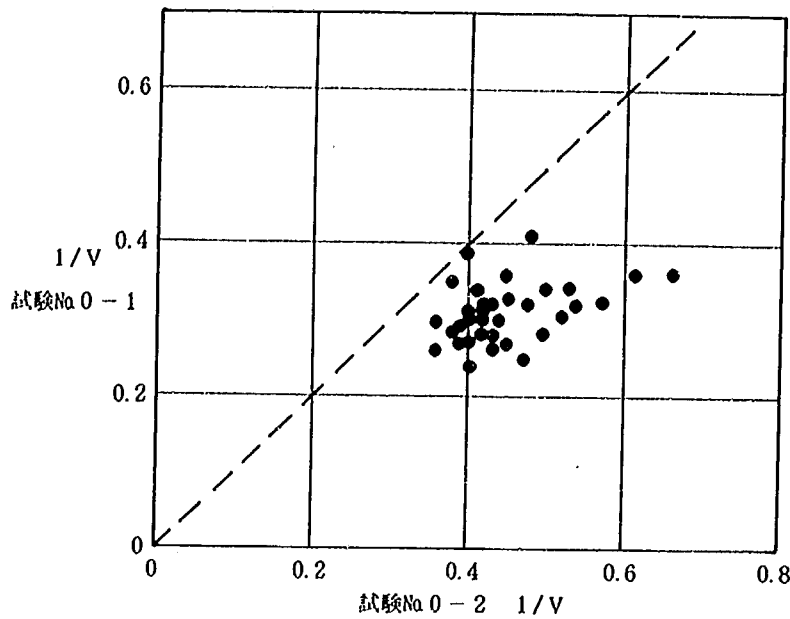


図—5.2.19 $1/V$ と P/V との関係

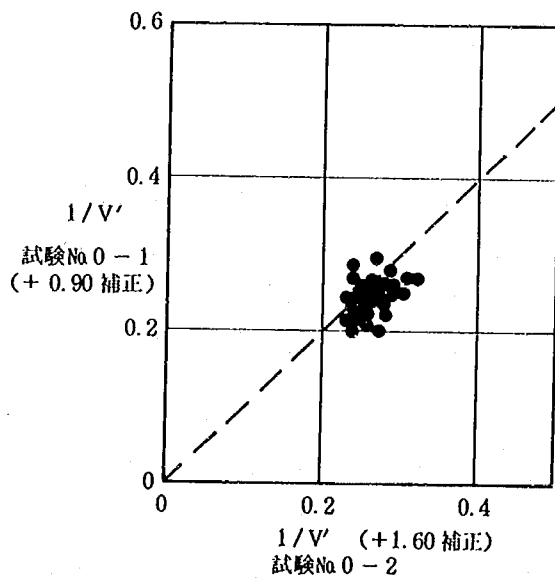
図—5.2.20 (a)～(c)は、未固結地盤に関する回転貫入試験のデータに着目して整理したものである。このうち(a)は、 $1/V$ のパラメータについて、一様に締め固められた地盤の2試験、仮に No.0—1 及び No.0—2 を取り上げて同じ深さの $1/V$ の相関性を示したものである。地盤条件が一樣であれば両者は図中の 45° 線付近に分布するはずであるが、明らかに偏った分布を示している。これが設定圧の相違によって見掛上生じた偏りであるとすれば、この分布を 45° 線付近にもどす補正の方法から影響の主要因を求めることができる。 P/V への変更の処理では 45° 線上にこないことは、前出の図—5.2.18 の(b)図からも明らかである。一方基準直線に対して、これを V 軸上で水平に移動するとして、所轄補正量を V だけについて行ない、これから $1/V'$ を改めて計算して両者の相関として示したのが(b)図である。相当の集中度で 45° 線上に集中することがわかる。さらに補正のない、同じような条件の試験 No.2—1, No.3—1 について $1/V$ の相関性を見たのが(c)図である。これらの結果から、推力 P および貫入速度 V がこれらの試験の範囲、すなわち、 $P < 110 \sim 120 \text{ kgf}$, $V > 25 \text{ cm/sec}$ では、 $P \sim V$ 曲線の切片約 220 kgf の基準直線の分布点においては P はほとんど変わらず、 V のみが変化すると言うことができる。

以上の関係を総合すると、貫入推力 P および貫入速度 V との関係は $P \sim V$ 曲線の切片約 220 kgf にした場合の基準直線に対して、図—5.2.21 に示すように、速度および推力の最大値の約 $1/2$ 弱を境にして特性の異なる移動パターン上を、地盤抵抗に応じて移動するものと考えることができる。

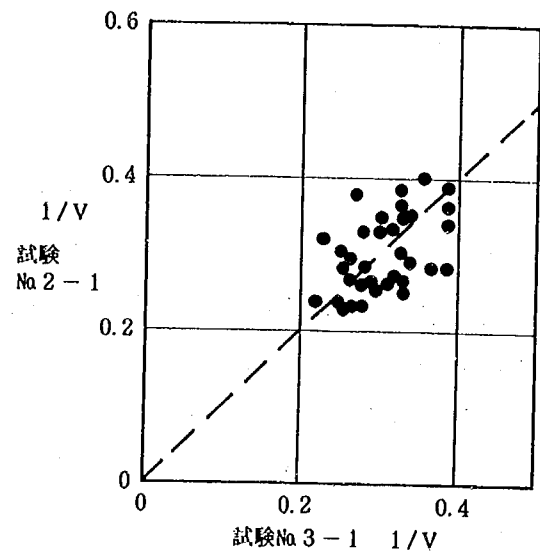
なお、地盤自身の支持能力に一定の限界があることから、図中の左上限の部分には現実の測定データが存在しないゾーンがあることになり、このゾーンの範囲は地盤条件によって決まることになる。また、貫入推力が 220 kgf を越えた範囲の特性は、 V が大きい範囲の測定データの変動から、そのまま拡大したパターンになることが想像される。しかし、この場合の、ほぼ水平線群になると考えられる境界の設定については最大速度の約 $1/2$ という割合と約 2.5 cm/sec という絶対量に意味があるが、装置の特性として別の条件が影響している可能性も残っている。



(a) 補正前の相関性



(b) 補正後の相関性



(c) 基準曲線上の試験の相関性

図-5.2.20 速度だけの補正による相関性の改善

2) 貫入抵抗のパラメーターに関する相互比較

測定項目の貫入速度については、その逆数 $1/V$ が割合に良く地盤強度に対応して変動することが知られている。そのため、ここでは速度について「速度 $1/V$ 」として速度の逆数で速度に関する測定値を示すことにする。

測定項目トルクについては、本土槽実験では先端で測定した結果と台座で測定した結果がある。両者は、本来同じ内容の測定であり、貫入機構を単純に考えるならば重複して測定していることになる。しかし、測定結果は前出図-5.2.10 (a)~(i)に示したようにほとんど同じ測定結果を示す場合と、極端に大きな差異を示

す場合が認められた。両測定値に差異が認められる場合の台座トルクは、ロッドの周面に作用する摩擦として考えられる量に対して桁はずれに大きな値を示しており、ストロークの盛り替え時に急変する特性が認められる。このような大きな摩擦は、ストロークの盛り替えによる変動を考慮すると、ロッドのクランクが偏心して、ロッド自体が孔壁を押し続けることになり、この結果として特に大きなトルクが測定されるものと考えられる。このためトルクに関しては以下の整理においては、先端トルクの測定結果を用いることとし、台座の測定結果は参考データとして利用する。

① 推力 P と速度 $1/V$ との関係

図-5.2.22 (a)~(f)は回転貫入試験において設定圧が基準条件 ($P_{max}=220\text{kgf}$) のものについて $P \sim 1/V$ の関係を示したものである。

すでに述べたように、各回転貫入試験は $P \sim V$ の関係において、良く負の相関を示すことが明らかにされており、速度を逆数に変換したこの図においては、双曲線の特性として、特に P の割合に小さい範囲で、各試験共にまとまった分布を示すが P_{max} に近い範囲でのデータのばらつきが目立つ。

図-5.2.23 (a)~(f)は、同様に、設定圧に補正を要すると判断された回転貫入試験について $P \sim 1/V$ の関係を示しているが、基準直線からはずれていることから分布の基本的な曲線が変わっている。

図-5.2.24 で(a)図は実験で確認された $P \sim V$ の関係について模式的に示したものである。この図のように直線(1)および(2)で示される分布は、 V を $1/V$ に変換すると(b)図に示すように双曲線(1)および(2)になることになる。すなわち、 $1/V=0$ および $P=P_1max$ または P_2max をそれぞれの漸近線とする双曲線で示されることになる。これは、基準直線に対応した双曲線を基準に、 P_{max} に応じてスライドした曲線が各補正を要する分布直線を変換した後の曲線と言うことである。

(b)図を見ると P_1max 及び P_2max に近い範囲では、 P の変動に伴う $1/V$ の変動が極端に大きくな

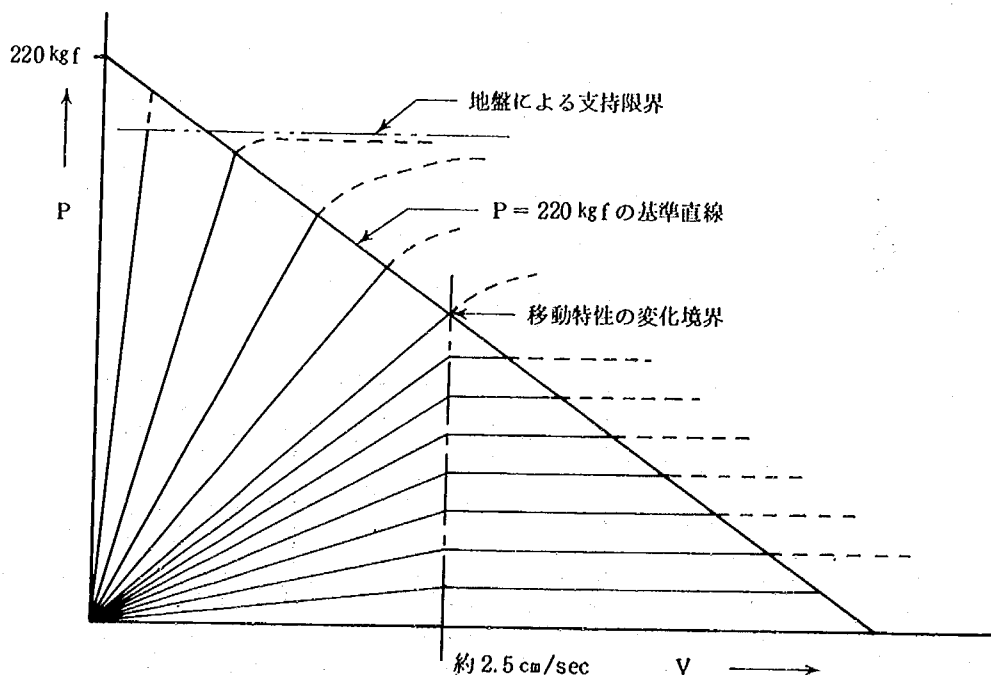


図-5.2.21 設定圧による $P \sim V$ 関係の変化

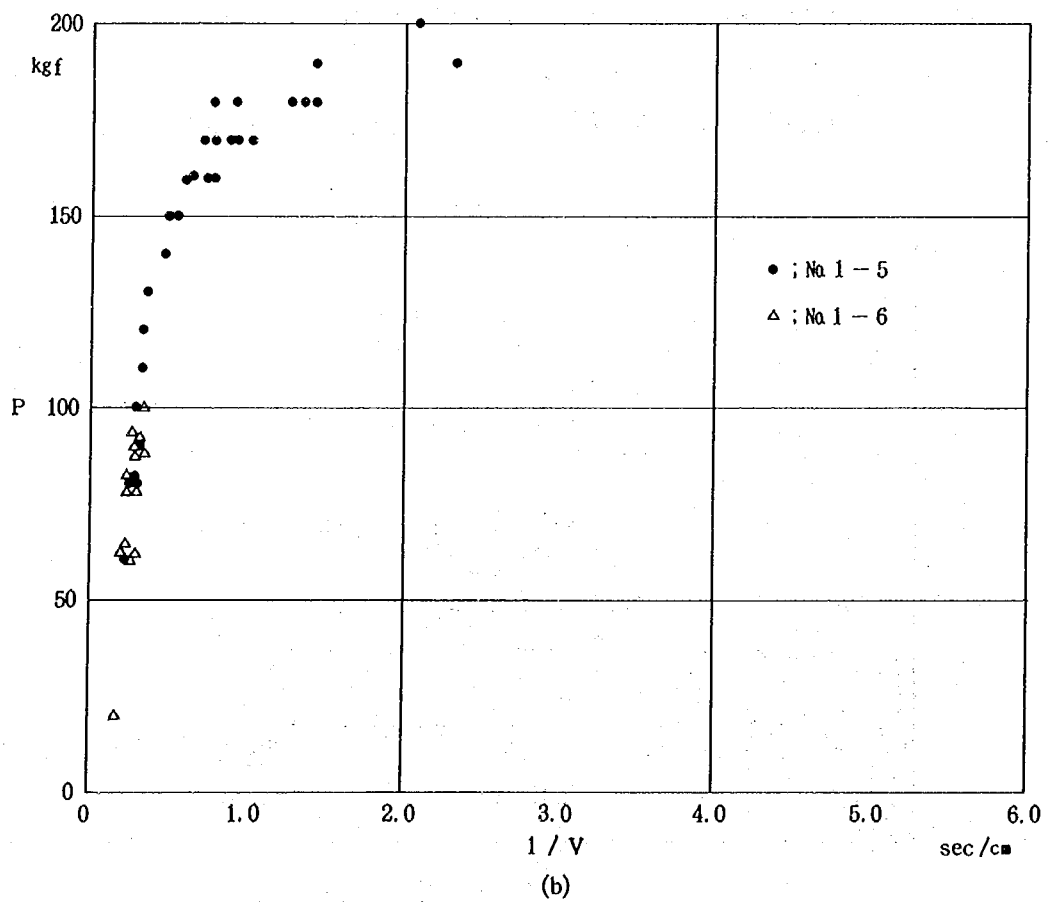
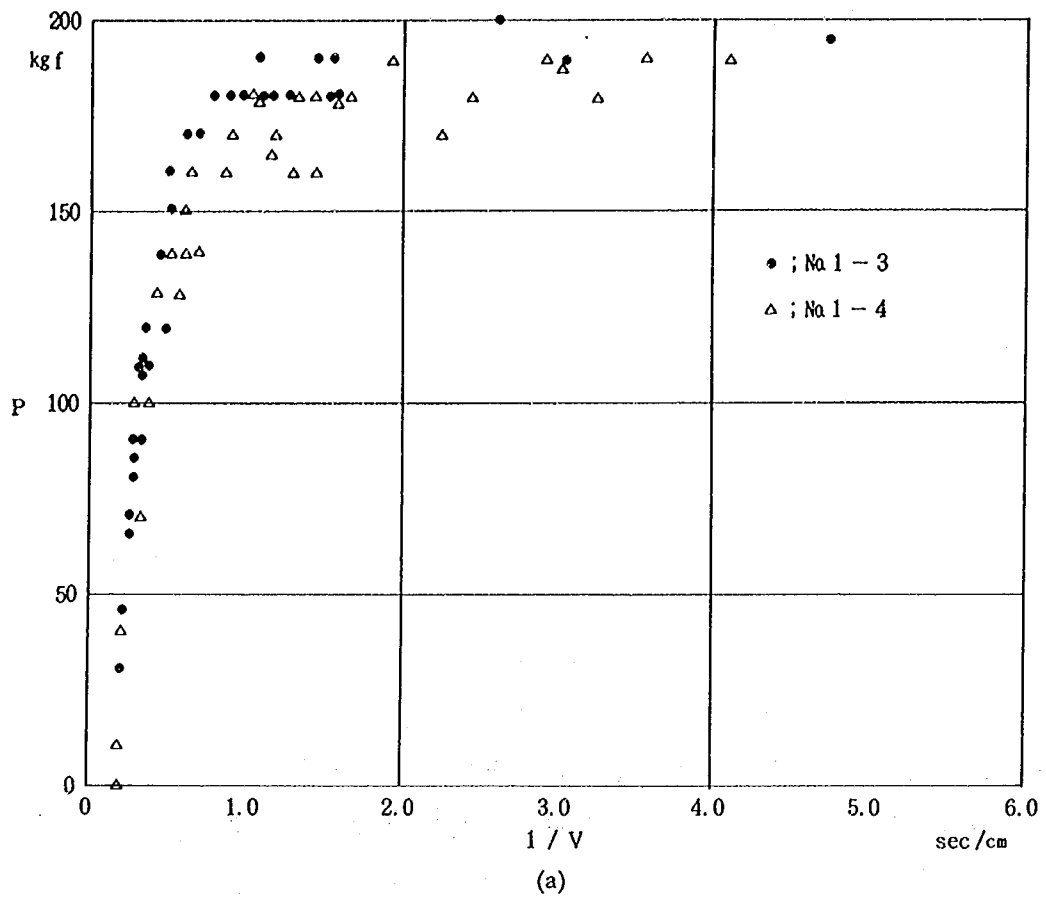
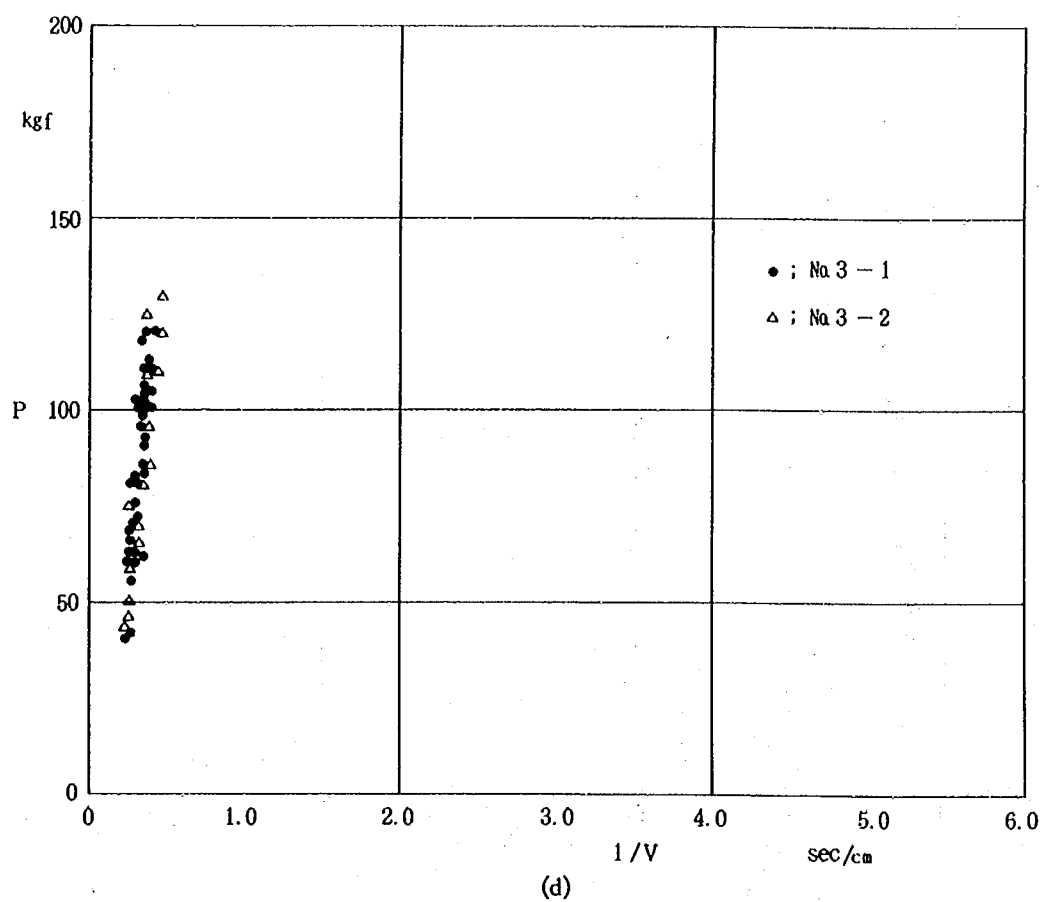
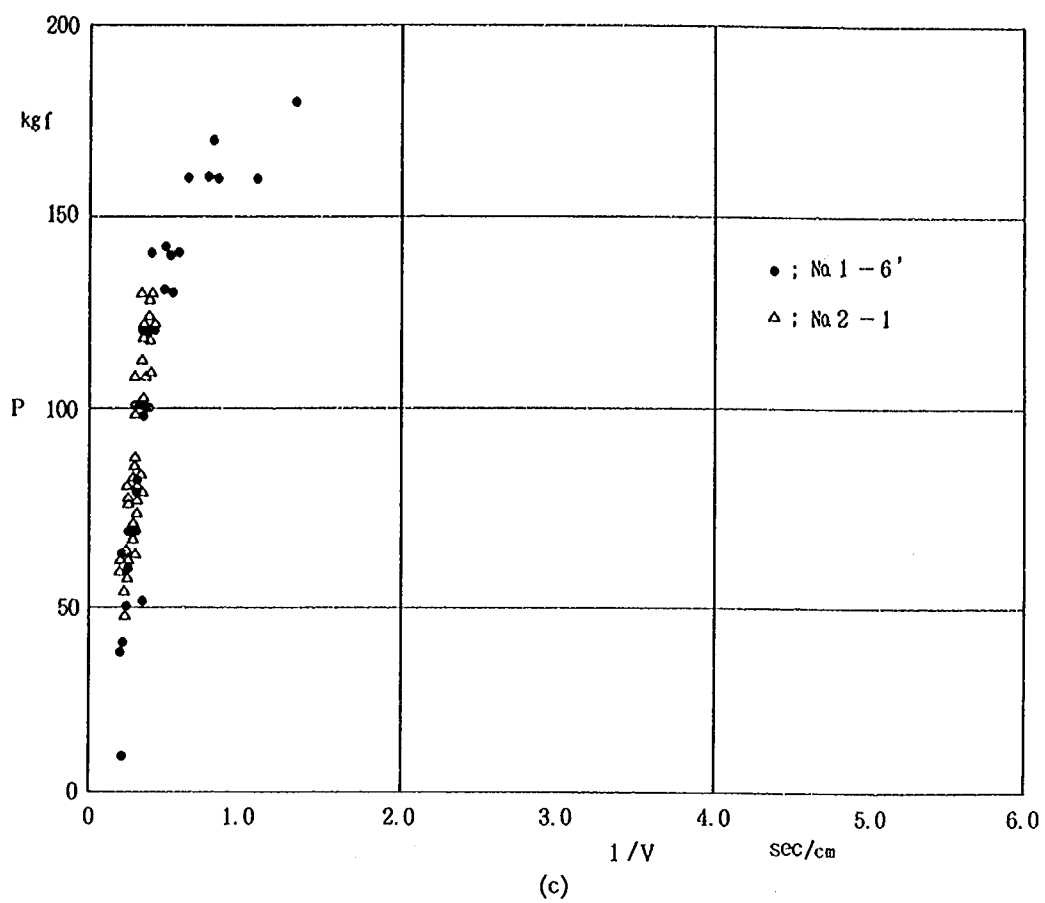
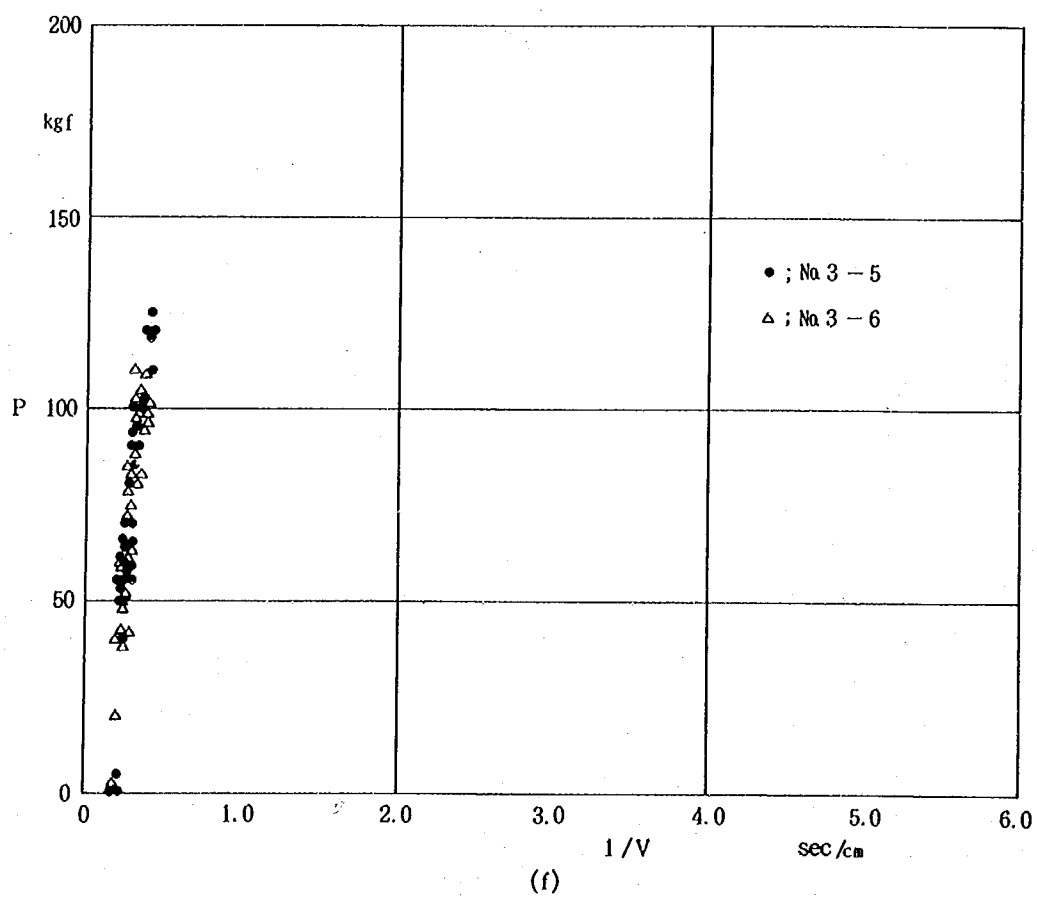
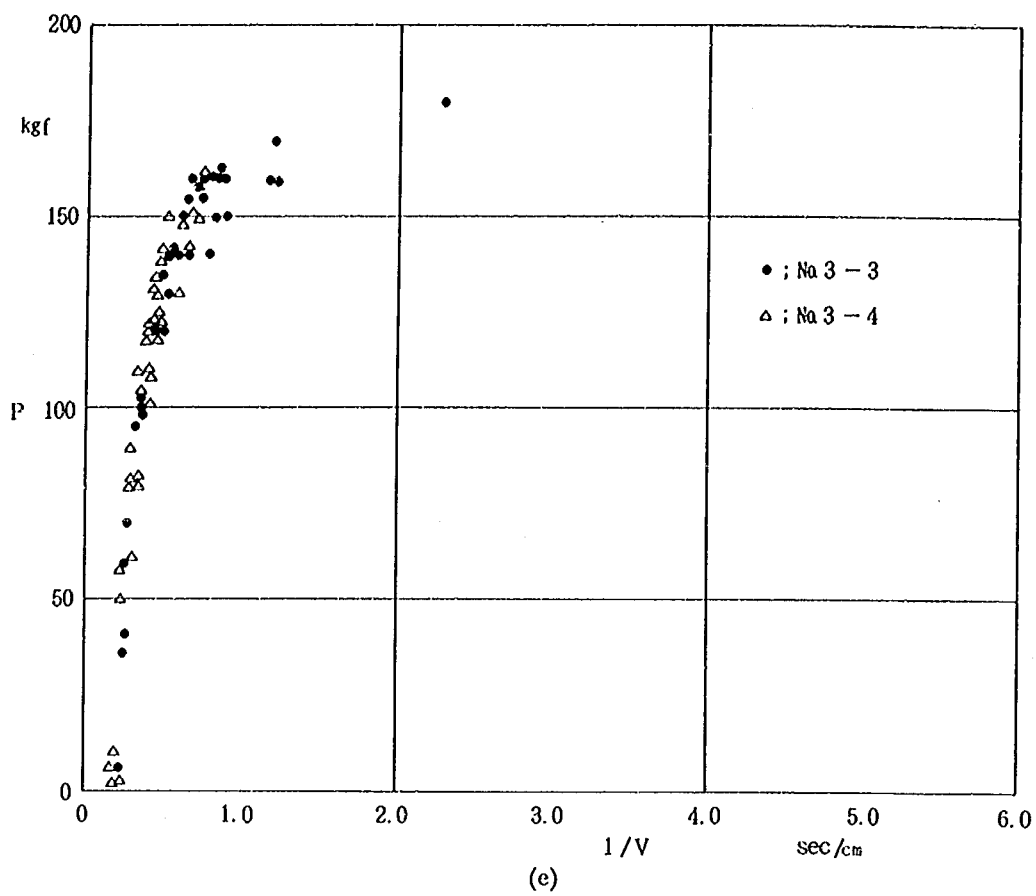
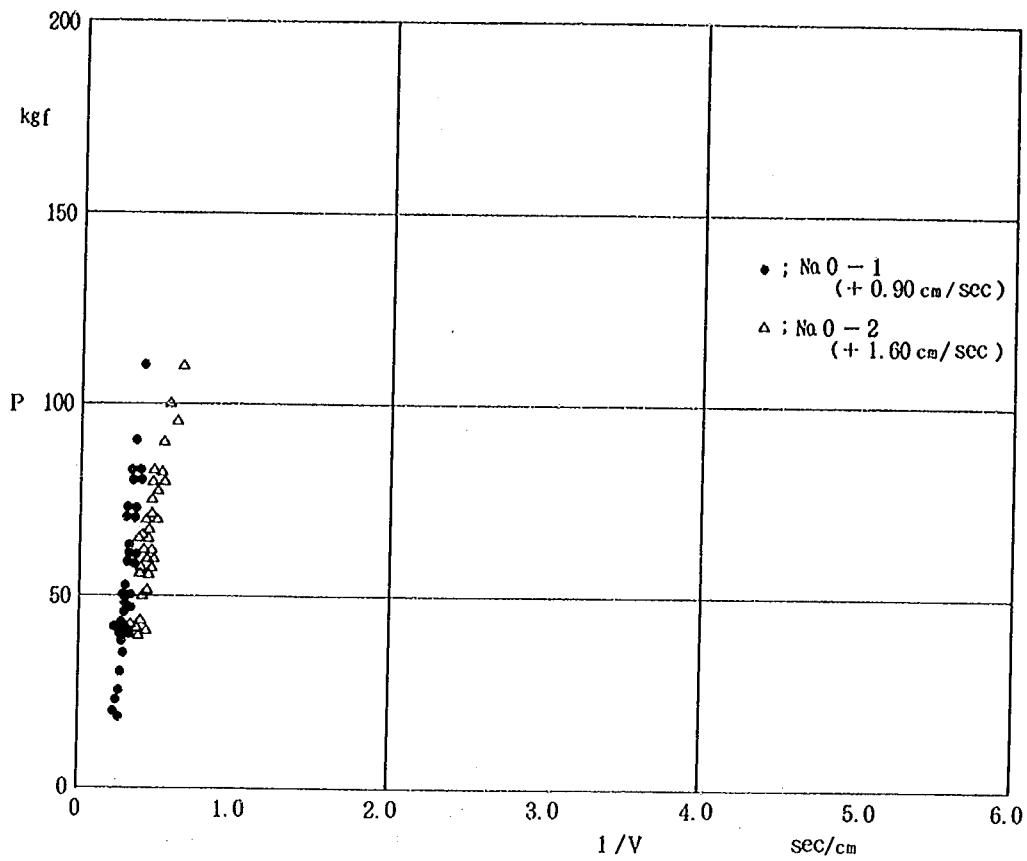


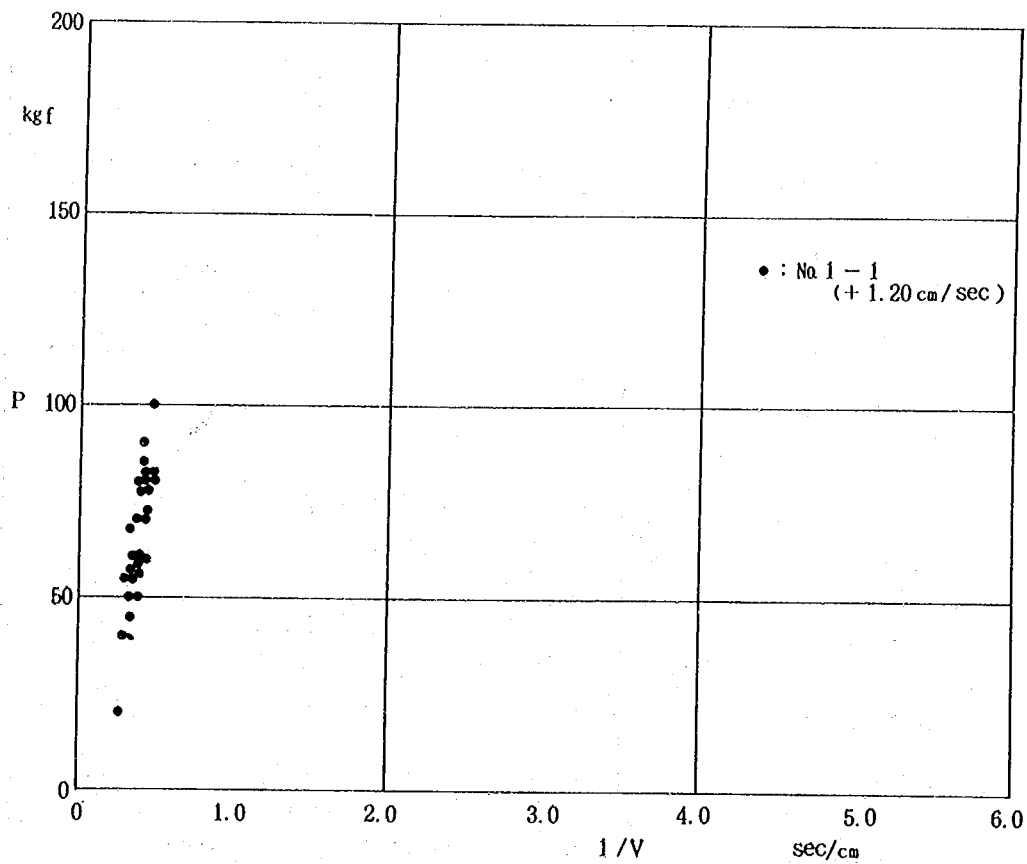
図-5.2.22 推力 P と速度 $1/V$ との関係・補正の無い場合





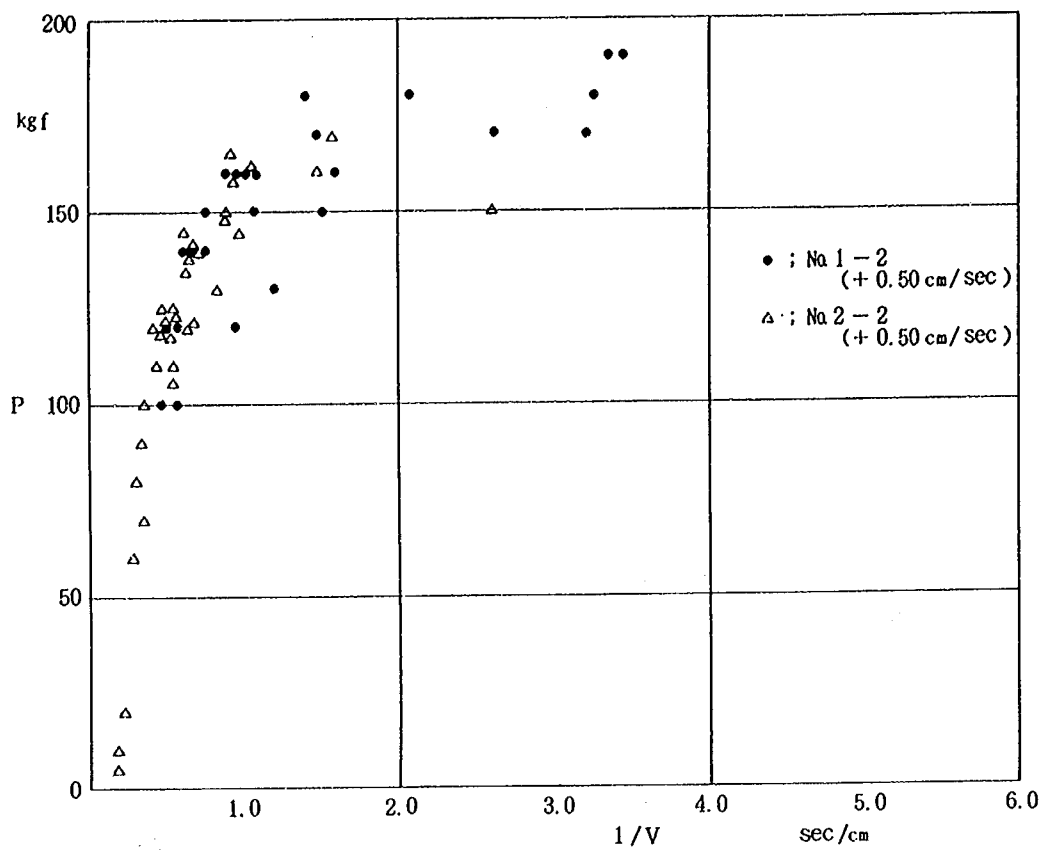


(a)

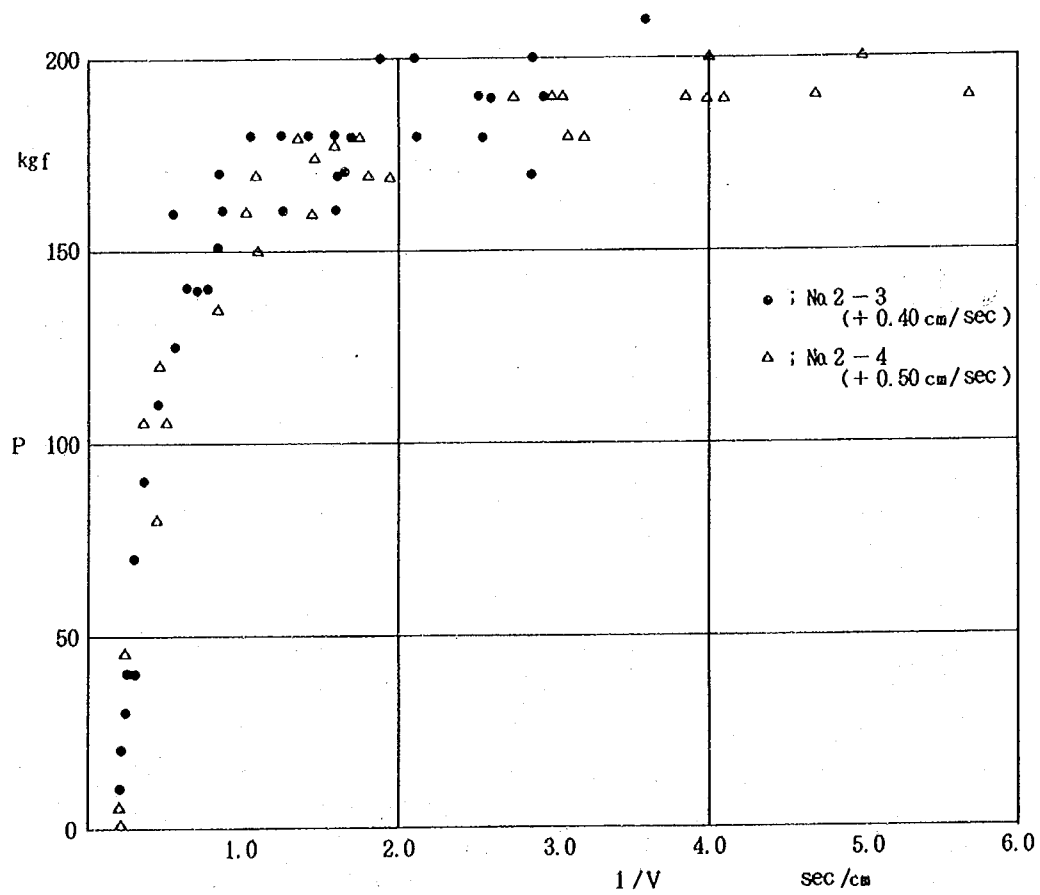


(b)

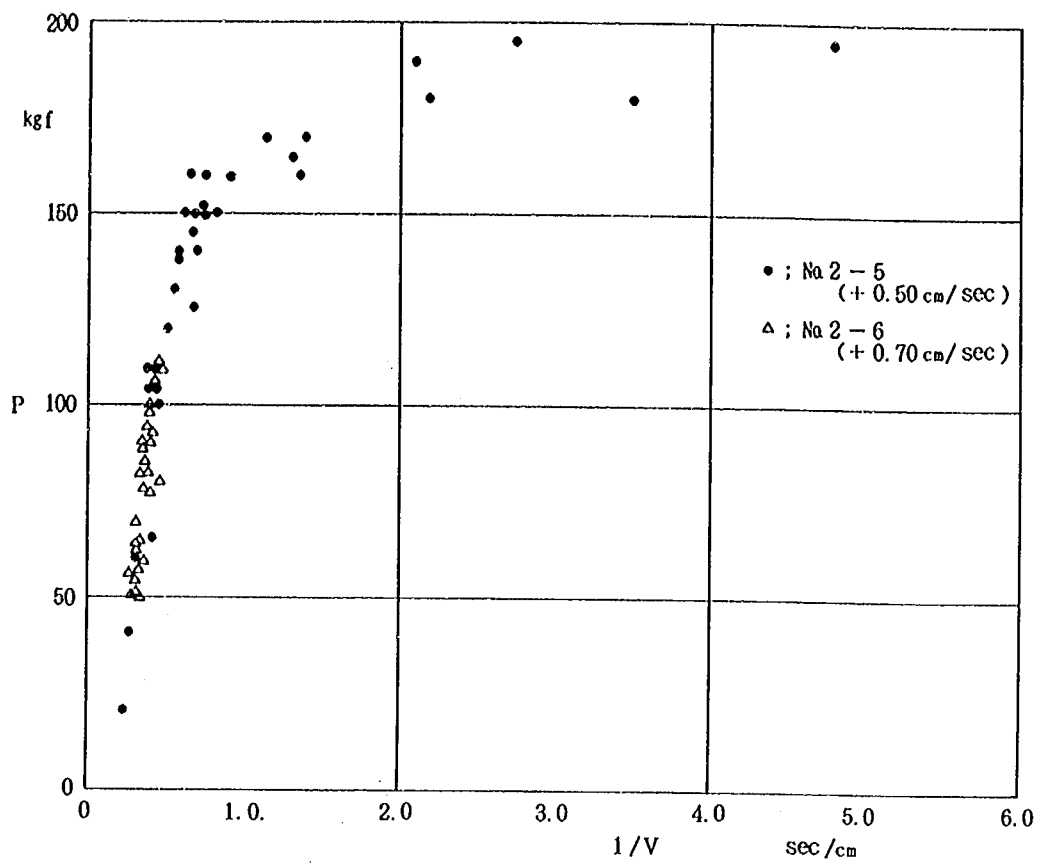
図-5.2.23 推力 P と速度 $1/V$ との関係・準補正の要する場合



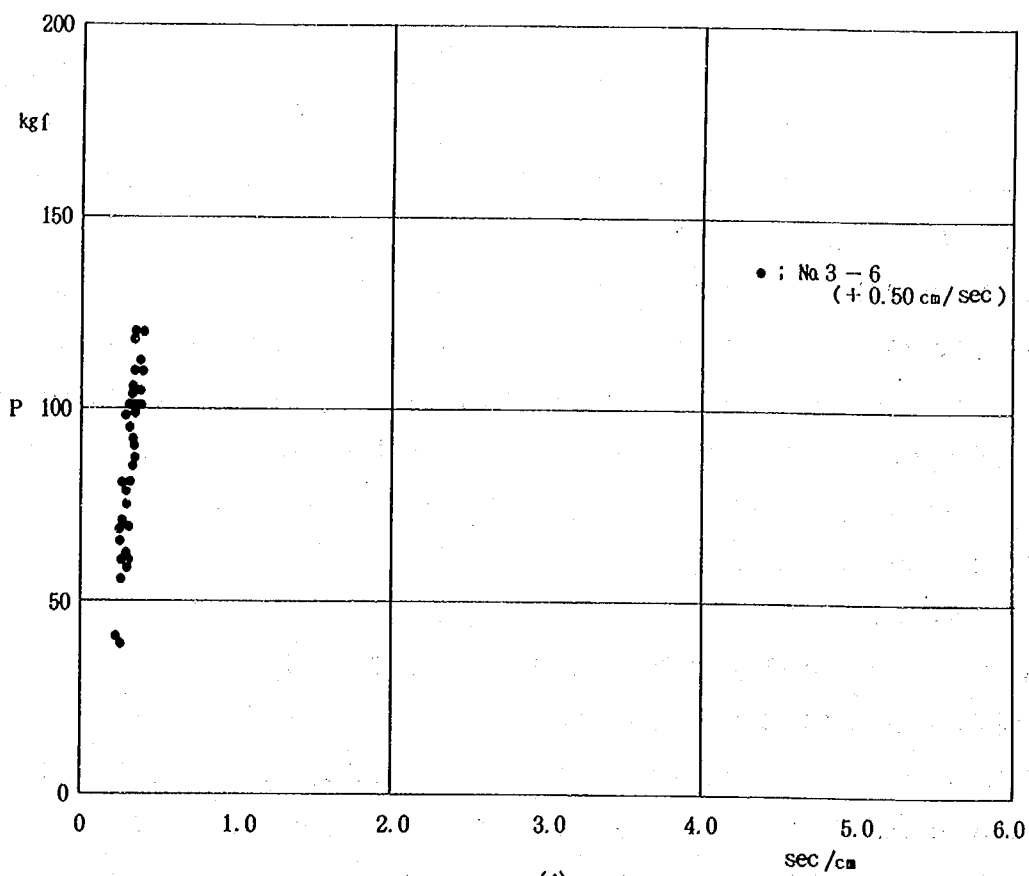
(c)



(d)



(e)



(f)

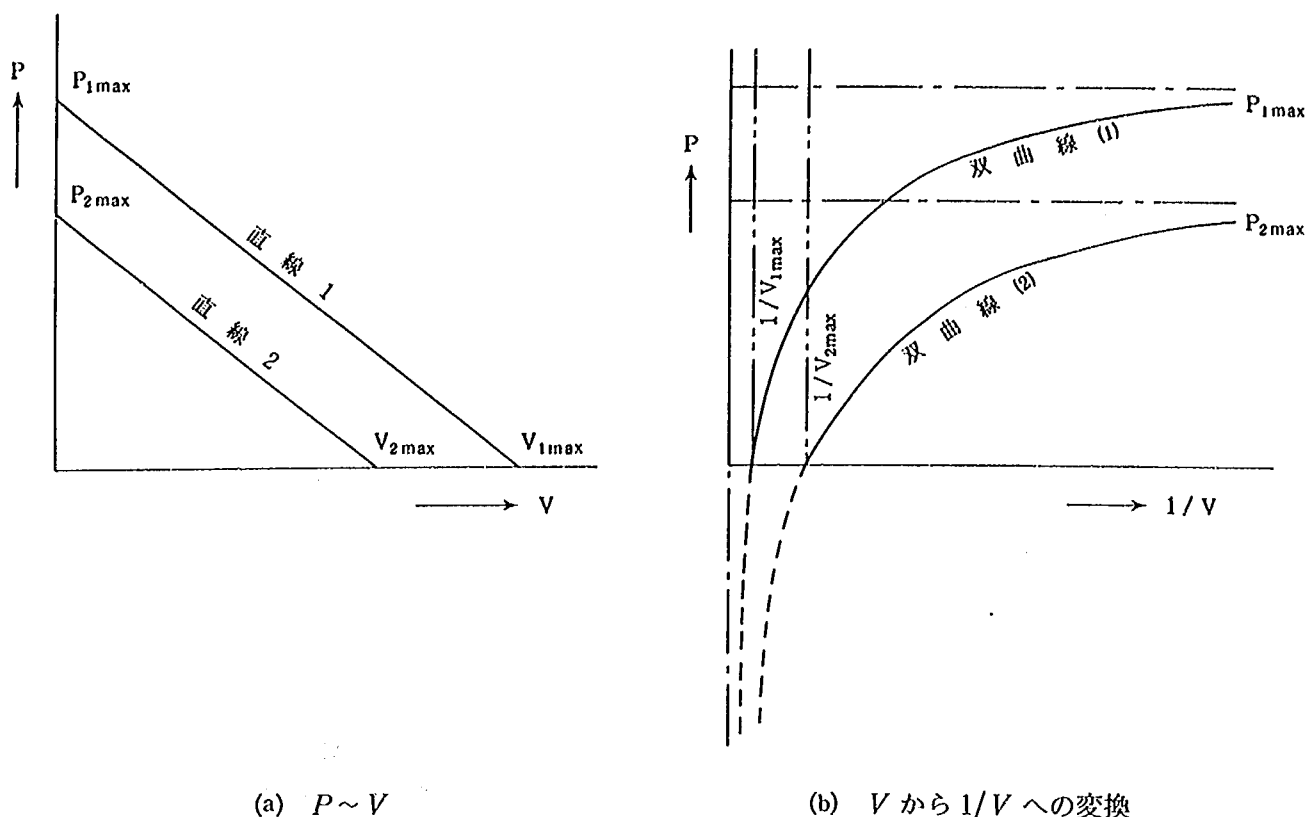


図-5.2.24 V から $1/V$ への変換

り、 $1/V$ が P に比較して過敏な特性を持つようになることがわかる。当然のことながら P の小さい範囲については補正をすることで各曲線は単一の曲線で代表させ得ることになり、この範囲で利用する限り、地盤強度に関するパラメーターとしては両者を同程度に利用できるものと考えてよいことになる。

② トルク T と速度 $1/V$ との関係

図-5.2.25 (a)~(d)は、 $P \sim V$ 関係の整理後、設定圧の条件がほぼ基準直線上に分布し補正の必要がないと判断された試験結果を取り上げ、先端部のトルク (T) と速度 ($1/V$) との関係を示したものである。

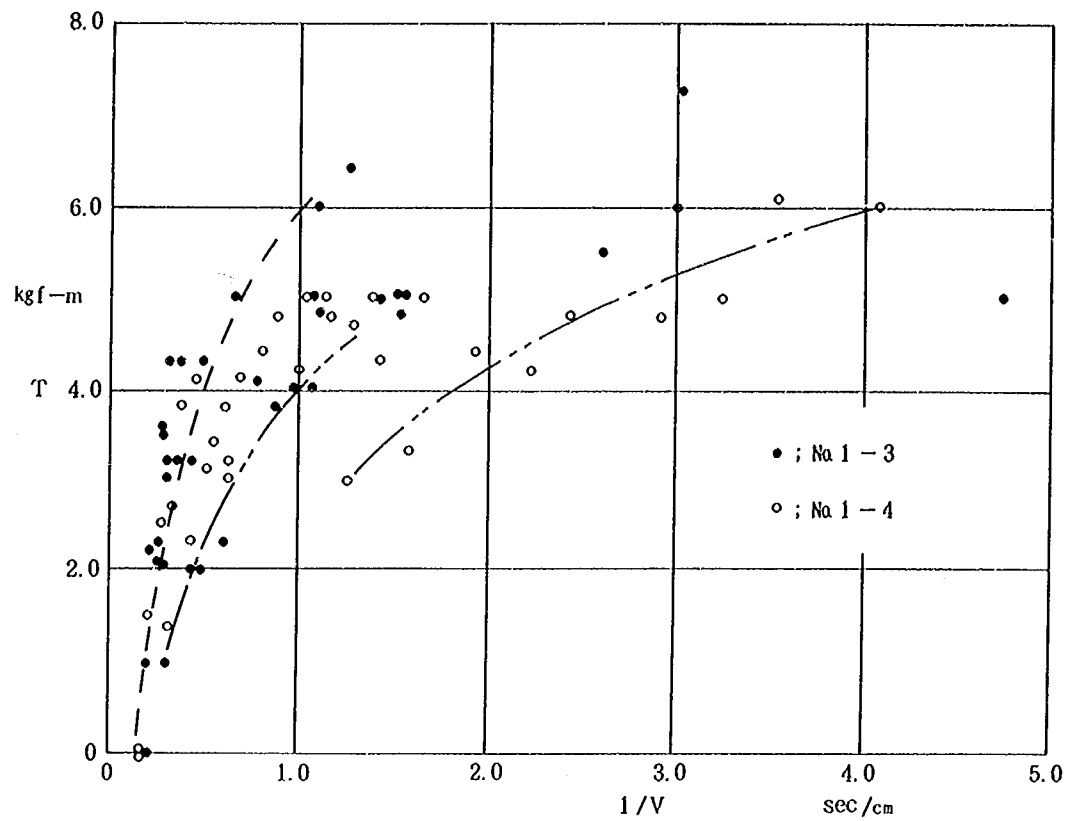
各試験の分布は、推力 (P) の場合と似た分布を示し、双曲線の一部をなすものと思われるが、No.1~4 等のように分布の偏ったばらつきが大きいだけでなく、分布曲線自体が双曲線ではない曲線と思われるように大きくずれた分布を示す場合がある。このような少数の特異な性状が生じる原因については、これらのデータだけでは解明できない。

③ 推力 (P) とトルク (T) との関係

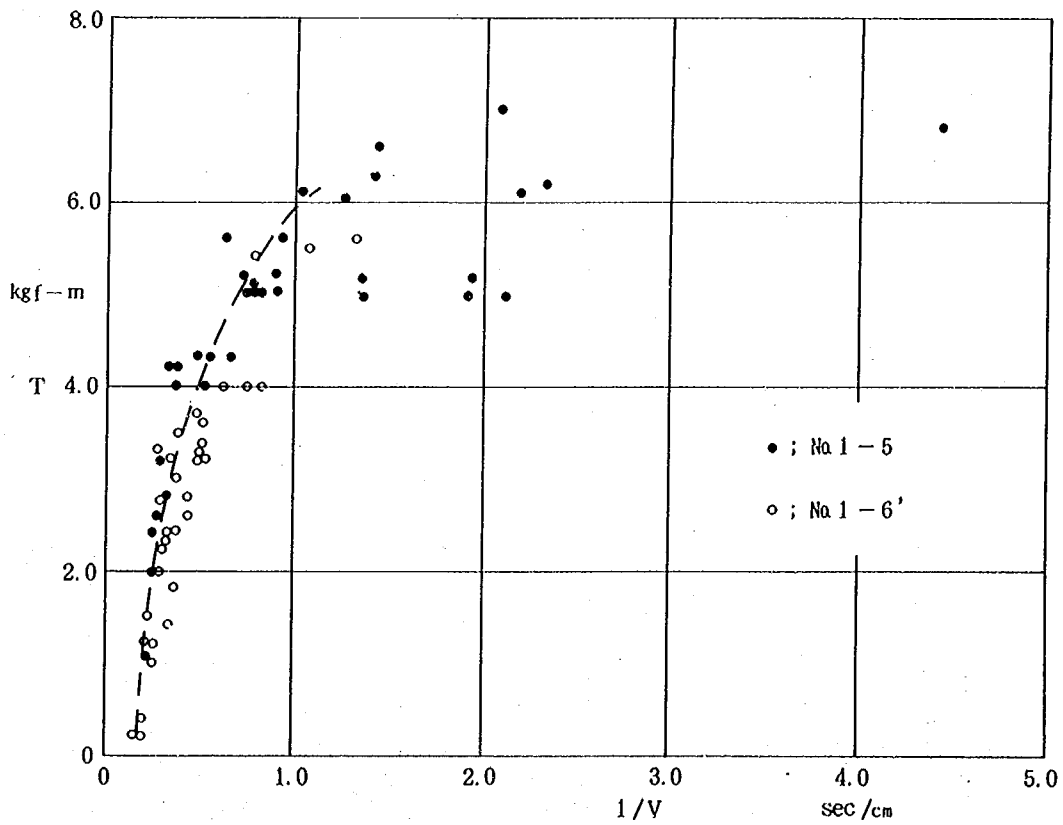
先に示した $P \sim 1/V$ 、 $T \sim 1/V$ の関係から、トルクと推力の間関係については推測できるが、直接この関係を図示したのが、図-5.2.26 (a), (b)である。

データには相当のバラツキが見られるものの、両パラメータの間には、比較的単純な相関性があることがわかる。詳細には、多少異なった相関分布曲線が得られているようであるが、固結土の圧縮試験結果等に見られる各固結体の平均強度の相異の割合から考えて、十分に説明できる相異の範囲にある。

このように、3種のパラメータを相互して比較してみると、速度 ($1/V$) に関して強度の大きい範囲で過

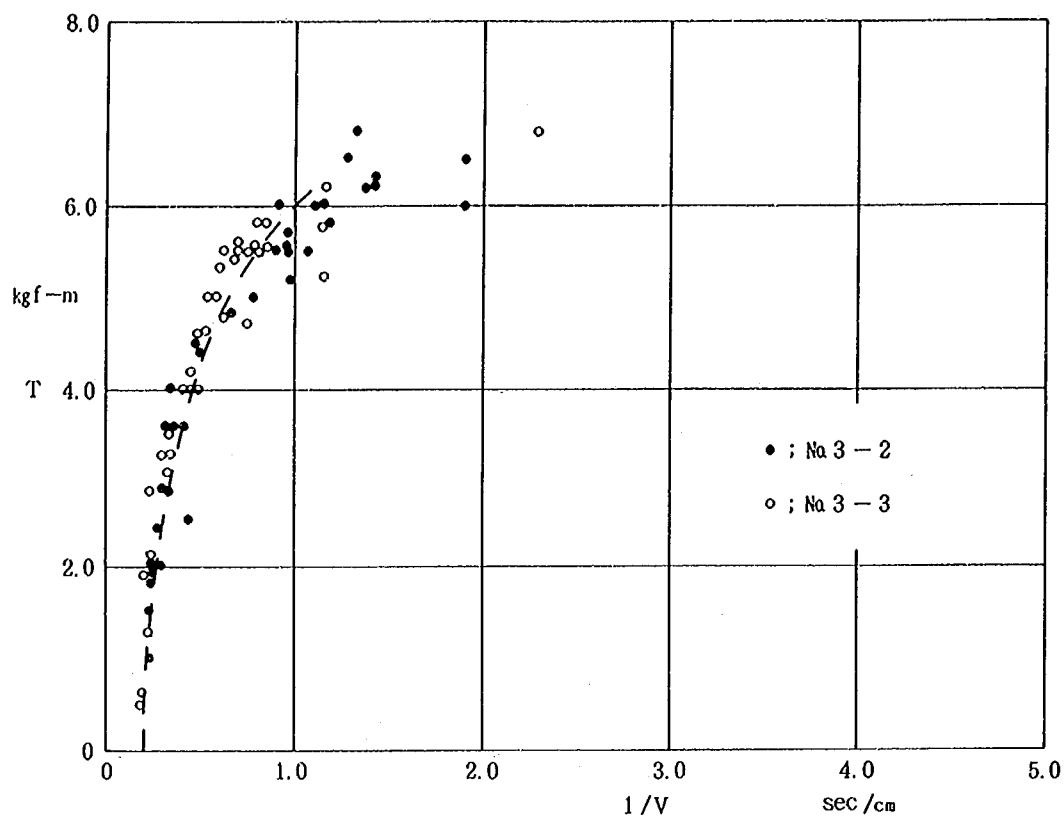


(a)

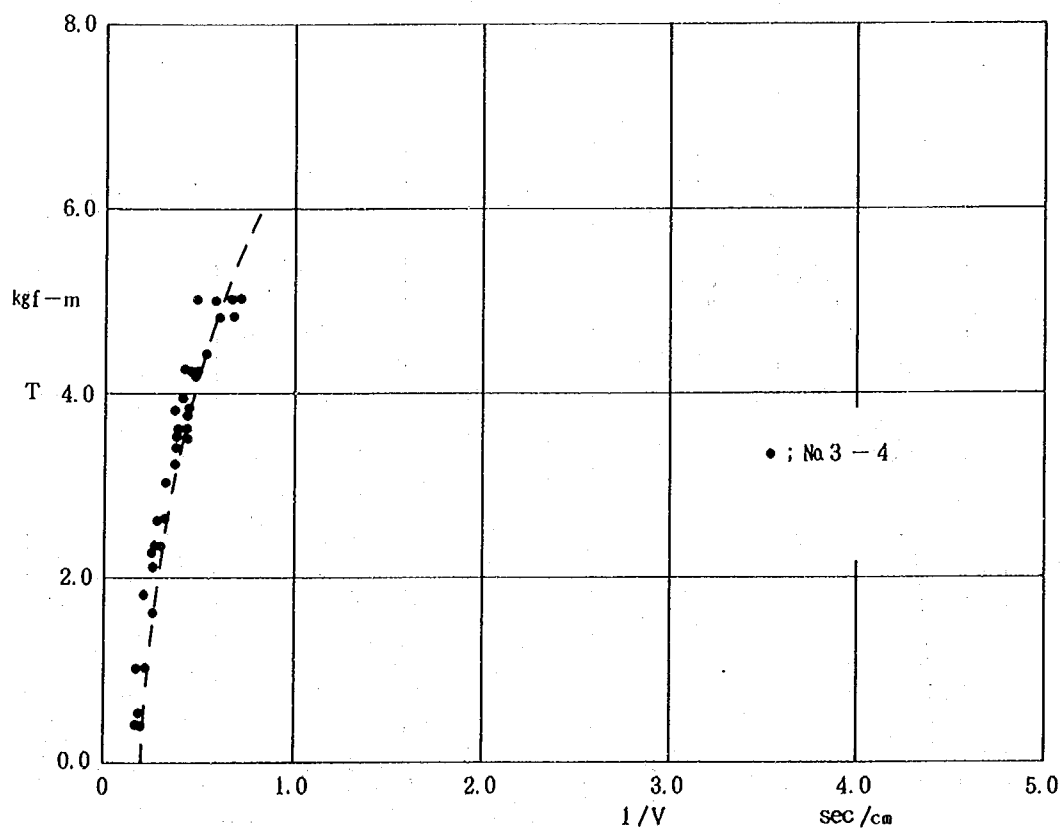


(b)

図-5.2.25 T と $1/V$ との関係 補正無しの場合



(c)



(d)

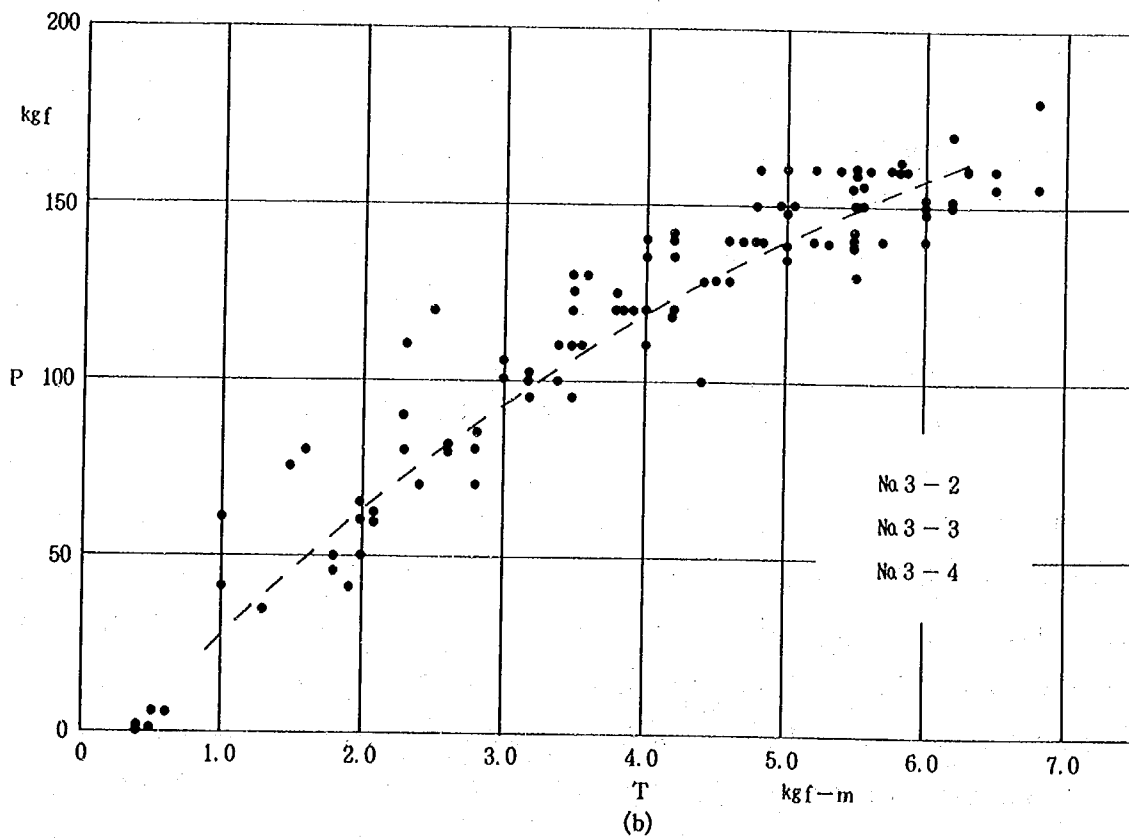
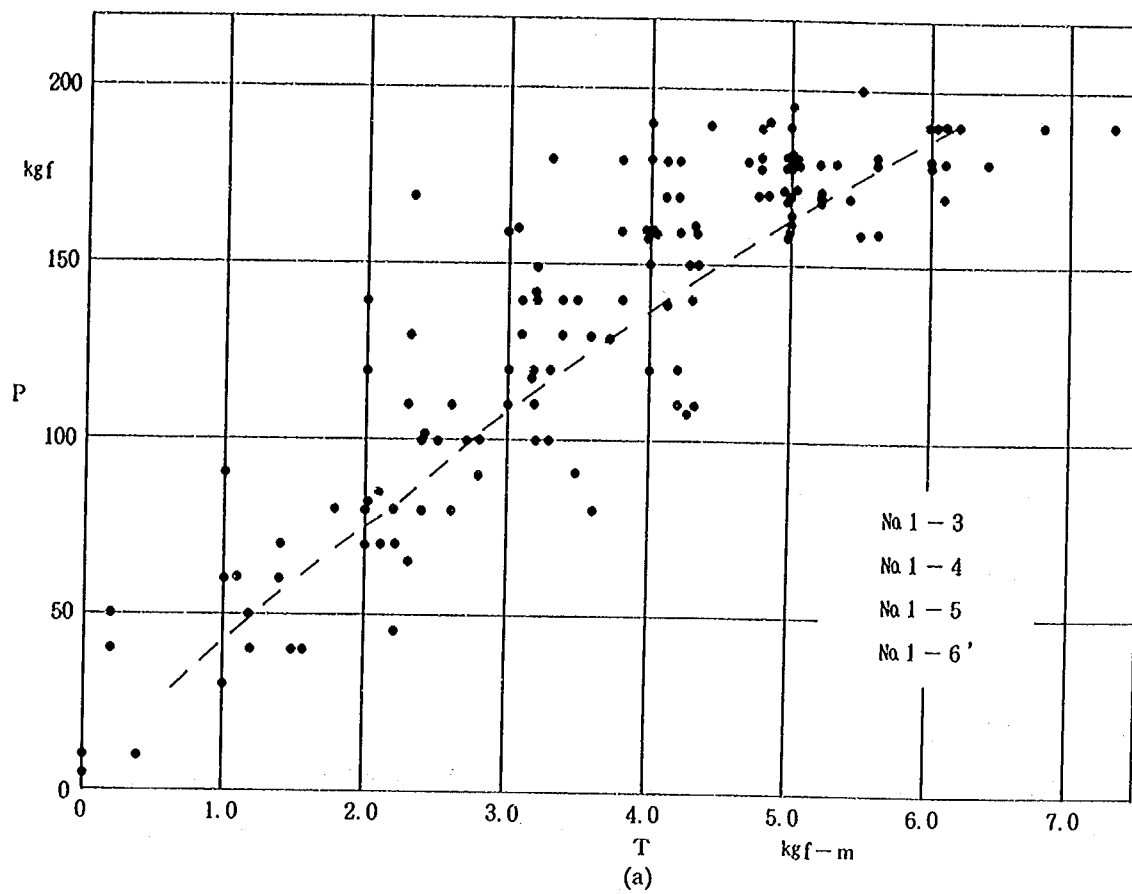


図-5.2.26 推力とトルクの関係 補正無しの場合

敏なまでに大きく変動する特性があること以外は、特に推力とトルクに関しては同じような特性を持ったパラメータであると考えてよい。

(5) 測定パラメータに対する地盤強度の影響

測定したパラメータは、造成砂地盤に関しても、成層構造の情報を示す等、既往のサウンディング（土研式貫入試験）に比較して十分な感度を保持した調査法として利用できる可能性のあることが認められた。

一方、固結物のように強度が大きく変った場合に、どの程度まで定量化してパラメータが利用できるかは興味のある点である。今回の実験では、目的の主体を固結体の識別に置き、これらの強度の定量化については特別な配慮がされていないため、直接的に地盤強度（固結体）と測定パラメータとの関係を検討できるデータがない。

そこで、これらの関係を明らかにする目的で次のような整理・検討を加えた。

図—5.2.27 は、固結体のブロック試料を用いて圧縮試験を行なっている注入孔 No.3, No.4 について、開削によって確認された位置で固結体の内部に少なくとも 10 cm 以上入った位置でのデータであると確認されたものだけに限定して、各測定パラメータの値に関する頻度分布を求めたものである。 $1/V$, P , T は各平均値が $1/V=1.95\text{sec/cm}$, $P=159\text{kgf}$, $T=5.9\text{kgf}\cdot\text{m}$ であり各標準偏差値は 1.27, 32, 1.4 であった。

一方、前出の図—5.2.14 から、固結体の強度について平均 $M=1.024\text{kgf/cm}^2$, 標準偏差 $\sigma=0.36\text{kgf/cm}^2$ が得られている。さらに、各測定値の上, 下限値を加えて下限値, 平均 $-\sigma$, 平均, 平均 $+\sigma$, 上限値をそれぞれの代表値とし, q_u に対する $1/V$, P , T の関係として示したのが、図—5.2.28 である。これらの図を見ると、地盤強度との相関性は十分に認められるが、詳細に見ると、全般的に単純な関係としての相関性は期待できないようであり、もっとも効果的に利用するためには対象地盤の主要な強度範囲やデータの利用目的に合せて使い分ける必要がありそうである。

(6) 測定パラメータによる固結ゾーンの識別の可能性

測定した各パラメータは、前出の図—5.2.10 (a)~(i)および図—5.2.11 (a), (b)を見ればどれを取っても注入による固結体の分布ゾーンを識別するために利用できるものと考えられる。しかし、固結体の識別的中度に関しては今後の検討項目である。

そこで改めて、開削による確認結果を基準にして、測定されたパラメータとの関係について検討を加えることにする。

図—5.2.29 (a)~(d)は、注入位置 No.1~No.4 (No.5 は強度も他より低く、形状も偏平で貫入位置が中心線から偏っているので一応除外した。) について図—5.2.10 (a)~(i)からパラメータを、図—5.2.11 (a), (b)から貫入位置を基準にした固結体の分布状況を引用して対比する形で示したものである。即ち各試験毎に左に測定パラメータの変動曲線を、——; $1/V$, ...; P , - - - -; T で引用して示し、右側に貫入地点を基準に固結体のカブリ厚さの分布を斜線によって示したものである。なお、注入位置が貫入位置に近く端から十分に入った No.3—3 および No.3—6 については各測定パラメータの変動曲線だけを示している。

図中、特に固結体の境界を横切る深さについては破線で図中に示している。パラメータが増大しているのに固結体が無くなっているような説明のつかない点も散見されるが、ほとんどの分布は良く対応して変動している。固結体の境界を横切る位置での測定値は、 $1/V$ でほぼ $0.5\sim1.0\text{sec/cm}$, P でほぼ $100\sim150\text{kgf}$, T

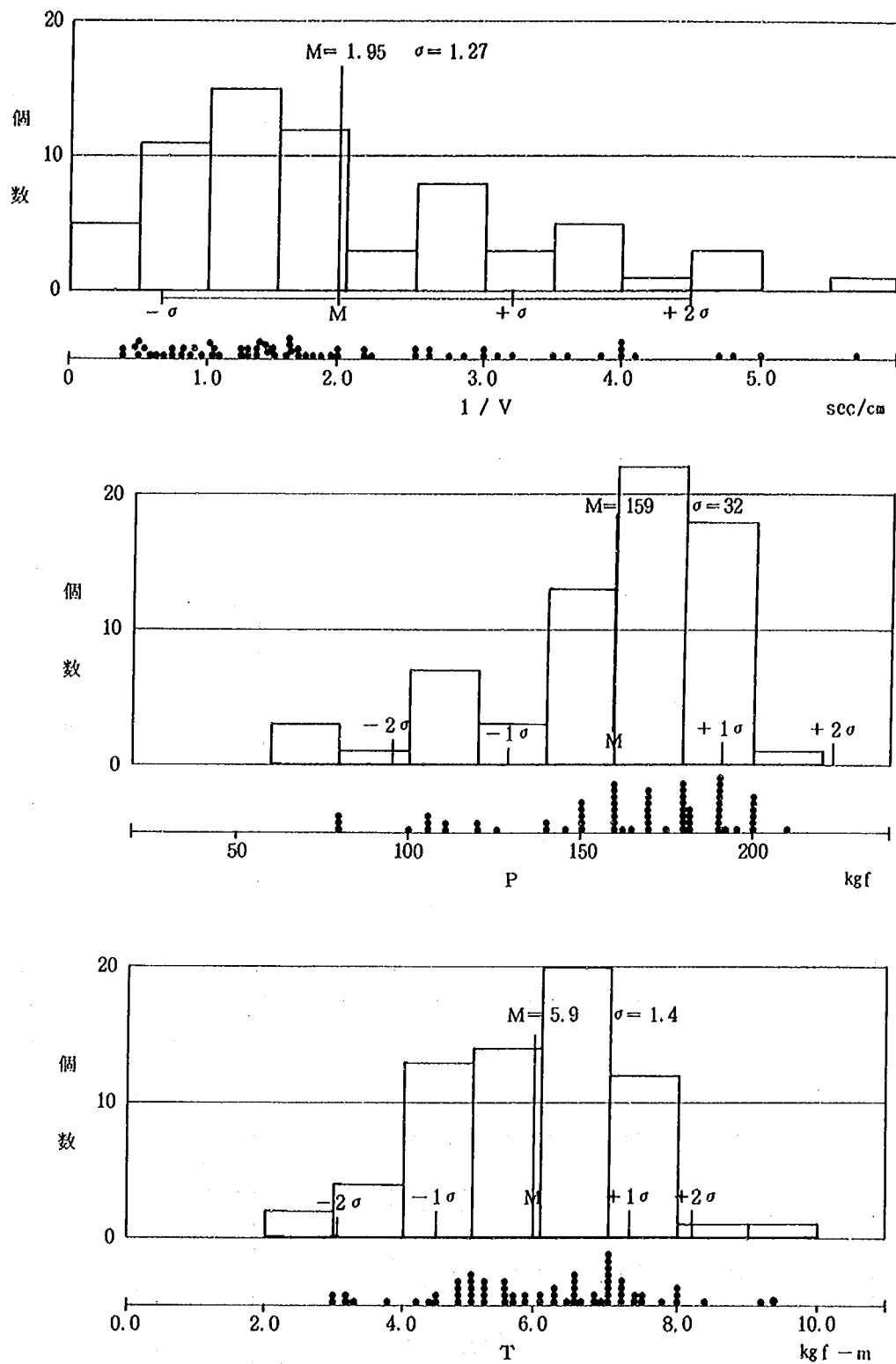
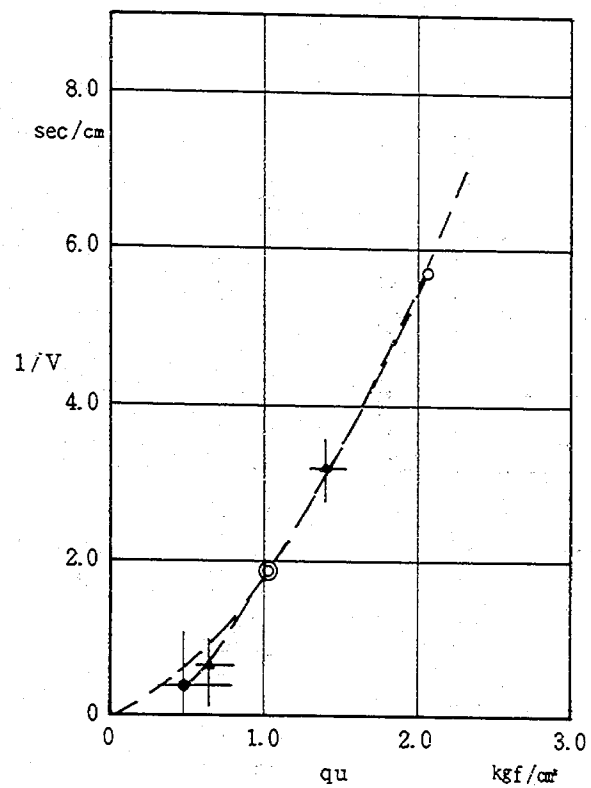
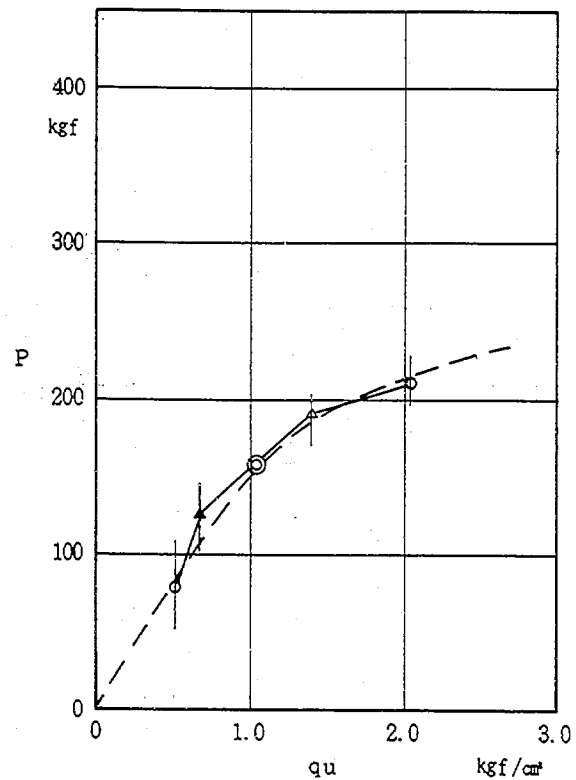


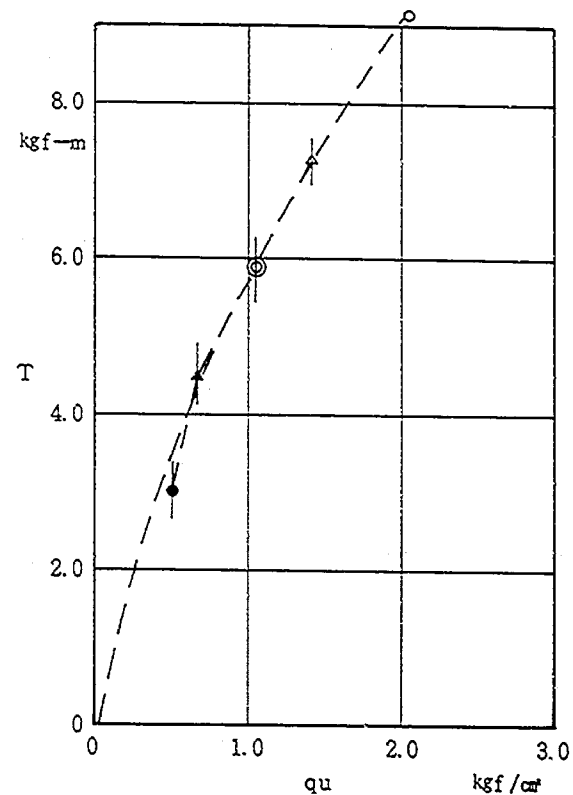
図-5.2.27 固結体内部での各パラメーターの測定値
(注入位置 No 3, No 4 について)



(a) $qu \sim 1/V$



(b) $qu \sim P$



(c) $qu \sim T$

凡例 ○: 平均値 △: 平均+1σ ▲: 平均-1σ
○: 測定データの上限 ●: 測定データの下限

図-5.2.28 固結体の強度と各測定パラメーター

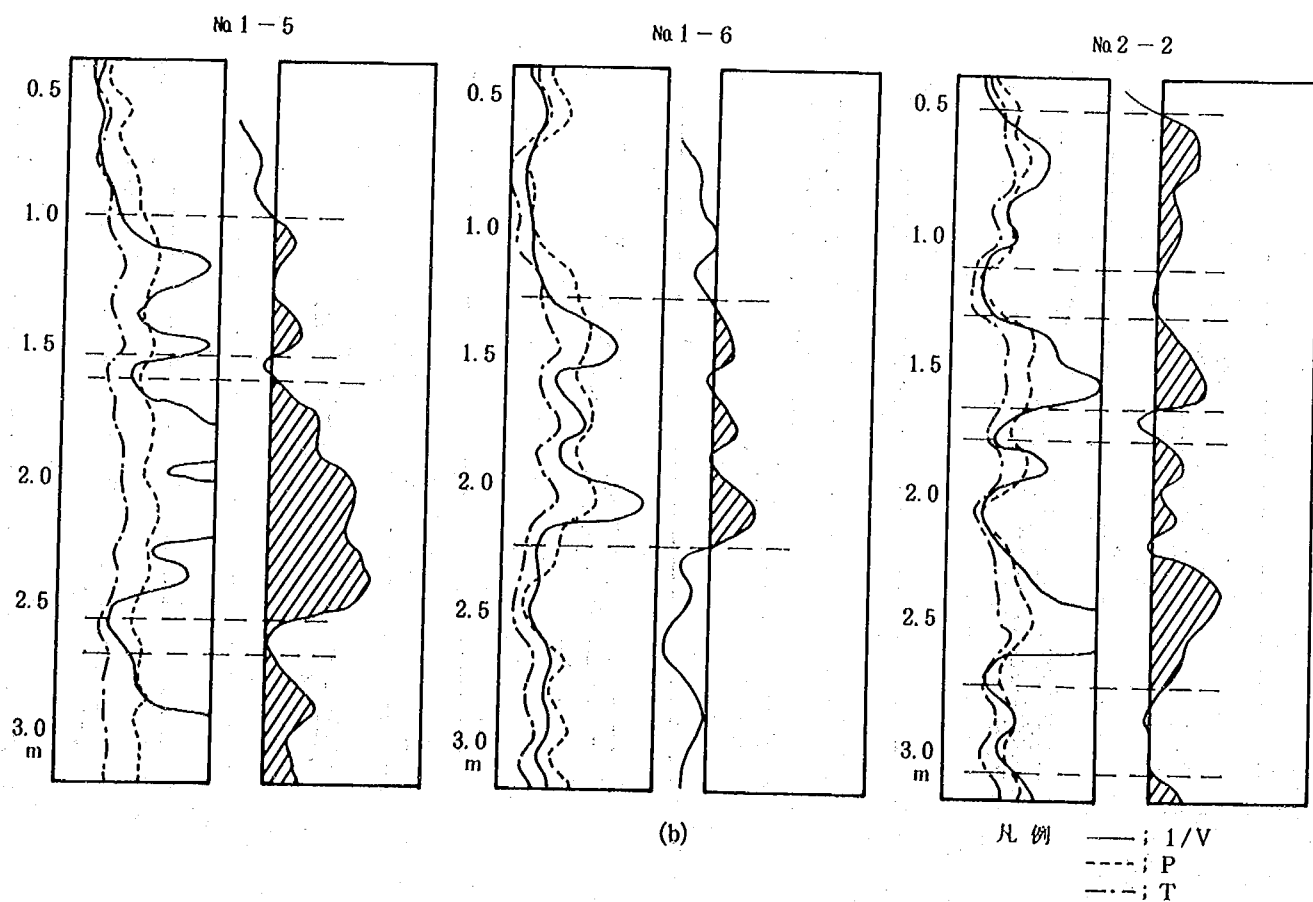
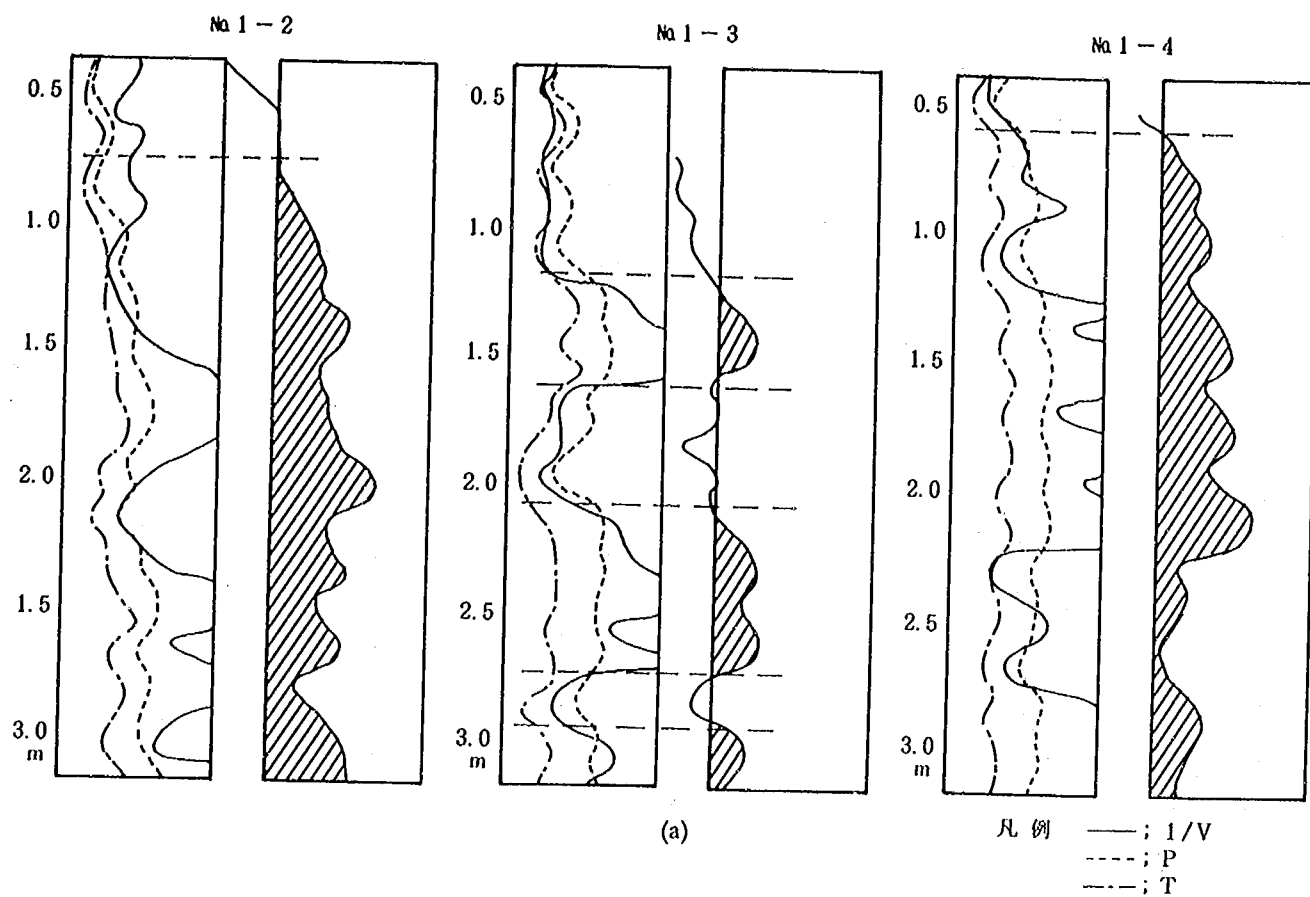
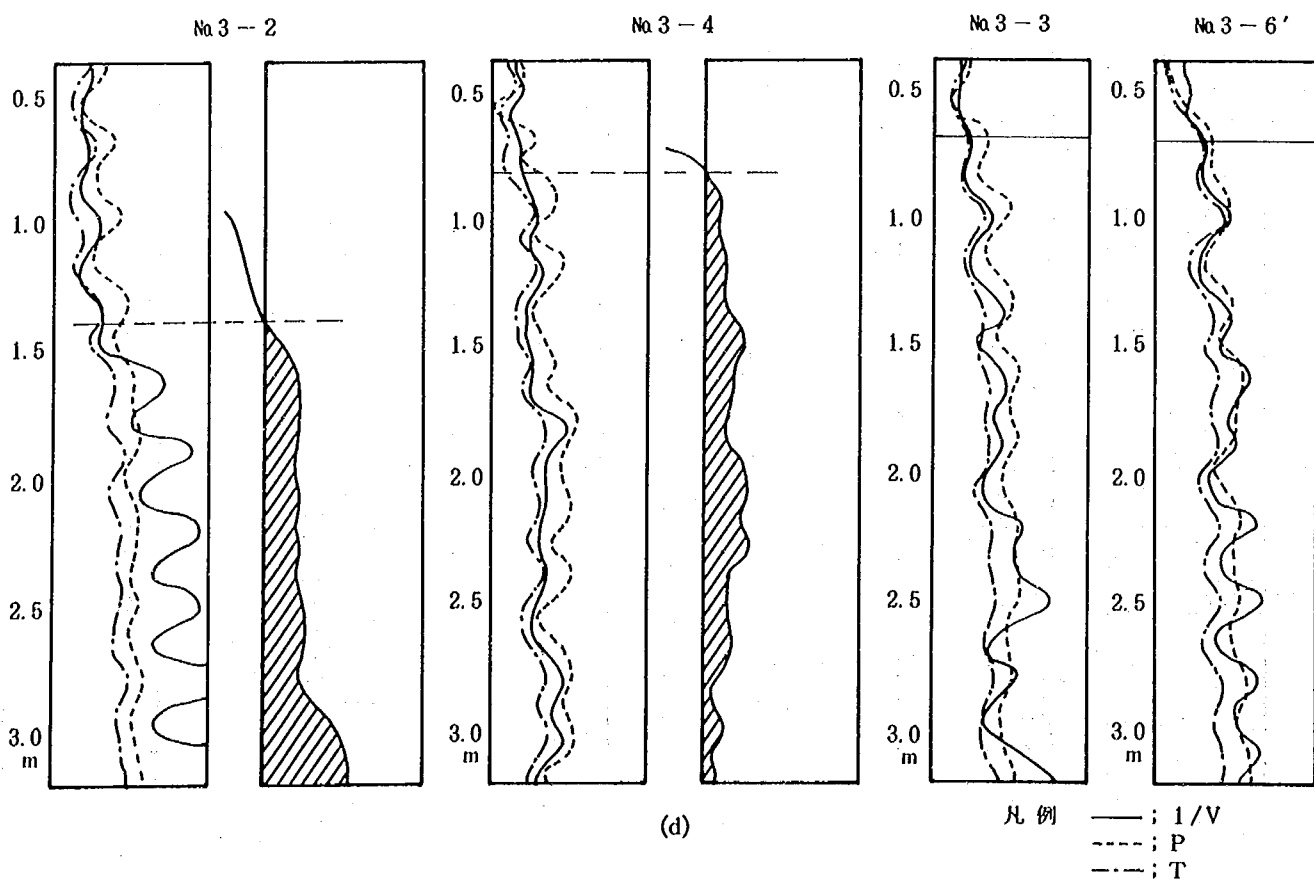
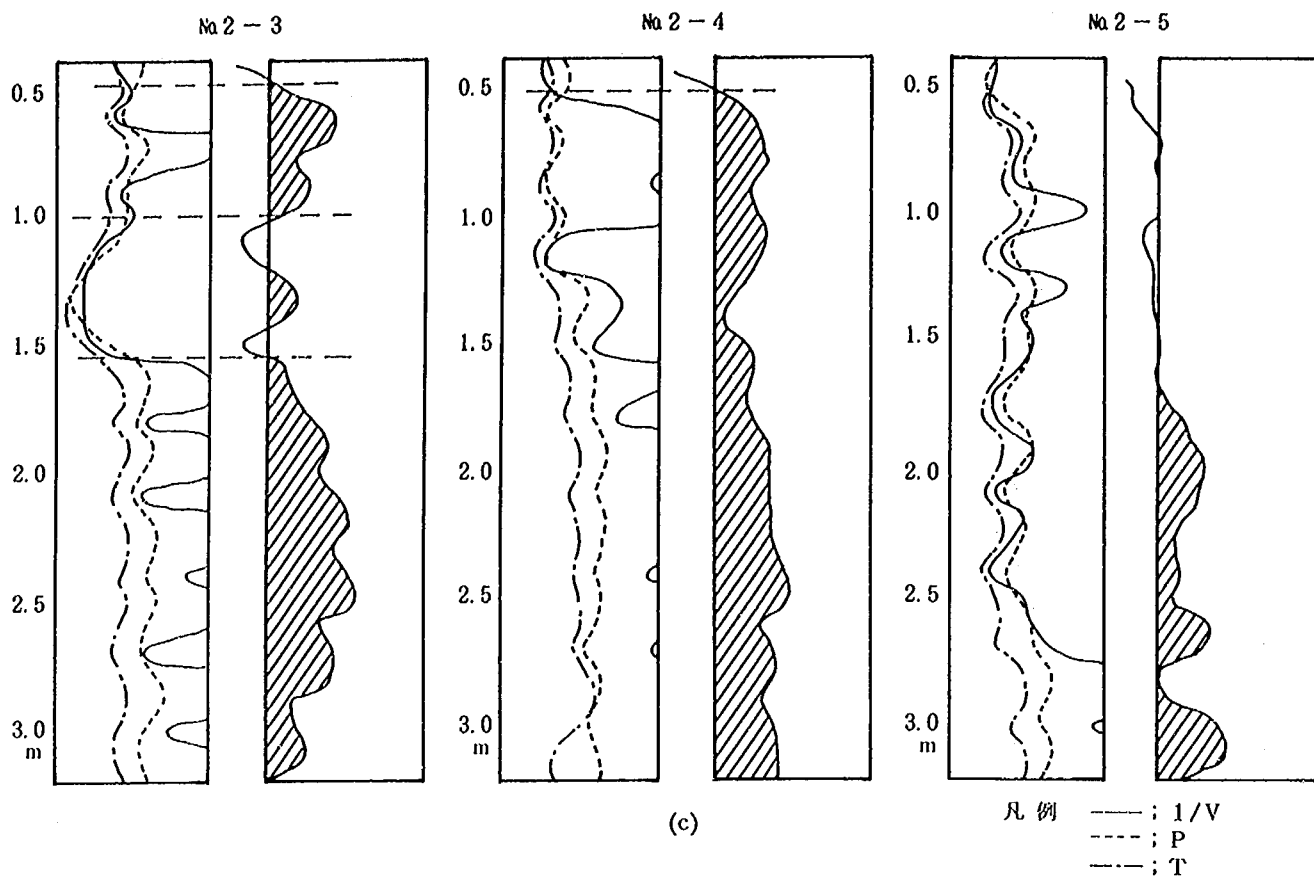


図-5.2.29 各パラメータの深度変化



でほぼ 2.5~5.0 kgf-m と言えるようである。

また、図—5.2.30 には、各測定パラメータの深度変化を固結体の形状図と併せて示したものである。ほぼ固結体の形状と一致して、パラメータが変化していることを確認できる。なお、右端の E_s は後述の 6.3.3 の比削孔エネルギーである。

5.2.5 電気検層試験における測定結果

(1) 比抵抗値の深度分布

測定は、貫入試験地点 No.2—2, 2—4, 2—5 の 3 地点で行なっており、各地点毎の測定結果を表—5.2.3, 図—5.2.31 (a)~(c)に示す。

ここに測定深さは、配置電極の中央深さで示している。読み値は見掛け抵抗であり、地盤を一様な抵抗体とすれば、地中でウェンナー配置の電極であることから、一様とした場合の比抵抗 ρ (Ω -m) は次のように求まる。

$$\begin{array}{lll} 10 \text{ cm 間隔で} & \rho = 2 \times 2\pi a R = 1.26 R & \text{ここで, } a: \text{電極間隔} \\ 20 \text{ cm 間隔で} & \rho = \quad \quad \quad // = 2.51 R & R: \text{抵抗} \end{array}$$

(2) 電気電導度と地盤強度との関係

電気検層を行なった測定位置での貫入試験結果から、便宜的に貫入速度の逆数を地盤強度に関するデータとして代表させ、それぞれの試験 No.毎に深さに対する見掛けの電気電導度と地盤強度の分布曲線として併記して示したのが、図—5.2.32~5.2.34 である。

これらの曲線を対比して見ると、非常に良く似たパターンを示していることがわかる。そこで同じ深さにおける両測定結果の相関図として示したのが、図—5.2.32~図—5.2.34 の各(c)図である。(c)図を見ると両測定結果は、このような形で相関性を示すと、分布曲線(a), (b)を対比して受ける相関性の高さは認められない。なお、この図は機械的に同じ深さのデータを対照したものではなく、(a), (b)図中に示す曲線の特徴点を照合して両曲線に見られる深さのシフト量を設定し、重ね合せを十分に行なった状態で対照しているものである。当然のことながら機械的な対照では、さらに相関性の低い分布になる。

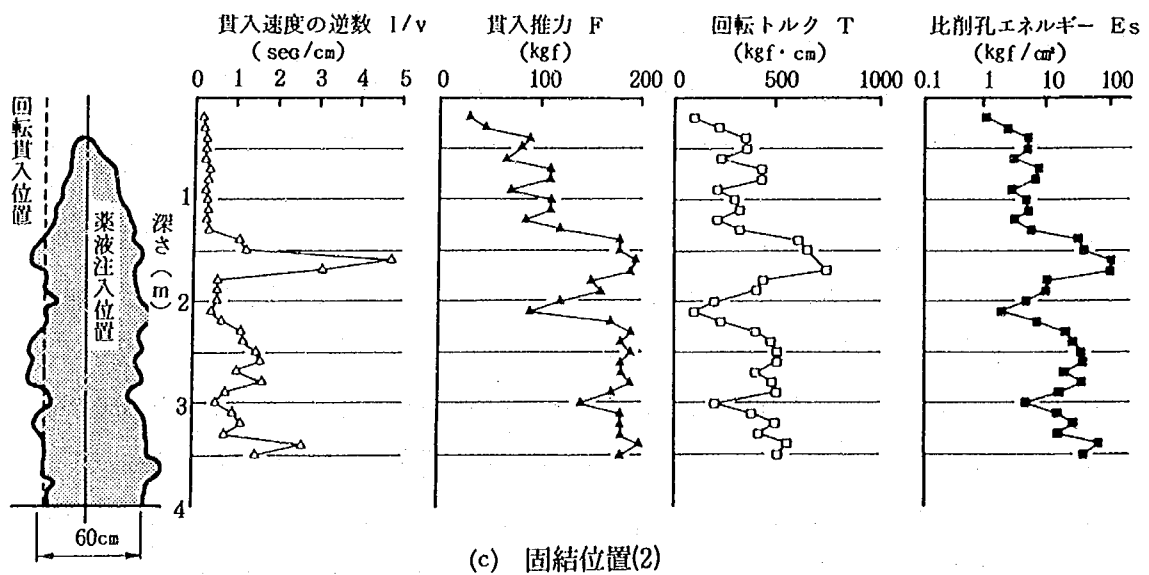
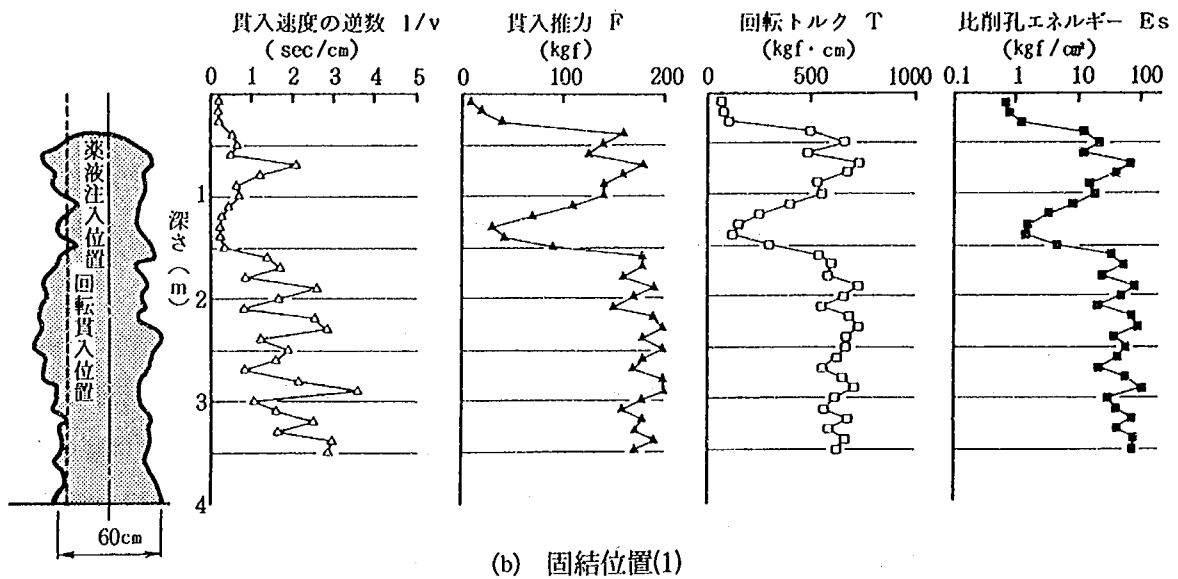
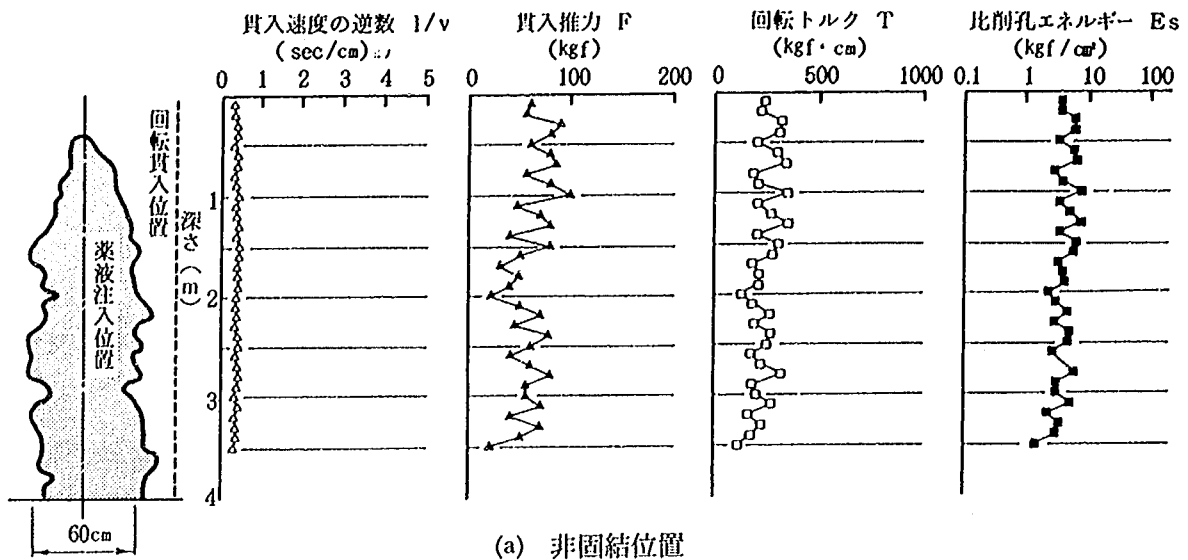
このように、個々のデータで相関性が明確に示せない原因は、曲線をマクロ的に見た場合に割合良く一致しているのに対して、曲線を詳細に見ると大きく違っている点での多いことによるものと考えられる。

図—5.2.35 には固結体の形状図と電気比抵抗 ρ および貫入速度の逆数 $1/V$ を併せて示したものである。両パラメータが固結体の形状と良く対応しているのが読み取れる。

(3) 電極間隔による固結体の分布識別の可能性

電極間隔を変えて同じ地点で測定している測点 No.2—5 について、電極間隔の相異による測定結果の違いを示したのが図—5.2.36 である。

一様な地盤で測定を行なったとすれば、図中に示す 45° 線上に分布するはずである。中心部で電導度が大きく、周辺部で電導度が小さくなる分布をした地盤では、周辺部の影響を大きく受ける $1/R_{20}$ のほうが小さくなるために、測定値は 45° 線の下側に分布することになる。このような考えで、測定値の分布を見ると、明らかに電導度の大きい部分が立体的に分布し、スパンの変化によって識別し得る可能性を示していることが読み取れる。すなわち、 $1/R$ の小さい部分では、測定位置が固結体の外にあって周辺部にある固結体の影響を受



図—5.2.30 各パラメータの深度変化

表-5.2.4 電気検層測定データ

測点位置 No 2-2

電極間隔 a = 10cm

測定深さ (cm)	測定結果		
	読みR	1/R	
105	39.	0.026	
115	44.	0.023	
125	33.	0.030	
135	15.5	0.065	
145	5.9	0.169	
155	5.0	0.200	
165	8.1	0.123	
175	7.0	0.143	
185	8.6	0.116	
195	24.5	0.041	
205	22.5	0.044	
215	18.6	0.054	
225	18.7	0.053	
235	5.7	0.175	
245	4.0	0.250	
255	6.6	0.152	
265	10.3	0.097	
275	10.9	0.092	
285	13.3	0.075	
295	17.9	0.056	
305	22.3	0.045	
315	35.	0.029	

測点位置 No 2-4

電極間隔 a = 20cm

測定深さ (cm)	測定結果		
	読みR	1/R	
90	2.5	0.400	
100	3.0	0.333	
110	2.65	0.377	
120	2.15	0.465	
130	2.50	0.400	
140	2.20	0.455	
150	1.82	0.541	
160	1.80	0.556	
170	1.35	0.741	

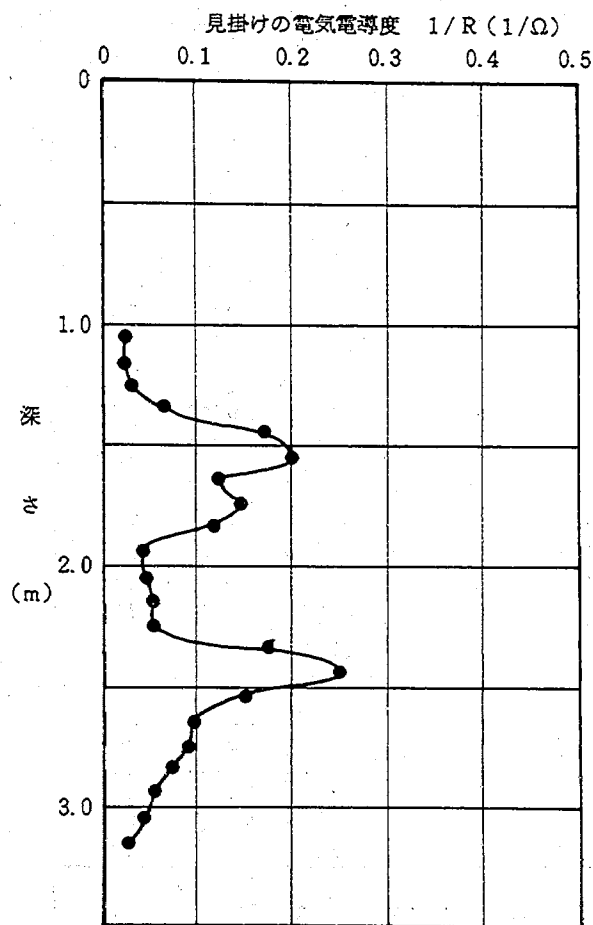
測点位置 No 2-5

電極間隔 a = 20cm

電極間隔 a = 10cm

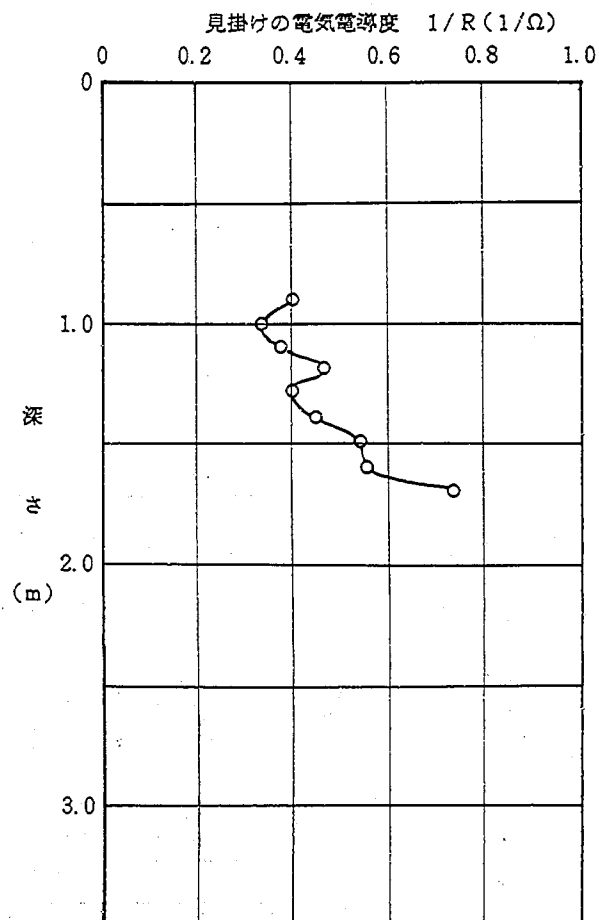
測定深さ (cm)	測定結果			測定深さ (cm)	測定結果		
	読みR	1/R			読みR	1/R	
90	3.9	0.256		105	8.0	0.125	
100	4.4	0.227		115	8.7	0.115	
110	3.5	0.286		125	6.1	0.164	
120	2.5	0.400		135	6.7	0.149	
130	3.2	0.313		145	6.5	0.154	
140	3.5	0.286		155	7.5	0.133	
150	2.58	0.388		165	7.0	0.143	
160	2.76	0.362		175	7.4	0.135	
170	2.80	0.357		185	6.1	0.164	
180	2.40	0.417		195	7.1	0.141	
190	2.40	0.417		205	8.0	0.125	
200	2.72	0.368		215	8.0	0.125	
210	2.90	0.345		225	8.9	0.112	
220	2.37	0.422		235	7.7	0.130	
230	2.60	0.385		245	6.8	0.147	
240	2.70	0.370		255	5.9	0.169	
250	2.52	0.397		265	3.1	0.323	
260	1.86	0.538		275	3.0	0.333	
270	1.76	0.568		285	2.76	0.362	
280	2.10	0.476		295	2.00	0.500	
290	1.58	0.633		305	2.17	0.461	
300	1.55	0.645		315	2.14	0.467	
310	1.72	0.581		325	1.39	0.719	

測点 No.2-2
a = 10 cm



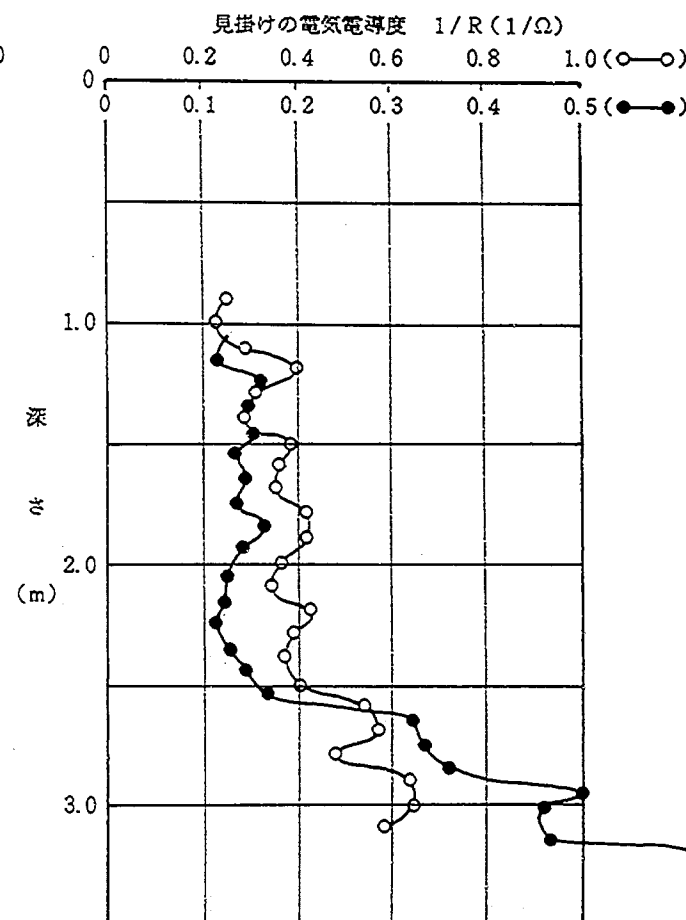
(a)

測点 No.2-4
a = 20 cm



(b)

測点 No.2-5



(c)

図-5.2.31 電気検層の測定結果

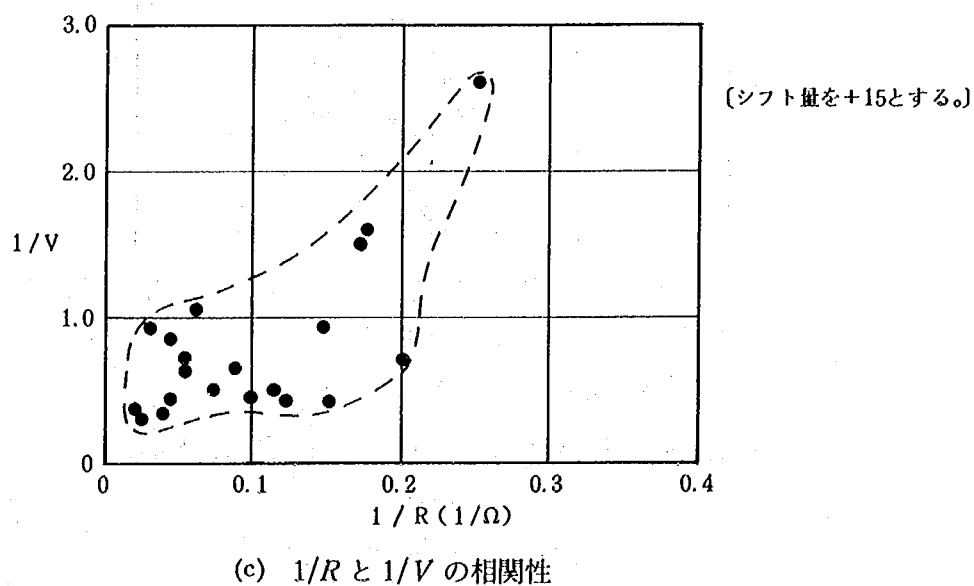
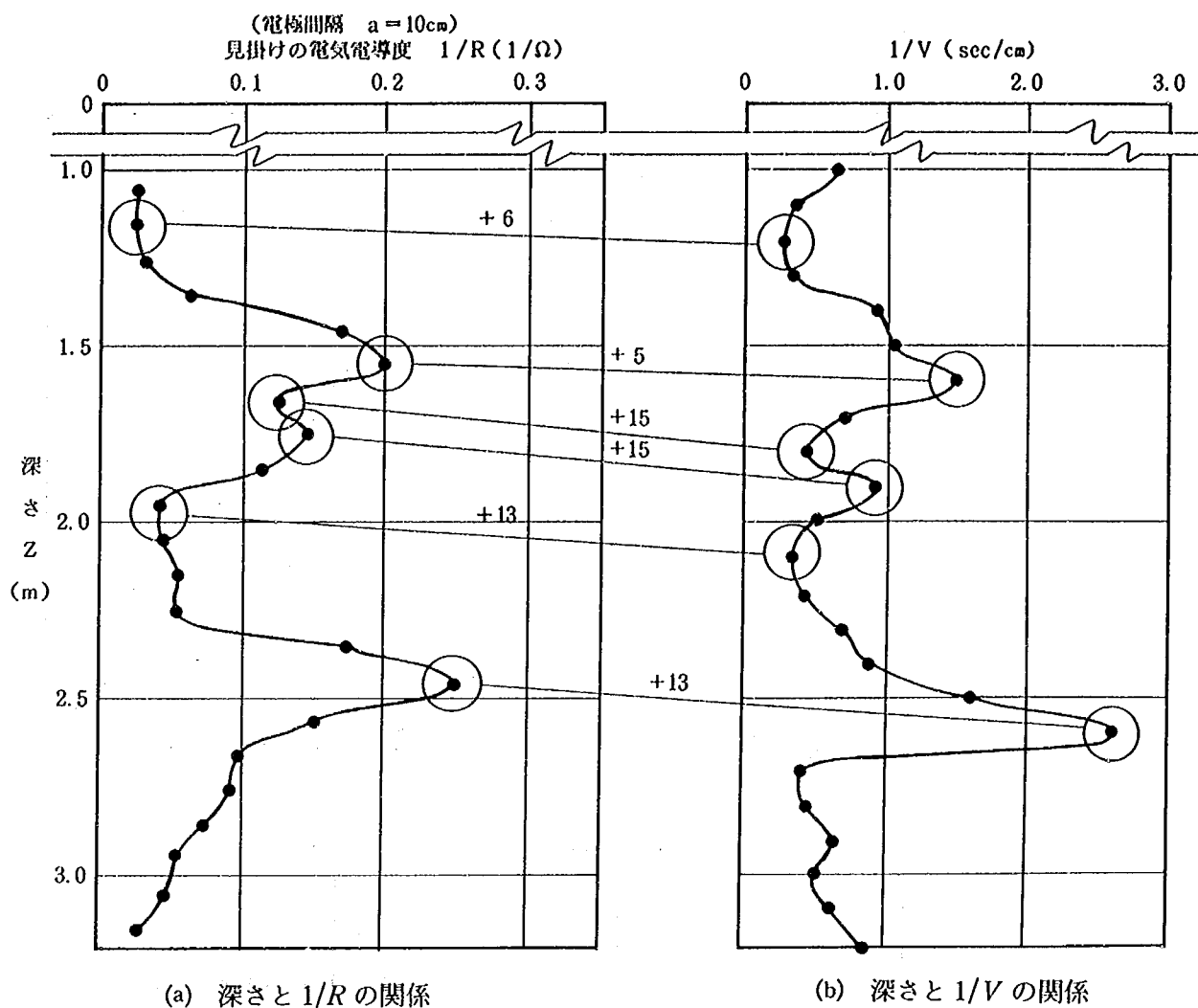
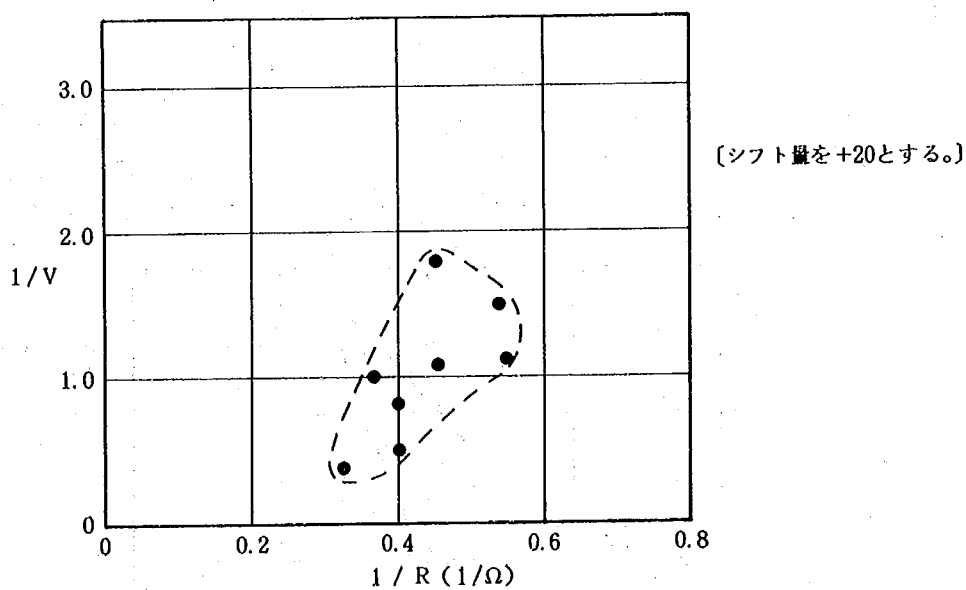
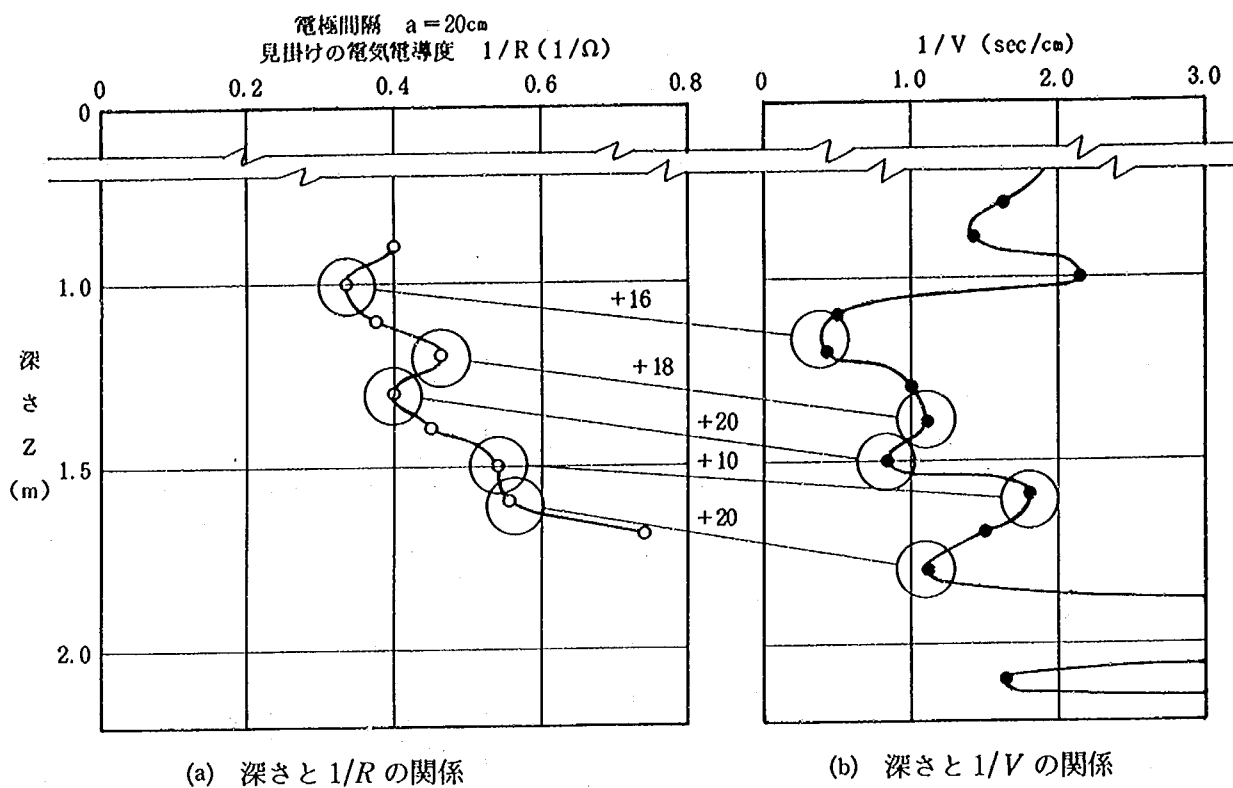
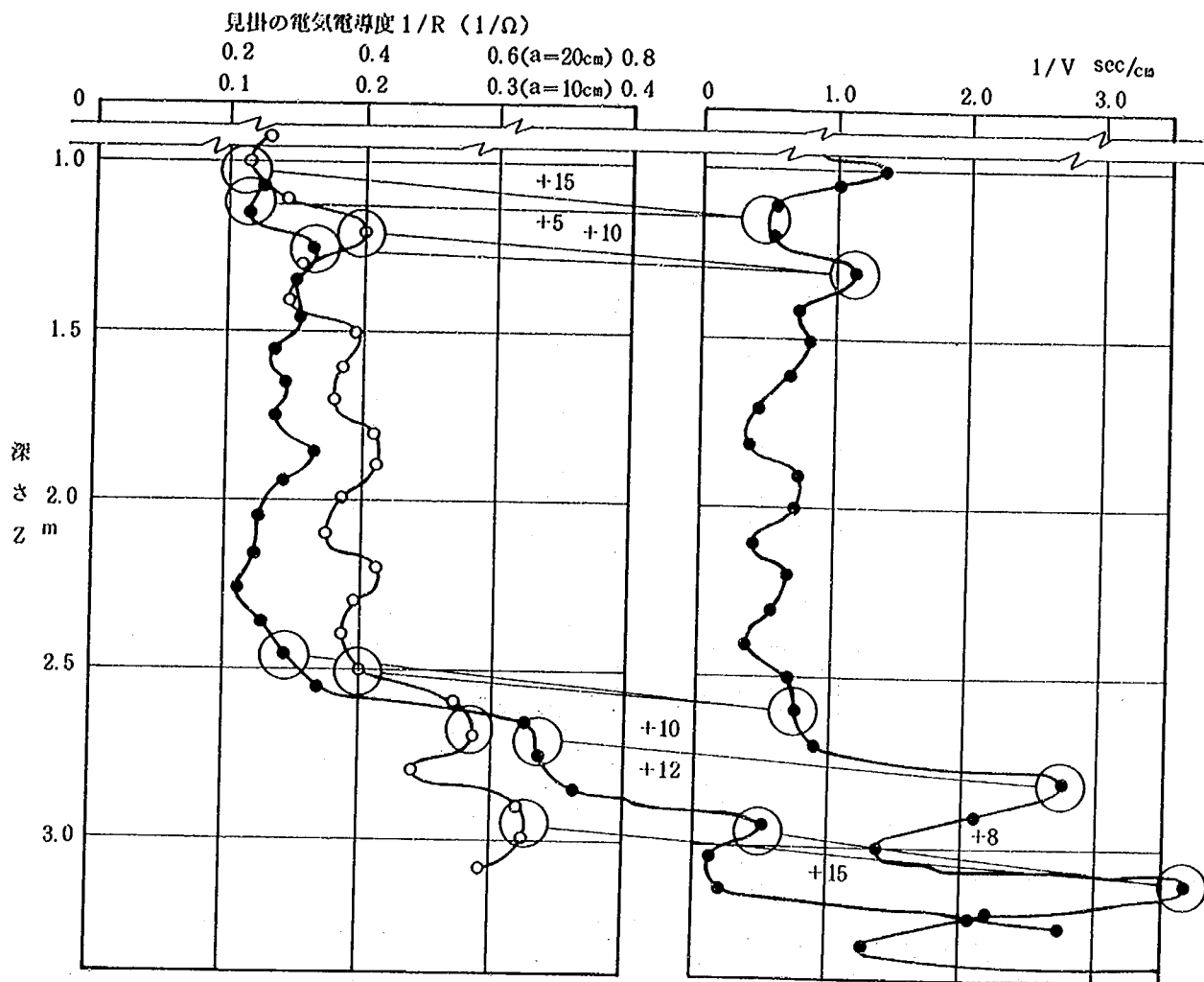


図-5.2.32 電気電導度と $1/V$ との関係〔測点 No 2-2〕



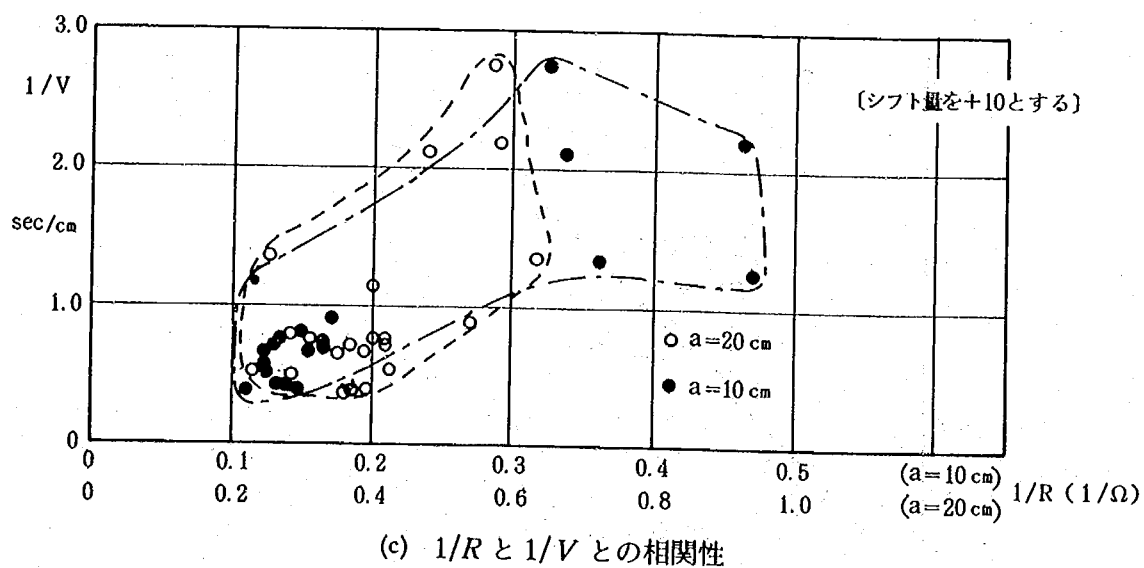
(c) $1/R$ と $1/V$ との相関性

図—5.2.33 電気電導度と $1/V$ との関係 (測点 No 2—4)



(a) Z と $1/R$ の関係

(b) Z と $1/V$ の関係



(c) $1/R$ と $1/V$ との相関性

図—5.2.34 電気電導度と $1/V$ との関係〔測点 No 2—5〕

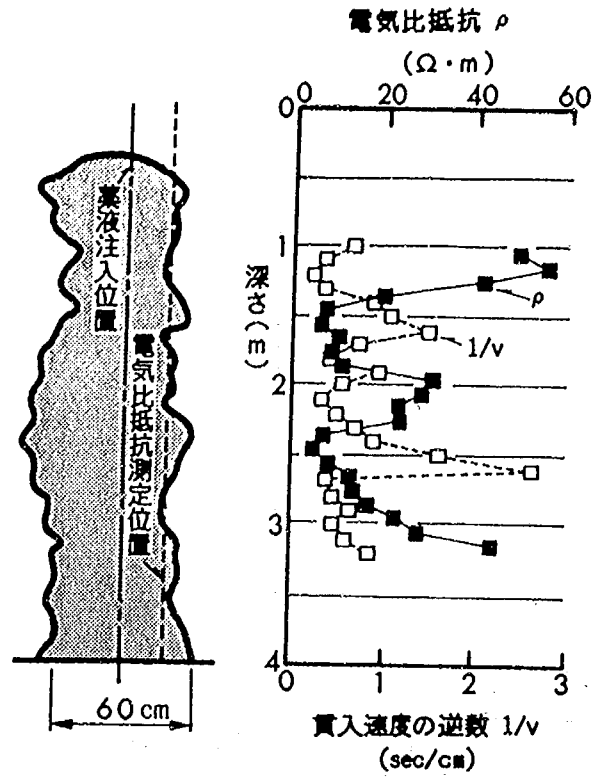


図-5.2.35 比抵抗値と $1/V$ 及び固結形状の対比

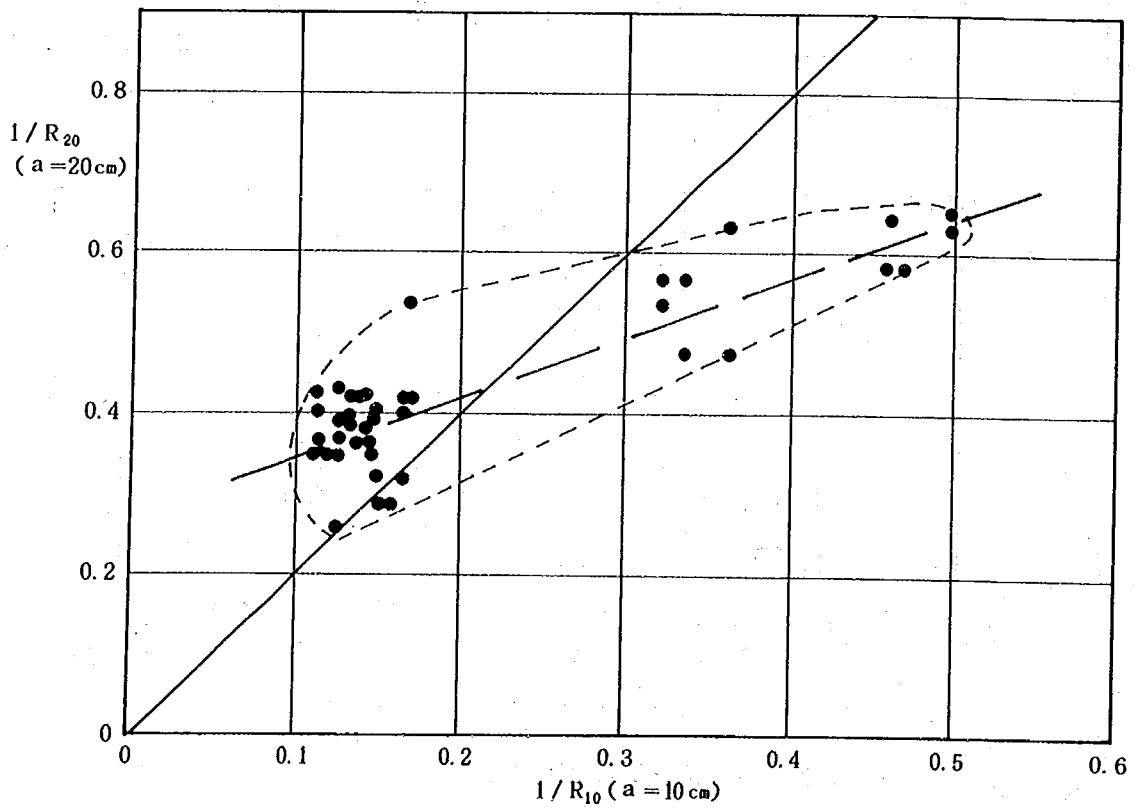


図-5.2.36 電極間隔 a の相異による見掛けの電導度

けるために 45° 線の上側に分布しているものが、 $1/R$ が大きくなって測定位置が固結体の内部にある状態では電導度の小さい周辺の影響から 45° 線の下側に分布するようになるものである。

しかし、これらの結果は測定点に対して同心円状に等価な形で評価されているものであり、固結体の平面内での分布の方向については反映されていないことに注意する必要がある。

5.2.6 (L-2) 実験のまとめ

(L-2) 実験における一連の実験で明らかになった事項を整理し、改めて列記すると以下のようなものである。

- ① 油圧方式のボーリング機械を用いると、装置固有の特性として、貫入速度 (V) と貫入推力 (P) は負の一次関数で関係づけられる状態に保持される。このとき両者の関数は、地盤の状況に係わらず、設定油圧によって規定される。
- ② 貫入速度 ($1/V$)、貫入推力 (P) および回転トルク (T) は、地盤の条件に対してよく反応し、既往のサウンディングに比較して、感度および安定性等の面で地盤に関するパラメータとして利用することが十分に期待できる。
- ③ 貫入速度 ($1/V$) を地盤強度のパラメータとして利用する場合は、設定油圧によって決まる最大推力に対して、 $2/3 \sim 1/2$ 程度以下の推力の範囲で利用できるように設定油圧を調整することが、精度を確保する点で好ましい。
- ④ 砂地盤に関するパラメータとして、貫入速度 ($1/V$) を見るとき、このパラメータは上載応力による効果が入らない状態で測定される。
- ⑤ 電気比抵抗の測定は、回転貫入による各パラメータと同程度に、地盤情報として利用できる可能性がある。さらに電極間隔を変えることによって、周辺の状況に関する情報も反映させ得る。
- ⑥ 注入固結体の分布に関しては、上記の各パラメータに判別基準を設定することで識別できる。この場合、複数のパラメータを用いることが信頼度の向上につながる。

6. 混合処理工法における品質管理手法への応用

これまで、薬液注入工法を対象に、注入効果判定手法として回転貫入サウンディング手法の適用性について述べてきた。また、現状における軟弱地盤改良工法とりわけ固結工法（表層混合処理、深層混合処理、凍結）に着目してみると、品質管理・確認手法として本サウンディング手法が十分応用できるものと考えられる。例えば各種混合処理工法における回転貫入サウンディングの主な適用として次のような項目が考えられる。

- ・表層混合処理工法における改良層厚および面的な強度の把握
- ・機械式深層混合処理工法における改良長および固結強度の深度分布の把握（コアボーリングの補完）
- ・噴射攪拌式深層混合処理工法における改良長および固結強度の深度分布、ラップ部の品質の把握
- ・凍結工法における凍結深度、凍結程度の把握

以下には、これらの固結工法のうち、セメントまたは石灰による混合処理工法を主体として回転貫入サウンディングの適用性を検討してみる。そこで、まず混合処理工法の種類と混合処理土の性質についてその概要を述べ、次に小型土槽内に模擬的に作製した互層上の固結供試体に対する適用性実験からその適用性を論じる。

6.1 混合処理工法の種類と混合処理土の性質

6.1.1 混合処理工法の種類とその用途

混合処理工法は、石灰あるいはセメントなどの安定材を原位置の軟弱土と混合して、固化処理する「化学的安定処理工法」の総称である。

混合処理は、安定処理する軟弱地盤の深さに応じて、「表層混合処理工法」と「深層混合処理工法」とに大別される。

このうち、「深層混合処理工法」は、機械的な改良原理の違いにより、機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法とに大別される。さらに安定材の状態により「スラリー供給方式」と「粉体供給方式」に区分される。

本工法は、我国独自で技術開発され、最近かなり使用されてきた工法である。図-6.1.3にその適用例を示しているが、実用化されて日が浅いこともあって、設計法、改良土の品質の評価方法等が必ずしも確立されていない。しかし施工機械等の改良開発によって実用範囲が確実に広がってきている。

機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法の代表的な施工機械構成および攪拌状況を表-6.1.1、図-6.1.1に示す。

まず、機械攪拌工法のスラリー供給方式のDLM系方式は、軟弱土中にある速さで貫入引抜きを行いながら、スラリー状安定材を吐出し、攪拌翼を回転させて土と混合させ地盤を強化する。

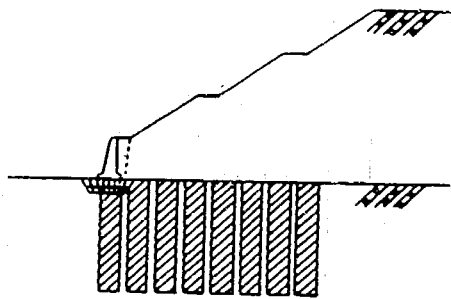
HCM系方式は、駆動軸を回転させスラリー状安定材を掘削翼先端より吐出しながら貫入し、上下に攪拌しながら底着させる。引抜時も攪拌させる。

アースオーガ系方式は、アースオーガで掘削したあと、オーガ軸内の通路を通じて安定材を圧送吐出し、オーガヘッドで攪拌する方法である。

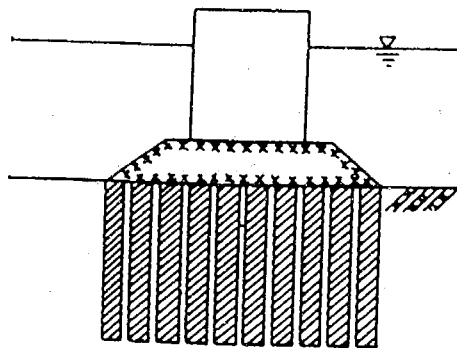
粉体供給方式のDJM工法は、粉体を空気圧送し、攪拌翼の影から噴射して攪拌する工法で、地盤によって

表-6.1.1 深層混合処理工法の攪拌方式による分類例

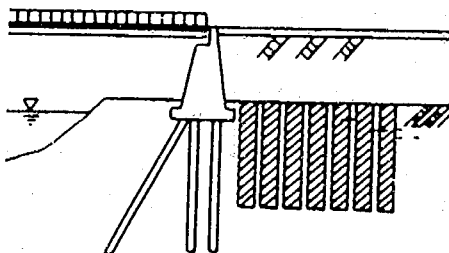
深層混合処理工法 (DMM)	高圧噴射攪拌工法	スラリー噴射方式	CCP工法, ミニマックス工法 (MM工法)
		スラリー, エア噴射方式	JSG工法
		スラリー・エア・水噴射方式	コラムジェットグラウト工法
	〔高圧噴射・機械攪拌工法〕	スラリー噴射・機械攪拌方式	大口径ミニマックス工法(JMM工法), HQS工法
	機械攪拌工法	DLM系方式	CMC工法, DCM工法, POCM工法, デコム工法,
		HCM系方式	DeMIC工法, SWING工法, DCCM工法
		アースオーガ系方式	JST工法, テノコラム工法, SEC工法, SMW工法, MR-D工法, CSL工法, MIP工法, SSS工法, YSW工法, RMP工法, ESCソイルパイル工法
		粉体混合方式	DJM工法



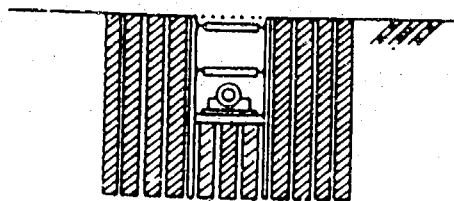
造成高盛土のすべり破壊防止



構造物の基礎



橋台背面のすべり破壊防止,
沈下の低減



ヒービングの防止, 矢板根入長の減少

図-6.1.3 深層混合処理工法の適用例

	施工機械の構成例	攪拌状況
機械攪拌工法 (スラリー方式)		(a) DLM 系方式 (b) HCM 系方式 (c) アースオーガ系方式
機械攪拌工法 (粉体方式)		(粉体混合方式)
高圧噴射攪拌工法		(a) スラリー噴射方式 (b) スラリー-エア噴射方式 (c) スラリー-エア水噴射方式

図—6.1.1 深層混合処理工法の施工機械および攪拌状況

表-6.1.2 高圧噴射攪拌工法の仕様概要

方 式	スラリー噴射方式	スラリー・エア 噴 射 方 式	スラリー・エア 水 噴 射 方 式
改 良 材	セメントミルク系 セメント系固化材	セメントミルク系	セメントミルク系
常 用 圧 力	200kgf/cm ²	200kgf/cm ²	400kgf/cm ²
ロ ッ ド	1 重管	2 重管	3 重管
ロ ッ ド 回 転 数	20rpm	5～10rpm	5 rpm
空 気	使用せず	7kgf/cm ²	7kgf/cm ²
造 成 径	0.4～0.8m ヘッド1.5m	0.8～1.2m	1.5～3 m

貫入時吐出混合と引抜時吐出混合が使い分けられている。

次に、高圧噴射攪拌工法については表-6.1.2 に、その代表的な三つの方式の仕様概要を示す。

スラリー噴射方式は、回転しながら高圧で吐出するスラリー噴射だけで攪拌し、現地盤と混合強化するもので単一噴射方式ともいえる。それに対して、他の二方式は複合噴射方式である。

スラリー・エア噴射方式は、スラリー噴射に圧縮空気を同時に添わせて、スラリーを空气中噴射の条件に近づけて噴射し、より硬い地盤での施工あるいは改良径の拡大を計るものである。スラリー・エア・水噴射方式は高圧水ジェットおよび空気改良地盤を切削し、エアリフト作用で排土した所にスラリーを注入するものである。前二方式に比べ排土処理を伴うが高強度の改良ができるのが特徴である。

6.1.2 混合処理工法の利用の現状

現在、表層混合処理工法あるいは深層混合処理工法は、軟弱地盤の改良工法として多くの実績を得るようになってきた。特に、深層混合処理工法は、湾岸道路の建設のように軟弱地盤において大規模な土木構造物を構築する際の有力な改良工法として用いられるようになってきた。その背景には、

① 比較的短期間に所定の強度が得られる。

代表的な物理的改良工法であるバーチカドレーン工法あるいはプレロードと併用した工法では、所定の強度が得られるまで十分な圧密期間を必要とし、特に軟弱層厚が厚い場合では顕著である。また、プレロードを併用し圧密による大きな強度増加を期待する場合は、載荷盛土自体のすべり破壊等の安定性が通常問題となる。このような点から、短期的に比較的高強度の安定処理が可能である深層混合処理が用いられていられるようになった。

② 比較的広い地盤条件に対応できる。

バーチカドレーン工法あるいはサンドコンパクション工法では緩い砂地盤あるいは粘性土地盤が対象範囲であるのに対して、深層混合処理工法の場合では、高含水比の粘性土あるいは高有機質土、泥炭さらにはへどろの固化処理などかなり広い地盤条件に適用されている。これは、適切な安定材の種類を選定し、混合量を調整することによってある程度の強度が得られるという化学的安定処理の特徴である。しかしながら、安定材の種類、混合量の選択を誤ると強度発現が全く認められず、逆に原地盤の強度を低減させることもある。

③ 周辺環境へ及ぼす影響が少ない

都市部およびその近郊地域における地盤改良，あるいは構造物に近接した地盤改良においては，施工時の騒音・振動および地盤変位などに対する制約が強まってきており，例えば，サンドコンパクションパイル工法等による施工に対する制約が厳しくなっている。

図-6.1.2 は，深層混合処理工法と他の工法の騒音・振動の距離減衰を比較した一例である。

6.1.3 混合処理土の強度発現に及ぼす要因

混合処理工法による改良効果は，バーチカルドレーン工法やコンパクションパイル工法などのように軟弱地盤を物理的に改良する工法と異なり，石灰やセメントなどの安定材と軟弱土との化学的反応に大きく依存している。

改良効果に影響を与える主な要因として次の項目をあげることができる。

- ① 対象土の物理・化学的性質
- ② 安定材の種類と混合量
- ③ 安定材と対象土との混合度合い
- ④ 改良土の養生条件

以下に，これらの諸要因の影響について概説する。

(1) 対象土の物理・化学的性質による影響 (図-6.1.4～6.1.6 参照)

改良効果に影響を与える土の物理的性質としては，含水比，粒度組成，コンシステンシーなどがある。このうち含水比については，一般にセメントを混合した場合，初期含水比が低いものほど改良強度が増加するが，石灰の場合には，初期含水比が液性限界ないしはそれよりやや低い含水比で最大の強度を発現するとされている。また，粒度組成については，同一試料土の粒度組成を人為的に変化させて行った配合試験結果から砂分含有率の増加につれて改良強度が増大し，かつ砂分含有率が 50～60% 程度で改良強度の最大値が得られるとの報告がある。

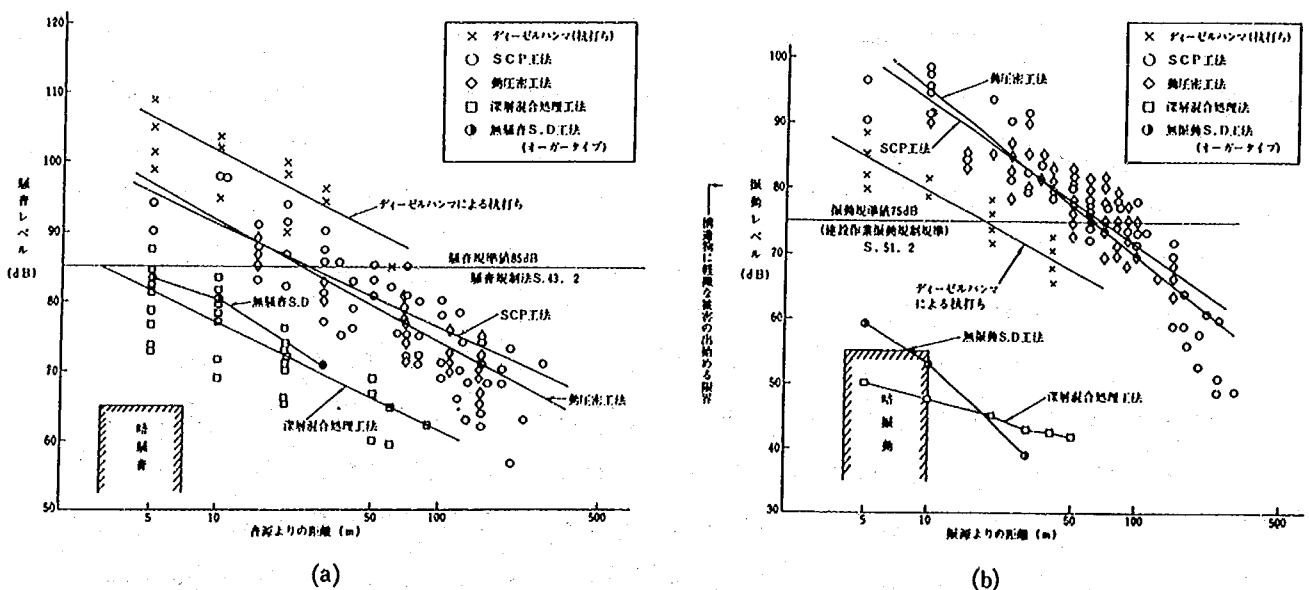
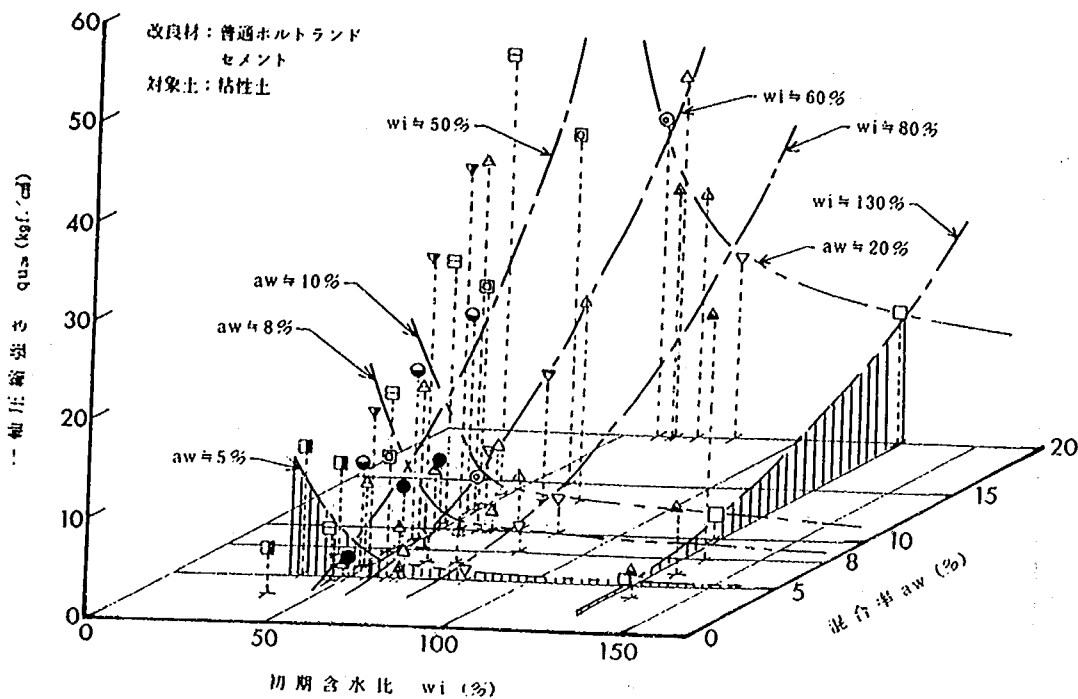


図-6.1.2 各種地盤改良工法の騒音，振動の距離減衰



図—6.1.4 一軸圧縮強さ～初期含水比～混合率の関係
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

対象土の化学的性質の影響に関しては、有機物含水量、pH、および粘土鉱物の種類が知られている。このうち有機物含有量については、有機物含有量が大きい土ほど改良強度の発現が小さく、特に石灰系改良材が有機質土に対して効果が低いことは一般によく知られている。さらに、現在、土中の有機物のうちアルカリに可溶性成分であるフミン酸が改良材の硬化を阻止する因子であるとしての研究も進められている。土のpHの影響については、Thompson, 中村らの報告があり一般にpHが小さいほど、すなわち酸性土ほど改良効果が小さいとされている。

このように土の物理・化学的性質が改良効果に与える影響は大きく、また概略その傾向をうかがうことができるため、事前の土質調査では一般的な土の物理試験に加えて有機物含有量、pHなど化学的試験も行っている。さらに、これらの土の物性値から定量的に改良効果を予測する方法についての研究も各方面で進められている。

(2) 安定材の混合量による影響

改良材の混合量については、一般的に混合量が増加するに伴い改良強度が増大する。ただし、混合量を増加しすぎると改良効果はむしろ悪くなる例も報告されており、使用する改良材および混合量は事前に室内配合試験により決定することが肝要である。先に示した図—6.1.4は各地の軟弱粘性土に普通ポルトランドセメントを粉体状で混合した場合の一軸圧縮強さ(材齢28日) qu_{28} と初期含水比 w_i およびセメント混合率 a_w との関係より、改良強度の発現状態に多少の差異があるものの w_i が小さく、 a_w が大きいものほど改良強度が大きいことをうかがうことができよう。

(3) 改良材と土の混合度合いによる影響

改良材と土の混合度合いが改良効果に大きく影響することは容易に想像できる。すなわち、機械的に混合

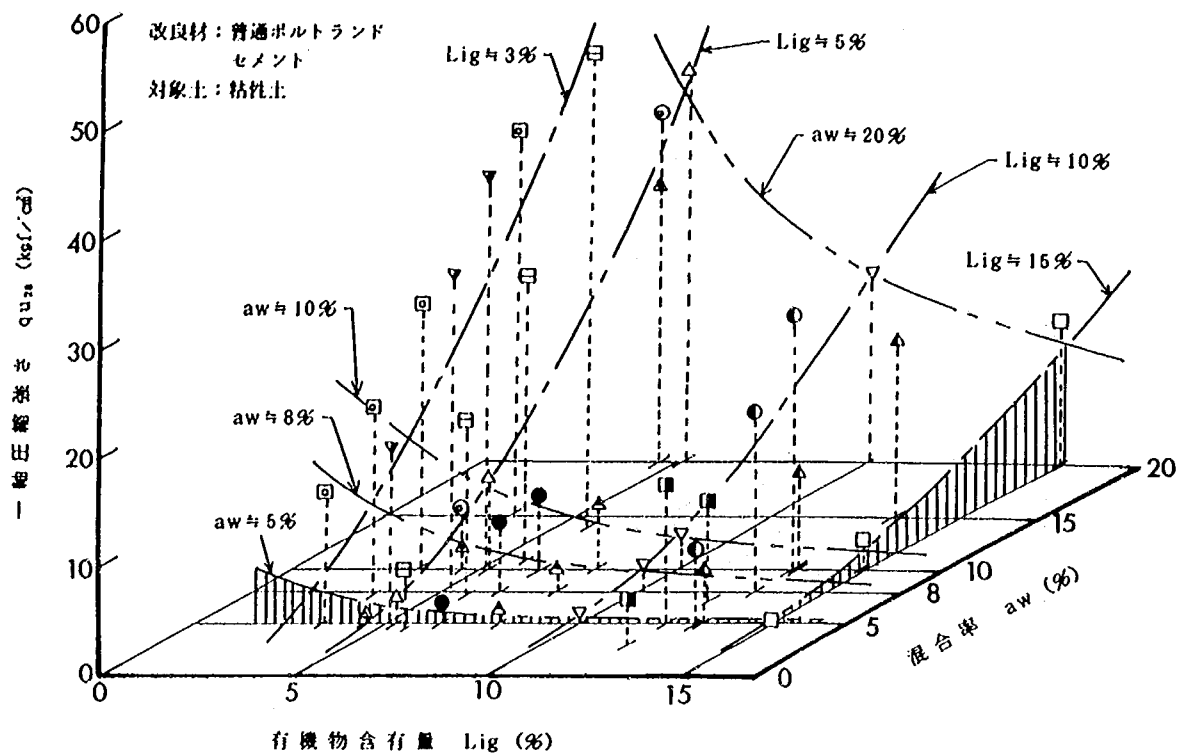


図-6.1.5 一軸圧縮強さ～有機物含有量～混合率の関係
(普通ポルトランドセメント粉体混合)

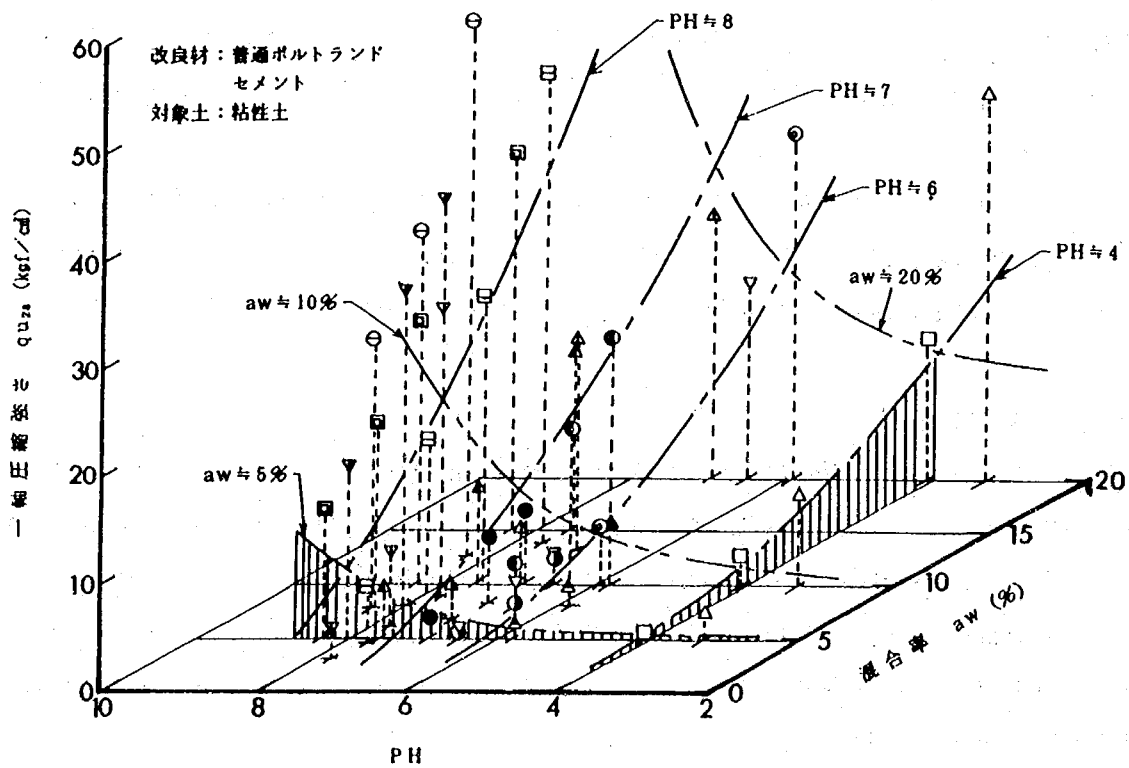
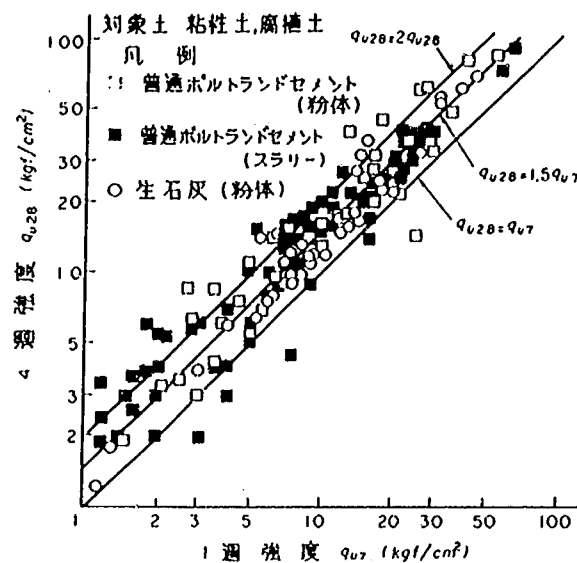


図-6.1.6 一軸圧縮強さ～pH～混合率の関係
(普通ポルトランドセメント粉体混合)



図一6.1.7 4 週強度と 1 週強度の関係 (室内試験)

攪拌する本工法では混合度合いが改良強度のみならず改良土の品質 (改良強度のばらつき) を左右する主要因であるといっても過言ではない。混合度合いは改良材の供給状況, 攪拌翼の形状および混練時間などの影響を受ける。

(4) 養生条件による影響

改良効果に影響を与える養生条件には, 養生日数, 温度, 湿度, 拘束圧などがある。このうち養生日数に関しては養生日数が長いほど改良強度が高くなる傾向にある。図一6.1.7 室内配合試験における 7 日強度 q_{u7} と 28 日強度 q_{u28} の関係を整理したもので, この図より q_{u28}/q_{u7} の値はほぼ 1.5~2 であることが認められる。

6.2 混合処理における現状の品質・施工管理上の課題

ここでは, 混合処理工法の課題のうち品質・施工管理上の課題に的を絞るとともに, 混合処理工法のうち, 深層混合処理工法を主体に述べる。

① 改良柱体の深度方向の強度分布の不均一性の評価方法の必要性 (改良層厚・混合度合等の簡易な測定方法)

表層混合処理工法において改良層厚は, 施工時はロータの位置で管理し, また施工後は素掘りなどにより確認しているが, 傾斜地盤などでは基準面の位置出しが困難なることがある。また, 混合度合の測定については摘定法等によって実施されているが, 測定結果を得られるまで比較的手間と時間を要し, 簡易な測定方法の開発が望まれる。

一方, 深層混合処理工法は, 先に述べたように原位置の土質, 地下水等の条件あるいは安定材の混合度合の影響によって, 通常深度方向に均一な品質の改良柱体を造成するのは困難である。この他に, 安定処理する際の事前の地盤調査の程度によっても改良柱体の強度の品質が大きく異なることが, これまでの実例から明らかにされている。混合処理の実績においては, 改良対象地盤の表層部に高含水比のピート層が, またその下部層にシルト質または粘性土が 2 層以上の状態で堆積している事例が比較的多く, この場合は

地盤の成層状態に応じて改良材投入量等を深度方向に変化させて改良強度をコントロールするなどして対処しているが、施工機械のハンドリング等から深度方向の配合は2~3種類に変化させることが限度である。図-6.2.1は、深層混合処理工法の室内強度と現場強度とを対比して示した一例である。また、図

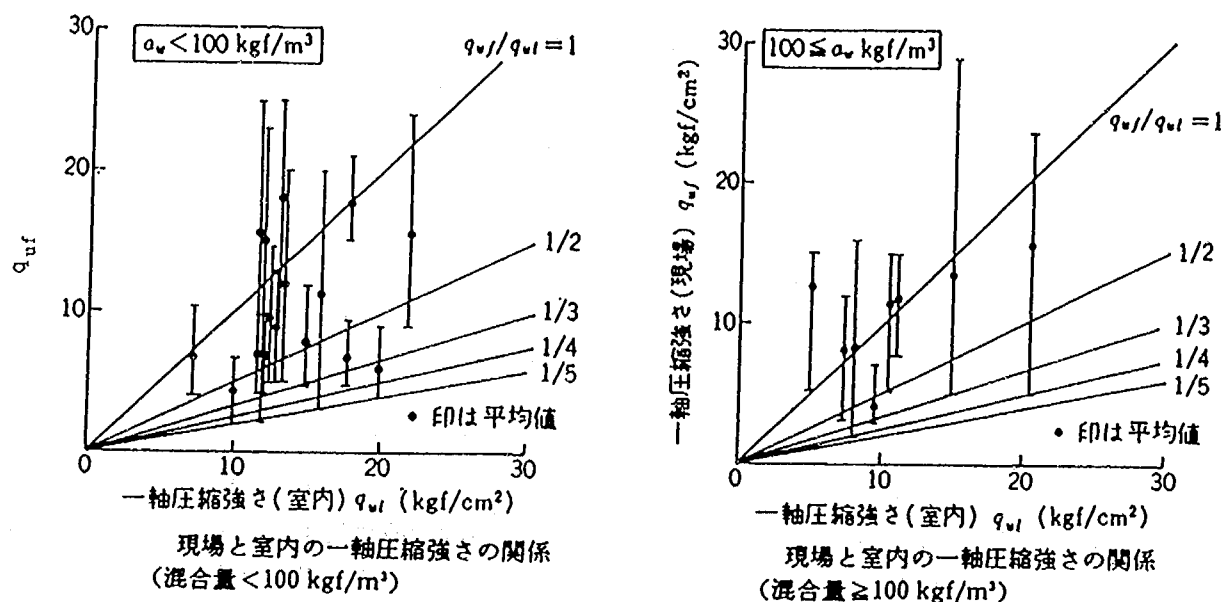


図-6.2.1 q_{u1} と q_{u2} の比較

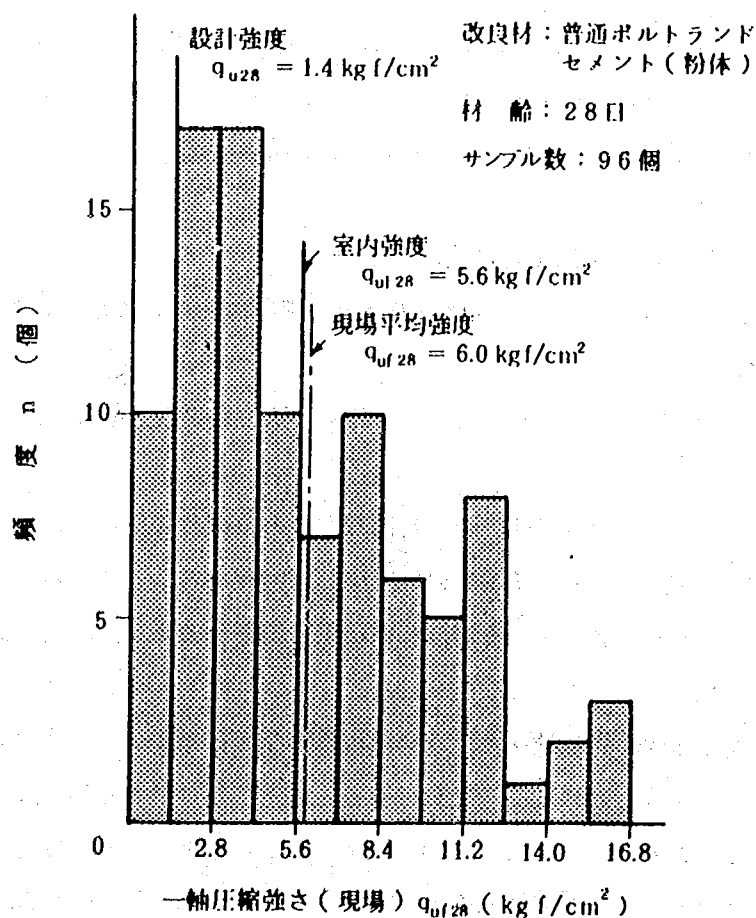


図-6.2.2 q_{u2} の頻度分布例²²⁾

—6.2.2には、河川築堤に伴うすべり破壊防止、支持力増強を目的とした深層混合処理工法の現場強度の頻度分布を示す。このように混合処理土の品質は必ずしも均一ではなく、相当のばらつきがある。この要因として、先に「6.1.3 混合処理土の強度発現に及ぼす要因」に列挙した諸要因が考えられる。

② コアボーリングを補完する簡易サウンディング手法の開発

上記のように混合処理工法の品質に相当のばらつきがあることから、通常実施されるコアボーリングによる土質調査または部分的な土質資料を用いた配合試験は改良規模全体を考えるとあくまで「点的な把握」であり、改良部「全体の評価」とは言い難い。例えば、地盤の成層状態が複雑である場合、サンドシームの存在、局所的な含水比が高い箇所で改良強度が大きく変化する 경우가多く、このような弱点の存在の把握は困難な場合が多い。

さらに、深層混合処理工法は、開発されてからの日が浅いにもかかわらず、その適用用途は、確実に拡大している。例えば当初は、盛土の沈下の抑制、すべり破壊防止など改良部の軸力に期待する適用が主であったが、最近では、掘削工事における山留めなど水平抵抗に期待する適用事例も多くなっている。この場合、弱点の存在は、工事全体の安定性に対して重要な着目点であり、すなわち、改良部の深度方向の品質が設計上大切である場合が多くなっている。また、通常のボーリングコアにはかなり多くのクラックが存在する場合があります、ボーリングオペレータによってもコアの状態がかなり異なる課題もある。このため、クラックの少ないコア採取が可能な気泡ボーリングの検討が進められているが、通常のコアボーリングと比較してかなり高価である。さらに、施工管理上早期強度による長期的な改良強度の伸びの推測（例えば、7日（3日）強度から28日強度を推測する）の傾向がある。

6.3 回転貫入サウンディング手法の適用性実験（M-1）実験

6.3.1 実験概要

本実験は、回転貫入サウンディングが前節において述べた混合処理工法における深度方向の強度分布または未固結層の存在の判定などに対する適用性を検討するものである。

実験は、小型土槽内に比較的高強度の固結体を互層状に形成し、この供試体に対してビット形状の先端抵抗体による回転貫入法を適用させ、回転貫入時の貫入速度、推力、回転トルク等の各種測定値から深度方向の固結領域を判定するための基本的な特性を検討した。

6.3.2 実験方法

(1) 供試体条件

実験土槽は鋼製で、深さ×幅×長さが2.0×1.0×1.0 mのものを3体組立てた。試験供試体の互層状態は、「5.2 大型土槽(L-2)実験」と同種の砂を用い、「砂層」、および「セメント混合砂層」（混合割合5%、20%の2種の配合）の配列を変えて設定した。すなわち、これらの合計3種の試料土を3層に詰め込んで2 mの成層地盤を造成して試験地盤とした。表—6.3.1には、各回転貫入試験の供試体の地盤条件を示したものである。これらの供試体に対して、セメントと混合後約3~4週間の養生後に試験を行った。

小型土槽実験に係わる作業の流れを図—6.3.1に示す。

なお、硬質層は重量割合で20%のセメントを混合、軟質層は重量割合で5%のセメントを混合、材料砂の含水量は、 $w=6\%$ で各土層共一定で混練後3~4週間養生した。

表-6.3.1 (M-1) 実験の供試体の構成

地 盤 種 別	C A S E - 1	C A S E - 2	C A S E - 3
上 部 層	砂 層	軟質層(5%添加)	硬質層(20%添加)
中 間 層	軟質層(5%添加)	硬質層(20%添加)	砂 層
下 部 層	硬質層(20%添加)	砂 層	軟質層(5%添加)

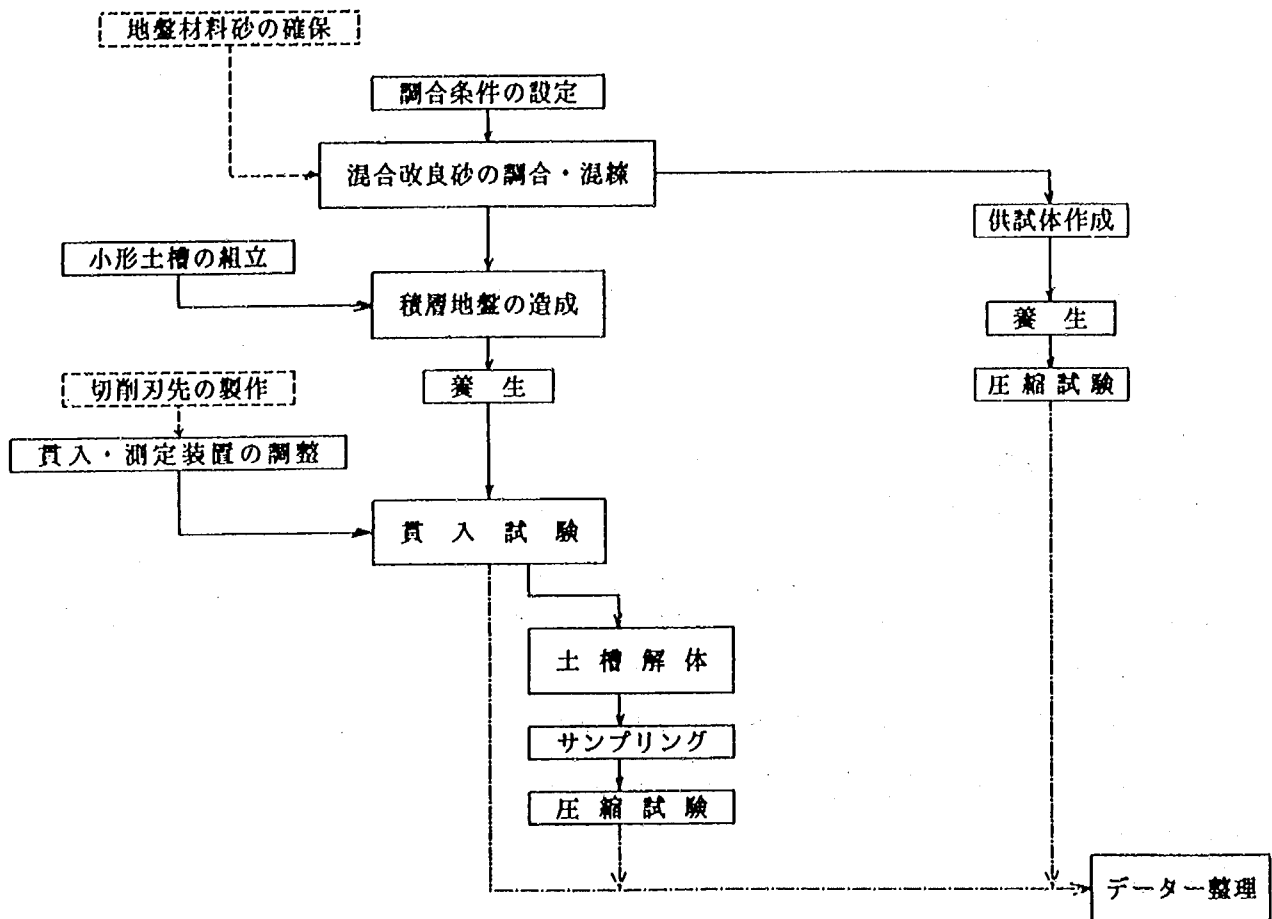


図-6.3.1 (M-1) 実験に係わる作業の流れ

セメント混合砂による固結部分については、モールドにおいて養生した円柱供試体 ($\phi=5\text{cm}$, $h=10\text{cm}$) および回転貫入試験終了後に各ケースの土層から採取したコアに対して一軸圧縮試験を行った。

モールド内で養生した供試体の一軸圧縮試験結果を表-6.3.2 に示す。また、試験終了後に採取したコア供試体に対する一軸圧縮試験の結果を表-6.3.3 に示す。

表-6.3.3 固結土の試験終了後の圧縮試験結果 (M-1 試験)

供試体名称 位 置	NO	供試体寸法 mm		単位体積 重量g/cm ³	圧縮強さ kgf/cm ²	破壊時 歪 %	変形係数 kgf/cm ²	備 考
		高 さ	直 径					
AU(上)	1	157.6	83.1	1.975	4.6	1.4	459	
	2	137.1	81.7	1.841	4.3	1.7	272	
	3	124.1	81.9	1.763	3.9	1.8	341	
AU(下)	1	93.1	83.5	1.750	5.9	1.9	869	
BU(上)	1	101.6	81.7	1.844	3.7	2.2	362	
	2	88.8	75.3	1.741	2.8	1.0	311	
	3	83.1	78.2	1.773	2.5	0.8	344	
BU(下)	1	133.5	80.5	1.801	5.0	2.1	232	
	2	117.9	77.0	1.792	3.6	1.4	553	
CU(下)	1	154.0	81.3	1.814	3.5	1.9	236	
	2	164.0	82.5	1.788	2.8	1.2	295	
	3	163.0	78.2	1.781	3.2	1.0	511	
AK(下)	1	106.3	49.3	2.050	49.8	1.5	3276	
	2	105.0	49.5	2.101	33.2	1.6	2699	
BK(下)	1	103.0	48.8	2.159	30.6	1.0	4775	
	2	76.2	47.2	1.947	13.4	1.1	1318	
	3	75.2	42.5	1.906	15.7	1.1	1821	
	4	87.8	49.0	1.917	8.2	0.6	1700	
CK(上)	1	57.8	50.0	2.031	10.5	1.8	808	
	2	75.2	49.2	1.911	20.8	1.2	1804	
	3	118.4	93.9	1.954	9.6	2.4	921	
CK(中)	1	99.8	49.4	2.084	28.2	1.5	2882	
	2	61.4	49.1	2.027	22.3	3.2	810	
CK(下)	1	106.3	49.3	2.050	18.7	1.3	1498	
	2	99.2	49.3	2.053	25.0	1.5	1893	
	3	62.2	49.1	2.055	18.3	2.3	839	

ここに U ; セメント 5 %混合砂

K ; セメント 10 %混合砂

A ; A型土層 (砂・軟・硬) の地盤条件

B ; B型土層 (軟・硬・砂) の地盤条件

C ; C型土層 (硬・砂・軟) の地盤条件

表一6.3.2 モールド内で養生した供試体の一軸圧縮試験結果 (M-1 試験)

混 合 地盤条件	軟質層 U (5%)		硬質層 K (20%)	
A	7.5	9.0	75.0	50.0
B	6.0	5.5	75.0	13.0
C	10.0	11.0	20.0	36.0
平 均	8.2 Kgf/cm ²		44.8 Kgf/cm ²	

(2) 貫入試験の方法

回転貫入試験は、切削刃による送水回転削孔方式によって行ったものである。使用した切削刃は、以下に述べるような一字型を基準として、十字型およびフィッシュテール型の3種で、いずれも刃先の回転外径を50 mm にしている。

① 一文字ビット形 (M-1 実験における先端抵抗体の基本形)

切削刃方式の基本形として位置付けし、送水によってスライムを除去する削孔方法を用いる貫入試験として小型土槽実験に適用した。

ビットの形状寸法を図一6.3.2 に示す。基本仕様は、最大接円径が50 mm で、40.5mmφ の試推用 JIS 規格ロッドに接続して使用することとし、送水は切削刃の上部で横向きの開口から放出され、刃先部分に直接当たらないようにしている。これらの事項は他の形に対しても共通的に適用した仕様である。

② 十文字ビット形

一文字形を十文字に拡張したもので、基本的な条件は可能な限り一文字の場合に合せている。ビットの形状寸法を図一6.3.3 に示す。

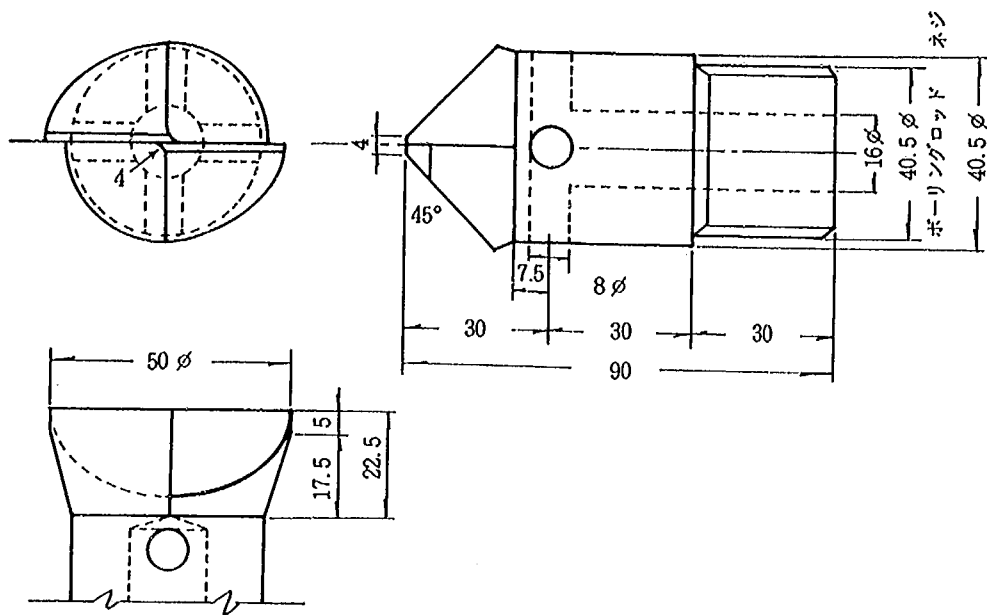
③ フィッシュテール形

切削効率を上げる目的で、一文字、十文字の変形として、先端勾配2/1で×字形に交差するフィッシュテール形を設定した。なお、交差する勾配に関しては、余り無理のない程度に設定したもので特別な根拠があつて設定したものではない。勾配以外の事項はビット形の仕様に可能な限り共通するようにした。ビットの形状寸法を図一6.3.4 に示す。

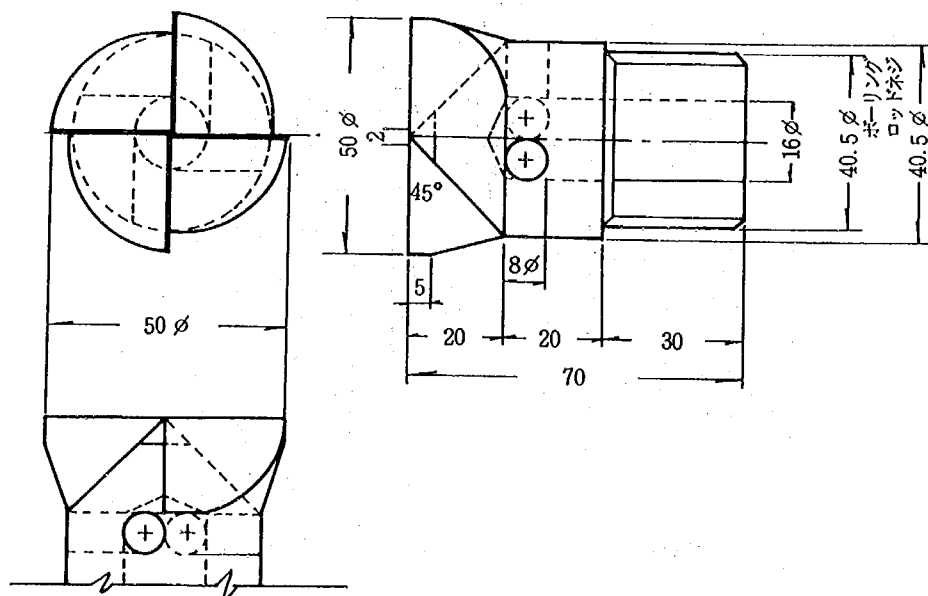
回転貫入に用いた装置は、「大型土槽 (L-2) 実験」と同様のボーリングマシンである。また、回転貫入時の測定項目は、地上部における貫入量 (貫入速度)、推力、回転トルク等である。ただし、「大型土槽 (L-2) 実験」とは異なり、ロッド内を通してビット先端部に送水を行うため先端部のトルクは測定していない。

また、最大貫入推力の大きさを、あらかじめ設定し、ビットの先に板を当てて推力を加え所定の推力になったことを記録計で確認した後、回転・送水を行いながら貫入させた。なお、設定油圧が小さく実用的に貫入できなくなった場合は、その段階で設定油圧を変えて別の最大推力に変更した状態で貫入させた場合もある。

実験の概要を図一6.3.5 に示す。



図—6.3.2 一文字タイプ切削刃形状図



図—6.3.3 十文字タイプ切削刃形状図

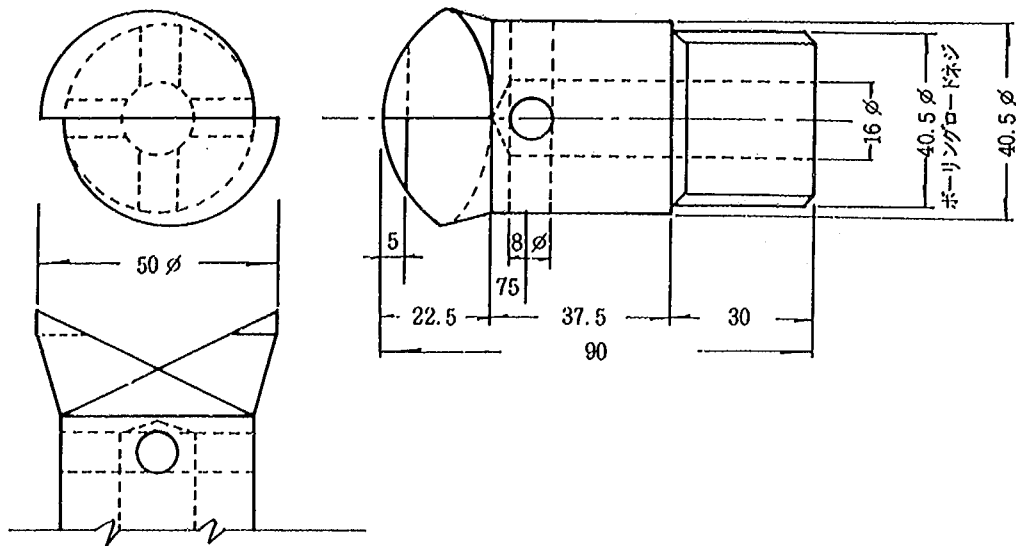


図-6.3.4 フィッシュテールタイプ切削刃形状図

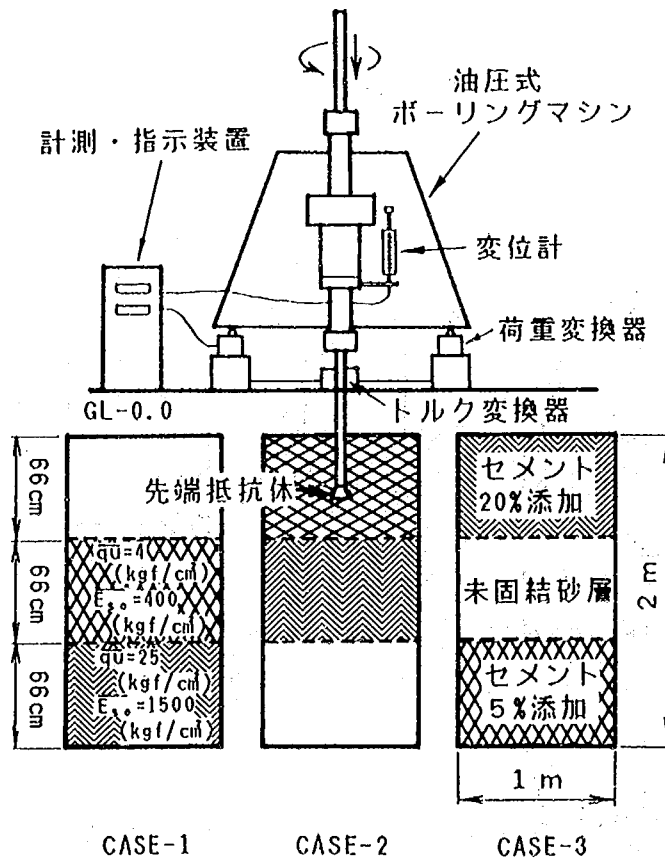


図-6.3.5 (M-1) 実験概要

6.3.3 回転貫入試験結果

(1) 各測定値の深度変化

図-6.3.6(a)~(d)には、それぞれ CASE-3 における貫入推力 F 、回転トルク T 、貫入速度の逆数 $1/V$ および F/V の深度分布を示す。これらの図は、全て「一文字ビット」を用いた場合の結果である。図より、各

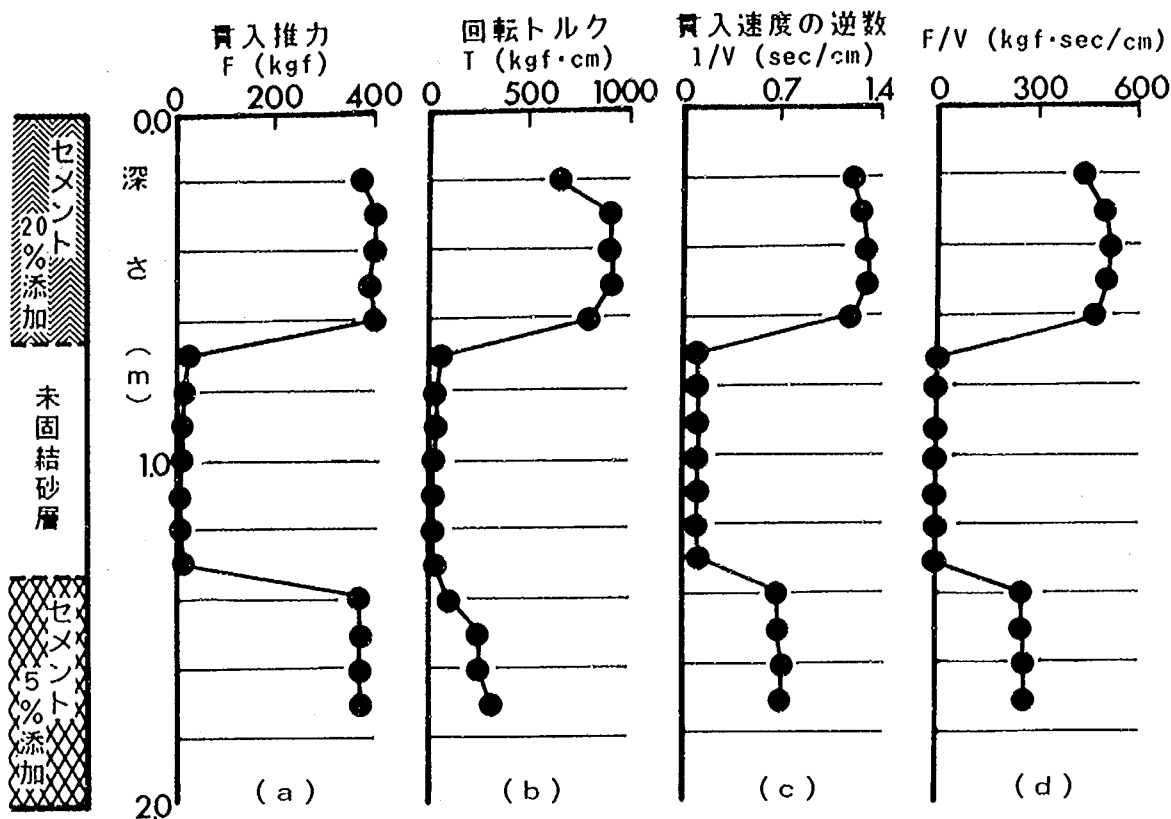


図-6.3.6 (M-1) 実験測定例 (case-3)

層の強度（硬さ）に対応して各測定値が変化していることがわかる。例えば、同図の測定結果のうち、トルク T の深度分布に着目するセメント 20% 添加の固結砂の層では、 $T=800\sim900\text{kgf}\cdot\text{cm}$ であるのに対して、セメント 5% 添加の層では、 $T=250\text{kgf}\cdot\text{cm}$ 、さらに未固結砂の層では $T=20\text{kgf}\cdot\text{cm}$ と各層の強度に応じた明確に変化している。また、推力 F 、貫入速度の逆数 $1/V$ においても同様の各層の強度に応じた変化が認められる。また、貫入過程において貫入推力が変化しており、直接に貫入速度で比描するのが困難である。そこで F/V で整理するとさらに各層の強度の差異を明瞭に表すことが可能である。

(2) 比削孔エネルギーによる比較

図-6.3.7 は、各ケースの実測値をもとに 10 cm 当りの比削孔エネルギーを算出し、その深度分布を比較したものである。比削孔エネルギーは貫入に要するエネルギーと回転に要するエネルギーの和である。すなわち、次式で示される。

$$E_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot T \cdot N + F \cdot V}{\pi \cdot r^2 \cdot V}$$

ここに、 E_s ；比削孔エネルギー (kgf/cm^2)、 N ；回転数 (回/h)、 F ；推力 (kgf)、 V ；貫入速度 (cm/h)、 T ；回転トルク ($\text{kgf}\cdot\text{cm}$)、 r ；回転半径 (cm) である。これらの図において、先に図-6.3.6 に示した各測定値の深度分布と比較して、各国結土の強度の差異をさらに明瞭に示している。

例えば、未固結砂が $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度であるのに対し、セメント 5% 添加の固結砂で $200\sim1,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、セメント 20% 添加の固結砂で $6,000\sim10,000\text{kgf}/\text{cm}^2$ とオーダの違いで評価されている。

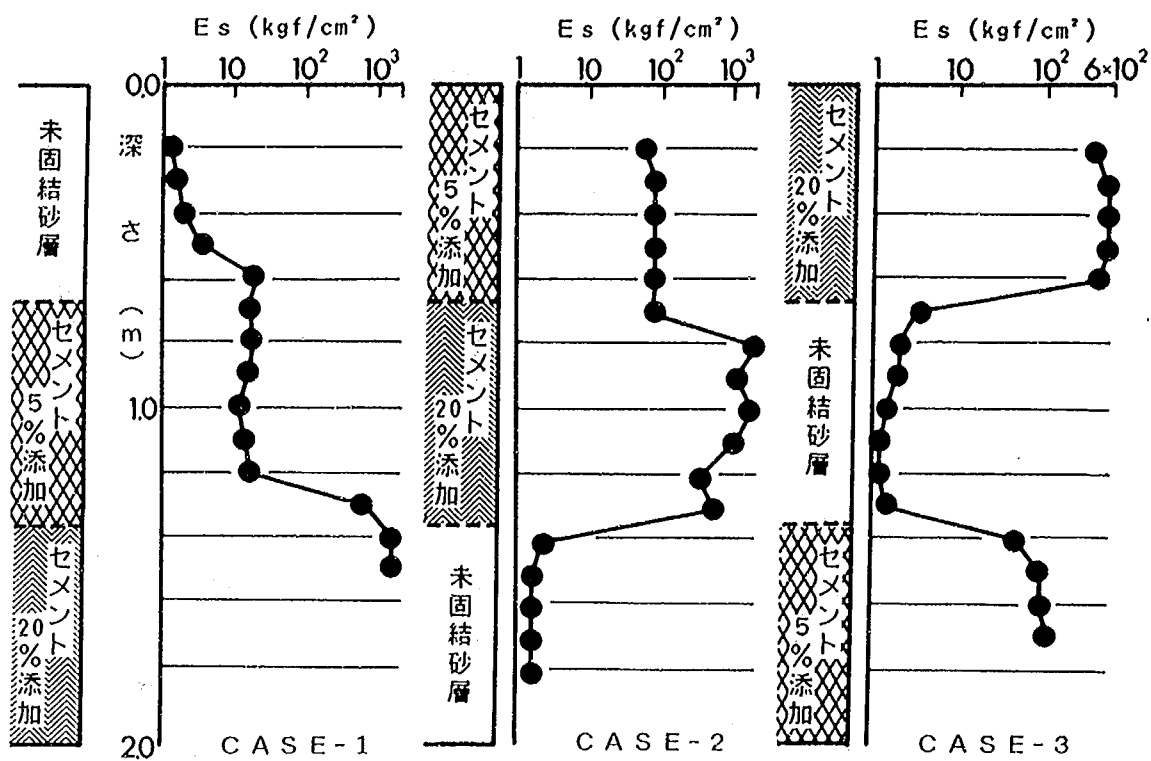


図-6.3.7 比削孔エネルギー E_s による評価

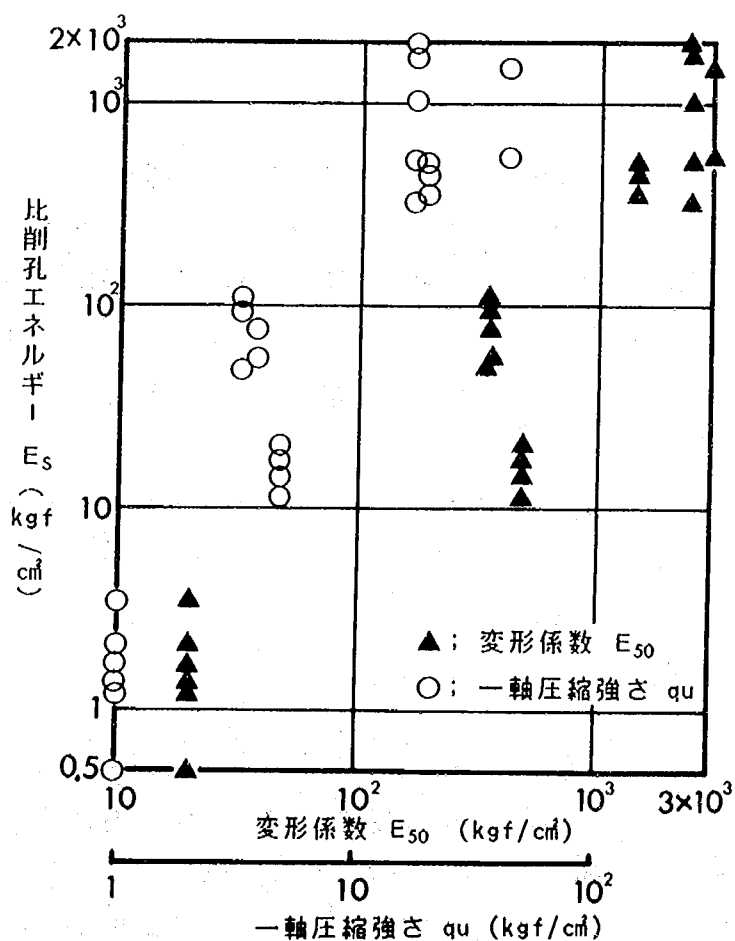


図-6.3.8 $E_s \sim q_u$, $E_s \sim E_{50}$ の関係

また、図-6.3.8には、固結砂の強度定数(q_u , E_{s0})と E_s の相関を両対数上でみると、比較的良好な正の相関が認められ、 E_s によって q_u , E_{s0} を概ね評価できることがわかる。

6.3.4 (M-1) 実験のまとめ

本(M-1)実験から明らかになったことを以下にまとめる。

- ① ビット形状の先端抵抗体を用いた回転・貫入サウンディングは比較的高強度の固結土に対しても適用可能である。
- ② 回転貫入時の推力、トルクおよび貫入速度などの測定値あるいは比削孔エネルギーによる評価から概ね強度の差異を判定することができる。

7. 回転貫入サウンディング装置の試作

7.1 試作装置の概要

これまで、回転貫入サウンディングの適用性について、「小型供試体を用いた基本試験」、「大型土槽実験」あるいは「小型土槽による適用性実験」などの実験的に検討してきた。その結果、回転貫入時に得られる、貫入速度、回転トルク、推力などの情報をもとに固結・未固結の相対的評価が可能であり、また固結土の強度の推定もある程度可能であることが明らかとなった。

また、薬液注入工法のみならず深層混合処理工法等の固結工法の品質管理への応用の可能性についても確認された。

しかしながら、これらの工法の実際の地盤仕様を見てみると、改良深度が大きく、それに伴う幾つかの課題がある。

- ① 調査深度が深くなるに伴い、ロッド周面の摩擦の影響が増大し、地上における計測では限度がある。
- ② 回転貫入させるという本サウンディングの特性上、また現場のハンドリングを考慮すると計測用のコードを用いない方法を考える必要がある。

以上の点を考慮して、コードレス型の回転貫入サウンディング装置を試作した。

本装置は、次のものより構成されている。

- ① 計測ビット
- ② カップリング
- ③ センサー部
- ④ バッテリー部
- ⑤ 計測メモリー部

すなわち、本装置は、 $\phi 50\text{mm}$ のロッドの先端部に装着された計測ビットの抵抗をセンサー部で感知し、それを計測メモリー部に記録するものである。

7.2 回転貫入装置の開発

計測方法に関する基本的な構想を基に、実用化を前提とした具体的な回転貫入装置について検討した結果、以下に述べるような内容で設計し製作した。図一7.2.1 に全体の機能的な構成を示す。また、写真一7.1.1 には先端抵抗体の概要を示す。

(1) 計測の原理

装置は内部の先端より、計測ビット、カップリング、センサー部、バッテリー部および計測メモリー部を配置し、外部のメタルクラウンおよびコアチューブを上端の装置ヘッドで連結した構造になっている。すなわち、先端中央の $50\text{mm}\phi$ に関して計測ビットの回転貫入に要する推力および回転トルクをセンサー部で計測しながら貫入しようとするものであり、これらの周囲を送水しながら $66\text{mm}\phi$ のメタルクラウンで切削することによって装置の貫入を能率的に行うものである。このため、カップリングのネジ部分にアダプターリングを装置することにより、メタルクラウンの刃面に対して計測ビットの刃先を 20mm の範囲内で突出させられるようにしており、有効なデータを取りこみながら能率良く貫入できるようにしている。

メタルクラウンおよびコアチューブは、可能な限り汎用性の高いものを用いる考えから、65 mm 中の一般規格品を使用しているが、コアチューブの長さは装置の組立て長さに合せた関係から、約 1.8 m という長いものになった。開発段階であることのため各部分の長さに余裕を多く含ませているので、これらの整理された段階では、ほぼ 1 m 程度の汎用寸法におさまるものと考えている。

(2) 先端ビット

回転貫入に伴う抵抗を計測するための先端切削ビットは、図-7.2.2 に示すように、50mmφ で平面タイプの一文字刃型である。この形状は、標準的な刃形であって、既存のデータが直接的に反映されることを考慮して決めたものである。接続用のネジは、40.5mmφ ロッドの規格ネジに一致させているので、カップリングは同ロッド用の改造品のカップリングを使用している。

このカップリングのネジは最大 10 mm×2 枚のアダプターリングを挿入することにより、メタルクラウンに対する抵抗計測用の切削刃の出し長を調整して計測に都合のよい条件を求められるようにしている。

なお、切削刃の当り面には、ボーリング用の超硬合金チップを溶接し摩耗に対処している。このチップに関しては、結果的に一連の回転貫入試験を通して、摩耗の認められない程度に刃形条件の保持に効果があった。

(3) センサー

計測項目が推力および回転トルクであるため、計測センサーは、一体の弾性体に 2 種類の検出素子を組み込んだ形で、図-7.2.3 に示す構造のものを製作した。

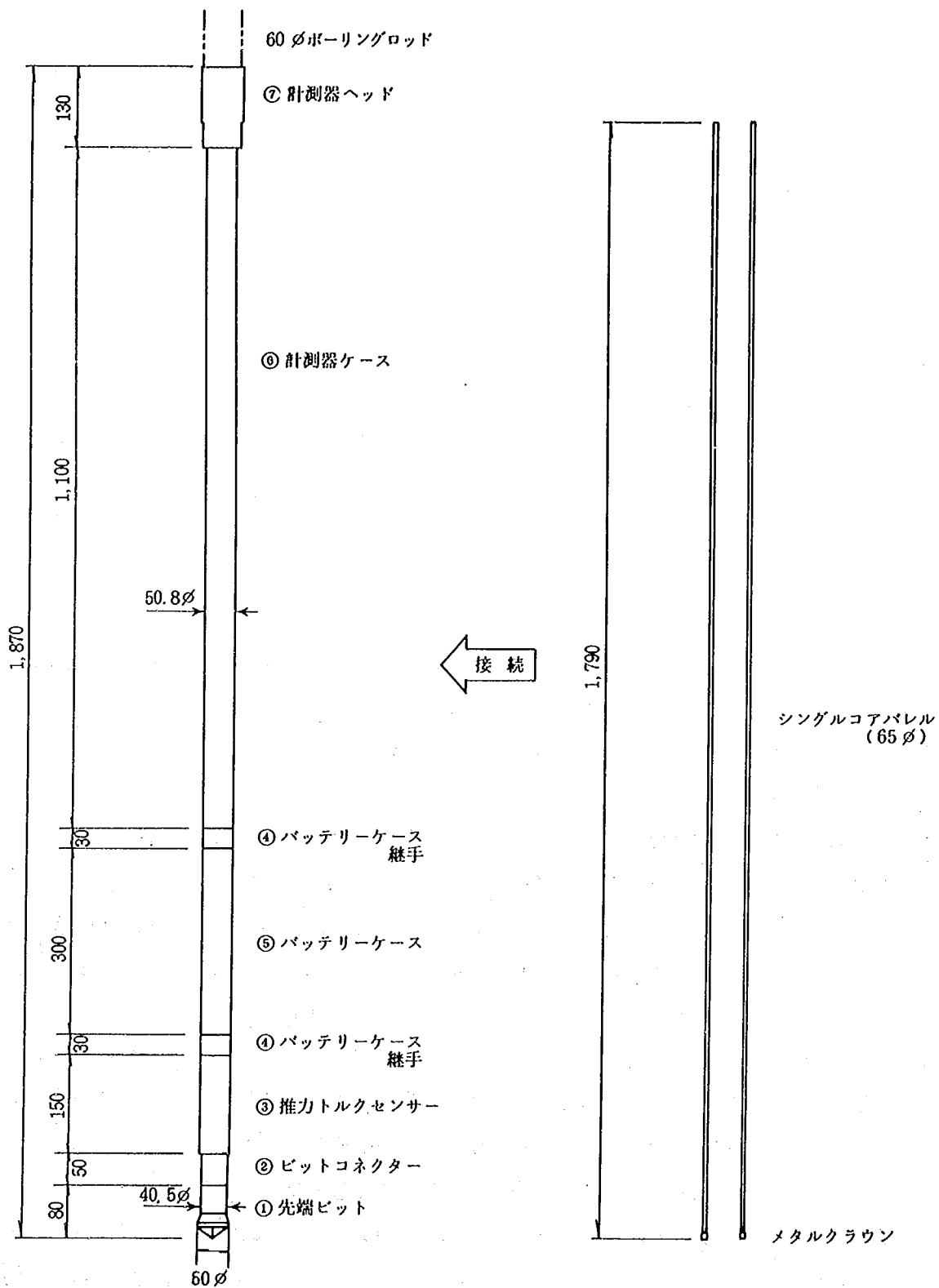
センサーの基本的な構造は端面固定の薄肉円筒であり、軸力およびネジリ力によって生じる円筒材のひずみを円筒内面に貼付したひずみゲージで検出するものである。

ひずみゲージは、円筒内面中央部で円周上軸対称位置にそれぞれ 4 点で合計 8 点配置したものである。軸力は各対称位置に 2 点ずつ軸方向および円周方向に貼付したものであり、これらの各ゲージを一辺としてホイストンブリッジを構成するように結線したものである。ネジリ力は軸力の場合と同様に軸対称の 4 点に貼付したゲージでホイストンブリッジを構成したものであるが、各ゲージは軸方向に対して +45° および -45° 方向に傾斜させて貼付し、せん断ひずみを検出するようにしたものである。

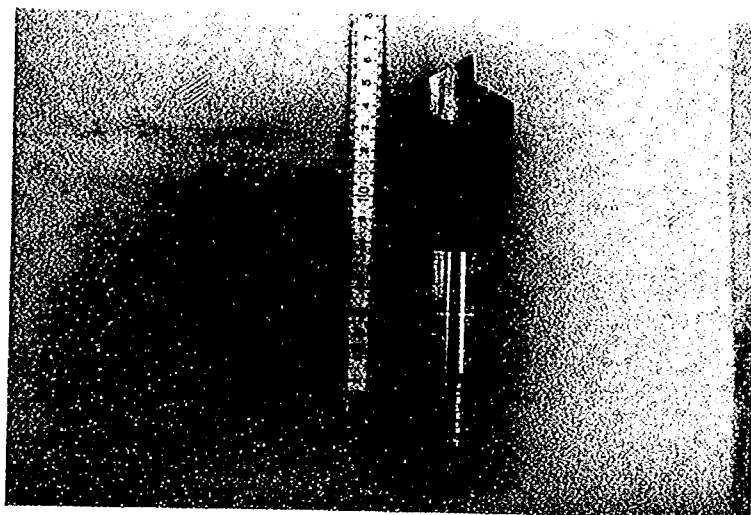
設計時の計画では、ゲージ抵抗を約 500 Ω、ゲージ率を 150 程度として、電圧を DC5V とすれば、軸力 500 kgf、ネジリ力 5 kgf・m に対して 20~50 mV 程度の出力電圧が得られる予定であったが、ひずみゲージを貼付する段階になって、寸法的に多数のゲージを貼付することの困難さおよび半導体ゲージを曲面に貼付することの困難さが表面化し、仕様の異なる 2 種の方法を試行することになった。

一つの方法は、予め直角方向に配置した 2 成分のゲージを内面の 1 点に貼付し、別に用意する 2 組の固定抵抗と合せてホイストンブリッジを構成するものである。この方法のセンサーでは、軸対称の条件が確保されていないため、軸方向に対して曲げひずみが生じるような力が加わると直接影響を受けることになったが、センサーとしての検出感度は特に問題が生じる程に低下することはなかった。

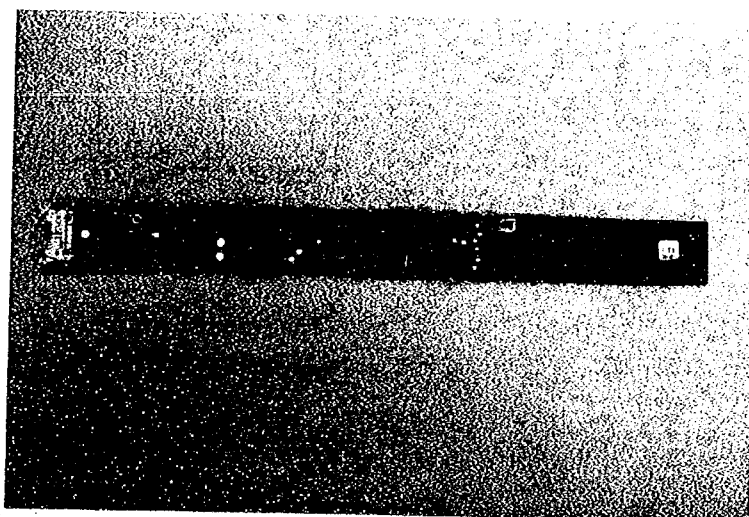
他の一つの方法は、曲面に対応し得るような特性の半導体ゲージを使用し、全体をプラスチックライマー上に配置して、貼付したライマーを薄肉円筒内面に貼付したものである。半導体ゲージ素子の抵抗は約 1 kΩ、ゲージ率は 120 程度であった。このタイプのセンサーは、検出素子を半導体ゲージで構成しており、感度は



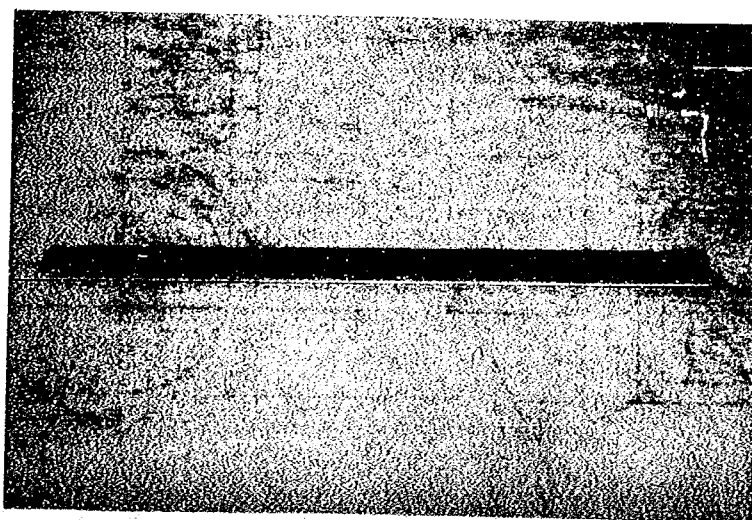
図一7.2.1 回転貫入装置の全体構成



(a) 先端抵抗体（クロスビット）



(b) メモリー基盤（ロッド内部に収納されている）



(c) 先端部組立状況（左からビット，センサー部，メモリー部，バッテリー部）

写真-7.1.1 メモリー式回転貫入サウンディング先端抵抗体

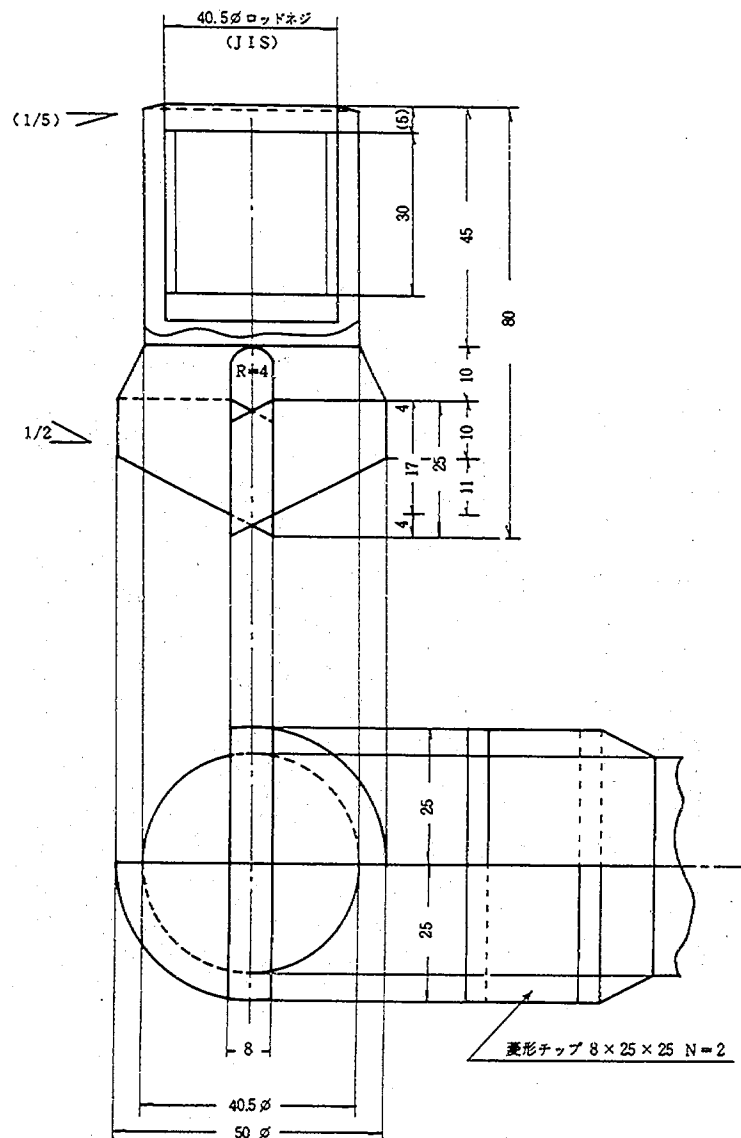


図-7.2.2 先端ビット

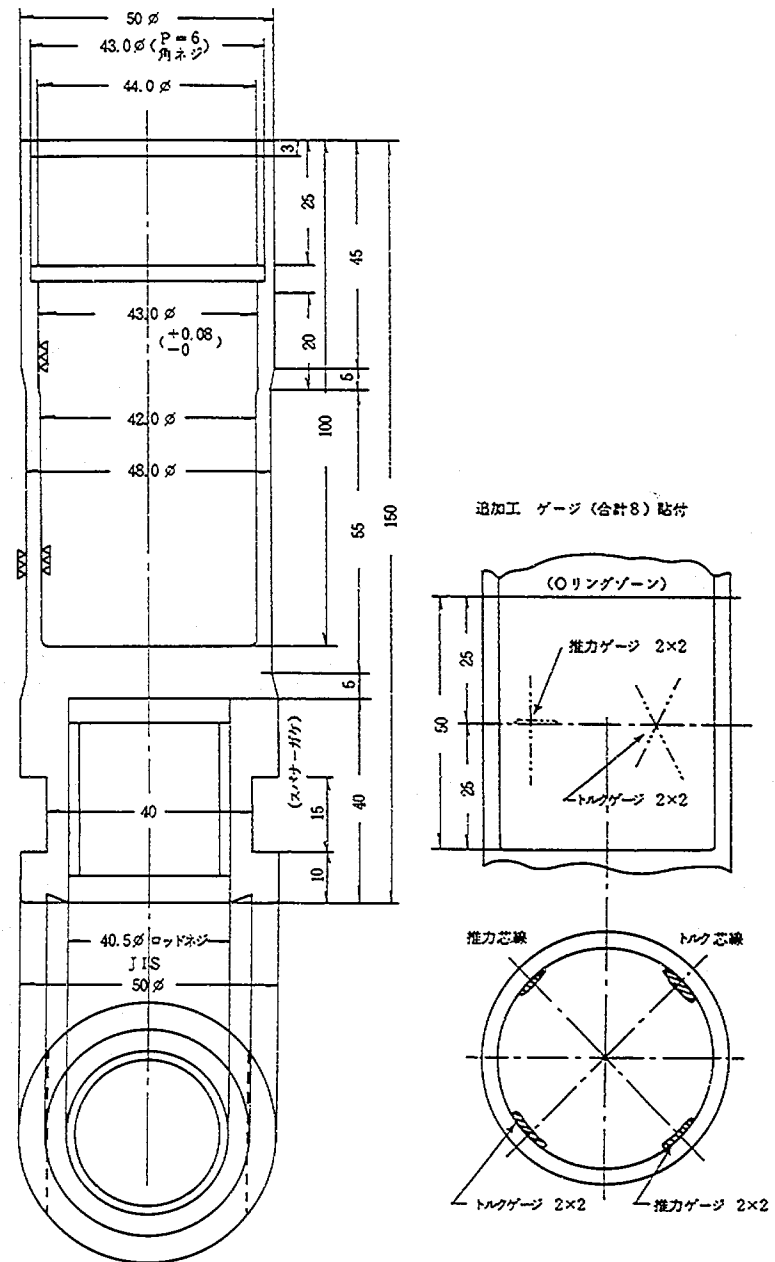


図-7.2.3 計測センサー部

十分な状況にあったがライマーを介して貼付している関係から測定値が時間と共にクリープする性状が認められた。

このようにして、方法を変えて製作した2タイプのセンサーは、共に軸力とネジリ力の間に出力が相互に影響を受ける特性が明らかになり、その割合も20%程度に達することが判ったが、実際の調査における処理や判定方法を考慮して、デジタル化された測定値を処理する段階で補正することが適当であると判断し、センサー段階での補正するような処置は行っていない。

なお、センサーの円筒は材質 SNCM 9 の鋼材を熱処理して用いたものであり、レベルを 200kgf/cm^2 程度におさえて設計していることもあって、相当に過酷と思われるような条件に対しても支障なく使用することができた。

(4) 収納ケース

回転貫入装置の収納ケースは、外部ケースと内部ケースで構成される。外部ケースは、 $65\text{mm}\phi$ のコブチューブを用いており、先端にメタルクラウンを有し、内部ケースとの間隙から送水しながら抵抗体周囲を削孔し貫入を容易するようにしている。

内部ケースは、計測記録装置を収納した容器であり、回転貫入抵抗に対する十分な剛性を持つようにした。このケースは、大きく分けてバッテリー部とデータロガー部で構成される。

バッテリーの補充やデータ転写等の日常的な操作を行う場合は、バッテリーの標準規格寸法のネジで行い、他のネジは原則として開閉しないようにしてゴム系接着剤を併用したシールを行った。そのため最大 30kgf/cm^2 を越える水圧状況のものにおいても完全にシールを維持することができた。

なお、データロガーの長さが最終的に40 cm 余りに仕上がり、データロガー部の長さに十分な余裕ができたことから、取り扱いの便利性を考慮してバッテリーをデータロガー部に収納し、バッテリー部は入出力および操作用のコードやコネクタ専用ケースとして使用した。

ケース各部の構造寸法の概要を図7.2.4 (1)および7.2.4 (2)に示す。

(5) データロガー

回転貫入装置に内蔵するデータロガーは、プリント基板に搭載して $40\text{mm}\phi \times 1,000\text{mm}$ の空間に収納できる大きさであることを前提に、次のような仕様条件を満足するものとして計画した。

- (1) 電源は6 V バッテリーを使用し、連続1日以上使用できる。
- (2) 操作は、パソコン (HC-40 型) によって行う。
- (3) データの記憶容量は3.5 桁データで4,000 以上。
- (4) パソコンによるプログラム入力で下記の操作をする。
 - ① 計測開始時刻を任意時刻に設定
 - ② 計測間隔を1秒から60分までの間で任意に設定
 - ③ 入力データは2 ch を標準とし、必要に応じて6 ch 程度まで選定できる。
- (5) センサーへの印加電圧はDC 5 V 程度とし、期待できる出力電圧を20 mV 程度と考える。
- (6) センサーからの出力電圧は、前置増幅器で増幅 (5~10 倍程度) した後1 mV 単位でデジタル化し、16 ビット単位のデータとする。

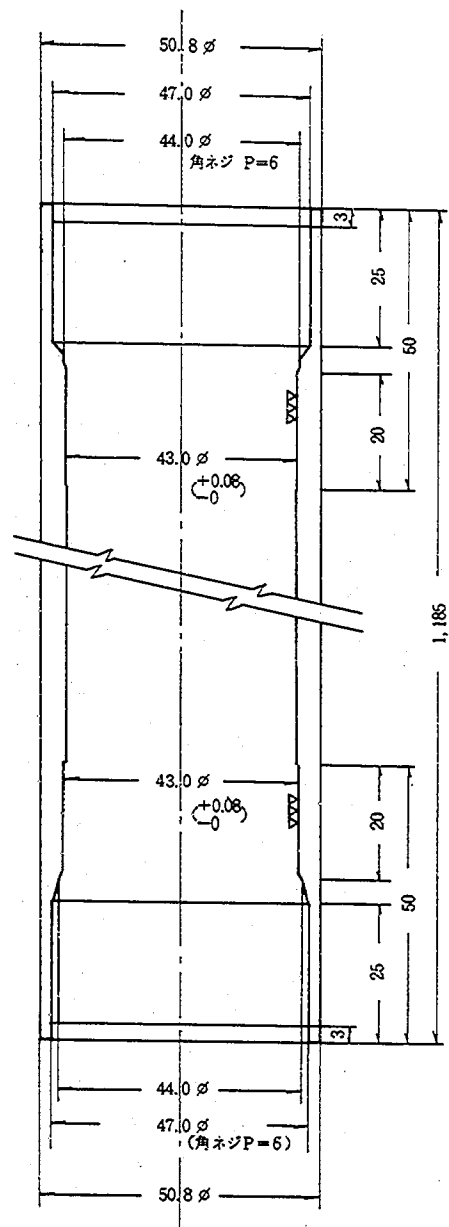


図-7.2.4(1) 計測器ケース部

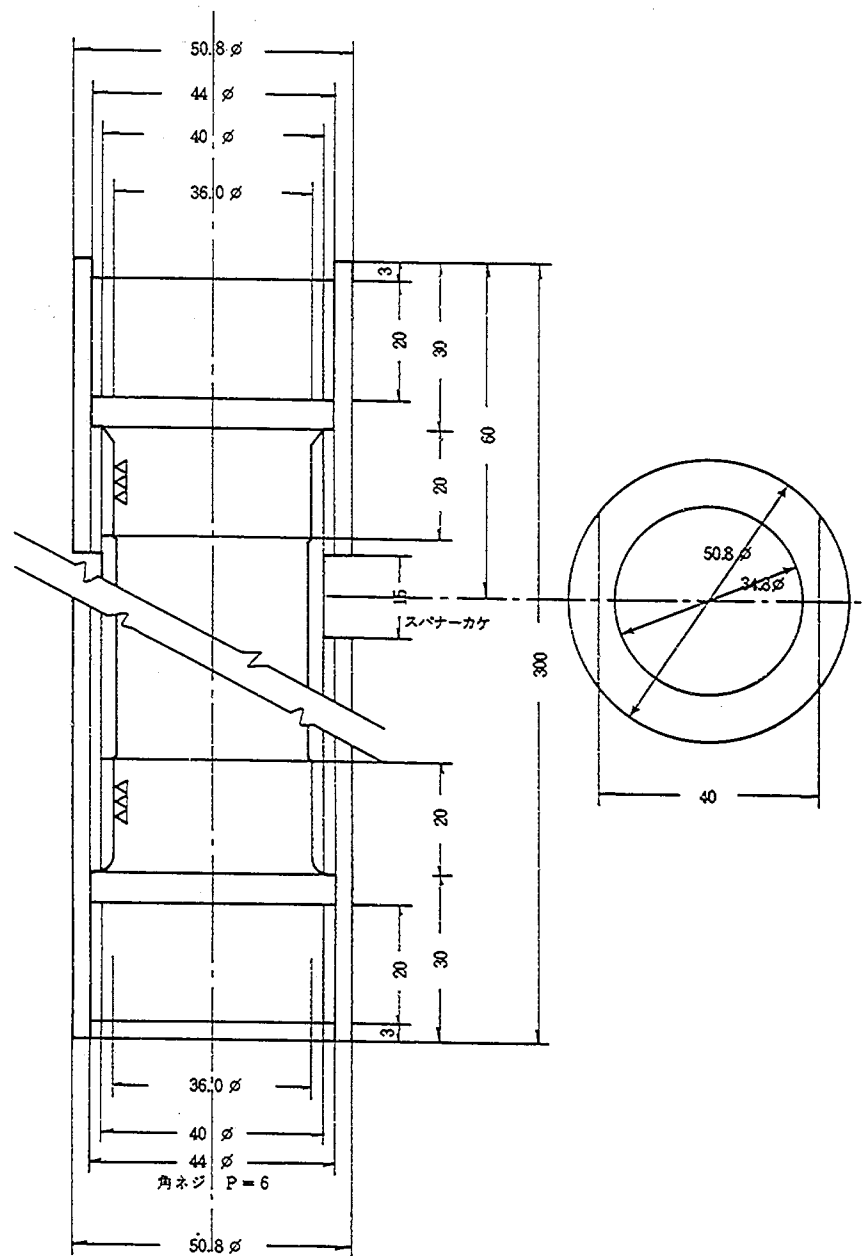


図-7.2.4(2) バッテリーケース部

製作したデータロガーのブロック構成図を図7.2.5に示す。

データロガーは、ソフトプログラムを変更することにより、任意の条件での計測を自動的に実施するための汎用小型自動計測装置用のユニットとして位置付けた。

このため、ユニットには汎用性を考慮して余分の機能が含まれている反面、簡略化したり省略している機能もある。例えば、センサーへの印加電圧はバッテリー電源を直接印加する方法を用いているのに対して、センサーからの出力は独自に mV 単位で計測する方式にしている。バッテリー電源の測定回路が入っているため、将来必要になった場合は両者の測定を行いデータ処理段階でひずみに換算する方式にすることになっているが、現段階ではセット時に計測するバッテリー電圧を用いて換算する方法を用いている。

センサーからの出力は前置増幅器で5~10倍に増幅した後でADコンバーターでデジタル化してデータとしている。これはADコンバーターを1mV4桁の標準回路で構成して汎用性を持たせたのに対して、センサー出力の電圧が不足すると考えられたこと、印加電圧の供給が必要であること、およびチャンネル数の変更が予想されたこと等の条件を考慮した。そこで、スキャナー等のスイッチング回路や電源回路を含めて別個の基盤にまとめ、必要に応じてこの部分のみを変更して対応することができる構造にしたものである。

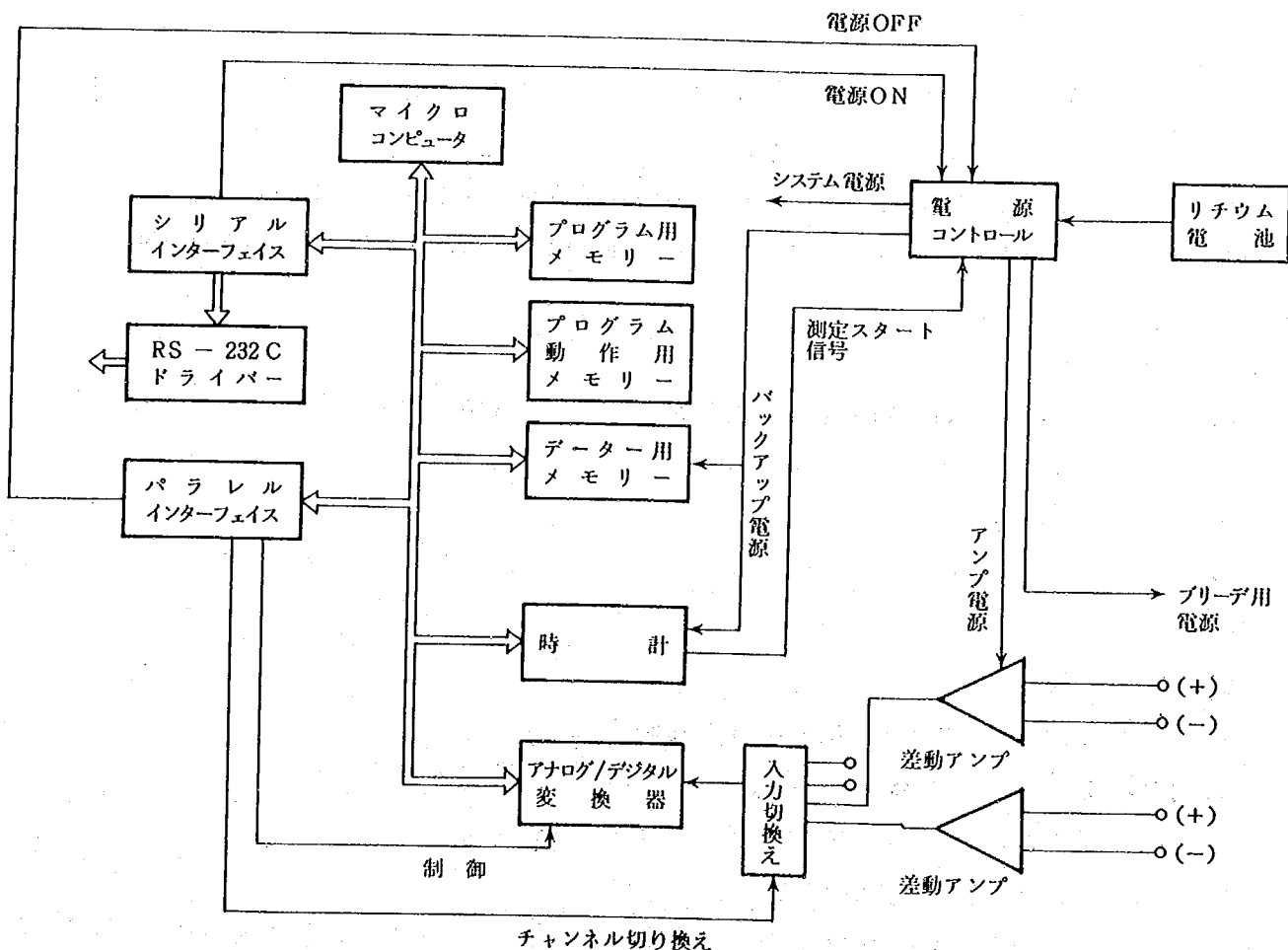


図7.2.5 データロガーのブロック図

7.3 試作した装置の取扱い方法

試作した回転貫入装置は、必ずしも合理的な取り扱い標準を規定できる条件にある訳ではないが、実際の計測作業を通じて将来改善されるべきと考えられる内容等関連事項も含めて、装置の取り扱い手順等について以下に述べる。

(1) 装置の組み立て

データロガーが一部のケースに、データロガーおよびバッテリーを収納した上で、内部ケースのデータロガー部の上端にヘッド部を、下端にカップリングを接続しカップリングの中央孔から各コードを引き出す。このとき引き出すコードはそれぞれ先端にコネクタを装着しており、バッテリー電源(2芯)、ロガー入力関係(電源用2芯、センサー用4芯×2組)、ロガー操作関係(RS-232C用7芯)の合計5本である。

バッテリー部のケースにセンサーを接続し、センサーのコードを引き出す。

この段階までの組み立ては、後に述べる両ケースの接続と共に、防水を絶対的に確保する必要があるのに対して、各接続部のシール構造が必ずしも十分な状態になっていないので、シール材等を併用して特に入念に行なう必要がある。これらの組み立ては原則として計測に際して解体の必要がない構造になっているので、一連の計測においてゴム系の接着剤を併用した。

センサーの下端には、全体を組立た状態で計測用切削ビットの出力が規定の条件になるようにアダプターリングを挿入してカップリングおよび切削刃を接続する。

調査ボーリングの準備が終った後、データロガーからのコードを接続して、後で述べる手順で準備操作を行い、バッテリー部のケースにコード等を収容しながら、データロガー部に接続して内部ケース全体を組立た後、外部ケースを装着する。

なお、データロガー部との接続に関しても防水が絶対的な条件になるが、この部分の構造は、寸法的に余裕があり標準的な形状寸法に作られているので、シール面のキズや変形およびゴミ等の異物が無いことを確認して入念に行う必要がある。

(2) 計測の準備操作

回転貫入装置の計測は、装置の最終組立に先立って、パソコン(HC-40)を用いて計測条件等の設定を行うもので、具体的な操作の手順を以下に述べる。

① センサーの接続

センサーから引き出された2組のコードをコネクタによってデータロガーのセンサー入力コードに接続する。

② 電源の接続

バッテリー電源をデータロガー電源コードに接続する。

③ RS-232C コードの接続

データロガーからのコードをパソコン(HC-40)に接続する。

④ パソコンによる条件設定等の操作

データロガーには計測用のソフトプログラムが読み込まれており、パソコンの電源を入れると自動的に操作メニューが表示され、各条件に応じた操作方法が示されるので、対話形式で各条件を設定する。設定する

条件は次に示す項目である。

① 操作内容の選択

初期条件設定，データ読み込み等の操作

② 内部時計の確認

③ チャンネル条件の設定

④ 間隔が1分以内の測定間隔および1分を越えた場合の余熱通電時間の設定

⑤ 間隔が1分以上の場合の測定間隔の設定

⑥ メモリーの初期化設定

⑦ 電源電圧の確認

⑧ 計測開始時刻の設定

以上の各項目のうち設定条件が全部入力されると自動的に計測体勢に入り，内部の時計によって計測開始時刻を検出して計測を開始し，メモリーの容量が飽和するまで計測を続けることになる。

(3) 回転貫入操作

準備操作を行い1体に組み上げた回転貫入操作は，ボーリング装置のロッド先端に装着し，計測開始の時間に合せて，地上での計測と併せて，送水しながら回転貫入させる。途中ロッドを継ぎ足しながら所定の深度まで貫入した後，引き抜いて回収する。

(4) データロガーからのデータの読み取り

データロガーに記録されたデータは，回転貫入装置を回収した後，準備操作も行ったと同じ要領で，パソコンのメモリーに読み取る。

読み取りの具体的な手順は，バッテリー部の接続をはずしてRS-232Cのコードを引き出してパソコンに接続し，操作メニューからデータロードを選択すると自動的に読み取られる。この時，ディスプレイ上で，データの内容をモニターすることができる。

データ読み取りの後，操作メニューから準備操作を選択して回転貫入装置は準備段階に入ることができる。

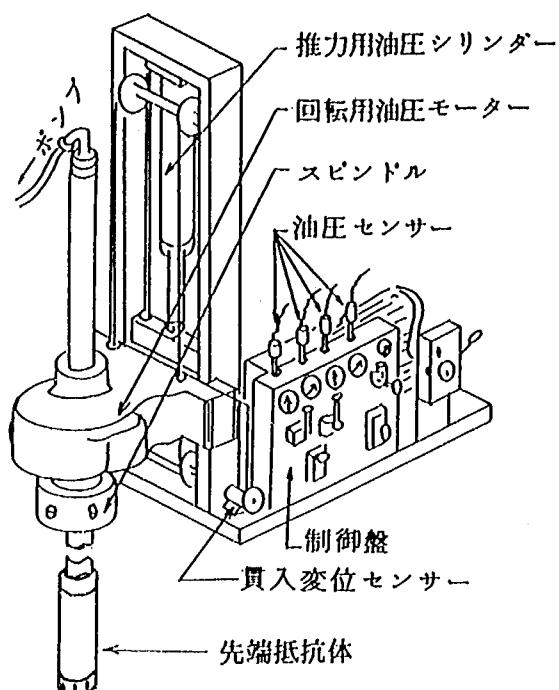
7.4 回転貫入サウンディング試作機の作動確認実験

ここでは，メモリー式回転貫入サウンディング試作機（コードレス型）の作動を確認するため，強度の異なる固結土を互層状に配置した供試体（2 m，4 m）を対象とした実験から，本試作機の適用性，および計測の合理化について述べる。

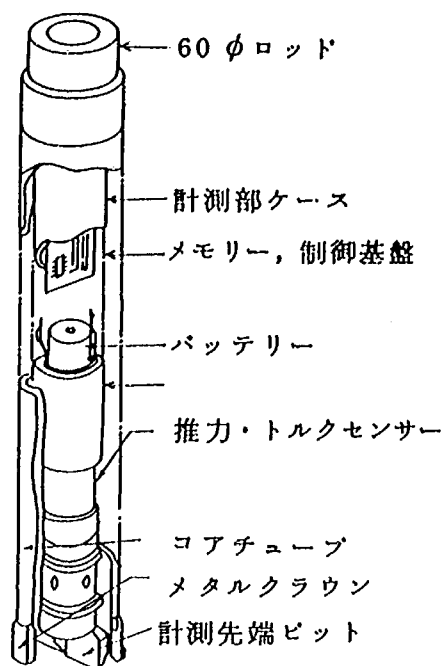
7.4.1 作動確認実験方法

(1) 実験装置および測定方法

本実験では，図-7.4.1に示すように油圧式ボーリングマシンを用いてロッド先端部のビットにより固結供試体を切削し，回転貫入させた。回転貫入時にロッド先端部に作用する推力や回転トルクは，先端抵抗体に貼付したひずみゲージを介して内蔵されたメモリーパックに測定記録した（図-7.4.2参照）。また，地上部においては，変位計，油圧計等により貫入量（貫入速度），油圧などを測定した。なお，実験では，ロッドの回転速度を80 rpmに設定し，先端部より送水させながら貫入させた。



図一7.4.1 回転貫入装置



図一7.4.2 メモリー式先端抵抗体

(2) 実験供試体

実験供試体は、図一7.4.3 に示すような $1.0\text{ m} \times 1.0\text{ m} \times 2.0\text{ m}$ (2 m 供試体) と未固結層 (砂, 粘土) を互層状に配置し、締固めて作製した。表一7.4.1 にはセメント混合率に応じた固結土, 未固結土の強度特性を示すが、砂にセメントを 4%, 8% 添加した固結砂の一軸圧縮強さは 12 kgf/cm^2 , 43 kgf/cm^2 程度である。

7.4.2 実験結果

(1) 2 m 供試体における測定結果

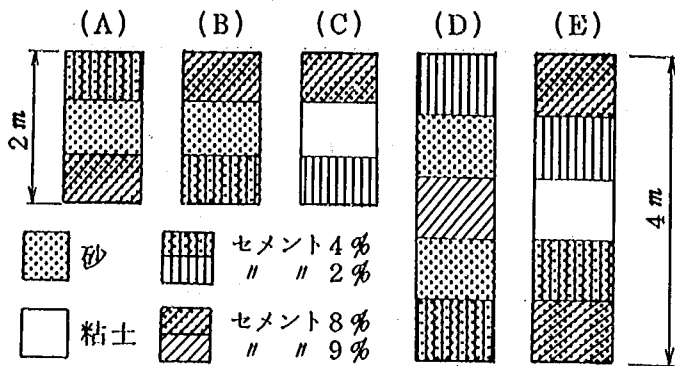
図一7.4.4 には、2 m 供試体における推力 F , 回転トルク T , 貫入速度の逆数 $1/V$ を各層の成層分布と対比して示す。図より、各層の強度 (硬さ) に対応して各測定値が変化していることがわかる。例えば、トルク T の深度分布に着目するとセメント 4% 添加の固結砂では、 $T=1.6 \sim 2.2\text{ kgf} \cdot \text{m}$ であるのに対して、セメント 8% 添加の層では、 $T=2.4 \sim 3.0\text{ kgf} \cdot \text{m}$, さらに未固結層では $T=0.2 \sim 0.5\text{ kgf} \cdot \text{m}$ と各層の強度に応じて明確に変化している。また、推力 F , 貫入速度の逆数 $1/V$ においても各層に対して T と同様な対応をしていることがわかる。

(2) 4 m 供試体における測定結果

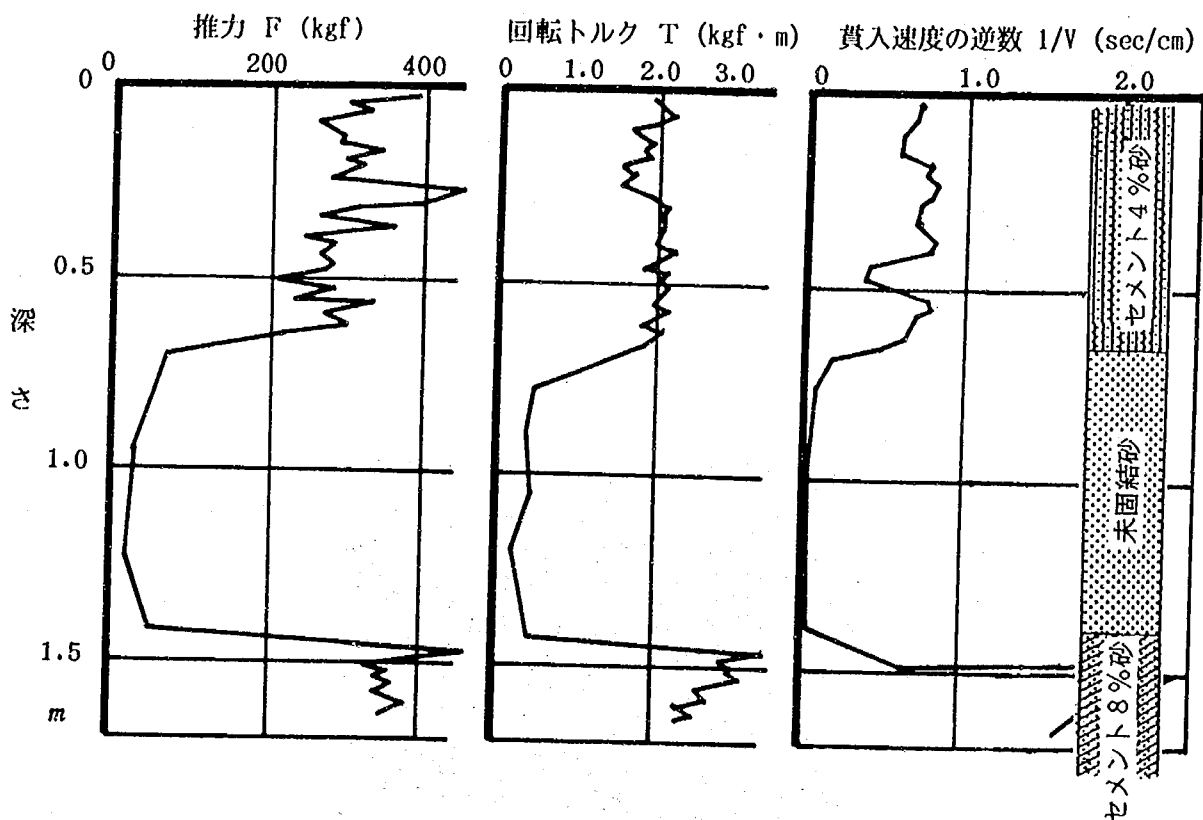
図一7.4.5 には、4 m 供試体における推力 F , 回転トルク T , 貫入速度の逆数 $1/V$ の深度を示す。この図より図一7.4.4 に示した 2 m 供試体と同様に各層の強度に対応して F , T , $1/V$ の値が顕著に変化しており、特に中間部に位置する未固結粘性土の存在が明確に表示されている。なお、各層の境界面に対して測定値の変化が鈍いが、これはセンサーの感度、掘削水および切削土のクリーニングなどの影響によるものと考えられる。

表一7.4.1 固結土の一軸圧縮強さ

配 合	一軸圧縮強さ
砂 + セメント4%	1 2 kgf/cm ²
砂 + セメント8%	4 3 kgf/cm ²
粘土 + セメント2%	4 kgf/cm ²
粘土 + セメント9%	1 4 kgf/cm ²



図一7.4.3 供試体条件



図一7.4.4 2 m 供試体の測定例

7.4.3 作動確認実験のまとめ

本作動確認実験から明らかになった点を列挙すると以下のとおりである。

- (1) メモリー式先端抵抗体を用いた回転貫入サウンディングは、比較的高強度でかつ互層状態の固結地盤に対しても適用可能である。
- (2) メモリーパックを内蔵することにより、先端部の推力およびトルクをコードレスで直接的に測定できる。
- (3) 貫入速度等のパラメータによる改良地盤の概略の強度判定が可能である。

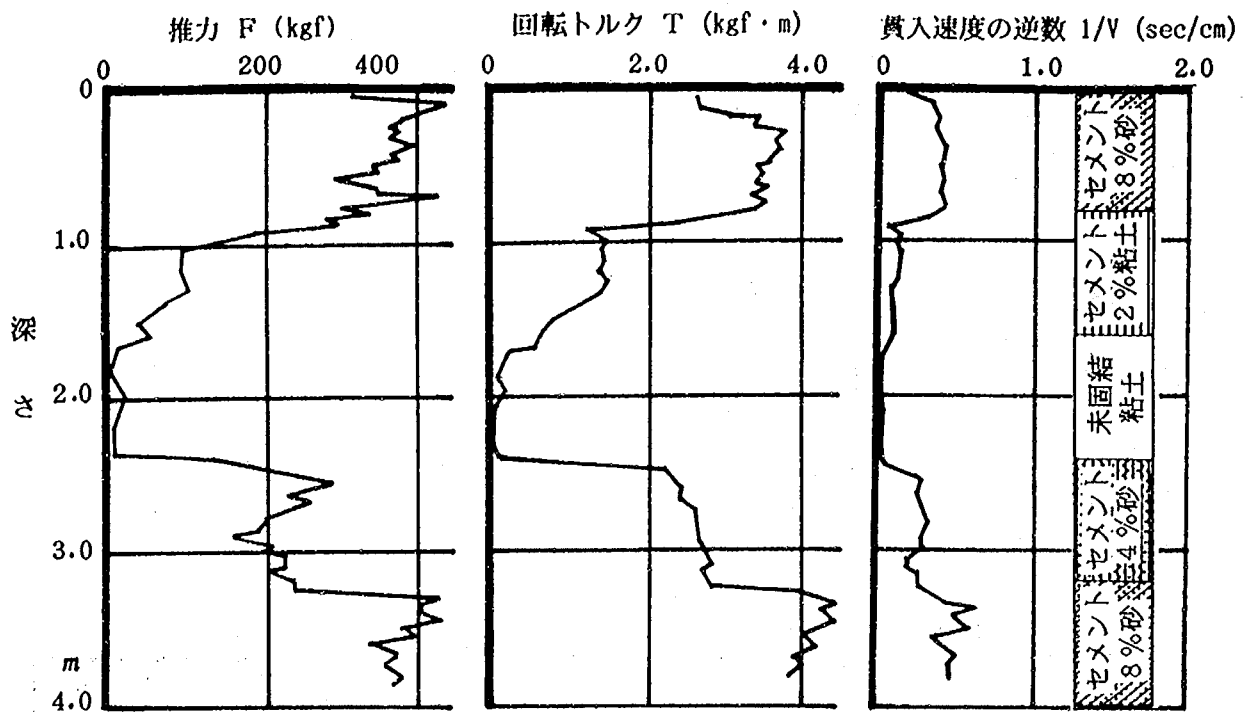


図-7.4.5 4 m 供試体の測定例

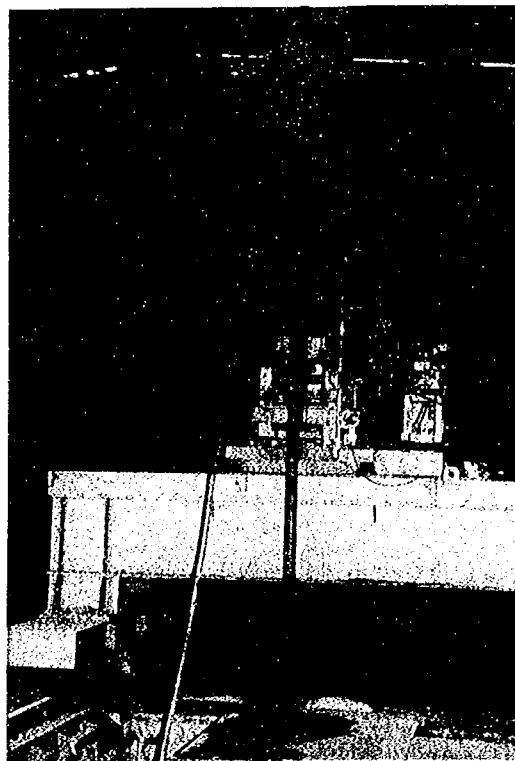


写真-7.4.1 メモリー式サウンディング装置の作動確認実験
(ロッド先端部が改良部に回転貫入している状況)

8. 研究のまとめ

本研究においては、回転貫入サウンディングに関して、以下に示す実験によりその適用性を検討した。

- (1) 回転貫入試験機による「小型供試体を用いた基礎試験」
- (2) 大型土槽内に造成した注入地盤に対する適用性実験
- (3) 互層状に配置したセメント処理土に対する適用性実験

以下にそれらの実験から得られた結果を列挙する。

- ① 室内基礎試験において、コーンまたはピット形状の先端抵抗体による回転貫入法は、 $q_u=20\text{kgf/cm}^2$ 程度の強度の固結体にも貫入可能であり、高強度の固結土に対しても適用できることが確認できた。
- ② 先端抵抗体貫入時の貫入速度、貫入推力、回転トルクなどの測定値を比較することにより、固結・非固結あるいは注入固結体の強度の差異を判別することが可能である。なお、これらの測定値のうち、貫入速度が固結土の強度に対して最も鋭敏であった。
- ③ 実大規模の注入地盤に対する回転貫入法を適用させた大型土槽実験において、貫入速度、貫入推力および回転トルクなどの測定値と注入固結形状あるいは土研式円錐貫入試験結果は比較的良く対応しており、回転貫入法により深度方向の注入固結領域の判定が可能であることが明らかとなった。
- ④ 電気比抵抗法による測定値も注入固結領域の判定が可能であることも明らかとなった。
- ⑤ 小型土槽実験の結果、ピット形式の先端抵抗体を用いることによって比較的高強度のセメント混合処理土に対して回転貫入することが可能であるとともに、貫入速度、貫入推力、回転トルクなどの測定値および比削孔エネルギーを比較することによって固結土の強度判定が可能であることが明らかとなった。
- ⑥ ロッドの周面摩擦の影響の除去、あるいは現場計測のハンドリング等を考慮してコードレスのセンサー、およびメモリー装置を試作した。また、その作動を確認した。

ただし、これらの結果は、実験室規模で得られた結果であり、これら検証に関しては、現場におけるデータの蓄積が不可欠である。特に大深度の改良地盤に対する回転貫入法の適用性に関しては、不確定な要素が多い。

そこで、本検討結果、また今後得られる実際の現場におけるデータを踏まえて、より実地的なサウンディング手法として改良・改善が必要となろう。

〈引用文献および参考文献〉

- 1) 施工研究室：大型ピット薬液注入実験報告書，土木研究所資料第 1936 号，昭和 58 年 3 月
- 2) 施工研究室：薬液注入工法技術指針（案），施工研究室資料第 1 号（部内資料），昭和 58 年 3 月
- 3) 施工研究室：深層混合処理工法の改良効果に関する実験的検討，土木研究所資料第 2329 号，昭和 61 年 3 月
- 4) 嶋津晃臣，塚田幸広，佐々木審：薬液注入工法の注入管理手法に関する調査，昭和 58 年度下水道関係調査研究年次報告書集，土木研究所資料第 2129 号，pp. 275-280，昭和 59 年 7 月
- 5) 嶋津晃臣，塚田幸広，下坪賢一：薬液注入工法の注入管理手法に関する調査，昭和 59 年度下水道関係調査研究年次報告書集，土木研究所資料第 2243 号，pp. 355-360，昭和 60 年 10 月
- 6) 嶋津晃臣，塚田幸広，下坪賢一：薬液注入工法の注入管理手法に関する調査，昭和 60 年度下水道関係調査研究年次報告書集，土木研究所資料第 2402 号，pp. 295-300，昭和 61 年 10 月
- 7) 嶋津晃臣，塚田幸広，下坪賢一，川村浩二：薬液注入工法の注入管理手法に関する調査，昭和 61 年度下水道関係調査研究年次報告書集，土木研究所資料第 2509 号，pp. 277-282，昭和 62 年 10 月
- 8) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト「新地盤改良技術の開発」報告書，土木研究センター，1980
- 9) 国土開発技術研究センター：薬液注入工法の評価と開発に関する研究報告書，土木研究所委託研究報告書，昭和 53 年 3 月
- 10) 国土開発技術研究センター：薬液注入工法の評価と開発に関する研究報告書（解析編），土木研究所委託研究報告書，昭和 55 年 3 月
- 11) 千田昌平：新地盤改良工法—薬液注入工法及び噴射攪拌工法—，昭和 55 年度土木研究所講演会講演集，土木研究所資料第 1651 号，昭和 56 年 3 月
- 12) （社）日本薬液注入協会：薬液注入技士資格検定試験講習会テキスト（第 7 回改訂版）
- 13) （社）日本鉄道施設協会：注入の設計施工指針，第 2 編 地盤注入，pp. 11-67，昭和 62 年 1 月
- 14) （社）土質工学会：薬液注入工法の調査・設計から施工まで，昭和 62 年 2 月
- 15) 蒔田 実：現在使用されている注入薬液，基礎工 Vol. 8, No. 10, pp. 24-29, 1980
- 16) "Grouting Soils Vol. 1 A State-of-the-Art Report", U. S. Department of Commerce, PB-259, 043, 1976
- 17) 千田昌平：軟弱地盤改良工法，第 5 章，pp. 132-172，鹿島出版会
- 18) 塚田幸広，武田節朗：新しい薬液注入工法とその効果，土木技術資料，Vol. 25, No. 8, pp. 3-8, 1983
- 19) 塚田幸広：「暫定指針」以後の薬液注入工法，基礎工 Vol. 11, No. 2, pp. 32-38, 1983
- 20) 塚田幸広：薬液注入工法の現状と今後の課題，月肝下水道，Vol. 9, No. 7, pp. 54-62, 1986
- 21) 嶋津晃臣，塚田幸広：薬液注入工法の現状と課題，下水道協会誌，Vol. 23, No. 268, pp. 56-66, 1986
- 22) 千田昌平，塚田幸広：軟弱地盤改良工法—深層混合処理工法—，土木技術資料，Vol. 26, No. 9, pp. 54-59, 1984
- 23) 千田昌平，塚田幸広：軟弱地盤改良工法—薬液注入工法—，土木技術資料，Vol. 26, No. 10, pp. 51-56,

1984

- 24) 塚田幸広：薬液注入工法による注入固結効果，土木研究所研究発表会資料，pp. 119-122, 1983
- 25) 塚田幸広，千田昌平，小林正毅：注入固結効果の数値化についての試案，第 37 回年次学術講演概要集，土木学会，昭和 57 年 10 月
- 26) 塚田幸広，佐々木審：互層地盤への薬液注入実験，第 18 回土質工学研究発表会，土質工学会，昭和 58 年 6 月
- 27) 千田昌平：大口径削孔機械の削孔性に関する研究，土木研究所資料第 1310 号，昭和 53 年 3 月
- 28) 千田昌平：杭の打止め管理式に関する考察，昭和 57 年度土木研究所講演会講演集，土木研究所資料第 1951 号，pp. 131-134，昭和 58 年 3 月
- 29) 小島圭二：ボーリングの掘進性能による軟岩地盤強度の推定，土木技術資料，Vol. 14, No. 12, pp. 9-16
- 30) 三沢清扶：ノンコアボーリングによる岩石強度の推定，応用地質，Vol. 19, No. 2, 1978
- 31) 石塚克巳：ボーリング掘進条件と岩石強度，土木研究所研究発表会資料，pp. 119-122，昭和 56 年 12 月
- 32) Paul Pfister : Recordig drilling parameters in ground engineering, Ground Engineering, pp. 16-21, Vol. 18, No. 3, 1985
- 33) 塚田幸広，下坪賢一，川村浩二：回転・貫入法による安定処理土の強度判定，第 22 回土質工学研究発表会，昭和 62 年 6 月
- 34) 塚田幸広，下坪賢一，川村浩二：回転・貫入サウンディングによる改良地盤の品質管理，第 42 回年次学術講演概要集，土木学会，昭和 62 年 9 月
- 35) 嶋津晃臣，塚田幸広，下坪賢一，川村浩二：安定処理地盤の簡易品質確認手法の開発，第 17 回日本道路会議論文集，日本道路協会，昭和 62 年 10 月
- 36) 米倉亮三：土の改良における注入薬液の働きと効果，基礎工，Vol. 11, No. 12, 1983
- 37) 柴崎光弘：最近の薬液注入工法の問題点，基礎工，Vol. 11, No. 12, 1983

薬液注入工法の注入効果判定
手法に関する実験的検討

ISSN 0386-5878
土研資料 第2597号
昭和63年3月 (1988)

嶋津 晃臣, 塚田 幸広
下坪 賢一, 川村 浩二

要旨 本研究は、薬液注入工法による注入効果の簡易な確認手法を開発・確立することを目的とし、その成果として簡易なサウンディングの提案を行った。本研究では、室内試験または大型土槽実験を行い、種々の硬化材による固結土を対象として、切削能力のある先端抵抗体を回転貫入させた場合の推力、回転トルク、貫入速度等の諸特性を明らかにするとともに、固結土の強度との相関関係を把握した。また、深層混合処理における安定処理土の品質確認手法への応用の可能性についても検討した。

キーワード：地盤改良, 固結工法, 薬液注入, 注入効果, 回転貫入法, サウンディング, 強度, 混合処理

郵便はがき

郵便切手
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

機械施工部施工研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 002

No. 002

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2597号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印