

土 木 研 究 所 資 料

軟岩を支持層とする杭の支持力に関する 実 験 的 研 究

平成元年 2 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1989) 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。

軟岩を支持層とする杭の支持力に関する 実験的研究

基礎研究室 室長 岡原 美知夫
元研究員 神長 耕二*
研究員 中谷 昌一
森 浩樹
元部外研究員 北村 敬司**
元部外研究員 津川 優司**

要 旨

岩盤を支持層とする杭の鉛直支持力に関しては、明確な規定がなく、特に先端支持力の評価は設計者の判断によるところが大きい。

道路整備の向上に伴い、丘陵地や山岳地においても道路橋を建設する機会が多くなっており、岩盤を支持層とする杭の施工事例も増加することが予想され、先端支持力を適切に評価する支持力公式が必要である。

本報告は、岩盤を支持層とする杭基礎の設計・施工の現状に関するアンケート調査および昭和58年度から昭和61年度に実施した鉛直載荷試験の結果から得られた知見をとりまとめ、軟岩を支持層とする打込み鋼管杭の先端支持力評価手法を提案するものである。

キーワード：軟岩、杭、支持力、アンケート、模型実験

* 現フィリピン日本大使館

** 現飛鳥建設株式会社

目 次

1. はじめに	1
2. アンケート調査結果	2
2.1 アンケート調査概要	2
2.2 岩盤を支持層とする杭の施工実績に関する調査	10
2.3 支持岩盤に関する調査	15
2.4 打込み鋼管杭の設計・施工に関する調査	19
3. 実験概要	24
3.1 実験目的および実験ケース	24
3.2 実験の方法	25
3.2.1 実験地盤作成方法	25
3.2.2 不連続面の角度および間隔	26
3.2.3 模型杭の諸元および打設方法	26
3.2.4 載荷方法	26
3.3 実験結果	27
3.3.1 土質試験結果	27
3.3.2 荷重～沈下量特性	27
3.3.3 岩盤内主応力図	32
3.4 降伏および極限支持力	34
3.4.1 支持力判定法	34
3.4.2 実験結果の整理	35
3.4.3 不連続岩盤の支持力	41
4. 杭の挙動に関するFEM解析	42
5. 支持力推定式に関する検討	43
5.1 支持力推定式の誘導	43
5.2 杭先端条件による支持力低減係数	48
5.3 支持力推定式の安全性評価	52
6. 軟岩を支持層とする打込み鋼管杭の支持力推定方法(案)	56
7. おわりに	57
参考文献	58
参考資料	59

1. はじめに

近年、道路整備の向上に伴い、丘陵地や山岳地において道路構造物を建設する機会が多くなってきている。このような地域において道路構造物の基礎として良質な支持層を求めた場合、支持層は岩盤になることが多く、杭基礎を岩盤へ打設する事例も増加している。

一般に岩盤は杭基礎の支持層として良質であり、特に鉛直支持力については問題になることがないと考えられてきた。このため、岩盤を支持層とする杭の支持力機構についての研究や実杭による载荷試験はほとんどなされておらず、道路橋示方書・同解説、IV下部構造編(日本道路協会)(以下:道示とする)においても岩盤を支持層とする杭の鉛直支持力についての明確な規定はなされていない。

このため、岩盤を支持層とする杭基礎の設計は設計者の判断によりさまざまな方法で行われているのが現状である。例えば軟岩を支持層とする打込み鋼管杭を設計する場合、その鉛直支持力の算定は道示の硬質粘土層における場所打ち杭の規定を準用している事例もみられる。しかし、場所打ち杭の支持機構は摩擦杭と同様に進行的なものであるため先端部の鉛直支持力を小さめに設定し、この規定を打込み杭に準用した場合、不経済な設計となる可能性がある。また、打込み杭の規定を準用している事例においても杭先端地盤の設計N値を道示の規定による上限値40とするものや実測値から50とするものなど、先端支持力の評価に差異が生じているのが現状である。

本報告は、岩盤を支持層とする杭基礎の設計・施工の現状に関するアンケート調査および昭和58年度～昭和61年度に打込み鋼管杭に関して、室内鉛直载荷試験を行った結果を解析・検討した内容についてとりまとめたものである。

2. アンケート調査結果

2.1 アンケート調査概要

岩盤を支持層とする杭基礎の施工実績および調査・設計の現状を把握するため、昭和55年度以降に設計された道路橋を対象としたアンケートを建設省各地方建設局、都道府県、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、本州四国連絡橋公団に依頼した。

その結果、200橋の橋梁から回答があり支持層とされる岩盤の特性に関するデータや、施工法別実績あるいは各種杭の鉛直支持力算定方法の現状等に関する貴重なデータが得られた。(表-2.1)

アンケートによる主な調査項目および内容は以下に示すものである。

(1) 岩盤を支持層とする杭の施工実績に関する調査

岩盤を支持層とする場合、各種施工法(打込み杭工法、中掘り杭工法、場所打ち杭工法、深礎杭工法)の採用頻度および施工規模について調査した。

なお、今回の整理においては場所打ち杭工法は機械掘削によるものと定義し、深礎杭工法と区分した。

(a) 各種工法の採用件数

打込み杭工法、中掘り杭工法、場所打ち杭工法、深礎杭工法に分類し、各工法の占める割合を橋梁総数および基礎総数別に調査した。

(b) 各種工法の施工規模

各工法別に、杭径、杭長、杭1㎡当たりのフーチング面積を調査した。

(2) 支持層とする岩盤に関する調査

支持層とされた岩盤について、岩種やN値について施工法別にとりまとめるとともに、一般によく行われているボーリング調査の規模について調査した。

(a) 支持層とされた岩盤の特徴

岩種、N値、コア形状、コア硬軟、コア風化度について調査した。

(b) ボーリング調査の規模

基礎1基当たりのボーリング本数および杭先端以深で、どの程度の深さまでボーリングを行ったかについて調査した。

(3) 岩盤を支持層とする打込み鋼管杭の設計・施工に関する調査

施工法として打込み杭工法を採用した場合、支持岩盤への根入れ長が設計および施工上問題となるが、実績として杭径の何倍程度根入れされているかについて調査した。また、杭の先端支持力の推定方法や杭頭反力等の設計の現状について調査した。

表-2.1 アンケート調査結果(1)

[illegible]

*1:表-2.1.1参照,*2:表-2.1.2,*3:表-2.1.3参照,*4:单位 kg/cm²

表-2.1 アンケート調査結果(2)

[illegible]

* 1:表-2.1.1參照, * 2:表-2.1.2, * 3:表-2.1.3參照, * 4:單位 kg/cm

表-2.1 アンケート調査結果(3)

[illegible]

*1:表-2.1.1参照,*2:表-2.1.2,*3:表-2.1.3参照,*4:单位 kg/cm²

表-2.1 アンケート調査結果(4)

基 数 No	現場 No	基礎形式			杭の諸元			杭の施工方法		岩盤の調査				岩石試験				最大抵抗力				備考	基 数 No																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
		橋脚 or 橋脚	フーチング の寸法	杭の本数	杭の設計 長さ	杭の最大 長さ	杭の径	肉厚	杭の材質	工法	先端処理	ボーリング 本数	杭深 m	N値	岩種	コア 形状	コア 長さ	コア 径	RQD %	一軸圧縮 強度	弾性係数			Vp	Vs	C /kg	φ /kg	γ /kg	α /kg	β /kg	δ /kg	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時	最大 地盤時	最大 深時

表-2.1 アンケート調査結果(5)

[illegible]

表-2.1 アンケート調査結果(6)

基礎 No	現場 No	基礎形式			杭の諸元			杭の施工方法		岩盤の調査					岩石試験					杭の支持力					注 意 事 項	備考	基礎 No												
		橋台 or 橋脚	フーチング 寸法	杭本数	杭の設計 長さ	杭の最大 長さ	杭径	杭厚	杭の材料	工法	先端処理	ボーリング 本数	最大深度	N値	岩種	コア形状 寸法	コア硬 度	コア風 化度	RQD %	一軸圧縮 強度	変形係数	V _p	V _s	C N/m ²				φ 度	γ t/m ³	最大抗 頭反力	地盤時 常時	地盤時 常時	地盤時 常時	地盤時 常時	許容値の 設定方法				
425	173	橋脚	3.0×9.2	2	8.5	2.0	2.0	—	—	—	—	—	—	砂岩	3	3	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	437.0	378.0	1183.0	1400.0	1183.0	—	426						
427		橋脚	—	1	15.0	2.0	3.8	—	—	—	2	0.0	50.	砂岩	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1168.0	940.0	1634.0	3000.0	1634.0	—	427						
428		橋脚	—	1	7.0	2.0	3.8	—	—	—	1	0.0	50.	砂岩	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1477.0	743.0	2100.0	1887.0	1887.0	—	428						
429	174	橋脚	12.5×19.5	6	24.0	7.5	3.5	—	—	—	—	10.0	—	砂岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2720.0	2588.0	5407.0	7976.0	5407.0	—	429						
430		橋脚	12.7×3.5	2	16.0	2.5	2.5	—	—	—	1	5.0	50.	砂岩	3	3	3	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3546.0	6320.0	3546.0	—	—	430						
431		橋脚	11.0×2.3	2	10.5	3.5	3.0	—	—	—	1	0.0	50.	砂岩	3	3	3	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3973.0	5930.0	3973.0	—	—	431						
432	175	橋脚	8.0×1.8	2	14.0	2.5	2.5	—	—	—	1	6.0	50.	砂岩	3	3	3	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3280.0	4921.0	3280.0	—	—	432					
433		橋脚	11.5×11.5	13	16.5	—	1.2	—	—	—	—	—	—	砂岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	433						
434		橋脚	11.5×8.5	10	16.5	14.0	1.2	—	—	—	1	1.5	—	泥岩	1	1	1	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	362.1	582.3	430.0	660.0	—	—	434					
435	176	橋脚	11.5×8.5	10	16.5	12.0	1.2	—	—	—	1	2.0	—	砂岩	1	3	1	52.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	308.9	553.1	420.0	640.0	—	—	435					
436		橋脚	11.5×8.5	10	19.5	13.0	1.2	—	—	—	1	-0.7	—	砂岩	1	1	1	57.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	385.5	598.9	420.0	640.0	—	—	436					
437		橋脚	11.5×8.5	11	17.5	5.0	1.2	—	—	—	1	-0.8	—	砂岩	1	1	1	85	—	—	—	—	—	—	—	—	—	352.3	618.7	430.0	650.0	—	—	437					
438	177	橋脚	11.5×8.5	12	17.0	1.5	1.2	—	—	—	1	-1.0	—	砂岩	1	1	1	85	—	—	—	—	—	—	—	—	—	316.3	609.9	410.0	620.0	—	—	438					
439		橋脚	25.5×10.5	21	9.5	6.0	1.5	—	—	—	1	2.8	—	砂岩	2	1	1	87.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	392.1	617.5	425.0	645.0	—	—	439					
440		橋脚	8.0×8.0	4	15.4	1.0	2.0	—	—	—	1	-5.0	—	砂岩	2	1	1	30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	267.4	338.4	785.0	1178.0	—	—	440					
441	178	橋脚	3.0×8.0	2	16.4	1.5	2.0	—	—	—	1	-4.0	—	砂岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	191.3	228.7	785.0	1178.0	—	—	441					
442		橋脚	9.5×20.5	8	12.0	4.5	2.5	—	—	—	1	5.0	—	砂岩	4	2	3	10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	105.7	251.0	175.0	255.0	—	—	442					
443		橋脚	9.5×17.0	4	16.0	7.0	2.5	—	—	—	2	1.0	—	砂岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	200.9	333.0	500.0	—	—	443						
444	180	橋脚	9.8×12.0	4	14.0	11.0	2.5	—	—	—	1	-4.0	—	砂岩	1	—	—	2	85	—	—	—	—	—	—	—	—	20	20	2.0	222.6	—	—	444					
445		橋脚	—	1	19.0	18.5	7.0	—	—	—	1	-7.0	—	砂岩	1	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20	20	1.8	83.3	160.9	—	—	445				
446		橋脚	—	1	18.0	14.0	7.0	—	—	—	1	-7.0	—	砂岩	1	—	—	2	60	—	—	—	—	—	—	—	—	1.26	20	2.0	88.7	145.5	—	—	446				
447	181	橋脚	—	2	20.5	—	3.0	—	—	—	1	-6.8	—	花崗岩	3	3	3	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	447					
448		橋脚	—	1	8.0	8.0	6.0	—	—	—	1	17.0	—	花崗岩	1	1	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	30	2.5	—	—	—	—	448				
449		橋脚	—	1	10.5	6.0	8.0	—	—	—	2	12.8	—	花崗岩	1	4	3	11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	30	2.5	56.0	112.0	150.0	225.0	—	—	449		
450	182	橋脚	—	2	11.5	2.5	4.5	—	—	—	2	5.0	—	花崗岩	2	3	3	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	30	2.5	70.0	140.0	238.1	211.2	—	—	450		
451		橋脚	—	2	9.5	1.5	4.0	—	—	—	2	6.0	—	花崗岩	2	3	3	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	30	2.5	76.0	152.0	266.2	224.7	—	—	451		
452		橋脚	—	4	11.0	1.5	2.0	—	—	—	1	1.0	—	花崗岩	3	4	3	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	30	1.6	498.0	206.8	14433.0	21500.0	—	—	452		
453	183	橋脚	12.8×3.5	8	9.0	1.9	0.6	—	—	—	1	1.0	50.	花崗岩	1	2	3	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	35	2.6	90.0	97.5	90.0	135.0	71.7	7	453		
454		橋脚	6.2×2.8	6	22.0	0.0	0.5	9	—	—	1	2.0	50.	花崗岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5	25	2.0	80.8	88.6	100.0	150.0	—	—	454		
455		橋脚	2.6×5.2	1	6.0	4.1	3.0	—	—	—	1	—	—	花崗岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	455			
456	185	橋脚	2.6×5.2	1	12.5	1.6	3.0	—	—	—	1	—	50.	花崗岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	40	—	607.6	585.5	—	—	—	—	456		
457		橋脚	8.0×39.0	76	19.5	2.0	0.8	12	—	—	2	0.67	40	泥岩	2	2	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	35	1.9	139.2	179.2	140.0	210.0	—	—	457		
458		橋脚	8.0×32.6	60	25.5	2.0	0.8	12	—	—	1	0.71	40	泥岩	2	2	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	35	1.9	114.2	187.7	135.0	200.0	—	—	458		
459	186	橋脚	8.13×33.0	100	25.5	2.0	0.8	12	—	—	1	0.68	50.	泥岩	2	3	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	35	1.9	72.9	84.8	119.0	179.0	—	—	459		
460		橋脚	8.13×33.0	100	19.0	2.0	0.8	12	—	—	1	8.48	50.	泥岩	2	3	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	35	1.9	71.7	83.2	134.0	201.0	—	—	460		
461		橋脚	4.0×13.12	12	7.0	2.0	0.8	12	—	—	1	4.0	50.	泥岩	6	—	3	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	461		
462	187	橋脚	5.0×18.3	24	16.0	0.6	0.6	12	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	0	2.1	65.3	94.6	90.0	135.0	—	—	462		
463		橋脚	3.0×14.6	10	7.5	—	0.6	9	—	—	3	4.5	50.	花崗岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	463		
464		橋脚	3.0×14.6	10	8.0	—	0.6	9	—	—	2	4.2	50.	花崗岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	464	
465	190	橋脚	22.65×6.0	58	26.0	—	0.5	12	—	—	2	2.0	50.	花崗岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	465	
466		橋脚	24.30×6.0	58	22.0	—	0.5	12	—	—	2	1.0	50.	花崗岩	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	466	
467		橋脚	8.0×35.26	68	20.5	1.86	0.8	12	—	—	3	2.0	50.	花崗岩	2	3	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	467
468	192	橋脚	5.5×12.8	23	41.0	1.0	0.6	12	—	—	1	—	50.	花崗岩	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	468
469		橋脚	6.5×12.8	32	8.5	1.5	0.6	9	—	—	2	6.0	50.	花崗岩	1	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	469
470		橋脚	6.0×7.5	20	29.0	1.5	0.6	9	—	—	2	5.5	50.	花崗岩	1	1	1	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	470
471	193	橋脚	18.0×19.0	4	27.0	7.0	4.5	—	—	—	1	-11.5	—	花崗岩	2	4	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50	35	2.5	350.0	525.0	—	—	—	—	—	471	
472		橋脚	12.5×15.0	4	21.0	5.5	3.5	—	—	—	1	-4.0	—	花崗岩	2	3	2	—	—	—	—	—</																	

表-2.1.1 コア形状

	コア形状
1	棒状
2	短柱状
3	岩片状
4	砂礫状
5	土砂状
6	粘土状
7	無採取

表-2.1.2 コア硬軟

	コア硬軟
1	ハンマーの強打でも容易に割れない
2	強打で割れる
3	ハンマーで容易に割れる
4	ハンマーでボロボロとなる
5	指圧で割れる

表-2.1.3 風化(変質)状況

	風化(変質)状況
1	未風化で新鮮
2	ほとんど未風化・一部劣化
3	全体にやや風化
4	ほとんど～完全に風化

表-2.1.4 先端支持力の推定方法

1	道示[場所打ち杭-砂礫および砂($N \geq 30$) 300 t/m ²]
2	道示[場所打ち杭-硬質粘土層 3qu]
3	道示[中掘り杭-セメントミルク 砂 10N(≤ 400)]
4	道示[中掘り杭-セメントミルク砂礫 15N(≤ 600)]
5	道示[打込み杭-閉塞 30N($N \leq 40$)]
6	道示[打込み杭-閉塞 30N($N=50$)]
7	道示[打込み杭-閉塞考慮 $N \leq 40$]
8	道示[打込み杭-閉塞考慮 $N=50$]
9	その他
10	不明

2.2 岩盤を支持層とする杭の施工実績に関する調査

(a) 各種工法の採用頻度

岩盤を支持層とする場合の各種工法の採用状況を示したのが、図-2.1、2.2である。図-2.1、2.2はそれぞれ採用された施工法を橋梁数、基礎数で比較したものである。なお、1橋梁において2種類以上の工法が採用されているものについては、各工法に累加した。採用率の高い施工法は深礎杭工法で全橋梁の約半数を占めており、岩盤が支持層となる橋梁は山岳地等の施工条件の厳しい箇所が多いことがうかがえる。場所打ち杭工法は橋梁数で比較した場合17%程度であるが、高架橋で連続している各基礎に採用されている事例が多く、基礎数で比較した場合28%程度を占めている。また、場所打ち杭工法を工法別にみた場合、工法が不明である事例を除いてほとんどがベント工法によるものであった。中掘り杭工法は採用率が10%弱であり、各種工法のうち最低の採用率であった。先端処理方法は主としてセメントミルク根固めが行われているが、土丹層では最終打撃により打止めされているケースもみられた。打込み杭工法は橋梁数で比較した場合26%程度を占めており、深礎杭工法に次いで採用率が高いことが判った。また、採用された杭種は、その施工性からほとんどが鋼管杭であった。

なお、深礎杭の設計法は、現在のところ道示に規定されておらず、(財)高速道路調査会による研究報告書あるいは日本道路公団の設計要領に基づいて設計されていることが明らかになった。ただし、場所打ち杭、中掘り杭については道示の規定に準拠して設計されている。

(b) 各種工法の施工規模

① 杭径

各種工法別に杭径に着目し整理したものが図-2.3である。打込み杭および中掘り杭工法による杭径はほぼ同じで0.5m～1.0mの範囲が最も多く、ほぼ1.0m未満の杭が施工されている。2.0mの中掘り杭が1件みられるが、PCウェル工法により施工されたものを、中掘り杭に加えたものである。場所打ち杭法は、1.0～1.5mの範囲に集中しており、2.0m程度まで採用されている。深礎杭工法は、1.5～5.0mの広い範囲で採用されているが、主に2.0～3.5mに多くみられる。また、5mを超える場合は、杭本数が一つのフーチングに対して6本の事例であった。

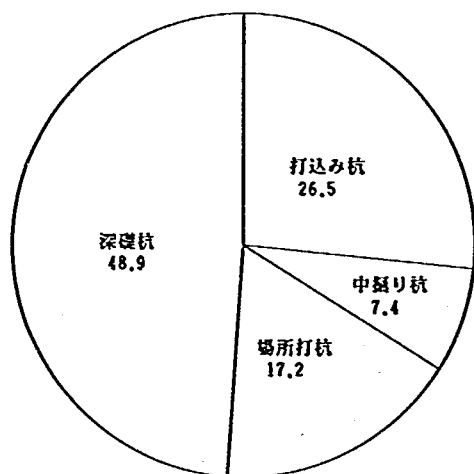
なお、打込み杭工法および中掘り杭工法で用いられた既製杭について、杭径ごとの度数を示したものが図-2.4である。その多くは鋼管杭であり、PC・PHC杭は中掘り工法に数件採用されているだけであり、岩盤を支持層とする場合には、コンクリートの既製杭の使用事例が極めて少ないことが判る。

② 杭長

杭長について施工法および杭種別にみたものが、図-2.5、2.6である。図-2.5によれば、打込み杭工法で5～10m、場所打ち杭工法および深礎杭工法で10～15mが最も多く、全体としては25mまでで93%程度を占めており、一般的によく用いられている範囲内で施工されている。

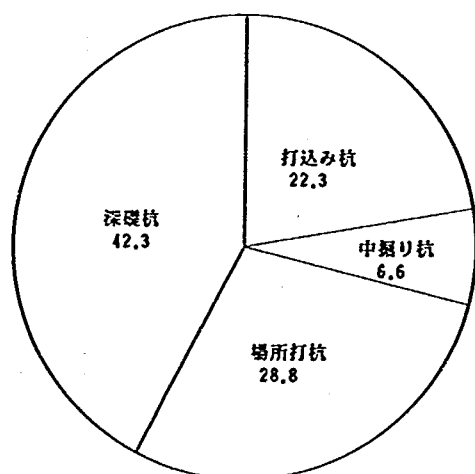
③ 杭1㎡当たりが負担するフーチング面積

図-2.7によれば打込み杭で5～20㎡，場所打ち杭は5～10㎡，深礎杭では10㎡以下に多くみられる。深礎杭は斜面上に設けられることが多く，杭の負担するフーチング面積は小さくなる。また，場所打ち杭は打込み杭に比べて，負担面積が若干小さくなる傾向にある。



合 計	204 件
打込み杭	54 (26.5 %)
中掘り杭	15 (7.4 %)
場所打ち杭	35 (17.2 %)
深礎杭	100 (48.9 %)

図-2.1 各種工法別施工実績（橋梁数比較）



合 計	497 基
打込み杭	111 (22.3 %)
中掘り杭	33 (6.6 %)
場所打ち杭	143 (28.8 %)
深礎杭	210 (42.3 %)

図-2.2 各種工法別施工実績（基礎数比較）

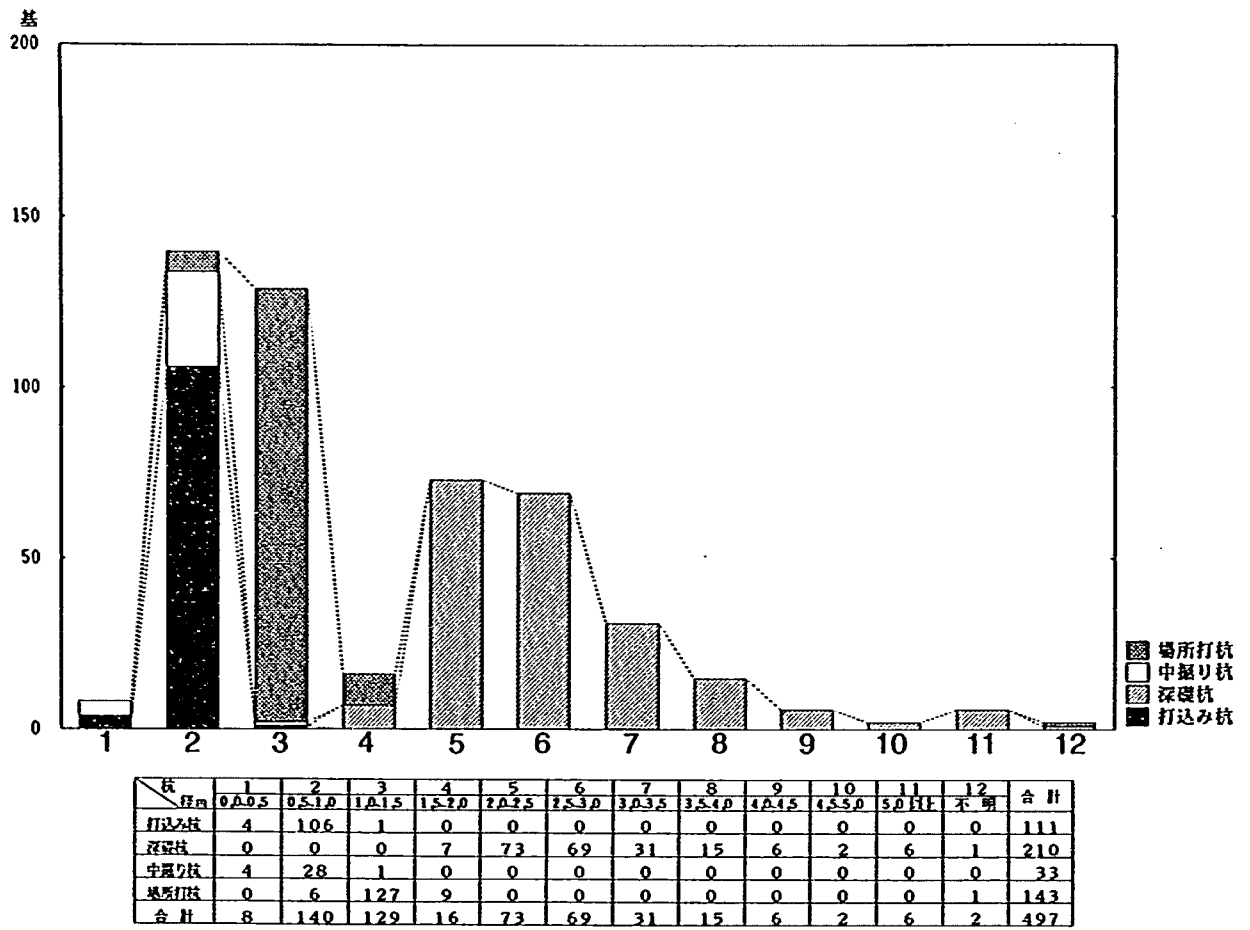


図-2.3 各種工法別杭径

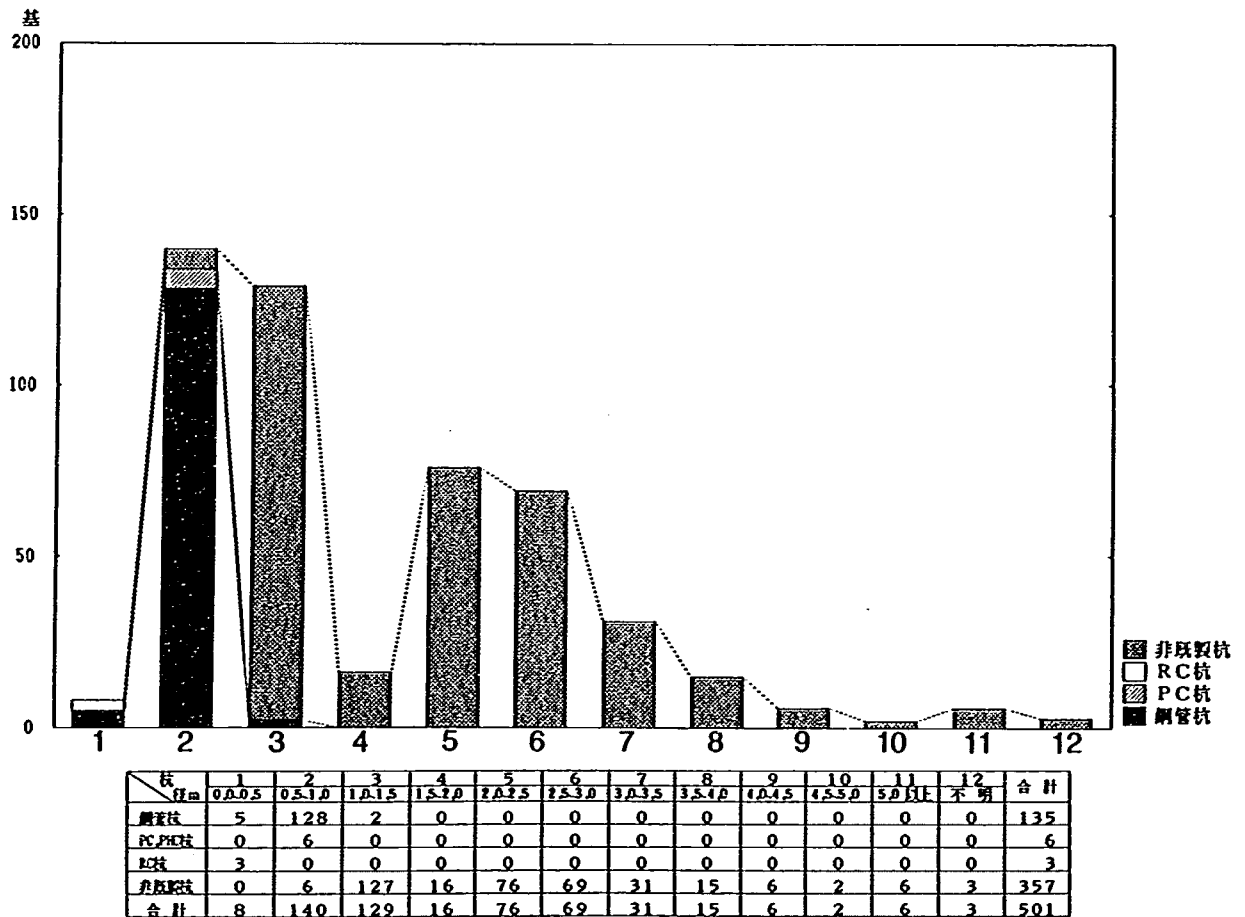


図-2.4 杭種別杭径

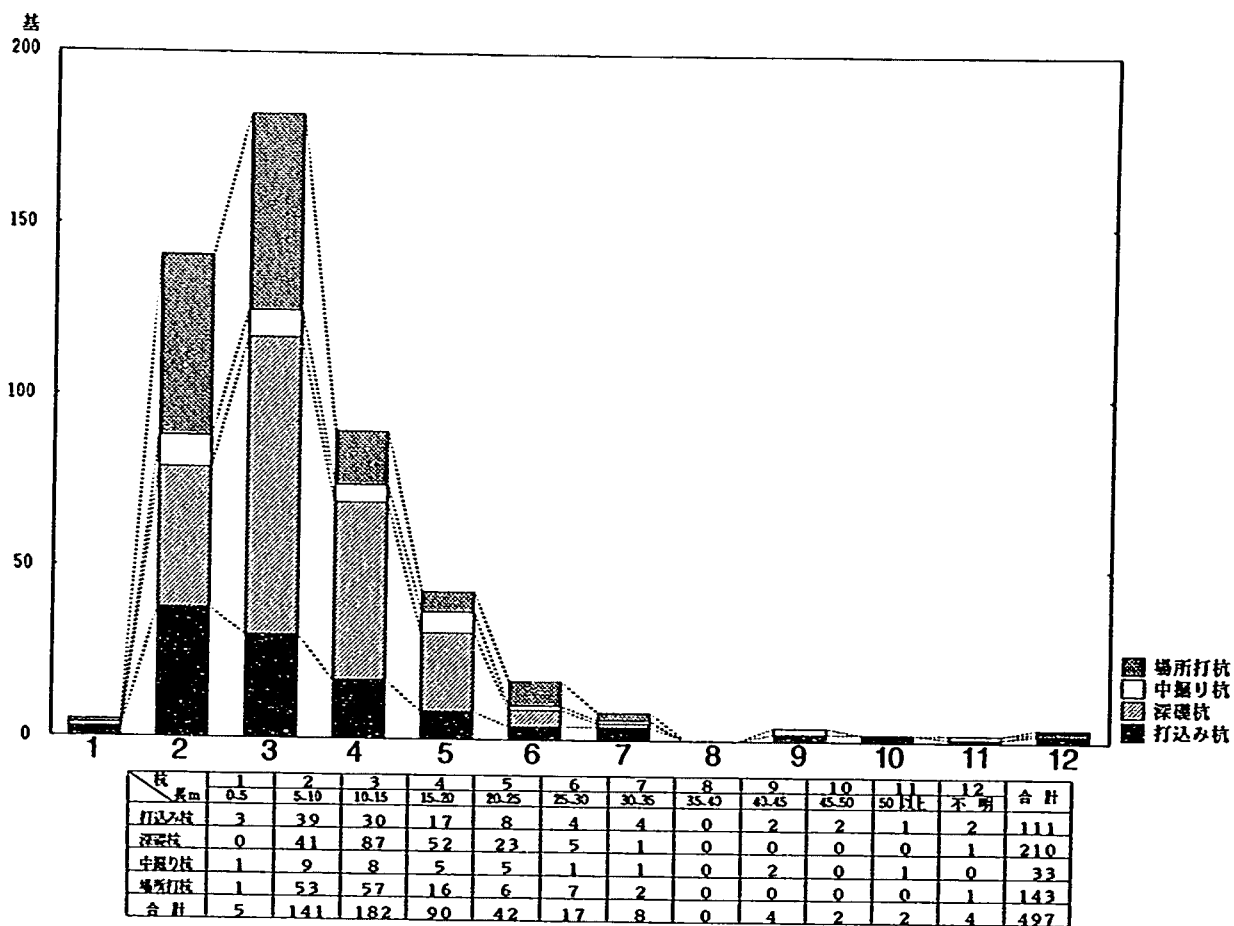


図-2.5 各種工法別杭長

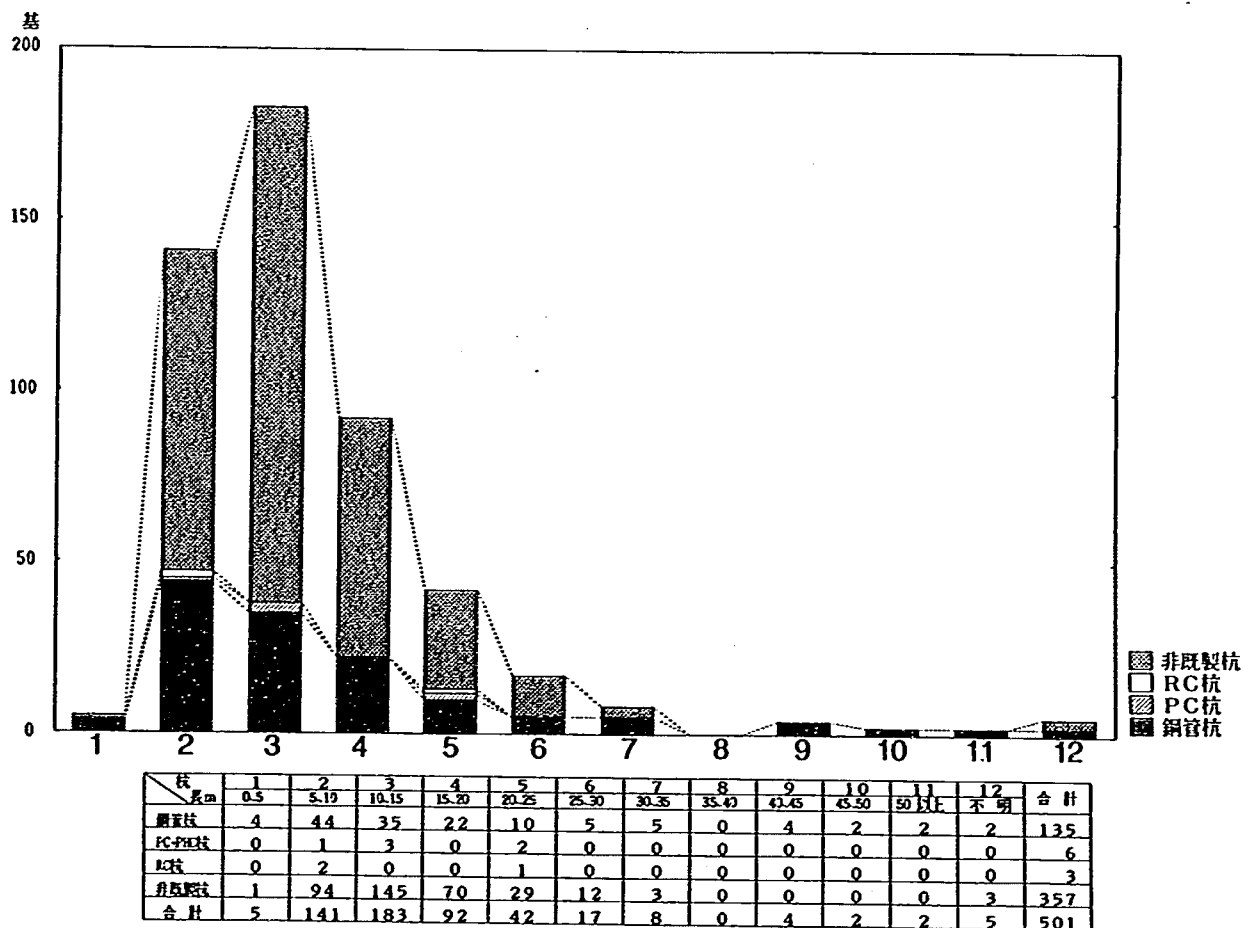


図-2.6 杭種別杭長

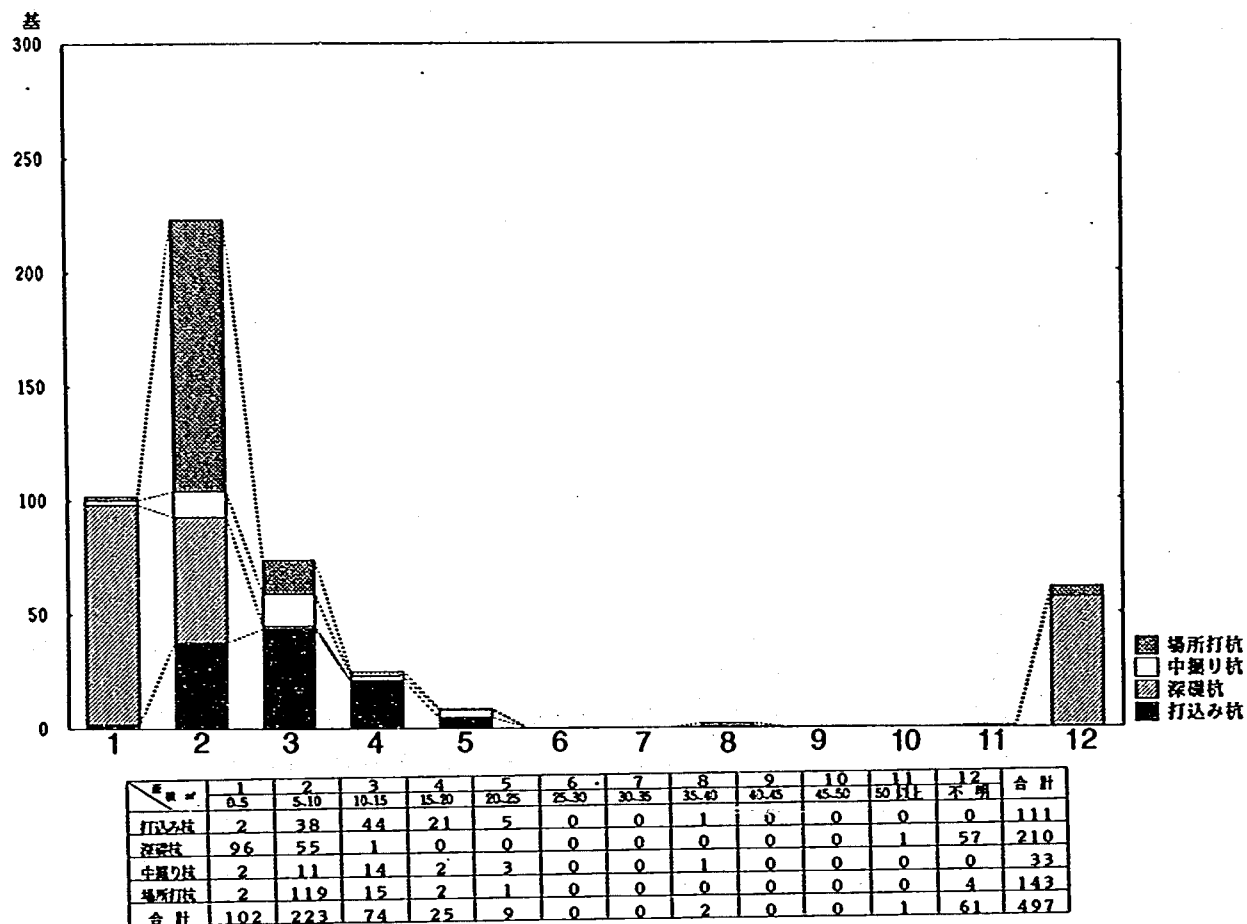


図-2.7 杭1㎡当たりが負担するフーチング面積(㎡)

2.3 支持岩盤に関する調査¹⁾

(a) 支持岩盤の特徴

岩種は、図-2.8に示すように堆積岩では、砂岩・泥岩・凝灰岩、火成岩では花崗岩の事例が多いが、様々な岩種にまたがっている。しかし、これらの岩石の力学的な特性を調査する岩石試験を行っている事例は極めて少なく、一軸圧縮強度試験を行っている橋梁が全体の10%程度であるに過ぎない。多くは、ボーリング調査によりコアの形状・硬度あるいは風化度を確認しており、また、標準貫入試験によりN値を調査している。N値については、図-2.9に示すようにほとんどが50以上であることを支持層の目安としていることが判る。また、岩種によっても異なることが予想されるが、支持岩盤の劣化の程度を判断する調査としてコア形状、コア硬度、コア風化度を調査した結果、コア形状は棒状・短柱状のものが回答のあったうちの60%であり、コア硬度は強打で割れるものまで（分類の1, 2）で45%、また、コア風化度はやや風化しているものを含めて80%であった。これらの調査結果から、かなり新鮮な岩盤を支持層としていることがうかがえる。図-2.10～図-2.12はそれぞれコア形状・硬度・風化度の度数分布を示すものである。

(b) ボーリング調査の規模

ボーリング調査は各基礎に少なくとも一本は行っている。図-2.13は杭先端以深のボーリング距離を杭径で除した値について調査したものである。工法別には大差はなく、杭径の5倍以上の深さまで調査した事例もみられ、支持層が岩盤である場合においても相当深い位置まで亀裂や断層等の有無を調査していることが判る。

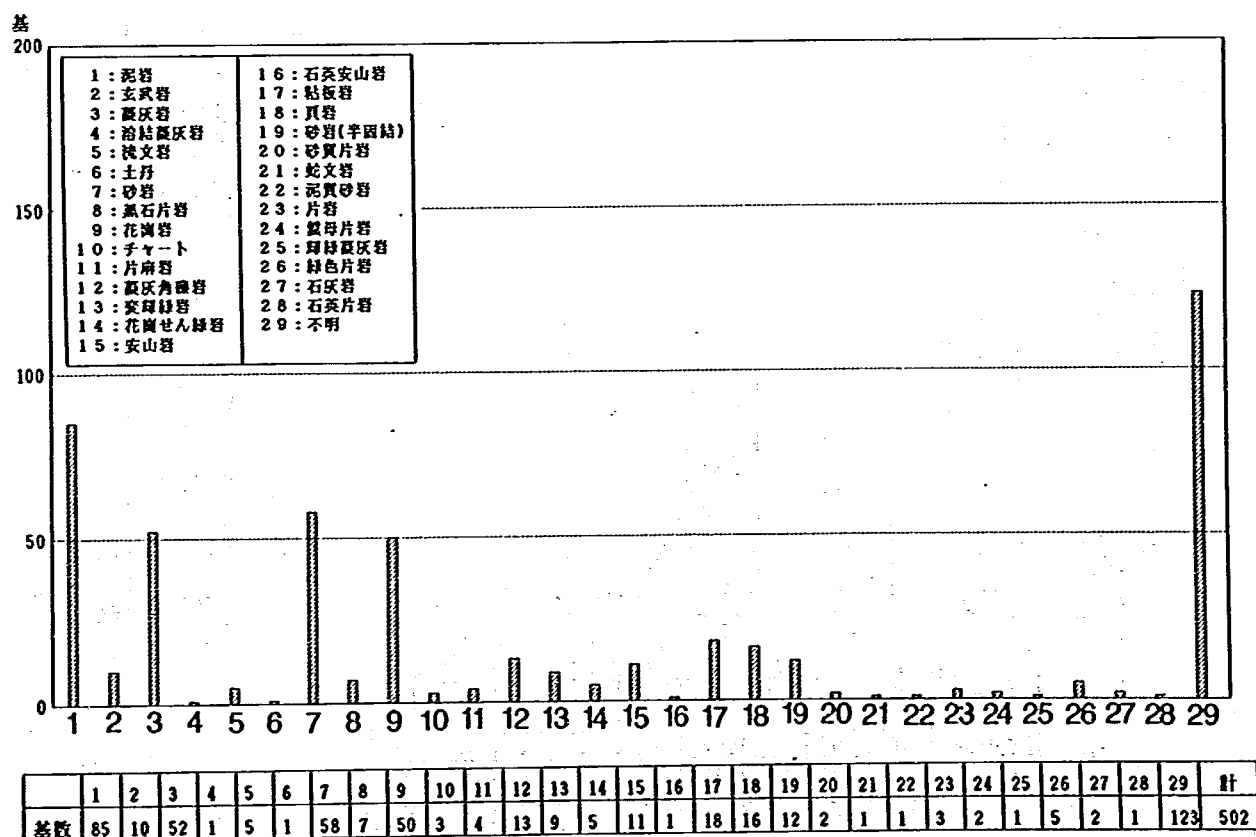


図-2.8 支持岩盤の種類

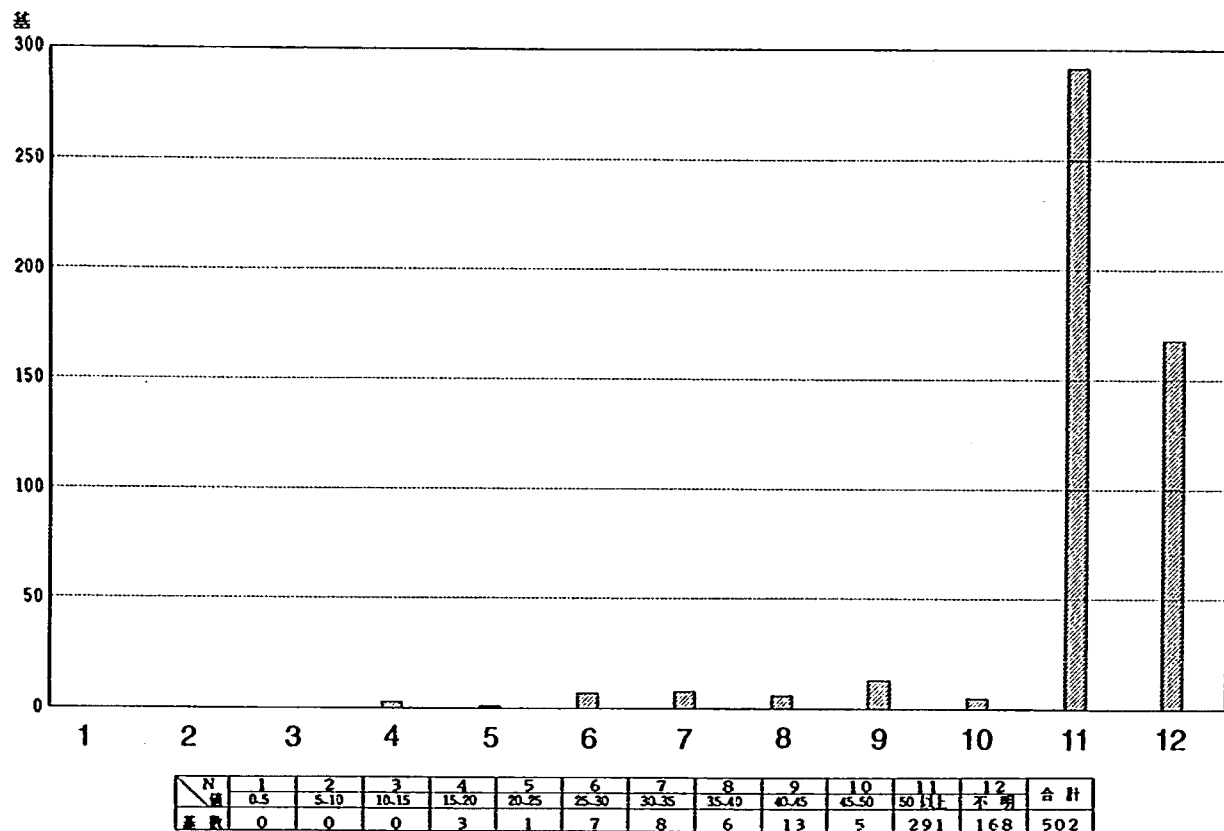


図-2.9 N値の分布

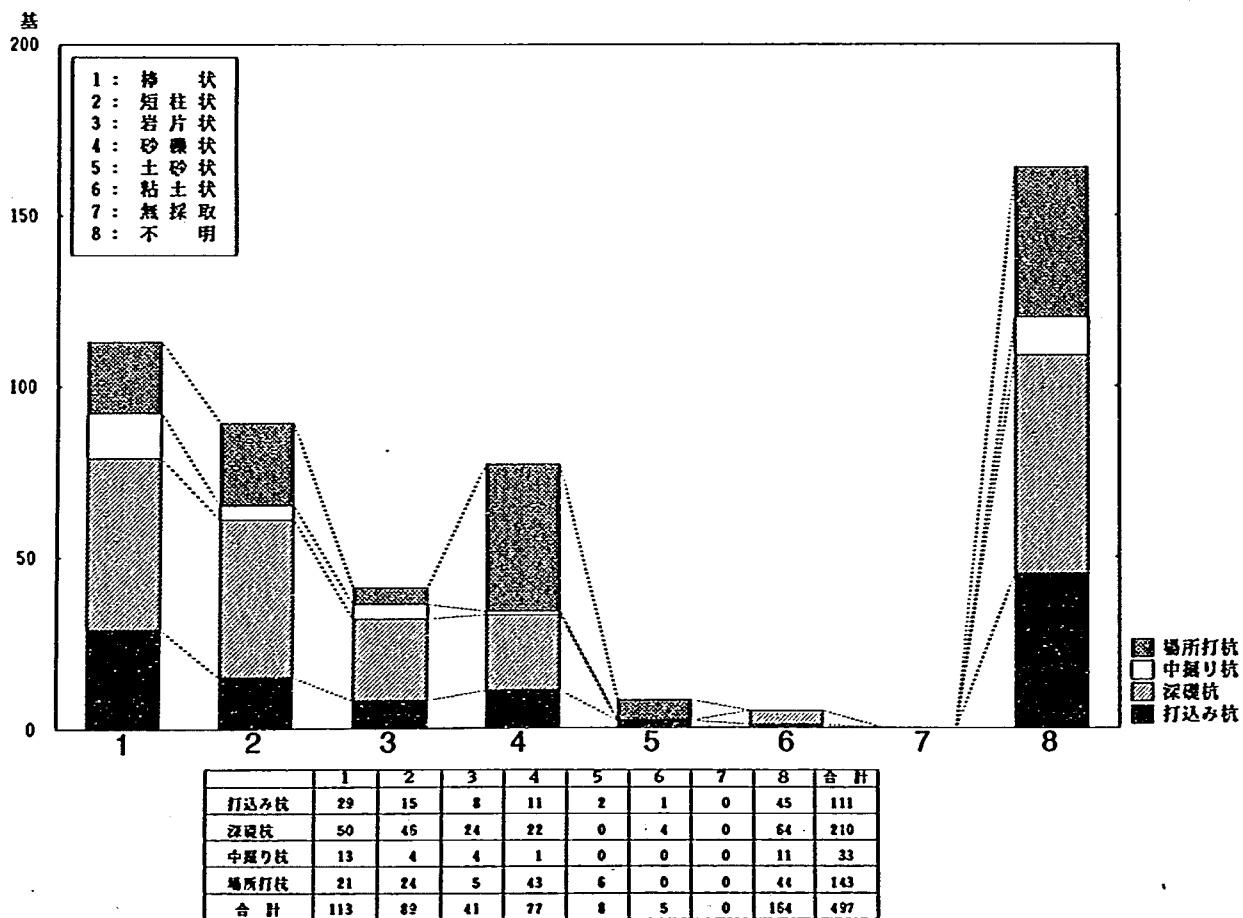


図-2.10 支持岩盤のコア形状

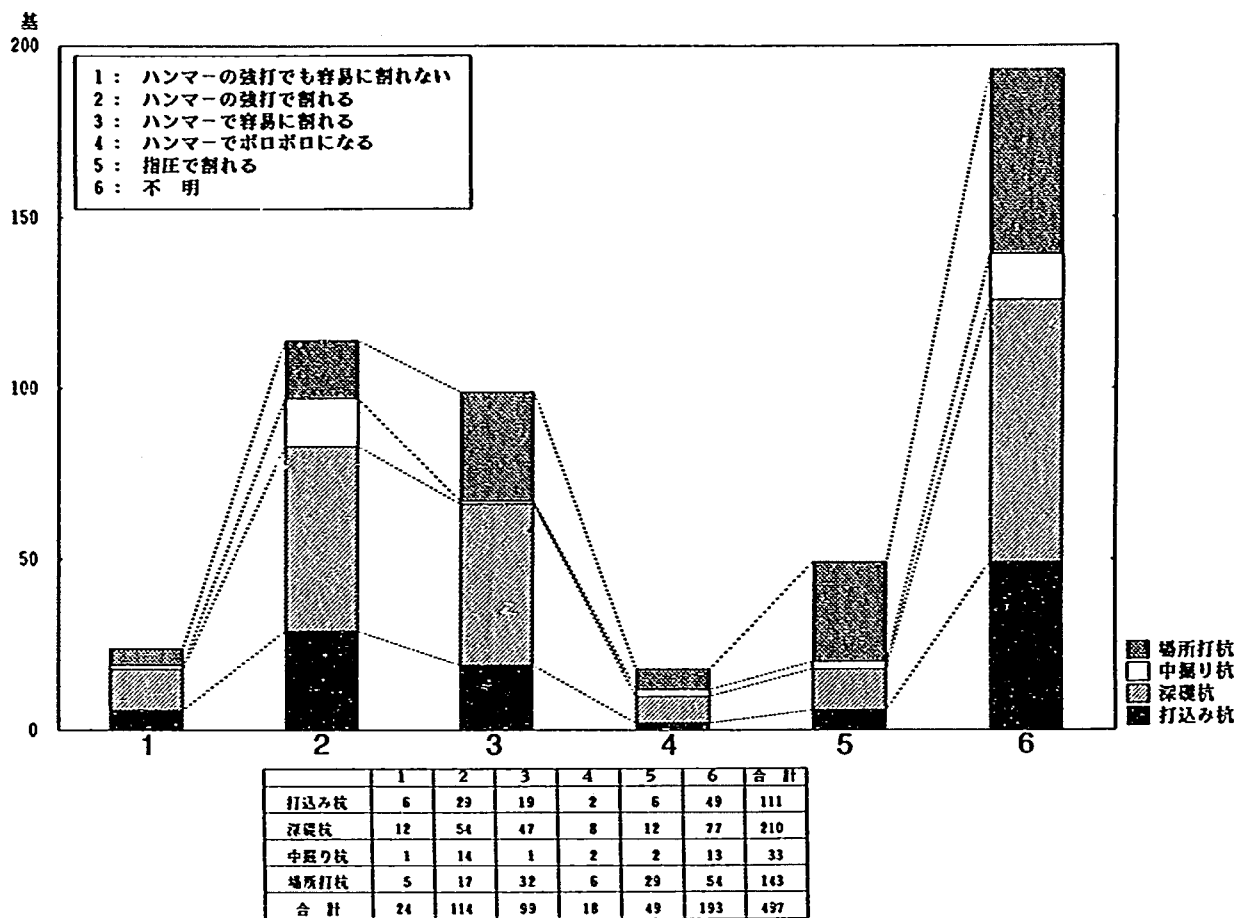


図-2.11 支持岩盤のコア硬度

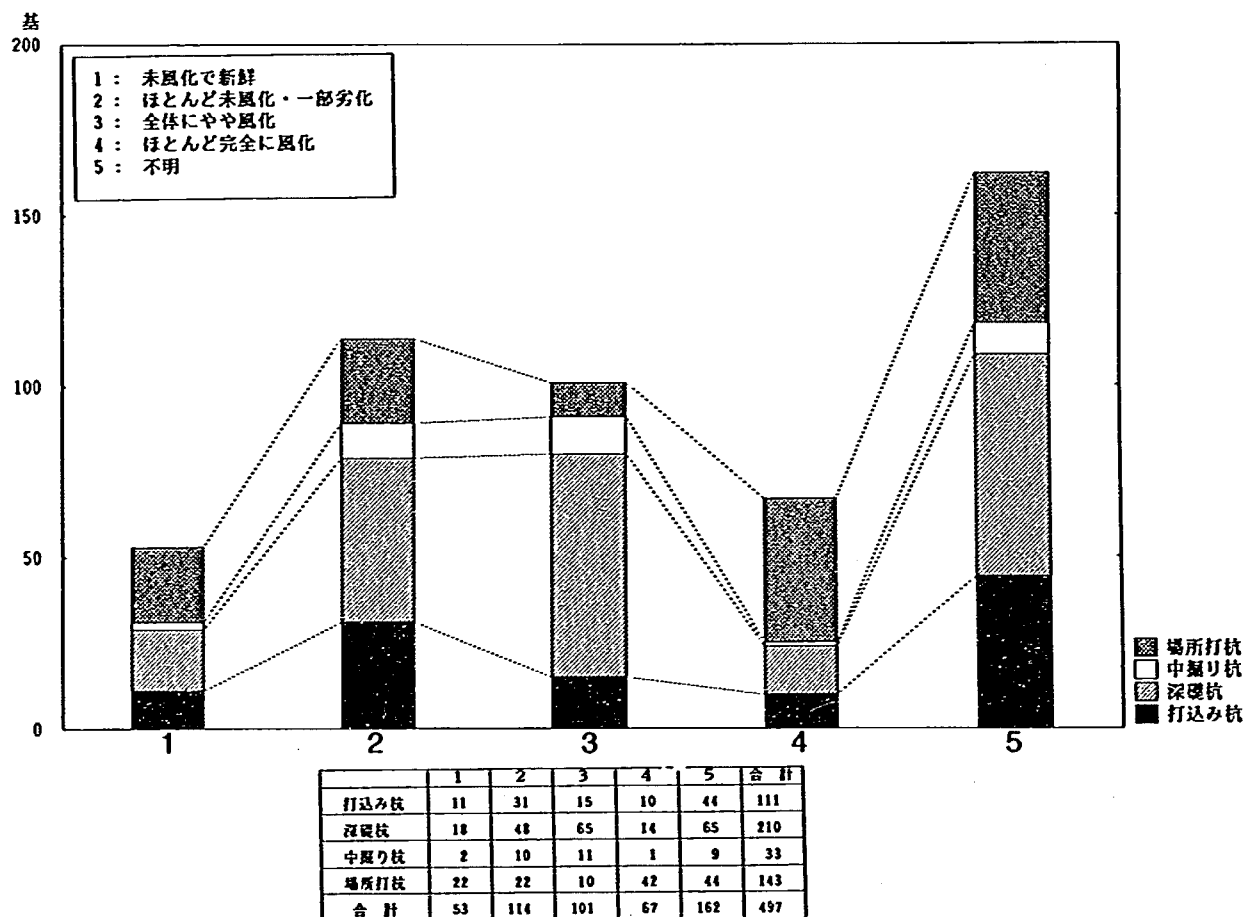


図-2.12 支持岩盤の風化度

基
200

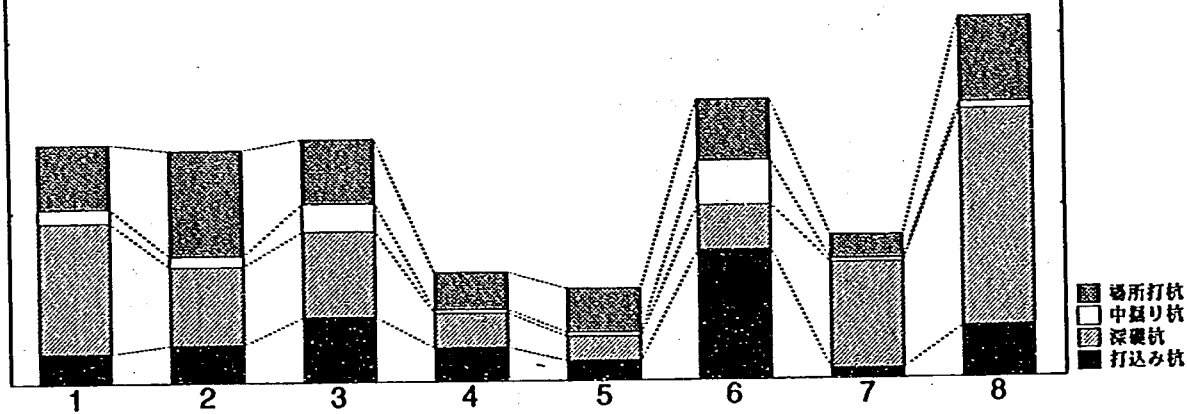
150

100

50

0

1: $0.0 \leq l/D < 1.0$
 2: $1.0 \leq l/D < 2.0$
 3: $2.0 \leq l/D < 3.0$
 4: $3.0 \leq l/D < 4.0$
 5: $4.0 \leq l/D < 5.0$
 6: $5.0 \leq l/D$
 7: l が負の場合
 8: 不明
 ただし l は、杭先端以深
 D は杭径



	1	2	3	4	5	6	7	8	合 計
打込み杭	9	11	19	10	6	38	3	15	111
深礎杭	38	23	25	10	7	13	31	63	210
中継り杭	4	3	8	1	1	13	1	2	33
場所打杭	19	31	19	11	13	18	7	25	143
合 計	70	68	71	32	27	82	42	105	497

図-2.13 ボーリング調査の深さ (杭先端以深/杭径)

2.4 打込み鋼管杭の設計・施工に関する調査

打込み杭工法によって支持岩盤に杭を打設する場合には、支持層への根入れ比の確保が施工上困難であることが予想される。図-2.14は打込み鋼管杭の根入れ比を示したものである。同図より約半数程度は杭径の3倍以下としているが、杭径の3～5倍程度根入れを確保する事例も多い。また、支持力の推定法については図-2.15に示すようにほとんどが道示に準じているが、支持層への根入れ比や先端N値の評価に違いがみられ、かなりの混乱が生じている。図-2.16の(a),(b)は各支持力推定法により算出された杭径別許容支持力度を示したものであるが、先端が岩盤であることもあり、常時800 t/m²以上許容した事例もみられる。常時で、200～400 t/m²、地震時で300～600 t/m²の範囲に収める事例が多い。一方、杭径別による杭頭最大反力度は図-2.17(a),(b)に示すように常時で200～300 t/m²の範囲が6割以上を占めており、500 t/m²までにおさまっている。また、杭径が小さいほど反力度が大きくなる傾向がみられる。地震時には500 t/m²までにおさめる事例が9割近くを占めているものの、500 t/m²以上となる事例も1割程度はみられ、支持層が岩盤であることもあり日本道路公団の設計要領にみられる極限支持力度の上限値(800～1000 t/m²)を越える設計も行われている。

図-2.18は、杭頭最大反力度と許容支持力度との比の度数分布およびその平均値を併記したものであるが、平均的には常時、地震時ともに0.8程度である。

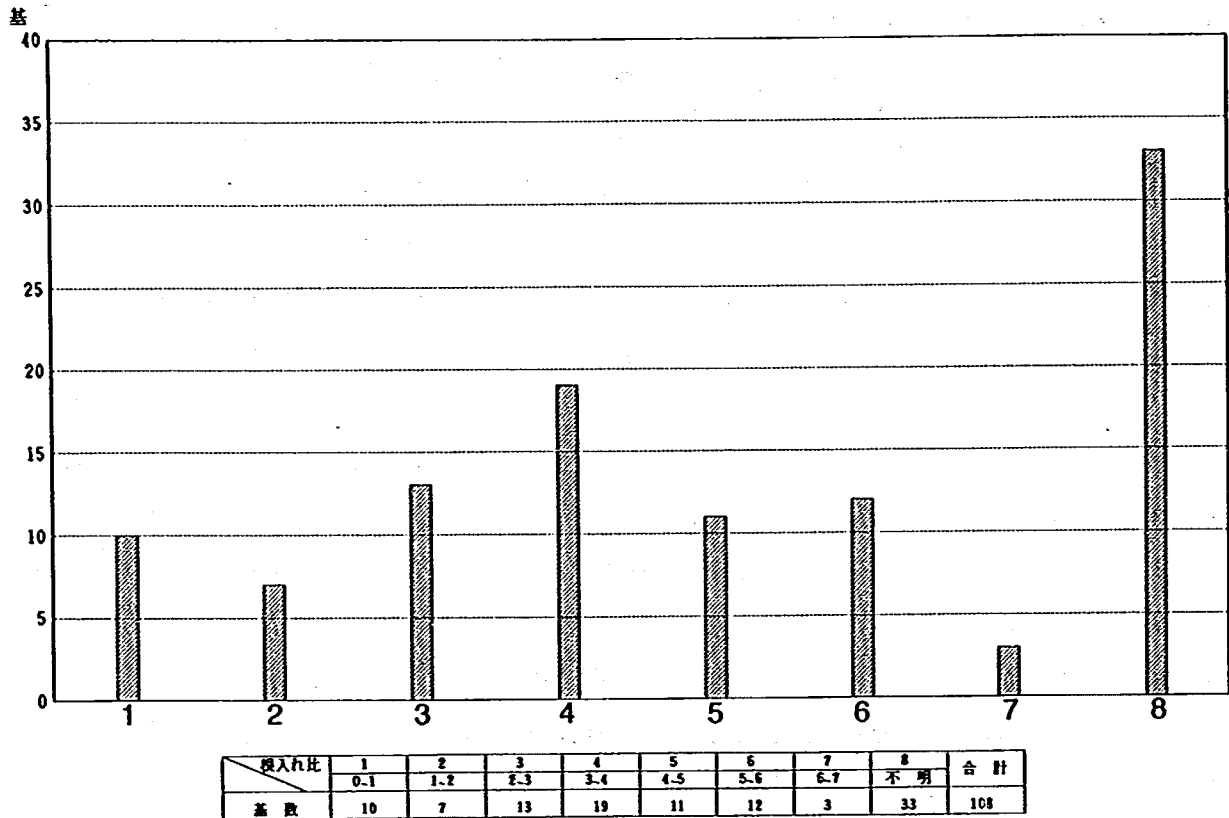


図-2.14 打込み鋼管杭の根入れ比

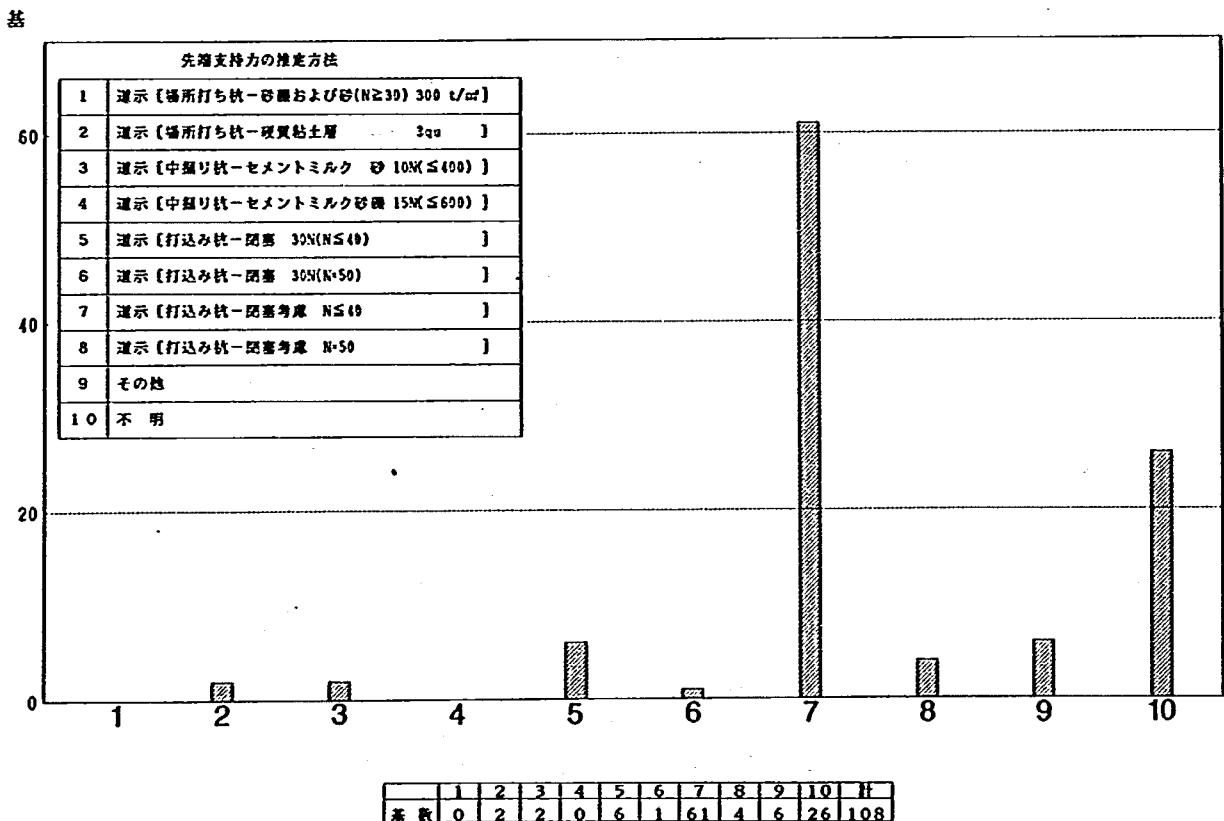


図-2.15 打込み鋼管杭の先端支持力の推定法

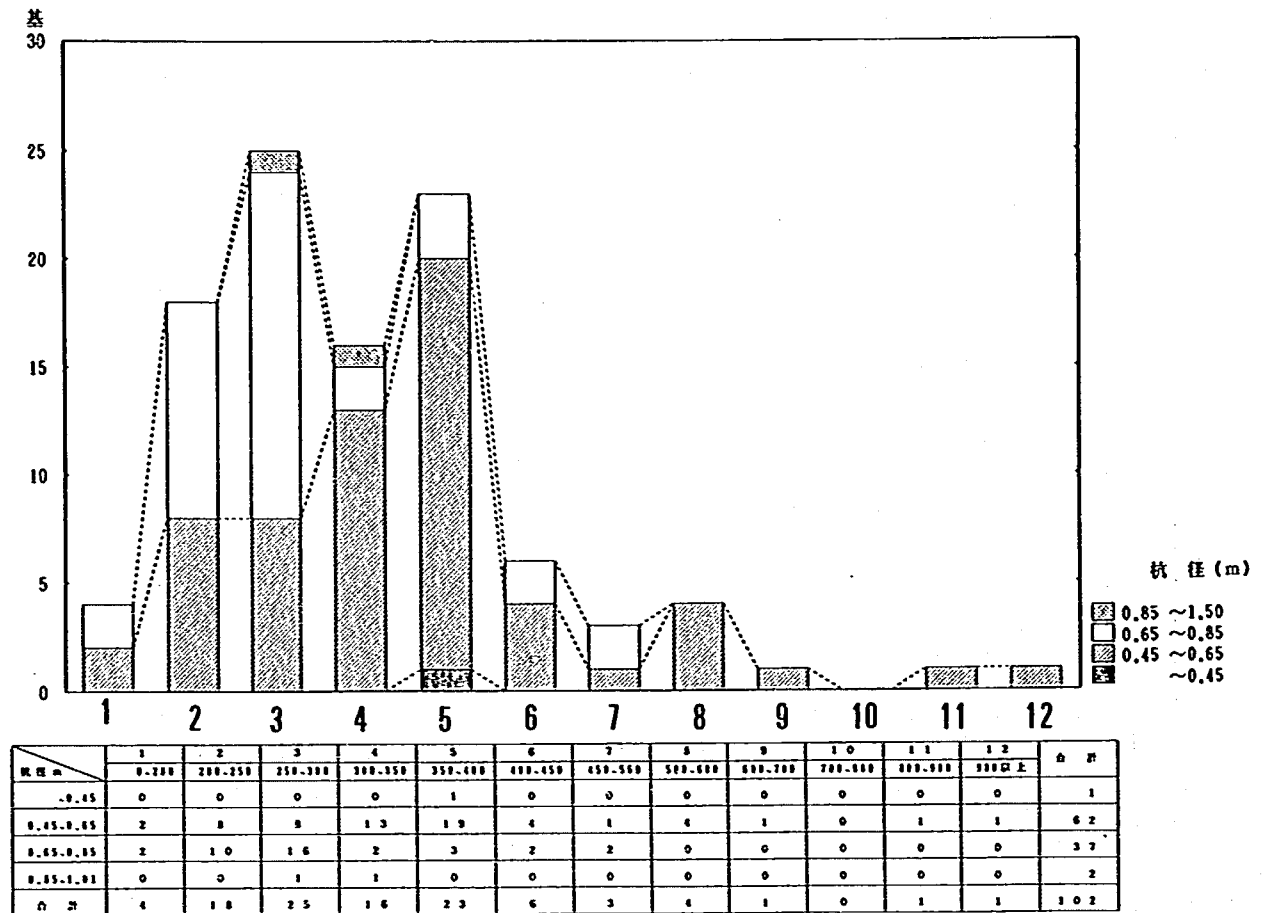


図-2.16(a) 打込み鋼管杭の許容鉛直支持力度〔常時〕(t/m²)

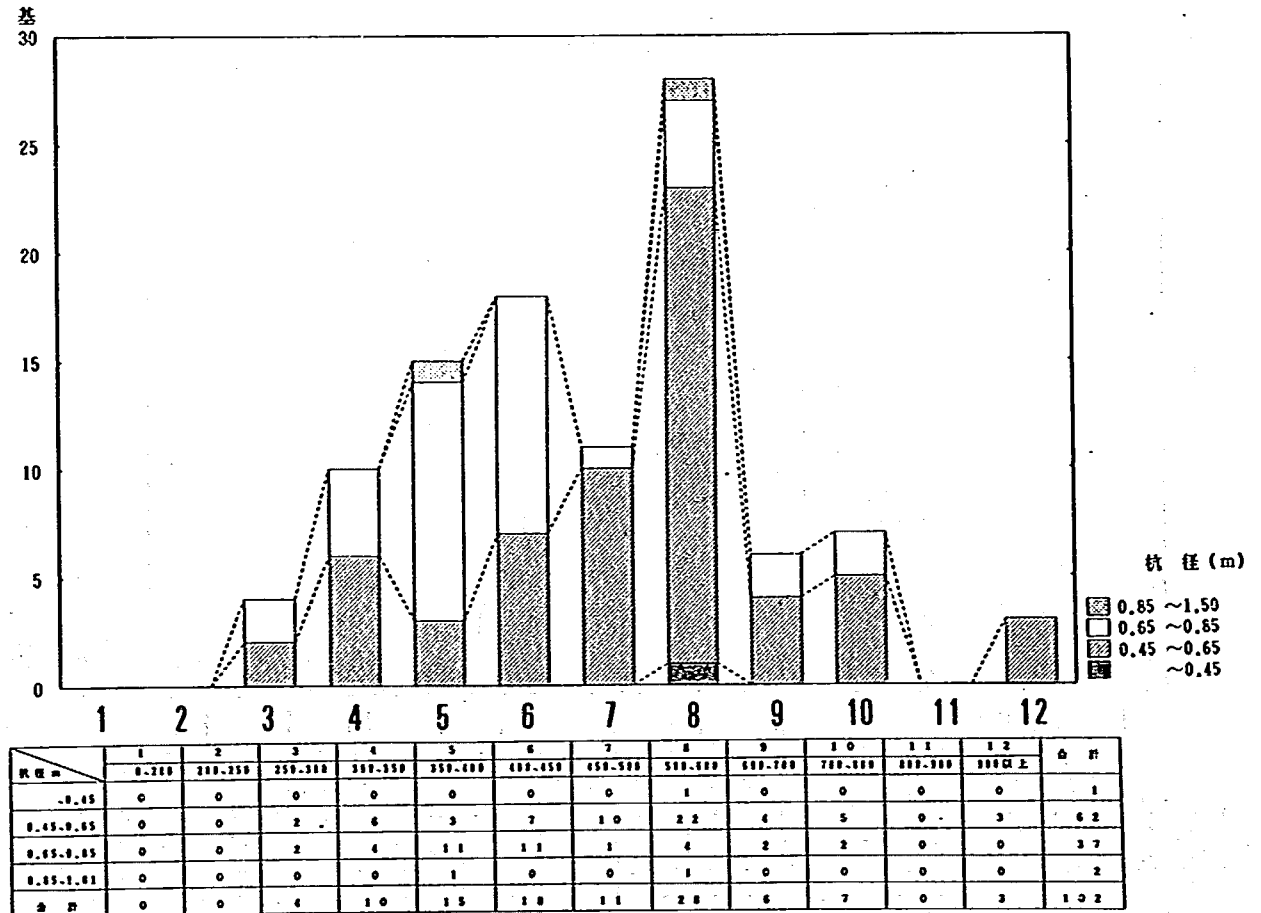


図-2.16(b) 打込み鋼管杭の許容鉛直支持力度〔地震時〕(t/m²)

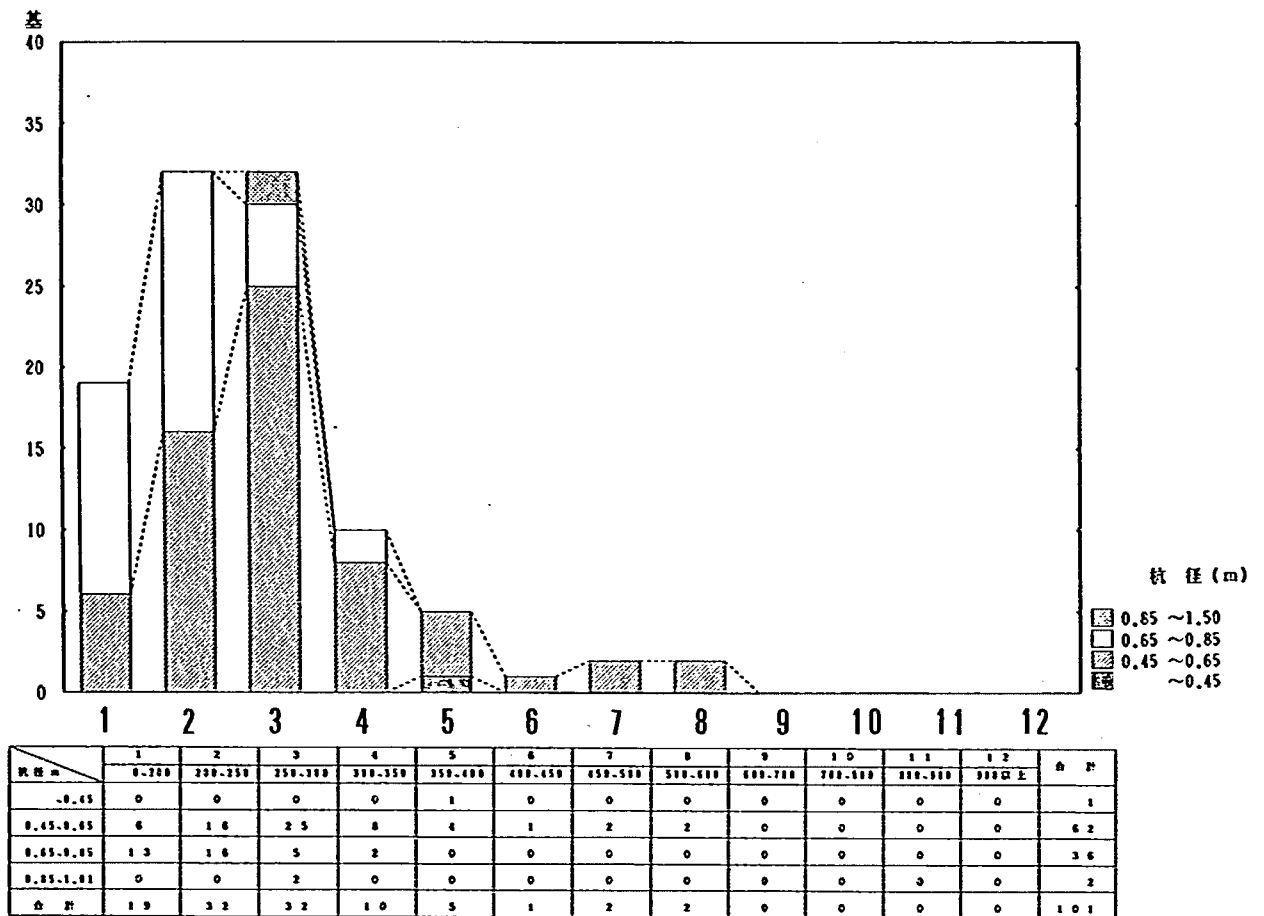


図-2.17(a) 打込み鋼管杭の杭頭最大反力度 (常時) (t/m²)

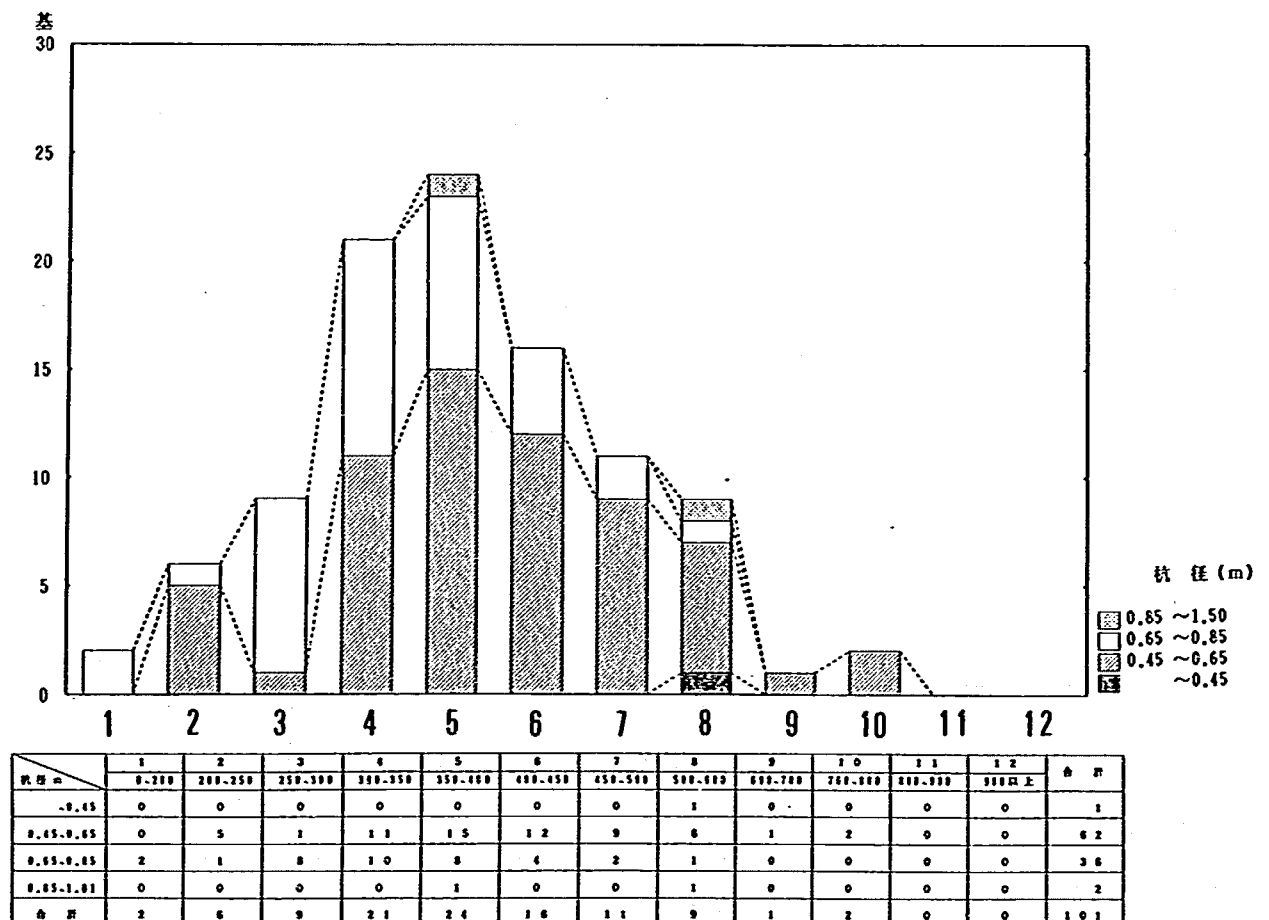


図-2.17(b) 打込み鋼管杭の杭頭最大反力度 (地震時) (t/m²)

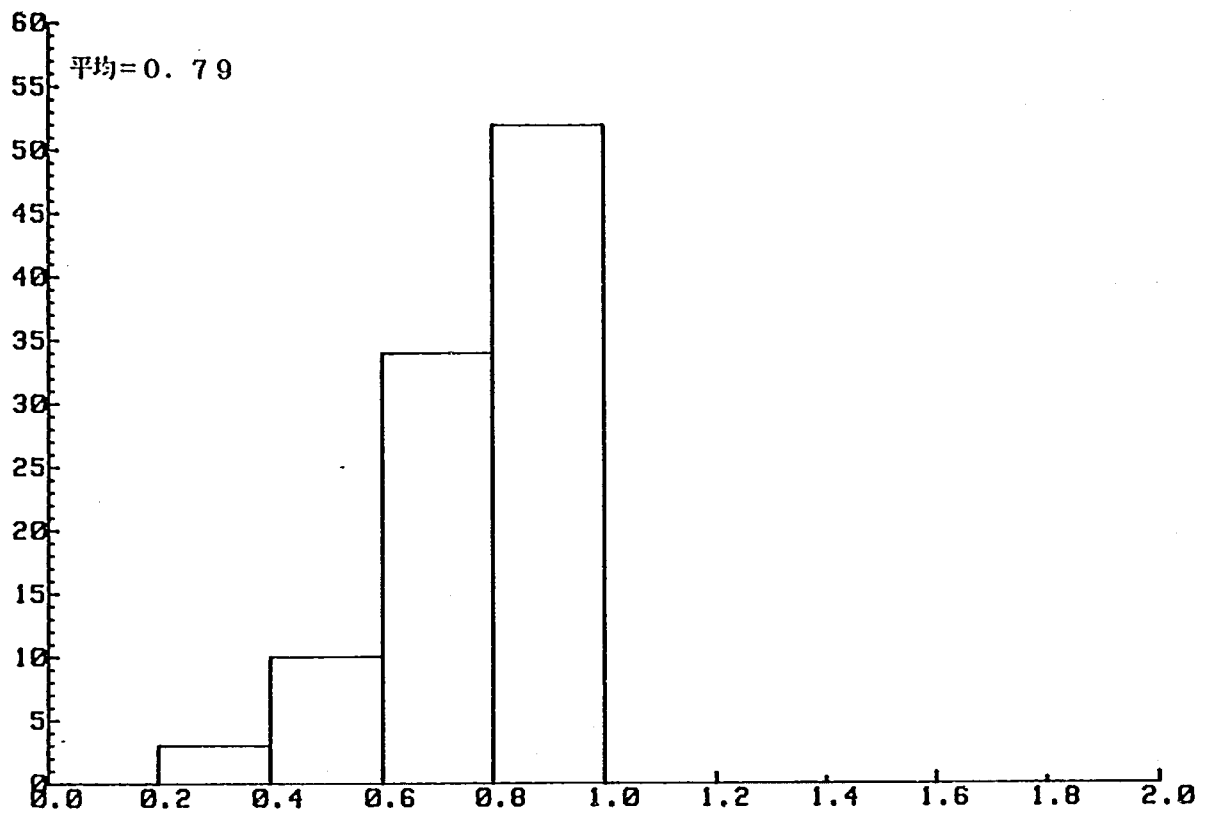


図-2.18(a) 杭頭最大反力度 / 許容支持力度 (常時) (t/m²)

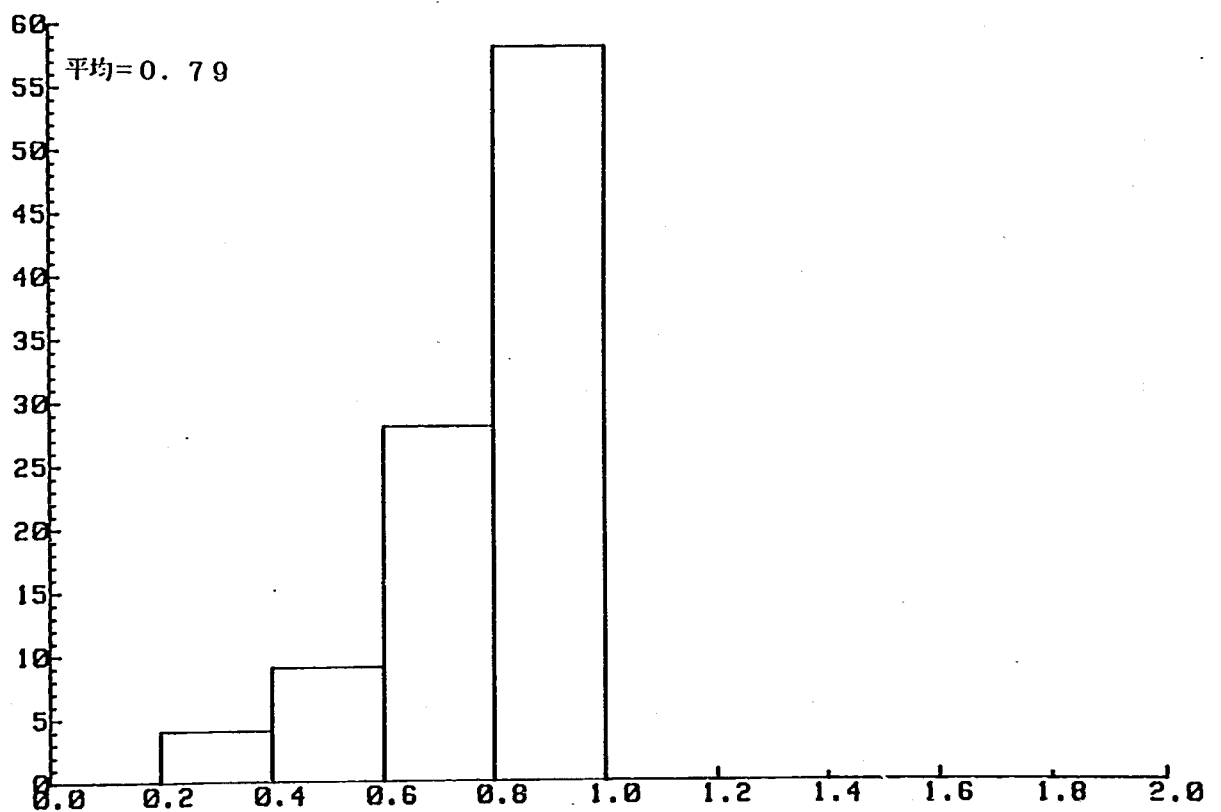


図-2.18(b) 杭頭最大反力度 / 許容支持力度 (地震時) (t/m²)

3. 実験概要

3.1 実験目的および実験ケース

通常、杭基礎の先端支持力を評価するための調査・試験としては、主として原位置試験である標準貫入試験およびボーリング調査が行われる。そして、杭基礎の支持力はこれらの試験・調査結果をもとに支持力公式により推定されている。しかし、これらの公式は砂質地盤や粘性土地盤等一般的な地盤に適用するものであり、支持地盤が岩盤の場合には地盤の破壊状況が不明であるため、既往の支持力公式に試験・調査結果をそのまま適用するには問題がある。一般的な土質では、地盤の強度特性として粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ を考慮すればよいが、特に岩盤の場合では c 、 ϕ だけでなく、不連続面の有無、劣化（風化、変質）状況等も考慮しなければ基礎の支持力を正しく評価することはできないであろう。

本実験においては、2章において述べたように全体の26%程度を占める打込み杭工法による鋼管杭の先端支持力の評価手法を明らかにすることを目的とする。したがって、施工性を考慮し軟岩（一軸圧縮強度が100kgf/cm²未満）に杭径程度打込んだ場合を主たる検討対象とする。一般に軟岩と呼ばれている岩は、その力学的性状から成因で分類すると堆積軟岩、風化軟岩、火山軟岩があり、それらには層理・節理・片理などの様々な不連続面がある。軟岩の特徴として、割れ目などの不連続面よりもその構成材料自体の物性に左右される岩として位置づけられているが、杭先端の岩盤に不連続面がある場合には、岩盤内の応力分布が均質な場合とは異なるものと考えられ、特に不連続面におけるせん断耐力が杭の鉛直支持力に及ぼす影響が懸念された。

そこで、

- ① 支持地盤の一軸圧縮強度、杭の先端面積（純断面積、閉塞面積）を変数とし、また、支持層への根入れ比が1 D（D：杭径）で杭先端が閉塞している場合の支持力公式の提案
- ② 杭先端が閉塞していない場合で（中掘り杭工法等で先端打ち込みの場合など）、支持地盤への根入れ比が1より小さい場合の支持力の把握
- ③ 不連続面の支持力に及ぼす影響の把握を目的とし58年度より一連の室内実験を実施した。

表－3.1は各年度における実験目的および実験ケースを整理したものである。

表-3.1 実験目的および実験ケース

年 度	目 的	実 験 ケ ー ス
58年度	杭の先端支持力に影響を及ぼす要因としては種々考えられるが、次の2項目をパラメータとし岩盤の強度と先端支持力の基本的関係を把握することを目的とした。 ① 岩盤強度（一軸圧縮強度： Q_u ） ② 杭先端面積（純断面積、閉塞面積）	杭径：89.1(mm)～165.4(mm) 一軸圧縮強度：23.5(t/m ²)～171.5(t/m ²) ケース数：30ケース 支持岩盤への根入れ比：1 D (杭径)
59年度	着目するパラメータ（一軸圧縮強度、杭先端面積）については前年度と同じであるが、杭径を実杭により近い318.5mmまで大きくし岩盤強度と杭の支持力の関係を調査した。	杭径：139.8(mm)～318.4(mm) 一軸圧縮強度：55.6(t/m ²)～203.3(t/m ²) ケース数：22ケース 支持岩盤への根入れ比：1 D
60年度	58,59年度の実験方法および実験結果を踏襲し、当該年度は岩盤強度、杭先端面積および不連続面が支持力に及ぼす影響について検討しかつ、岩盤内の応力伝達状況について調査した。	杭径：318.5(mm)～406.4(mm) 一軸圧縮強度：169.6(t/m ²)～299.9(t/m ²) ケース数： 均質8ケース 不連続面粘土処理有り：4ケース 不連続面粘土処理無し：4ケース 支持岩盤への根入れ比：1 D
61年度	60年度までに行われた実験結果により降伏支持力に関して信頼性の高い推定式を提案できたが、より実用的な推定式とするため支持層への根入れ比と降伏支持力の関係を明らかにすることを目的とした。	杭径：318.5(mm)～600.0(mm) 一軸圧縮強度：155.0(t/m ²)～326.9(t/m ²) ケース数：19ケース 支持岩盤への根入れ比：0.5 D 1 D

3.2 実験方法

3.2.1 実験地盤作成方法

実験地盤は、建設省土木研究所内大型実験土槽（幅7.0 m、長さ8.5 m、深さ4.0 m）において作成した。実験地盤は基本的に二層系とし、下層は軟岩を模したソイルセメント地盤であり、上層は砂地盤である。

ソイルセメントの配合は、予め試験練りを行って目標の一軸圧縮強度に対する含水比および砂セメント比（S/C）を決めた。また、ソイルセメントの混合は、容量0.1 m³のドラム式ミキサーにより行った。不連続面を有するケースの実験地盤の作成は、不連続面間に夾雑物が無いケース（杭No61～No64）では最低1日おいた後次の層を打設し、夾雑物のあるケース（杭No65～No68）ではカオリンクレーとタービン油を1：1の割合で混合したものを数mm程度の厚みで表面に塗り次の層の打設をした。また、全ケースにおいてソイルセメントの打設時期の違いによる強度のばらつきを避けるため、最後の打設より3週間以上の養生期間を設けた。

3.2.2 不連続面の角度および間隔

実際の岩盤では、不連続面が相当複雑に入り組んでいるため、それを正確に模した地盤を作成することは不可能に近い。ここではなるべく単純な弱層を有するものと予想される堆積軟岩を模すものとし、一方向で等間隔に平行な不連続面とした。不連続面の傾斜角度は More²⁾ 等の実験から一軸圧縮強度に最も影響が大きい傾斜角度を参考とし 60° とした。また、不連続面の間隔は、20cm とした。この間隔は模型杭の杭径の50%～60%に相当する。

3.2.3 模型杭の諸元および打設方法

模型杭は一般構造用鋼管 (STK 41) を用いた。その諸元を表-3.2(a),(b)に示す。各杭の実験地盤の打設は、図-3.1に示すような自走式小型杭打機を用い、モンケン(ラム重量約2.0ton, 落下高さ50～70cm)の自由落下により行った。また、このときの支持層への根入れ深さは1D (D: 杭径) および0.5Dの2種類とし、打撃毎にリバウンド量および貫入量の測定を行った。

3.2.4 載荷方法

杭の載荷は、図-3.2に示すような載荷装置により行い、載荷方法は荷重制御による2サイクル方式とした。

また、各荷重段階における荷重保持時間は降伏荷重付近までは、5分間とし降伏荷重以降は約7分間の荷重保持を行った。なお、沈下量の計測は、各荷重段階において0分、5分を経過した時点で行った。

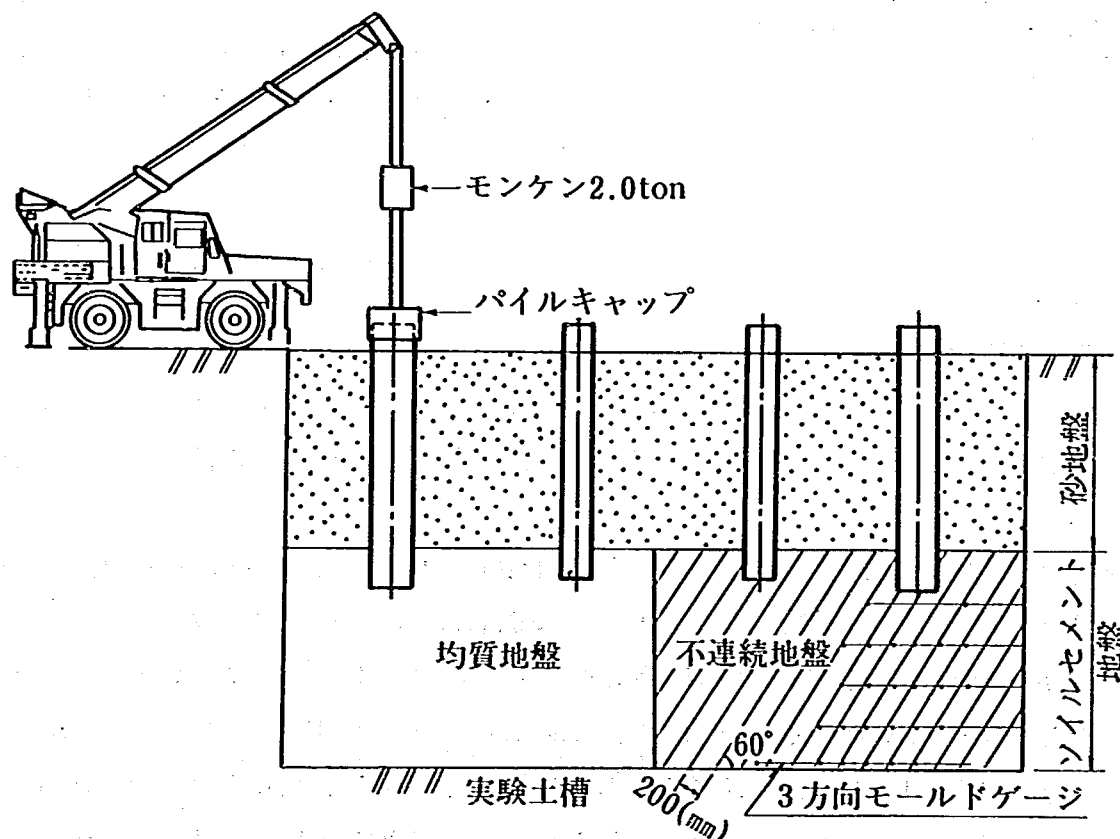
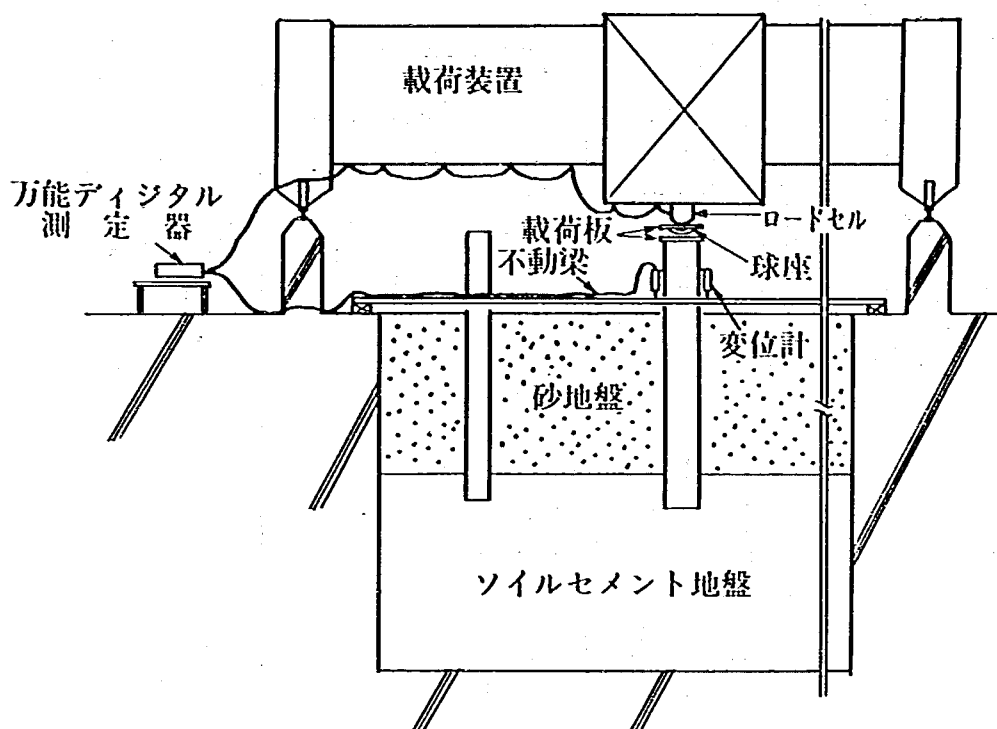


図-3.1 実験地盤および杭打ち状況図



図－3.2 载荷試験状況図

3.3 実験結果

3.3.1 土質試験結果

表－3.2に実験地盤の土質試験結果の一覧を示す。

3.3.2 荷重～沈下量特性

図－3.3・3.4に载荷試験結果より得られた荷重～沈下量関係の一部を示す。(a)は根入れが1 Dで、杭先端が閉塞しており、岩盤が均質なケース。(b)は根入れが0.5 Dで、杭先端が閉塞しており、岩盤が均質なケース。(c)は根入れが1 D、杭先端が閉塞で岩盤内に不連続面を有しており夾雑物として粘土処理を行っているケース。(d)は根入れが1 D、杭先端が閉塞で岩盤内に不連続面を有しているが夾雑物を含まない打ち継ぎ目だけとしているケース。(e)は根入れが1 Dであり、岩盤は均質で杭先端が未閉塞なケース。(f)は根入れが0.5 Dであり、岩盤は均質で杭先端が未閉塞なケースである。それぞれ両対数座標と両算術座標にプロットしたものである。これらの図より杭の根入れ深さ、杭先端の閉塞状態、杭先端付近の岩盤状態により荷重～沈下量曲線が異なっていることが判る。特に、杭先端が閉塞しているケースについては極限支持力が明確に現れず、これらのケースについての降伏支持力、極限支持力の評価手法については3.4において述べるものとする。なお、全ケースの荷重～沈下量曲線は巻末資料に示す。

表-3.2(a) 地盤定数および杭諸元

年度	杭No	砂セメント比 (%)	含水比 (%)	材令 (day)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	変形係数 (kg/cm ²)	N 値	ポアソン比	引張強度 (kg/cm ²)	せん断強度 (kg/cm ²)	弾性波速度 (m/sec)	杭径 (m)	肉厚 (m)	先端面積 (m ²)	杭長 (cm)
60	46	9	21.2	11	16.08	-	35	-	-	-	-	0.2163	0.0045	3.674E-2	300
	47											0.2163	0.0082	3.674E-2	
	48											0.2163	0.0181	3.674E-2	
	49											0.2674	0.0066	5.615E-2	
	50											0.2674	0.0093	5.615E-2	
	51											0.3185	0.0063	7.967E-2	
	52											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	53	7	18.1	77	16.96	1.69E-4	83	0.202	2.028	3.663	VP 1762.1 VS 1446.3	0.3185	0.0103	7.967E-2	240
	54											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	55											0.4064	0.0127	1.297E-1	250
	56											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	57	9	18.7	78	27.65	2.49E-4	147	0.160	4.008	7.08	VP 2143.3 VS 1674.7	0.3185	0.0103	7.967E-2	240
	58											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	59											0.4064	0.0127	1.297E-1	250
	60											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	61	9	16.4	43	29.9	3.13E-4	135	0.133	4.549	7.962	VP 2654.9 VS 1475.6	0.3185	0.0103	7.967E-2	240
	62											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	63											0.4064	0.0127	1.297E-1	250
	64											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	65	9	16.4	43	29.9	3.13E-4	153	0.133	6.288	11.734	VP 2320.4 VS 1494.1	0.3185	0.0103	7.967E-2	240
66	0.3185											0.0103	7.967E-2		
67	0.4064											0.0127	1.297E-1	250	
68	0.4064											0.0127	1.297E-1		
61	69	4.8	15	29	15.5	2.64E-4	44	0.144	2.10	3.80	-	0.6000	0.0140	2.827E-1	150
	70											0.6000	0.0140	2.827E-1	
	71											0.508	0.0127	2.026E-1	
	72											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	73											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	74											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	75											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	76											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	77											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	78	6.7	15	28	29.01	3.79E-4	107	0.124	3.67	6.82	-	0.5080	0.0127	2.026E-1	
	79											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	80											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	81											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	82	8.6	15	27	32.69	4.69E-4	79	0.140	4.49	8.02	-	0.5080	0.0127	2.026E-1	
	83											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	84											0.4064	0.0127	1.297E-1	
	85											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	86											0.3185	0.0103	7.967E-2	
	87											0.3185	0.0103	7.967E-2	

表- 3.2(b) 地盤定数および杭諸元

年度	杭No	砂セメント比 (%)	含水比 (%)	材令 (day)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	変形係数 (kg/cm ²)	N 値	ポアソン比	引張強度 (kg/cm ²)	せん断強度 (kg/cm ²)	弾性波速度 (m/sec)	杭径 (m)	肉厚 (m)	先端面積 (m ²)	杭長 (cm)									
58	1	5	17.56	4	2.35	-	30	-	-	-	-	0.0891	0.0023	6.23E-3	200									
	2											0.1143	0.0028	1.03E-2										
	3											0.1652	0.0038	2.14E-2										
	4											0.1143	0.0045	1.03E-2										
	5											0.1398	0.0045	1.53E-2										
	6											0.1143	0.0060	1.03E-2										
	7	5	19.79	6	2.88	-	19	-	-	-	-	0.0891	0.0092	6.23E-3										
	8											0.0891	0.0092	6.23E-3										
	9											0.1143	0.0028	1.03E-2										
	10											0.1652	0.0038	2.14E-2										
	11											0.1143	0.0045	1.03E-2										
	12											0.1398	0.0045	1.53E-2										
	13	7	22.77	5	5.78	-	39	-	-	-	-	0.1143	0.0060	1.03E-2										
	14											0.08	0.0092	6.23E-3										
	15											0.0891	0.0023	6.23E-3										
	16											0.1143	0.0028	1.03E-2										
	17											0.1652	0.0038	2.14E-2										
	18											0.1143	0.0045	1.03E-2										
	19	10	17.65	7	17.15	-	50/11	-	-	-	-	0.1398	0.0045	1.53E-2										
	20											0.1143	0.0060	1.03E-2										
	21											0.0891	0.0092	6.23E-3										
	22											0.0891	0.0023	6.23E-3										
	23											0.0891	0.0023	6.23E-3										
	24											0.1143	0.0028	1.03E-2										
	25	5	16.50	8	5.56	-	25	-	-	-	-	0.1652	0.0038	2.14E-2										
	26											0.1143	0.0045	1.03E-2										
	27											0.1398	0.0045	1.53E-2										
	28											0.1140	0.0060	1.03E-2										
	29											0.0891	0.009	6.23E-3										
	30											0.0891	0.009	6.23E-3										
59	31	8	20.20	5	16.08	-	35	-	-	-	-	0.1398	0.0045	1.53E-2	300									
	32											0.1398	0.01725	1.53E-2										
	33											0.2163	0.0045	3.674E-2										
	34											0.2163	0.0082	3.674E-2										
	35											0.2163	0.0181	3.674E-2										
	36											0.2674	0.0066	5.615E-2										
	37	9	21.20	11	20.33	-	42	-	-	-	-	0.2674	0.0093	5.615E-2										
	38											0.3185	0.0060	7.967E-2										
	39											0.3185	0.0103	7.967E-2										
	40											0.2674	0.0060	5.615E-2										
	41											0.2674	0.0093	5.615E-2										
	42											0.3185	0.0063	7.967E-2										
	43	9										21.20	11	20.33		-	42	-	-	-	-	0.3185	0.0103	7.967E-2
	44																					0.1398	0.0045	1.53E-2
	45																					0.1398	0.01725	1.53E-2

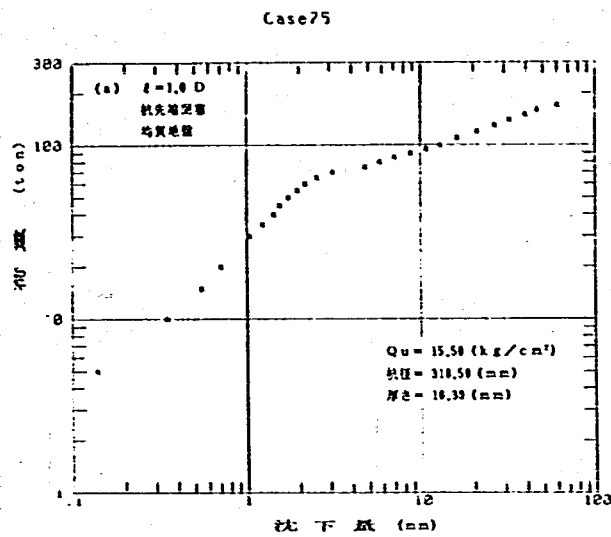


図-3.3(a) 荷重～沈下量曲線

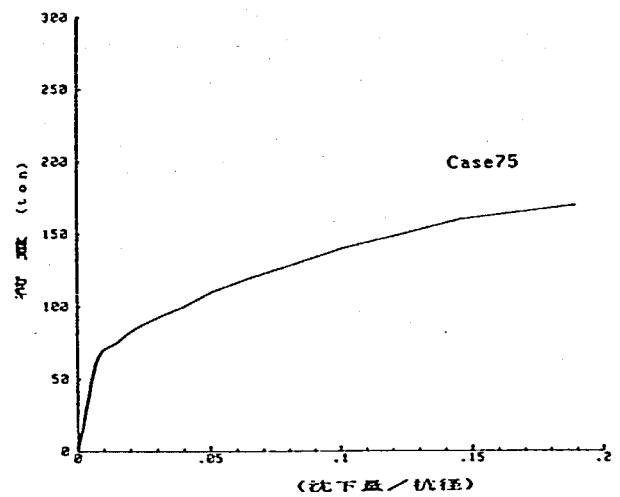


図-3.4(a) 荷重～(沈下量/杭径)曲線

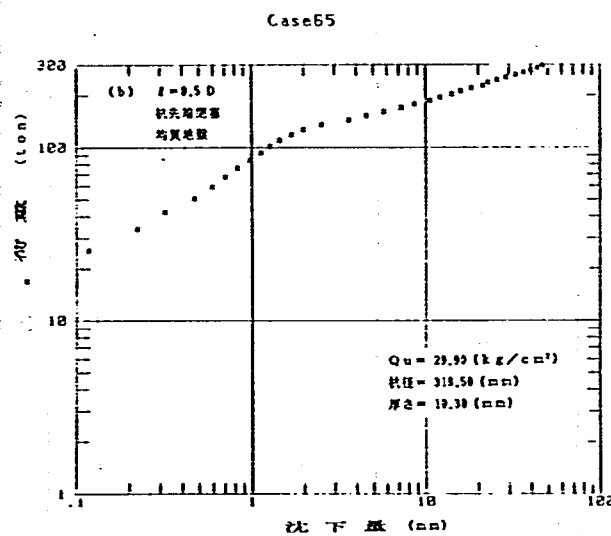


図-3.3(b) 荷重～沈下量曲線

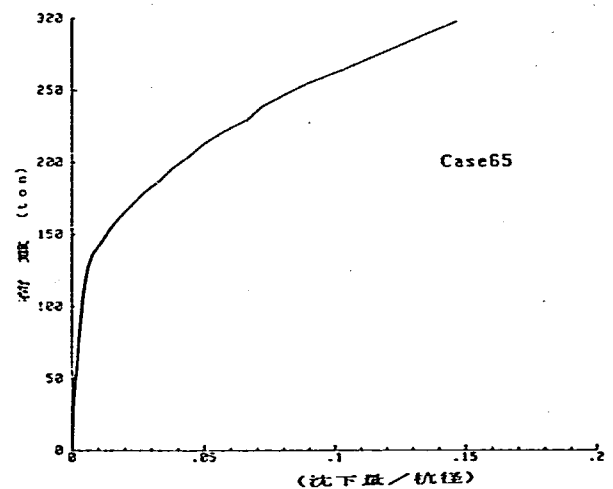


図-3.4(b) 荷重～(沈下量/杭径)曲線

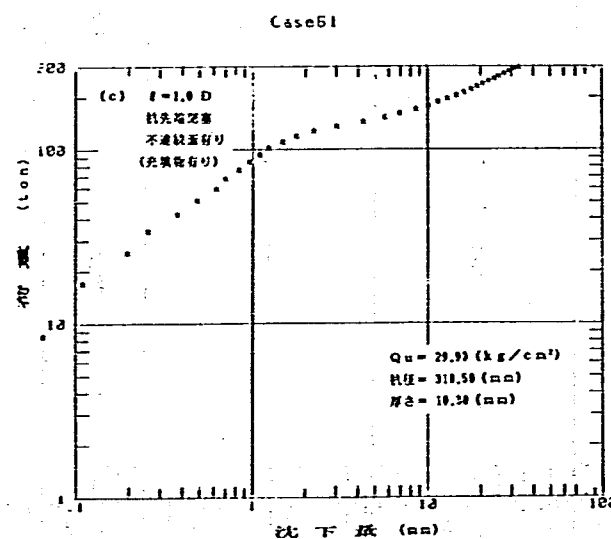


図-3.3(c) 荷重～沈下量曲線

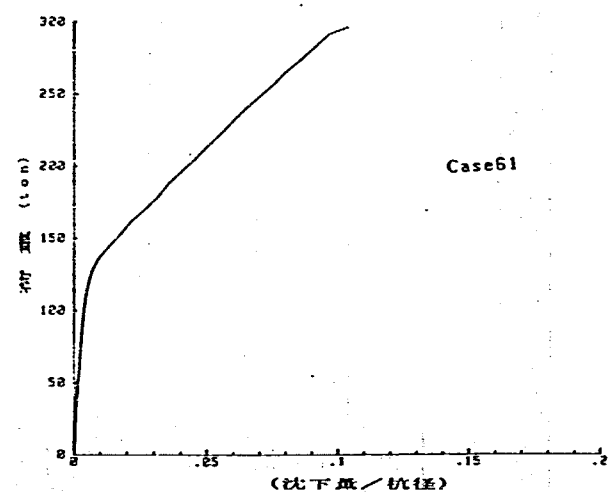


図-3.4(c) 荷重～(沈下量/杭径)曲線

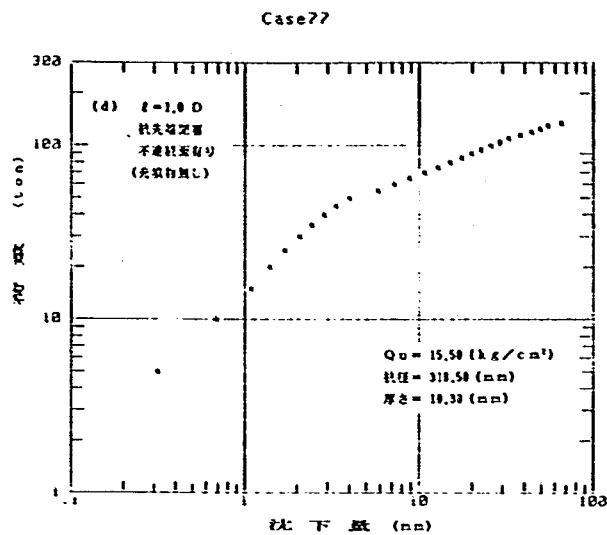


图-3.3(d) 荷重~沉降量曲线

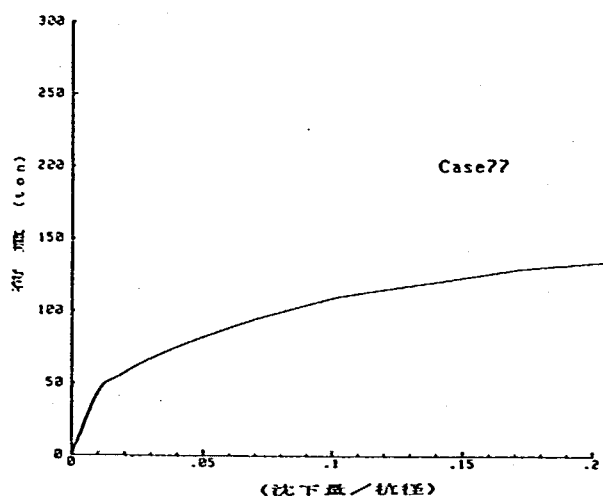


图-3.4(d) 荷重~(沉降量/桩径)曲线

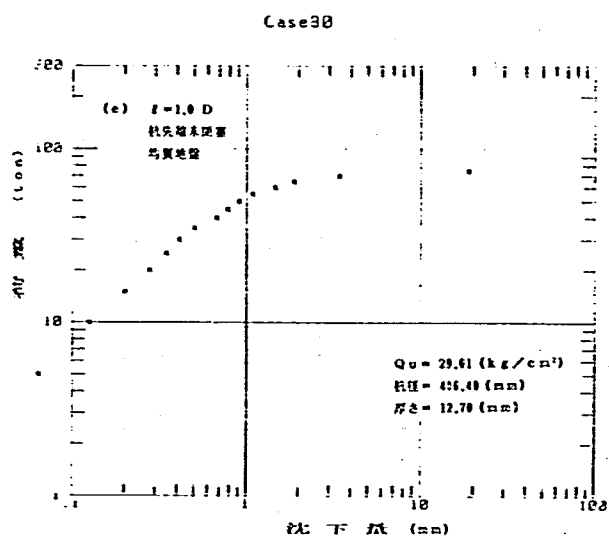


图-3.3(e) 荷重~沉降量曲线

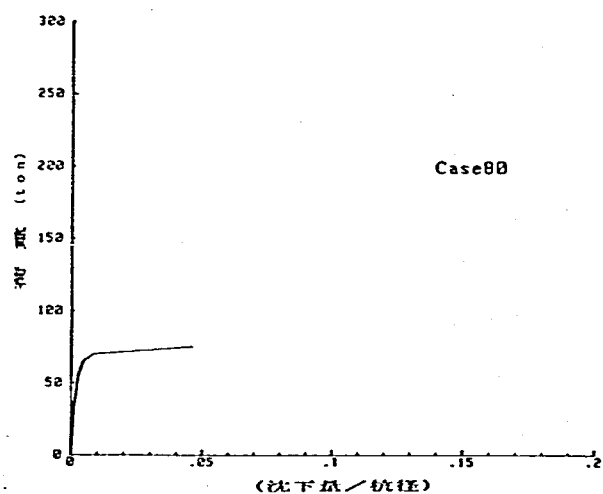


图-3.4(e) 荷重~(沉降量/桩径)曲线

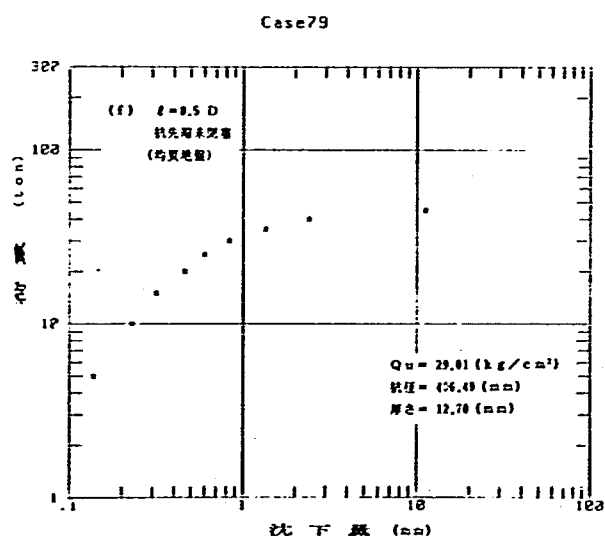


图-3.3(f) 荷重~沉降量曲线

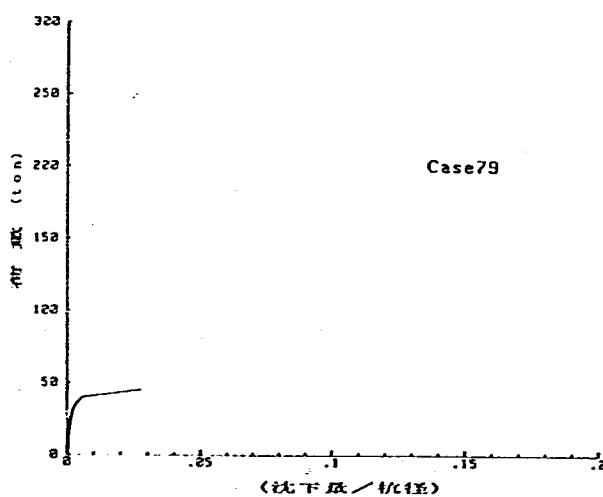


图-3.4(f) 荷重~(沉降量/桩径)曲线

3.3.3 岩盤内主応力図

杭先端周辺の岩盤の応力伝達経路を把握するため図-3.1に示すように3方向モールドゲージにより岩盤の歪みを測定した。図-3.5に載荷試験で得られた岩盤内の主応力図を荷重段階別に降伏荷重レベルまで示す。図より均質な岩盤の主応力分布の特徴を上げると

- I) 杭の先端および周面から伝達された鉛直荷重により、各計測点において主応力として圧縮、引張応力が発生する。
- II) 圧縮応力は、杭先端の中心より放射状に生じ、四方にはほぼ均等に伝達されている。
- III) 引張応力は、杭芯を中心とした同心円状にはほぼ同じ大ききで生じている。
- IV) II), III)に示した各応力の方向は、荷重レベルを上げててもほぼ同一であり、降伏レベルまでは変化しない。
- V) 杭先端付近の両側にも大きな圧縮応力が生じている。

以上の主応力図の特徴から、岩盤として均質であり岩石の物性を適正に評価することが可能であれば、球空洞押拡げ理論⁹⁾の杭先端極限支持力の評価手法としての適用を検討することも考えられる。

次に不連続面の有する場合の主応力分布の特徴を上げると

- I) 岩盤内の圧縮応力は、杭の中心より右側では不連続面と平行な方向に生じ、左側では不連続面に垂直な方向に生じる。
- II) I)に示した傾向は、不連続面間のせん断抵抗力が小さいケース（不連続面間に夾雑物がある場合）の方が著しくなっている。

以上のように、不連続面におけるせん断抵抗力の大小により模型岩盤内の主応力分布は異なってくる。この傾向は岩石の強度とせん断抵抗との差が大きくなるにつれてより明確になるものと思われ、硬岩においては、弱層の評価が重要となる。

なお、全ケースの主応力図については巻末資料に示す。

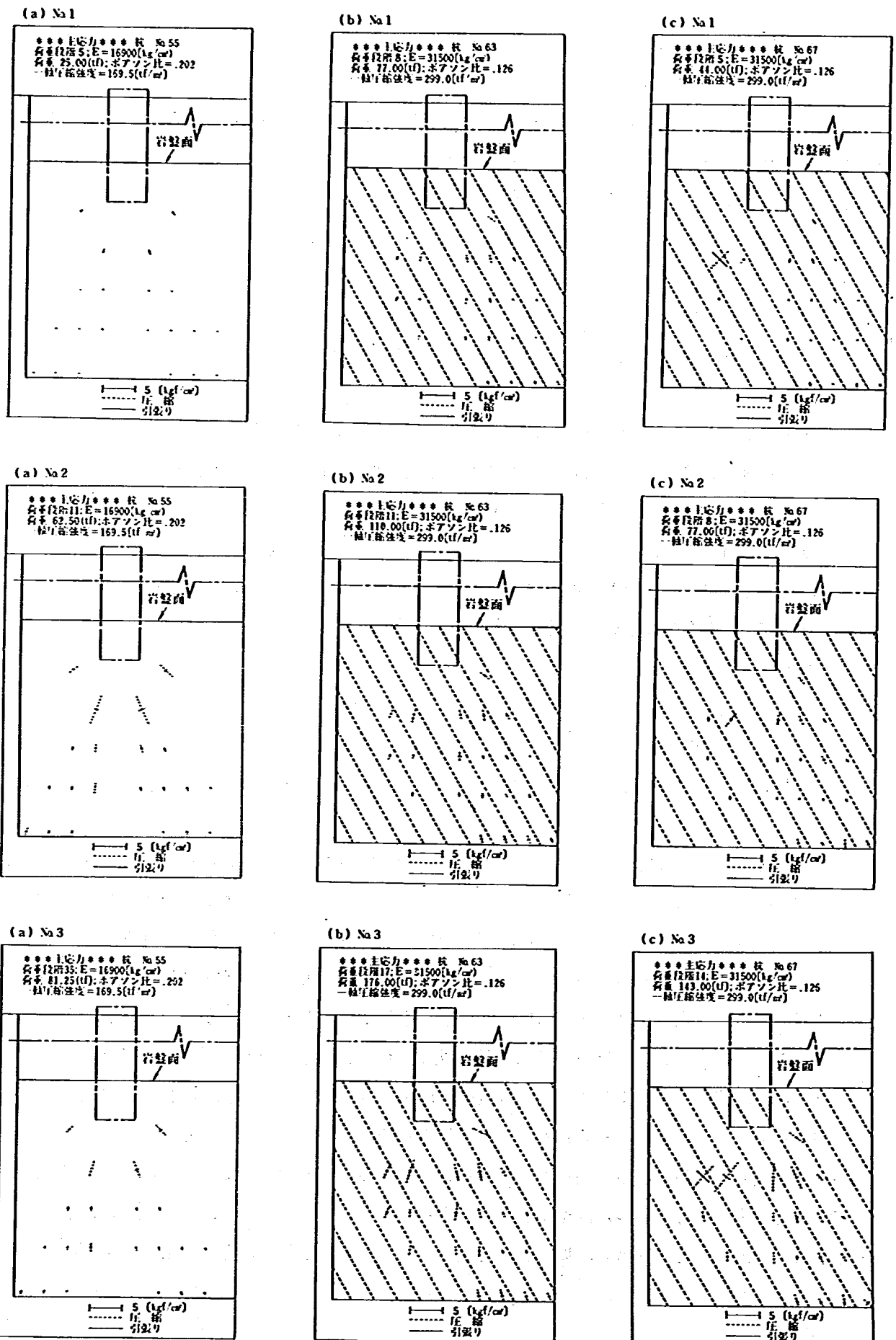


図-3.5 地盤内主応力分布図

3.4 降伏および極限支持力

3.4.1 支持力判定法

載荷試験結果から杭の支持力を判定する方法は、現在国内においては土質工学会の「クイの鉛直載荷試験基準・同解説…1971年」⁴⁾が広く使用されている。同基準によると、降伏支持力および極限支持力の判定は次のように行うことが提案されている。

(1) 降伏支持力の判定

a) $\text{Log } P \sim \text{Log } S$ 法

荷重 P と沈下量 S の関係を両対数グラフ上にプロットし、それらをいくつかの直線の組合せで近似したとき生じる直線の急折点の荷重を降伏支持力とする。

b) $S \sim \text{Log } t$ 法

沈下量 S と経過時間 t を片対数グラフ上にプロットし、各処女荷重段階ごとに沈下量をプロットしたとき、経過時間軸とはほぼ平行な小沈下量時の直線関係から、曲線関係あるいは直線の勾配が急増するようになる限界の荷重を降伏支持力とする。

c) $\Delta S / \Delta \text{Log } t \sim P$ 法

$S - \text{Log } t$ 曲線の勾配と荷重の関係を定量的に表現したもので荷重段階の単位時間 Δt における沈下速度 $\Delta S / \Delta \text{Log } t$ が急変する点の荷重をもって降伏支持力とする。

(2) 極限支持力の判定

極限支持力の判定方法は、土質工学会で下記のように規定している。

“荷重～沈下量曲線が沈下量軸にほぼ平行とみなされる荷重を極限荷重とする。”

しかし、その定義は明確ではなく、他の基準あるいは各国の基準をみても表-3.3のように考え方がまちまちである。

土質工学会の極限支持力の判定法は荷重～沈下量曲線の軸のスケールのとりかたによって違った性質の図形にみえて誤った判断をしたり、個人差によって違った値を推定する場合がある。このような過ちを犯さないために杭径に対する沈下量の規定量を設けて定量的な判断を行うことができるようにした方法や、 $P \sim S$ 曲線を数学モデルで整理し、主観を入れずに支持力を評価する方法がある。

前者の方法は従来、杭径の5%の杭頭沈下量が生じる荷重とすることが多かったが、表-3.3にも記載されているとおり、杭径の10%の杭頭沈下量が生じた荷重を極限支持力とするものがみられるようになり、国内でも建築基礎構造設計基準・同解説（日本建築学会）、建造物設計標準解説（日本国有鉄道）等の基準類にみられるように多用されるようになってきている。また、後者は、実際の載荷試験では荷重～沈下量曲線が沈下量軸と平行とみなせる荷重まで載荷することは稀で、極限支持力、降伏支持力を明確に推定できないことがしばしばあることから、載荷試験の初期の荷重～沈下量の関係から降伏支持力、極限支持力を数学モデルで推定しようとするものである。

表-3.3 各国の基準などにおける極限荷重の考え方

基準の名称	基準の内容
日本建築学会 建築基礎構造設計基準・ 同解説	荷重の増加なしに沈下のみが著しく増加していく。このような状態になった時の荷重を極限支持力という。 打込み杭の極限状態は必ずしも明確に現れないことが多く、その場合は杭直径の10%の沈下が生じた時点を極限状態に達したと判断して良い。なお、支持層中に十分打ち込まれた杭では、杭直径の25%の残留沈下量を生ずると、それ以後はわずかな荷重の増加によって急速に沈下が増大するので、この程度の沈下量で極限支持力にかなり近い状態に達していると考えられる。
イギリス BSI 施工基準 (CP 2004)	極限支持力は、地盤の抵抗がすべて動員された時点での荷重である。荷重-沈下量曲線よりそれが明確に判断できない場合には、杭径の10%の杭頭沈下量が発生した時の荷重を極限支持力として良い。
カナダ 建築基準法	残留沈下量が25mmの時の荷重を極限荷重とする。
アメリカ ASTM (Fletcherの提案)	荷重1tf当たりの沈下量が1.27mm、または荷重1tf当たりの残留沈下量が0.76mmの時の荷重を極限荷重とする。
ドイツ DIN	荷重-沈下量曲線でなだらかなカーブがその先を過ぎた所で急激に変化する点の荷重を降伏荷重とする。この点が明らかに認められない時は、①ボアード・ハイルでは総沈下量が20mm、②打込み杭では残留沈下量が直径の0.025倍の時の荷重、③①と②が満足できない時は荷重の最大値を降伏荷重とする。
スウェーデン 杭打ちおよび杭載荷試験基準	極限荷重をPとする時に、0.9Pの沈下量Sに対してPの沈下量が2Sとなる場合の荷重を極限荷重とする。

3.4.2 実験結果の整理

今回の実験結果はほとんどのケースにおいて降伏支持力は $\log P \sim \log S$ 法により明瞭に判定できたのに対し、極限支持力は $P \sim S$ 曲線、 $\log P \sim \log S$ 曲線によっても(降伏荷重を超えても)荷重が漸増する傾向にあるため土質工学会で示している方法では明確に判定することができないものが多かった。したがって、本報告では降伏支持力は $\log P \sim \log S$ 曲線によるものとし、また、極限支持力については極限支持力を推定する方法として前項で述べた定量的な判定が可能な方法として、①杭径に対する沈下量の規定量を設けて定量的な判断から極限支持力とする方法、②数学モデル(式-3.1)⁵⁾により極限支持力を推定する方法…以下「宇都式」と呼ぶ)に関して検討を行った。

表-3.4(a),(b)は $\log P \sim \log S$ 曲線による降伏支持力、宇都式の降伏支持力、極限支持力を算出した結果を示すものである。以下に、実験結果から得られたこれらの支持力値に関して考察を加える。

(1) $\log P \sim \log S$ 曲線による降伏支持力、極限支持力

$\log P \sim \log S$ 曲線は図-3.6(a)・(b)に示すように2タイプに分けられた。

タイプ1 図-3.6(a)にみられるように一般に降伏支持力とみなされる急折点が明瞭に確認でき、急折点以上の荷重に対しては変位が進み $\log P \sim \log S$ 曲線は沈下量に対して平行に近づいている。

タイプ2 図-3.6(b)のように降伏支持力を示す急折点を超えてもなお荷重は漸増し、荷重が増加する方向へ第2の折れ点が生じる。

表-3.4(a) 各方法による降伏・極限支持力

年度	杭No	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	閉塞状態	根入比 D:杭径	地盤状態	LogP-LogSによるPy (ton)	5%沈下時によるPu (ton)	半導によるPy (ton)	半導によるPu (ton)	Pu=30・N・APより (ton)
58	1	2.35	有り	1.0	均質	9.78	10.74	7.66	12.11	5.61
	2					8.96	11.45	8.12	13.00	9.27
	3					11.88	15.18	9.91	15.74	19.26
	4					10.03	11.75	8.30	13.16	9.27
	5					15.86	17.50	11.81	18.89	13.77
	6					—	—	—	—	19.26
	7	2.88				10.94	12.60	8.83	14.03	5.61
	8					8.79	10.03	7.01	11.15	3.55
	9					8.37	10.62	6.98	11.17	5.87
	10					13.67	16.61	11.05	17.48	12.20
	11					12.19	13.19	9.89	15.77	5.81
	12					10.65	15.54	10.44	16.95	8.71
	13	13.54				14.55	10.34	16.38	5.87	
	14	8.13				11.32	7.71	12.21	3.55	
	15	5.78				10.64	13.16	11.74	19.62	7.29
	16					11.22	14.75	11.19	17.70	12.05
	17					17.40	27.21	16.33	26.17	25.04
	18					11.81	13.48	9.66	15.29	12.05
	19					—	—	—	—	17.91
	20					20.35	23.77	16.88	26.78	12.05
	21	9.42				14.07	10.22	16.57	7.29	
	22	13.31				14.52	10.68	17.30	7.29	
	23	17.15				—	—	—	—	9.35
	24					—	—	—	—	15.45
	25					24.52	34.85	23.07	36.59	32.10
	26					24.52	35.79	25.65	42.28	15.45
	27					24.75	38.91	—	—	22.95
	28					34.08	41.23	—	—	15.45
	29	24.47				26.53	—	—	9.35	
	30	28.09				31.34	—	—	9.35	
59	31	5.56				32.22	32.54	20.65	32.73	11.48
	32					30.86	32.84	22.62	35.91	11.48
	33					43.47	46.73	34.19	54.08	27.56
	34					49.23	51.68	34.94	55.57	27.56
	35					49.51	50.65	34.02	52.93	27.56
	36					67.66	70.28	47.07	74.68	42.11
	37	69.62				84.76	52.19	83.29	42.11	
	38	45.45				56.77	42.57	69.01	59.75	
	39	64.46				71.81	48.49	76.71	59.75	
	40	16.08				61.05	82.43	70.66	116.25	58.96
	41					62.79	77.45	63.19	103.37	58.96
	42					68.56	93.60	97.06	165.44	83.65
	43					100.51	127.13	106.60	173.51	83.65
	44	20.33				44.21	56.16	32.53	52.16	19.28
	45					56.61	58.35	42.60	67.85	19.28

注) 空欄は不良データあるいは計算不能

表-3.4(b) 各方法による降伏・極限支持力

年度	杭No	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	閉塞状態	根入比 D:杭径	地盤状態	LogP-LogSによるPy (ton)	5%沈下時によるPu (ton)	字都によるPy (ton)	字都によるPu (ton)	Pu=30N・Ap (ton)	
59	46	20.33	有り	1.0	均質	66.56	72.47	55.12	89.16	46.29	
	47					70.14	86.30	69.16	112.10	46.29	
	48					92.97	96.23	66.76	106.68	46.29	
	49					105.90	116.49	84.50	133.68	70.75	
	50					100.53	114.96	92.93	151.65	70.75	
	51					84.69	112.22	110.34	187.30	100.38	
	52					99.01	125.83	105.96	174.83	100.38	
	53					16.96	均質	68.36	104.10	121.26	211.21
54	76.05	115.66			118.08			202.58	330.63		
55	71.54	136.38			202.52			406.30	538.26		
56	78.84	155.04			—			—	538.26		
60	57	27.65			均質	89.38	163.43	179.63	321.93	351.34	
	58					82.68	149.86	191.28	348.07	351.34	
	59					120.40	236.41	163.15	278.57	571.98	
	60					96.26	170.56	—	—	571.98	
	61	29.9			不連続面 充填物無し	110.10	216.96	183.89	331.17	322.66	
	62					118.00	219.33	170.03	289.05	322.66	
	63					136.54	205.03	157.01	258.97	525.29	
	64					177.29	292.49	—	—	525.29	
	65	29.9			不連続面 充填物有り	131.13	212.80	173.46	296.20	365.68	
	66					113.95	197.83	169.26	288.20	365.68	
	67					140.22	236.43	158.44	261.43	595.23	
	68					132.10	240.69	167.95	284.41	595.23	
61	69	15.5	無し	1.0	均質	64.64	75.00	47.97	75.88	373.16	
	70			0.5		40.44	45.00	29.61	46.87	373.16	
	71			1.0		40.00	47.80	34.76	55.00	267.43	
	72			0.5		13.55	18.06	15.81	25.24	171.20	
	73			1.0		29.56	33.11	26.78	42.43	171.20	
	74			1.0		23.87	25.00	—	—	105.16	
	75		有り	1.0		63.71	109.06	106.60	191.27	105.16	
	76			1.0		68.20	120.97	98.84	161.33	105.16	
	77			0.5		46.48	81.93	98.86	162.44	105.16	
	78	29.01	無し	1.0		55.61	70.00	—	—	650.34	
	79			0.5		25.82	44.99	27.41	43.36	416.34	
	80			1.0		46.48	75.00	45.77	72.87	416.34	
	81			0.5		24.16	30.00	18.85	30.03	255.74	
	82	32.69	無し	1.0		48.70	70.31	—	—	480.16	
	83			0.5		44.40	60.78	38.51	90.92	307.39	
	84			1.0		66.83	72.36	55.16	87.25	307.39	
	85			0.5		38.67	39.96	25.35	40.14	188.82	
	86			有り		1.0	82.26	164.94	—	—	188.12
	87					0.5	67.19	118.79	—	—	188.12

注) 空欄箇所については、データ不良あるいは計算不能

タイプ1は比較的杭径が小さいものに多く、タイプ2は杭径の大きいものに多い。タイプ2のような現象は杭径が大きくなるほど地盤のクリープ破壊する範囲が広がり、載荷保持時間内にクリープ変位が収束しないためであると考えられ、この点に関しては実験の載荷保持時間の影響を受けることは否めない。しかし、降伏支持力は第1折れ点がすべてのケースで明瞭に現れており、他の降伏支持力判定手段を用いるまでもなく、この点を降伏支持力と定めてよいと判断した。

また、極限支持力はタイプ1に関しては土質工学会による判定法で判定できるが、タイプ2はLog P ~ Log S 曲線が沈下量軸に平行に近づくことがなく、判定は不可能であった。

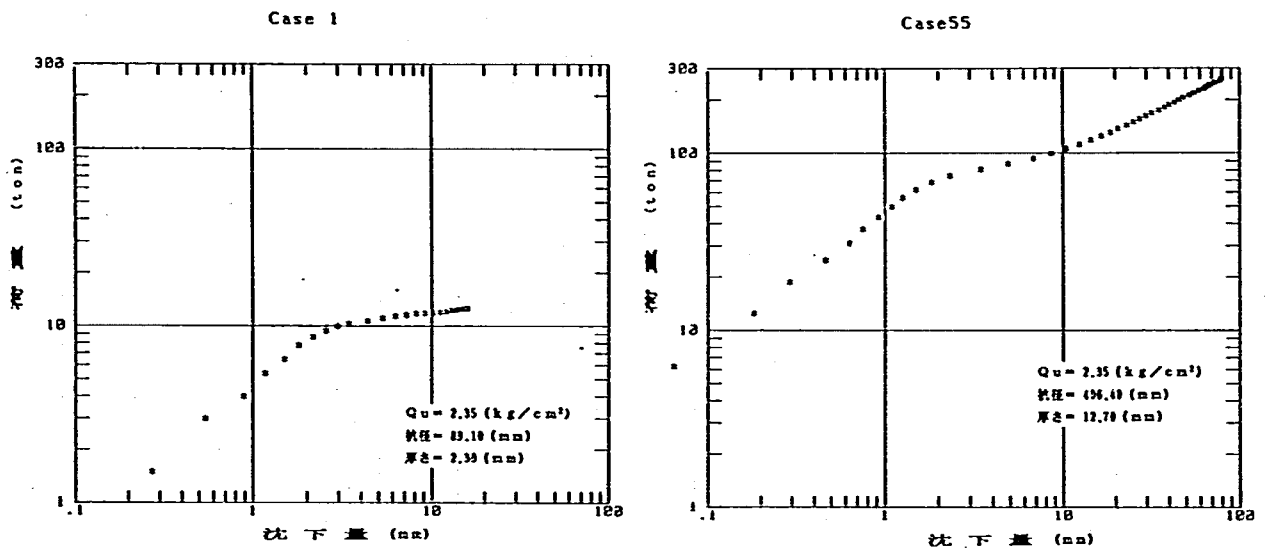


図-3.6(a) Log P ~ Log S 曲線 (タイプ1) 図-3.6(b) Log P ~ Log S 曲線 (タイプ2)

(2) 宇都式による降伏支持力および極限支持力

宇都式により実験結果の降伏支持力、極限支持力を推定したものを2例示す。

第1例はLog P ~ Log S 曲線がタイプ1に属するもの、第2例はタイプ2に属するものである。

$$P = P_{\max} \left\{ 1 - e^{-(S/\delta_s)^m} \right\} \dots\dots\dots \text{式-3.1}$$

$P_{\max}$: 杭の極限支持力

δ_s : 降伏荷重 P_y に対応する沈下量

m : 変位指数

図-3.7(b)は図-3.7(a)を、図-3.7(d)は図-3.7(c)を宇都式で回帰した結果である。Log P ~ Log S 曲線がタイプ1の場合である図-3.7(b)は回帰曲線と実験結果が良く一致し、Log P ~ Log S 曲線による極限支持力と降伏支持力の値も回帰結果と良く一致している。さらに、降伏支持力が発生する沈下量も両者でほぼ同一の値を示している。これに対し Log P ~ Log S 曲線がタイプ2の場合では、図-3.7(d)に見られるように回帰曲線が実験結果とはほぼ一致するものの、宇都式で重要な要素である降伏支持力と降伏支持力時の沈下量がLog P ~ Log S 曲線から求めたものと比較して大幅な差がある。

図-3.8は宇都式とLog P～Log S法による降伏支持力の比較を行ったものである。同図から、支持力が比較的小さい範囲（杭径の小さいもの）では両者の関係はほぼ1：1となるが支持力が大きい範囲では宇都式がLog P～Log S曲線の降伏支持力に対して過大なものになっていることが判る。宇都式から求めた降伏支持力および極限支持力は、載荷保持時間の影響を受けたP～S曲線を数式で表現しており、この意味で信頼度の低いものと考えられる。

なお、宇都式による回帰曲線については、巻末資料に示す。

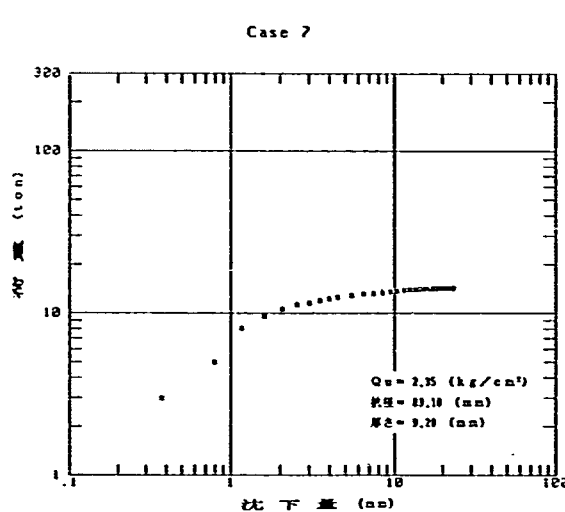


図-3.7(a) 荷重～沈下量曲線
(Log P ~ Log S)

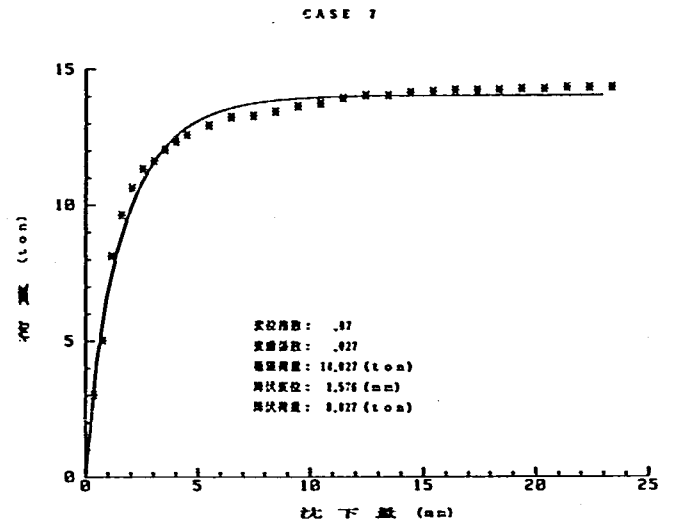


図-3.7(b) 荷重～沈下量曲線

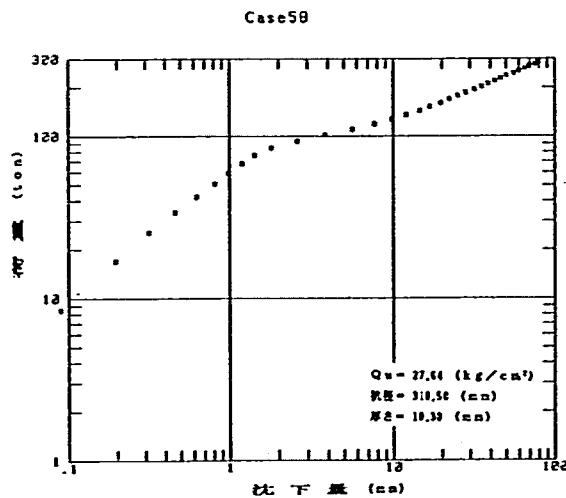


図-3.7(c) 荷重～沈下量曲線
(Log P ~ Log S)

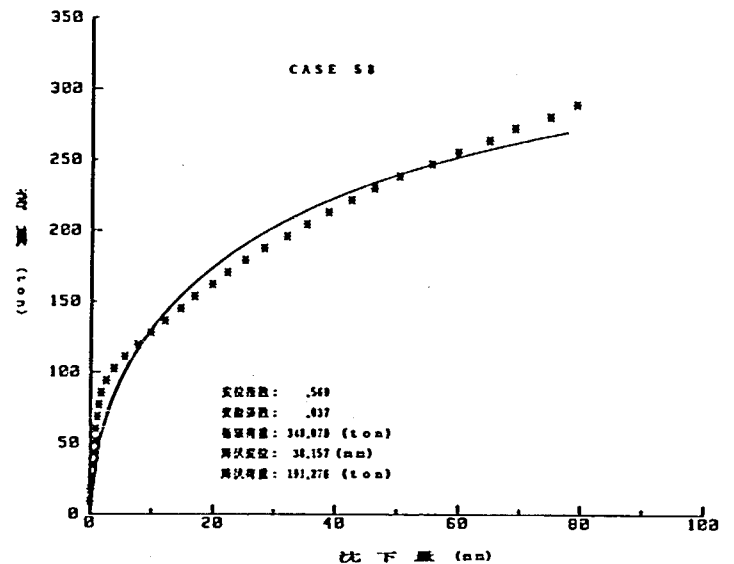


図-3.7(d) 荷重～沈下量曲線

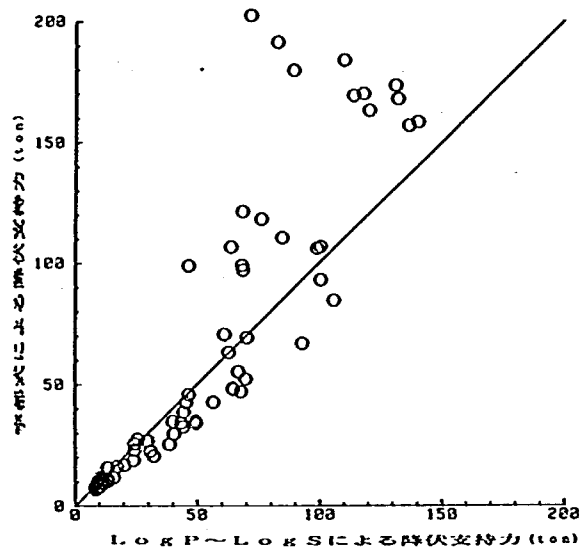


図-3.8 Log P ~ Log S 法による降伏支持力判定結果
と宇都式による降伏支持力推定結果の比較

(3) 杭頭沈下量が杭径の5%に達した時点を極限支持力とした場合

先にも述べたが近年国内にても多用されてきている杭径の10%の沈下量発生時の荷重を極限支持力とする方法は、 $P \sim S$ 曲線の軸のスケールの違いや個人差による読み取り誤差をなくしたものであり、一義的に極限支持力を判定できるという長所をもっている。したがって、今回の実験結果で $\text{Log } P \sim \text{Log } S$ 曲線がタイプ1の場合は同法の採用によって極限支持力の判定を簡便に行うことが可能であるが、タイプ2の場合は図-3.9のように杭径の10%の沈下量に対する荷重は第2折点を越えた位置のものとなり、極限支持力を過大評価する危険性がある。しかし、杭径の5%沈下時に対する荷重では、図-3.10に示すように、5%沈下時はほとんどの場合極限荷重を与える沈下時に相当しており、本実験結果を過大評価することはないと考えられる。

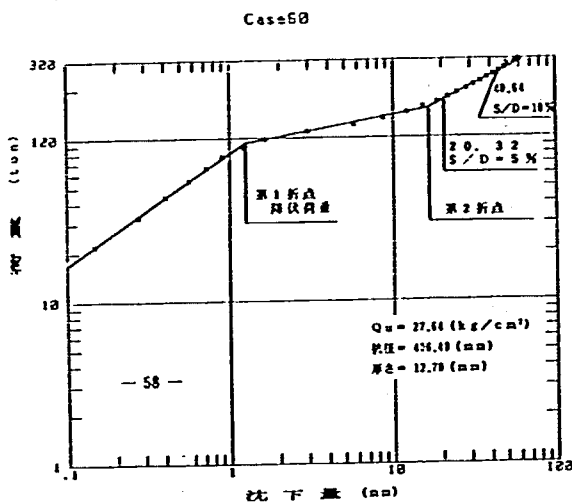


図-3.9 Log P ~ Log S 曲線がタイプ2
の場合の $S/D = 5\%$ 時の極限支持力

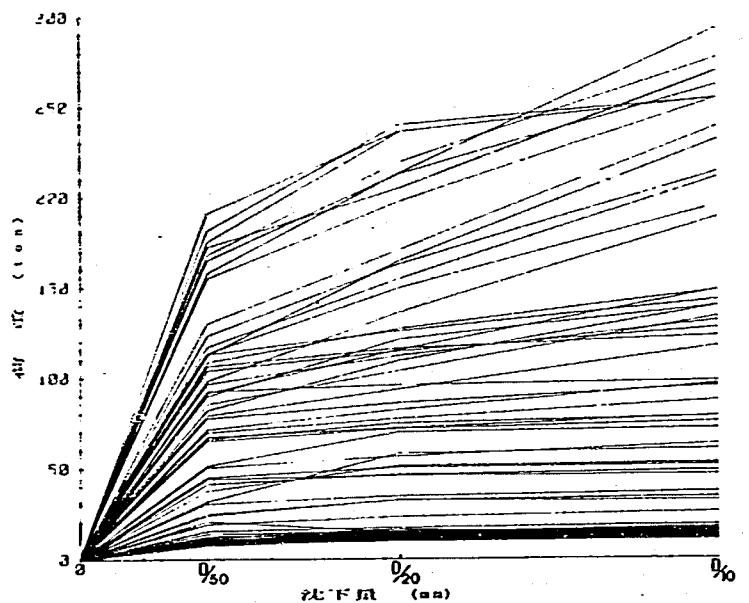


図-3.10 荷重 ~ 沈下量曲線

(4) 支持力判定法の決定

以上の検討結果を $\text{Log } P \sim \text{Log } S$ 曲線のタイプによって支持力判定法の適用性をまとめたのが表-3.5である。同表より、タイプ1の場合は降伏支持力、極限支持力ともに何れの判定法によっても適用性のあることが判るが、タイプ2の場合は降伏支持力を $\text{Log } P \sim \text{Log } S$ 曲線の第1折点とした場合にだけ適用性があることが判る。以上より、降伏支持力は $\text{Log } P \sim \text{Log } S$ 法（第1折点の荷重）により判定することとし、極限支持力は杭径の5%沈下時の荷重として評価するものとした。

表-3.5 支持力判定法の適用性

	タイプ1		タイプ2	
	降 伏	極 限	降 伏	極 限
$\text{Log } P \sim \text{Log } S$ 法	○	○	○	×
数学モデル (宇都式)	○	○	△	△
杭径の5%以下時	—	○	—	○

○——適用できる
 △——適用できないケースがある
 ×——適用できない

3.4.3 不連続岩盤の支持力

不連続岩盤での支持力は不連続面の影響により、均質岩盤に比べて小さくなることが予想されたのに反し表-3.4によると逆に大きくなる傾向を示し、明確な差異は認められなかった。しかし、3.3.3でも述べたように、岩盤内の主応力分布は明らかに不連続岩盤と均質岩盤とでは差異がみられ、本実験において作成した不連続面は岩盤の不連続性を評価できるものと考えられる。

特に、不連続岩盤の間でも杭No61～No64の不連続面間に夾雑物が無いケースと杭No65～No68の夾雑物の有るケースを比較しても、岩盤内主応力分布および一面せん断試験によっても後者の不連続性が顕著であるのに対し、支持力には差異は見られなかった。

3.1でも述べたように軟岩は不連続面の存在よりも、主として岩石自体の強度に左右されると言われている。今回の実験においては不連続面の角度を支持力に最も影響を与えると思われる角度に設定し、不連続面間に夾雑物が存在する場合も想定したにもかかわらず、降伏支持力については不連続面の存在よりも岩盤の強度に対する依存性が強いという結果が得られた。

したがって、本報告では軟岩の不連続性は杭の支持力におよぼす影響は小さいものと結論づけ、以後の検討では不連続地盤による載荷試験結果も均質地盤の結果と同様に取り扱うものとした。

4. 杭の挙動に関する FEM 解析

図-4.1 は、載荷試験結果（杭径 = 406.4 mm，一軸圧縮強度 = 27.64 kgf/cm²）と閉塞した杭の挙動を簡単なモデルの有限要素法により数値解析した荷重～沈下量曲線を同時にプロットしたものである。解析に際しては、軟岩の力学的性状から非線形弾性解析を行うこととし供試体の一軸圧縮強度試験結果による荷重～沈下量曲線を数式化し供試体破壊時のひずみを設定することにより破壊基準を表現した。また、引張破壊応力も割裂試験結果から求めて解析に反映した。このような数値解析においては杭と岩盤との境界面の力学的評価が重要なポイントとなるが、杭と岩盤とを一体とした（破線）モデルと杭と岩盤とを分離した（実線）モデルで行った。実際には、これらのモデルを複合したものとなることが予想される。図-4.1 によれば荷重が降伏支持力に達するまでは杭と岩盤とはほぼ一体化しており、降伏支持力以上の荷重となると荷重～沈下量曲線の勾配は分離したモデルの勾配に近づくことが判る。このことは、杭の周面摩擦力が降伏支持力に大きく影響することを示唆している。このように簡易なモデル化による数値解析によってもある程度まで荷重～沈下量特性を推定することが可能であり、軟岩の力学的特性をより厳密にモデル化することにより現地盤における降伏支持力、極限支持力の推定も期待できる。

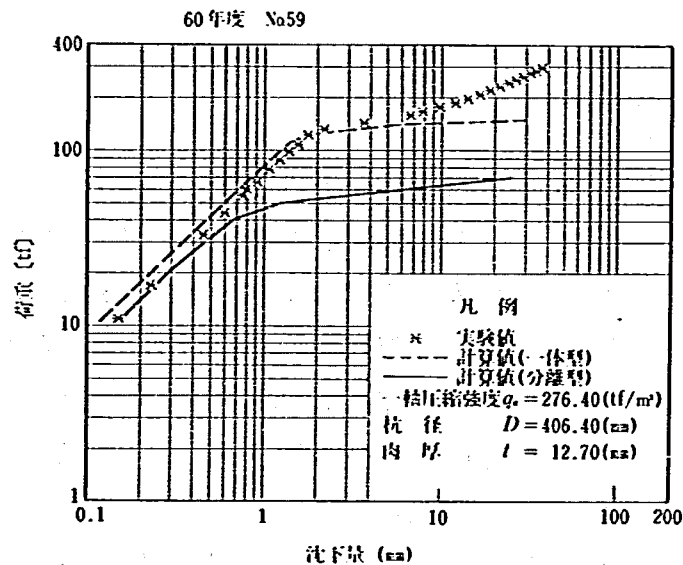


図-4.1 荷重～沈下量曲線による実験値と計算値との比較

5. 支持力推定式に関する検討

5.1 支持力推定式の誘導

1) 降伏支持力推定式

58年度からの実験結果より、軟岩上の杭基礎の支持力推定式に対する検討を行ってきた。算定式は実験結果から、最も信頼のおける $\log P \sim \log S$ 曲線から求めた降伏支持力を推定するものとし、表-5.1に示した式形に対する回帰分析を行い、その相関性の検討を行った。

ここで、式中の各変数の説明を行う。式形1～3について、 Y は $\log P \sim \log S$ 曲線による降伏支持力、 X_1 、 X_2 は岩盤の強度、杭の先端面積等のパラメーター、 $A_1 \sim A_3$ は回帰計算から求められた回帰係数である。式形4は、式を無次元化するために杭No18を基準杭(表-5.2)と定め、実験杭の諸数値と基準杭の諸数値の比をとり Y 、 X_1 、 X_2 、 X_3 各変数に無次元量として代入した。各変数は式形1～3と同様である。また、式2と4は線形重回帰分析を行うために両辺に対数を取り、各々次式のように変換した。

表-5.1 回帰分析を行う各式形

	式 形
1	$Y = A_1 + A_2 \cdot X_1 + A_3 \cdot X_2$
2	$Y = A_1 \cdot X_1^{A_2} \cdot X_2^{A_3}$
3	$Y = A_1 \cdot X_1 + A_2 \cdot X_2$
4	$Y = A_1 \cdot X_1^{A_2} \cdot X_2^{A_3} \cdot X_3^{A_4}$

式形2' $\log Y = \log A_1 + A_2 \log X_1 + A_3 \log X_2$ 式-5.1

式形4' $\log Y = \log A_1 + A_2 \log X_1 + A_3 \log X_2 + A_4 \log X_3$ 式-5.2

上式で得られた A_1 、 A_2 、 A_3 、 A_4 を元式に代入して検討を行った。

表-5.3は $X_1 \sim X_3$ をパラメータとし、最小二乗法により各式形で回帰した結果を示すものである。使用したデータは58年度～60年度までの杭および61年度の先端閉塞杭で実験地盤への根入れ長が1Dのものである。

表-5.3から式形2の一軸圧縮強度と杭先端面積をパラメータにとったものと式形4が良い相関性を示していることが判る。このうち、式形2のものは使用パラメータも少なく式形も単純なものであり提案式とするには実用的なものであると考えられる。しかしながら、実験結果より同一径の杭を同一強度の地盤に打ち込んだ場合でもその肉厚面積が変化することによって明らかにその支持力が異なっており、この点を式に反映できないこと、また、杭径が大きくなるにつれて先端閉塞の効果について、より厳密に評価する必要があるが、これを考慮できないことなどの問題点があった。

表-5.2 基準杭の諸元

項 目	記 号	数 値
一軸圧縮強度	Q_{uo}	0.5 t/m ²
杭 径	D	114.3 mm
肉 厚	t	4.5 mm
先端全面積	A_{po}	0.01026 m ²
肉厚面積	A_{to}	0.00155 m ²
閉塞面積	A_{io}	0.00871 m ²

表-5.3 Log P~Log S法による降伏支持力からの回帰結果

式 形	X_1	X_2	X_3	回 帰 式	相関係数
1	肉厚面積 × 一軸圧縮強度	先端面積 × 一軸圧縮強度	—	$Y = 34,746 + 1,162 \cdot X_1 + 2,269 \cdot X_2$	0.906
2	一軸圧縮強度	先端面積	—	$Y = 26,634 \cdot X_1^{0.417} \cdot X_2^{0.446}$	0.968
2	一軸圧縮強度	肉厚面積	—	$Y = 38,653 \cdot X_1^{0.465} \cdot X_2^{0.386}$	0.894
3	肉厚面積 × 一軸圧縮強度	先端面積 × 一軸圧縮強度	—	$Y = 13,864 \cdot X_1 + 2,563 \cdot X_2$	0.584
4	一軸圧縮強度 基準の一軸圧縮強度	肉厚面積 基準の肉厚面積	先端閉塞面積 基準の先端閉塞面積	$Y = 29.5 \cdot X_1^{0.41} \cdot X_2^{0.34} \cdot X_3^{0.30}$	0.94

式 形 1. $Y = A_1 + A_2 \cdot X_1 + A_3 \cdot X_2$ 2. $Y = A_1 \cdot X_1^{A_2} \cdot X_2^{A_3}$ 3. $Y = A_1 \cdot X_1 + A_2 \cdot X_2$ 4. $Y = A_1 \cdot X_1^{A_2} \cdot X_2^{A_3} \cdot X_3^{A_4}$

注) 式形4のみ58~60年度均質地盤。その他は、59~60年度均質地盤。また、式形1~3のYはLog P~Log Sによる降伏支持力値。式形4はLog P~Log Sの降伏支持力値を基準値 Q_{uo} 、 A_{po} で除した値を代入する。

式形2に上記2点を反映することができるよう改良したものが式形4である。すなわち、式形2の先端面積を杭の純断面積部分と、内空面積部分に分割し、杭の肉厚による支持力値の増減を反映できるようにしたものである。

式形4の回帰結果は、式-5.3のように書くことができる。式-5.3による計算結果と実測値との関係を示したものが、図-5.1(a),(b)である。

$$\frac{P_r}{Q_{uo} \cdot A_{po}} = 29.50 \cdot \left(\frac{Q_u}{Q_{uo}}\right)^{0.41} \cdot \left(\frac{A_t}{A_{to}}\right)^{0.34} \cdot \left(\frac{A_i}{A_{io}}\right)^{0.30} \dots\dots\dots \text{式-5.3}$$

$$P_r = 20.0 \cdot \left(\frac{Q_u}{Q_{uo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{A_t}{A_{to}}\right)^{2/5} \cdot \left(\frac{A_i}{A_{io}}\right)^{1/3} \dots\dots\dots \text{式-5.4}$$

次に式-5.3をより簡便な式にするために、表-5.4に示すように $A_1 \sim A_4$ の係数の簡略化を行った。簡略化した式の計算値と実測値の関係を示したものが図-5.1(c),(d)である。

同図から簡略化した時の相関係数は、原式のものと同程度の値が得られることが判る。また、簡略化したものが若干安全側の値を与えることが判る。

$\text{Log}[P_{ya}] = \text{Log}P \sim \text{Log}S$ 法による降伏荷重

$$\text{Log}[P_{yc}] = \text{Log}A_1 + A_2 \cdot \text{Log}\left(\frac{Q_{50}}{Q_{50}^0}\right) + A_3 \text{Log}\left(\frac{A_1}{A_{10}}\right) + A_4 \text{Log}\left(\frac{A_1}{A_{10}}\right) \times Q_{50} \cdot A_{50}$$

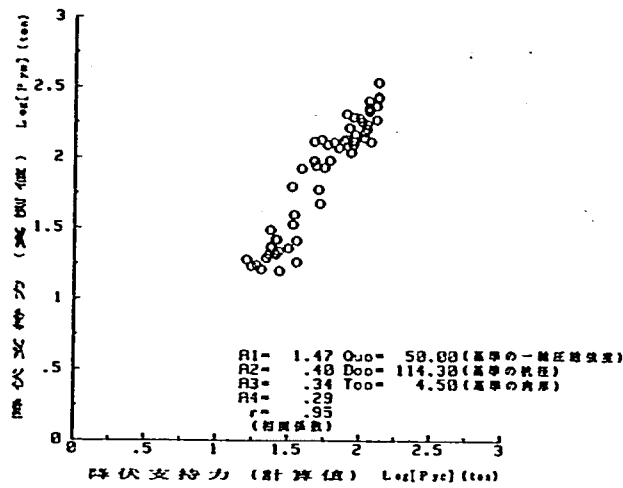


図-5.1(a) 計算値と実測値の降伏支持力の比較

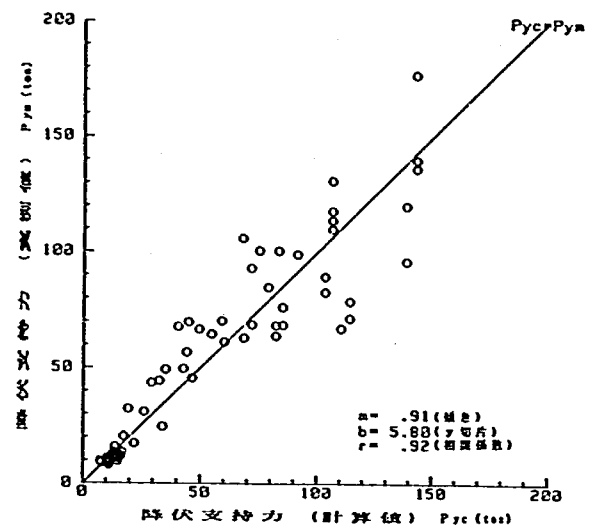


図-5.1(b) 計算値と実測値の降伏支持力の比較

$\text{Log}[P_{ya}] = \text{Log}P \sim \text{Log}S$ 法による降伏荷重

$$\text{Log}[P_{yc}] = \text{Log}A_1 + A_2 \cdot \text{Log}\left(\frac{Q_{50}}{Q_{50}^0}\right) + A_3 \text{Log}\left(\frac{A_1}{A_{10}}\right) + A_4 \text{Log}\left(\frac{A_1}{A_{10}}\right) \times Q_{50} \cdot A_{50}$$

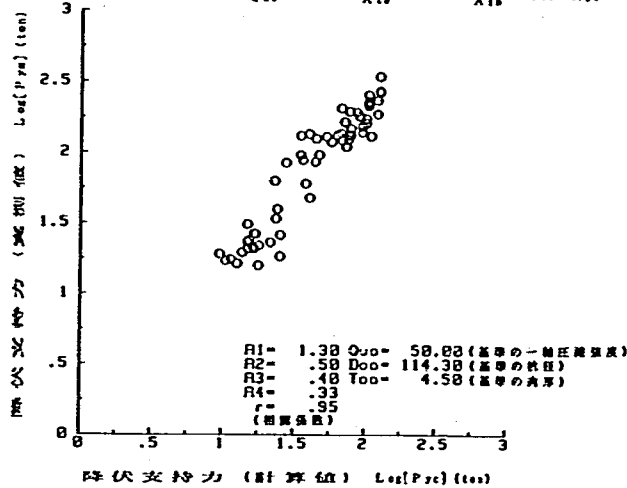


図-5.1(c) 計算値と実測値の降伏支持力の比較

$P_{ya} = \text{Log}P \sim \text{Log}S$ 法による降伏荷重

$$P_{yc} = 20 \cdot \left(\frac{Q_{50}}{Q_{50}^0}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{A_1}{A_{10}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{A_1}{A_{10}}\right)^{1/2} \cdot Q_{50} \cdot A_{50}$$

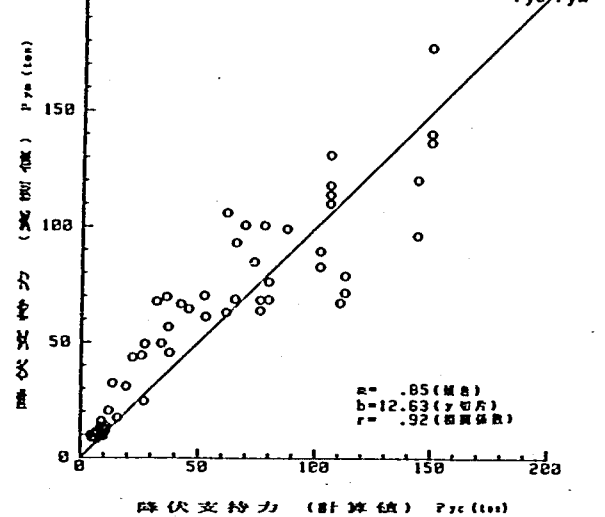


図-5.1(d) 計算値と実測値の降伏支持力の比較

表-5.4 推定式の係数

	原式(1)式	定数化したもの
A_1	29.50	20
A_2	0.41	1/2
A_3	0.34	2/5
A_4	0.30	1/3

以上より、降伏支持力の推定式として式-5.4を提案する。

2) 極限支持力推定式

式-5.4の1.5倍に相当する支持力 P_{uc} は、図-5.2(a),(b)に示すとおり杭径の5%沈下時の支持力とはほぼ同一の値を与えることが判る。このとき支持力 P_{uc} は、式-5.5で得られる。

$$P_{uc} = 140 \cdot Q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3} \dots \dots \dots \text{式-5.5}$$

杭径の5%沈下時とは、前述したように図-3.10に示す荷重～沈下量曲線によればほとんどの杭の場合極限荷重を与える沈下時に相当している。したがって、式-5.5により得られる支持力 P_{uc} を杭先端極限支持力とみなすことができる。

また、先端の閉塞した打込み鋼管杭の先端極限支持力 P_{ud} は、道示では式-5.6で与えられる。

$$P_{ud} = 30 \cdot N \cdot A_p \dots \dots \dots \text{式-5.6}$$

N : 杭先端地盤の設計 N 値 (≤ 40)

A_p : 杭先端面積 (m^2)

ここで、 N を杭先端地盤の N 値とした上限値を50として得られる計算値 P_{ud} と P_{um} とを比較すれば図-5.3(a),(b)となり、計算値 P_{ud} は実測値 P_{um} の下限値付近の値を与えることが判る。

このことは、図-5.4に示すように式-5.5に基づく極限支持力度と式-5.6の上限値とを比較すれば明らかとなる。今回までの実験範囲は、一軸圧縮強度で 300 t/m^2 程度、杭径で 400 mm 程度であり、この範囲は図-5.4の左上に相当し、式-5.5に基づく極限支持力度は式-5.6の上限値 1500 t/m^2 ($N \leq 50$) を上回っている。

式-5.5はあくまでも支持岩盤へ1Dの根入れを行った場合の極限支持力を与えるものであり、杭径が大きくなるにつれて極限支持力度は低下する傾向を示し、同一地盤条件下における先端閉塞効果の影響を考慮した式となっている。また、杭の肉厚が厚く純断面が大きいほど極限支持力度も大きくなり、肉厚部の効果を評価することができる。

以上より極限支持力の推定式として式-5.5を提案する。

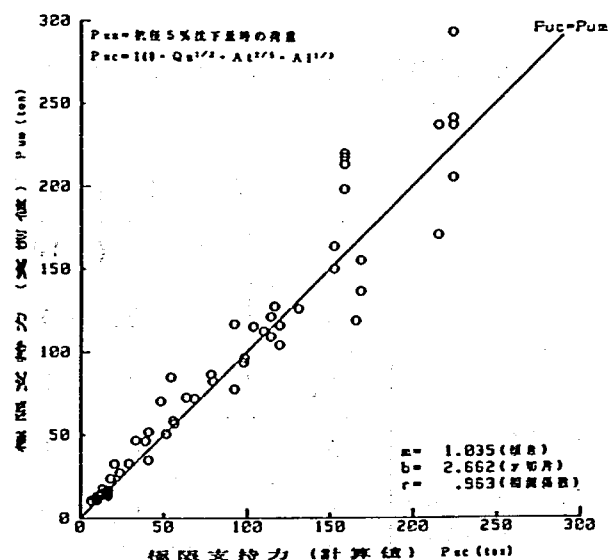
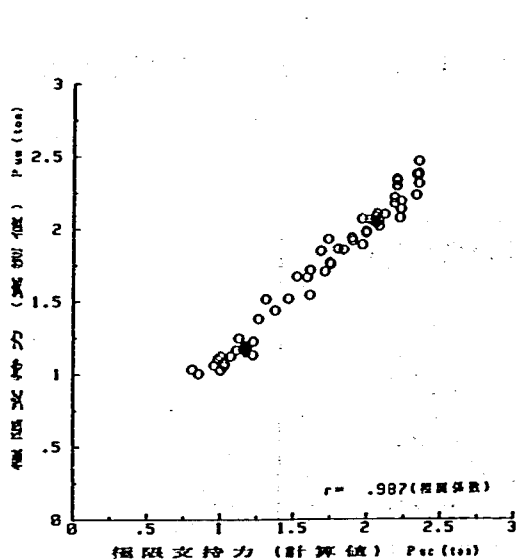


図-5.2(a) 計算値と実測値の極限支持力の比較 図-5.2(b) 計算値と実測値の極限支持力の比較

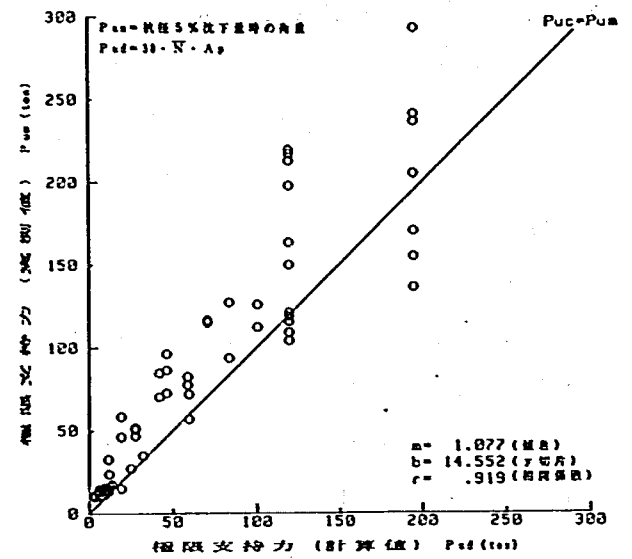
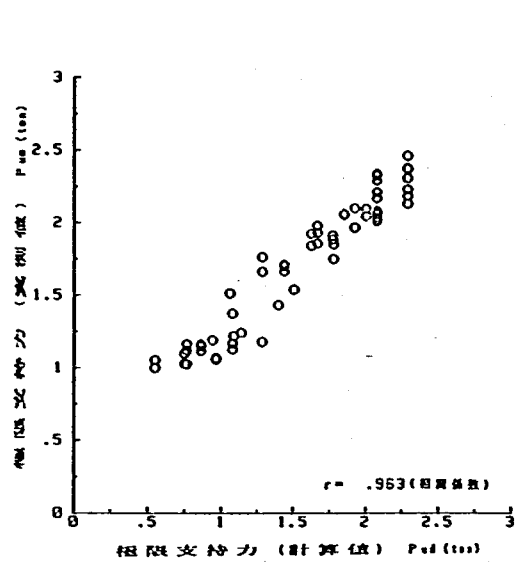


図-5.3(a) 計算値と実測値の極限支持力の比較

図-5.3(b) 計算値と実測値の極限支持力の比較

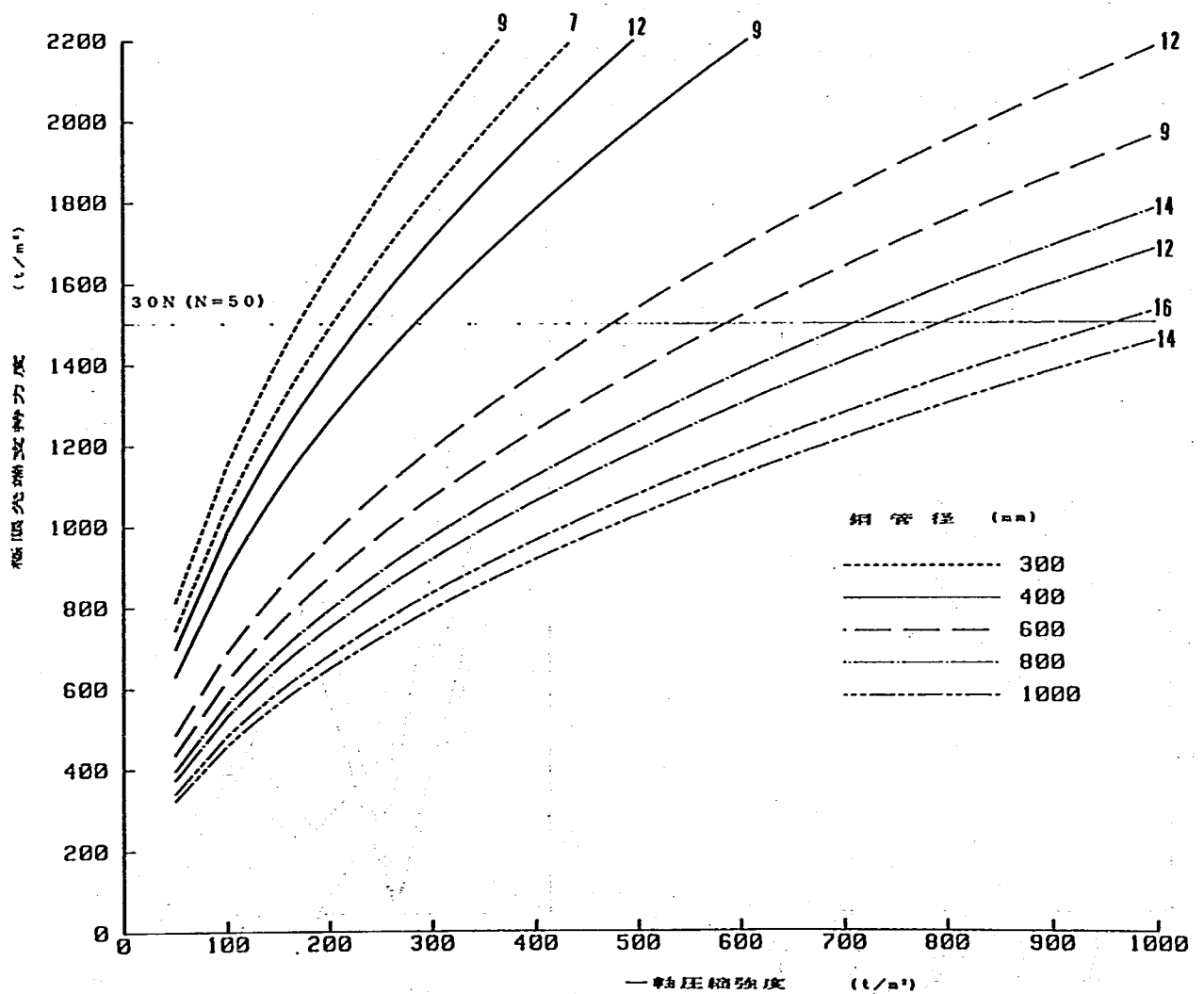


図-5.4 式-5.5に基づく極限先端支持力度と式-5.6の上限値との比較

5.2 杭先端条件による支持力係数⁶⁾

5.1に軟岩を支持層とする打込み鋼管杭の支持力算定式を提案したが、同式は軟岩への根入れ長が杭径(D)分だけの場合である。後章で述べるが、1D根入れした場合の同式による支持力は道示の打込み杭の支持力公式により計算を行ったもの($P_u = 30 \cdot N \cdot A_p$)を上回っており、この点から1D以上の根入れがあれば十分な支持力を得ることができるものと考えられる。アンケート調査結果の打込み鋼管杭の根入れ比(図-2.14)によると、岩盤への根入れ比を1以上としているものが87%程度あり、なかでも根入れ比を2以上としているものが77%を占めている。根入れ比を2以上とすることは実験時の打設記録から推察すると非常な困難が伴うものと思われることから、これらの中には従来の道示の開端鋼管杭の閉塞効果を得るために無理に打ち込んだ事例もあると推察される。

図-5.5～図-5.8は支持岩盤への根入れ比をパラメーターとした岩盤コアの性状(コア形状、コア硬度、コア風化度)のランクを示したものである。図-5.5はコア性状のランク平均値を根入れ比別に表示したものである。根入れ比(L/D)が1～2のランクがコア形状、硬度、風化度ともにランクが小さく良い岩盤へ根入れを行っていることが判る。L/D<1の場合が次に良い岩盤となっており、良い岩盤へは根入れ長も短くしていることが判る。次にコア形状のランク比率(図-5.6)をみるとコア形状は棒状(ランク1)のものが多く、L/Dが2以上のものでも多くが棒状コアの採取できる比較的良好な岩盤へ根入れしていることが判る。次にコア硬度のランク比率(図-5.7)はランク2～3(ハンマーの強打で割れる～ハンマーで容易に割れる)が多く、極度に軟質な岩盤を支持層として

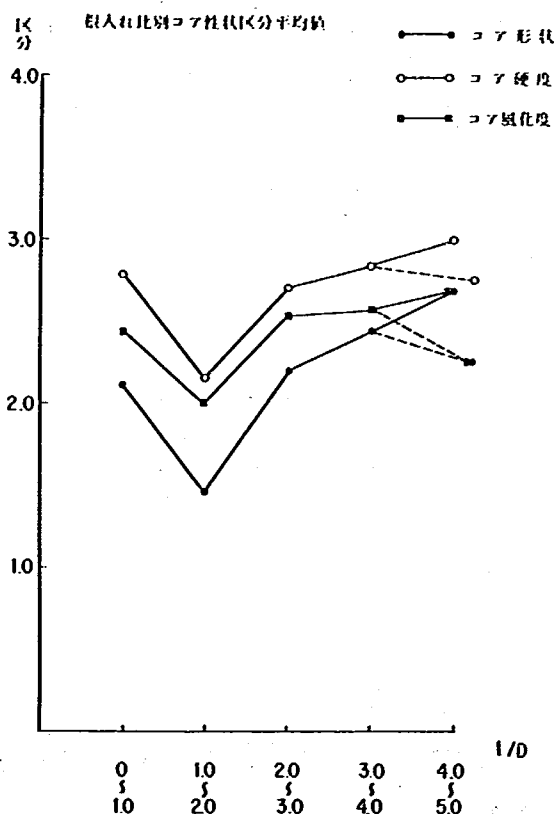


図-5.5 根入れ比別コア性状区分平均値

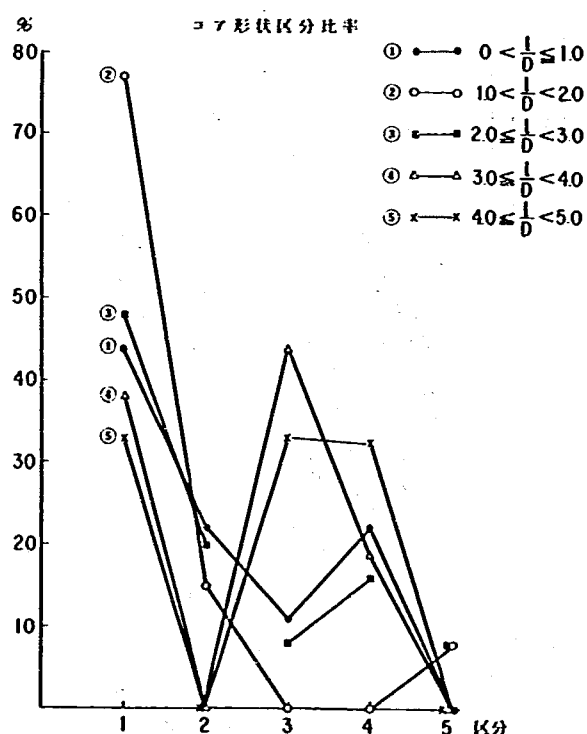


図-5.6 コア形状区分比率

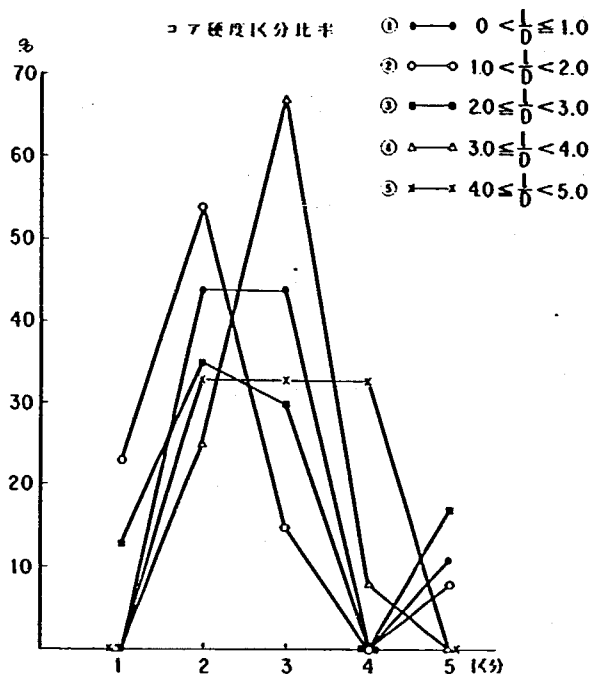


図-5.7 コア硬度区分比率

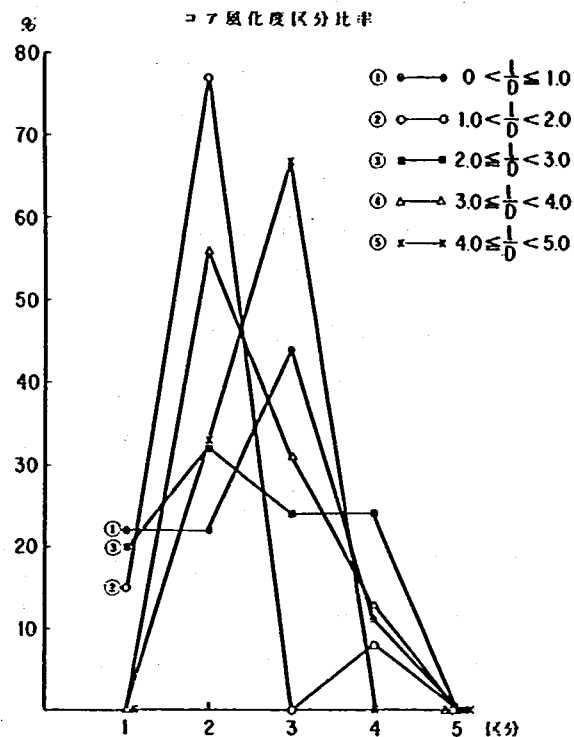


図-5.8 コア風化度区分比率

いるものは少ない。また、根入れ比が小さいほどランクが小さくなる（硬くなる）傾向を示しているが、ランク1の岩盤に根入れしている例は少ない。最後に、コアの風化度ランク比率（図-5.8）はランク2～3（ほとんど未風化・一部劣化～全体にやや風化）のものが多く、完全に風化変質しているものは少ないことが判った。これらの調査結果より、コア性状が下記のものに対しては岩盤への杭の根入れは少なくとも杭径分は可能であり、支持層は岩盤であると評価してもよいと考えられる。

表-5.5 岩盤のコア性状のランク

ランク	形 状	硬 度	風 化 度
1	棒 状	ハンマーの強打でも容易に割れない	未風化で新鮮
2	短柱状	ハンマーの強打で割れる	殆ど未風化 一部劣化
3	岩片状	ハンマーで容易に割れる	全体にやや風化
4	砂れき状	ハンマーでぼろぼろになる	殆ど完全に風化
5	土砂状	指圧で割れる	—

① コア形状

ランク1～3；棒状～岩片状

② コア硬度

ランク2～3；ハンマーの強打で割れる～ハンマーで容易に割れる

③ コア風化度

ランク 1～3；未風化で新鮮～全体にやや風化

アンケート調査結果のコアの性状で岩盤へ打設する杭が十分な根入れを行えるかの目安を与えたが、上記のもの以外は根入れが不可能あるいは岩盤として見なすことができないのではなく、岩盤の種類、一軸圧縮強度等を調査し、岩盤への杭打設の可能性を総合的に判断する必要がある。

しかし、上記の岩盤であるならば杭の根入れも杭径分は可能であると述べたが、実際に根入れが不足している杭の支持力に関しても、その目安となるものが必要であると考えられる。また、これは予備実験を通じて確認された点であるが、杭打設時に杭体内部の砂が排土された状態であると、杭先端部が閉塞せず、支持力が極端に低下することが判明した。この現象を実際の施工法にあてはめて考えると、騒音や振動を極力小さくしなければならない時によく使用される中掘り杭工法やプレボーリング工法等に相当する。即ち、岩盤上部の土層を中掘り杭工法あるいはプレボーリング工法で掘削し、支持層とする岩盤部分へは打撃工法で施工する場合である。本章では上述の点に関して支持力への影響の度合を把握するためにつぎの点についての調査・試験を行った。

① 杭先端部分が閉塞しなかった場合

② 杭先端の支持層への根入れが 0.5 D の場合

検討は、完全な閉塞状態で岩盤に杭径分根入れした場合の支持力と比較する方法で行った。

表－5.6 は完全閉塞、岩盤への根入れが 1 D の降伏支持力に対して

- a) 先端部閉塞、根入れ 0.5 D (D：杭径)
- b) 閉塞無し、根入れ 1 D
- c) 閉塞無し、根入れ 0.5 D

に関する降伏支持力の低下率を示している。同表で、a), b), c) の状態に対応する閉塞有り、根入れ 1 D の载荷試験データがある場合には実験データと a), b), c) のデータとの関係を表示し、閉塞有り 1 D 根入れのデータがない場合には提案式との関係のみ表示している。本実験において先端閉塞効果が十分に認められると判定した杭は、支持岩盤の上部に N 値が 10 程度の砂地盤が杭径の 5 倍以上確保されておりかつ管内土の高さの計測の結果、载荷実験時に管内土の侵入が認められないケースである。表－5.5 より岩盤に直接杭を打ち込んだケースで（根入れ比 1 または 0.5）、管内土の高さを測定した結果、明らかに管内土の侵入がみられ、先端閉塞効果が十分には認められず、表－5.6 に示すように先端が閉塞した場合の支持力の 30% 程度に支持力が低下する。したがって、提案式は中掘り杭工法を併用し管内土を緩めて施工した杭など先端閉塞が不十分であると考えられるケースには適用することはできない。

また、先端閉塞効果が認められるケースにおいても岩盤への根入れが 0.5 D と不十分な場合には、その降伏支持力は根入れ比 1 を確保した場合に比較しての 60% 程度に低下する。

これらの結果を（岩盤への根入れ長さ）/（杭径）…… L/D と降伏支持力式－5.4 式に対する各降伏支持力の比率との関係にまとめたものが図－5.9 である。同図から、杭先端部分が閉塞していない場合

には杭の支持力の比率が L/D の増加に従って大きくなっていることが判る。今回の実験では岩盤への根入れ長が $1D$ より大きいものに関して検討は行わなかったが、支持力発現の傾向は道示提案の

表-5.6 降伏荷重および根入れによる支持力低下

杭 径 (mm)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	閉塞有り 1.0D	閉塞有り 0.5D		閉塞無し 1.0D		閉塞無し 0.5D	
		降伏荷重	降伏荷重	比率 *	降伏荷重	比率 *	降伏荷重	比率 *
318.5	16.0~20.0	86.0 (81.4)	44.0	0.51 (0.54)	25.0	0.29 (0.31)	—	—
	27.0~33.0	107.0 (105.1)	69.0	0.64 (0.66)	—	—	23.0	0.21 (0.22)
406.4	16.0~20.0	79.0 (114.9)	—	—	24.0	0.30 (0.21)	17.0	0.22 (0.15)
	27.0~33.0	134.0 (148.3)	—	—	54.0	0.40 (0.36)	28.0	0.21 (0.19)
508.0	18.0	(147.1)	—	—	36.0	(0.24)	—	—
	30.0	(189.9)	—	—	54.0	(0.28)	—	—
600.0	18.0	(183.1)	—	—	49.0	(0.27)	39.0	(0.21)
	30.0	(236.3)	—	—	—	—	—	—
平 均	支持力推定式	—	—	(0.60)	—	(0.28)	—	(0.19)
	実 験 値	—	—	0.58	—	0.33	—	0.21
	合 計	—	—	0.59	—	0.30	—	0.20

* ; 閉塞有り 1.0D の支持力を 1.0 とした場合の支持力の比率
注); () 内は、支持力推定式より求めた降伏荷重および低下率

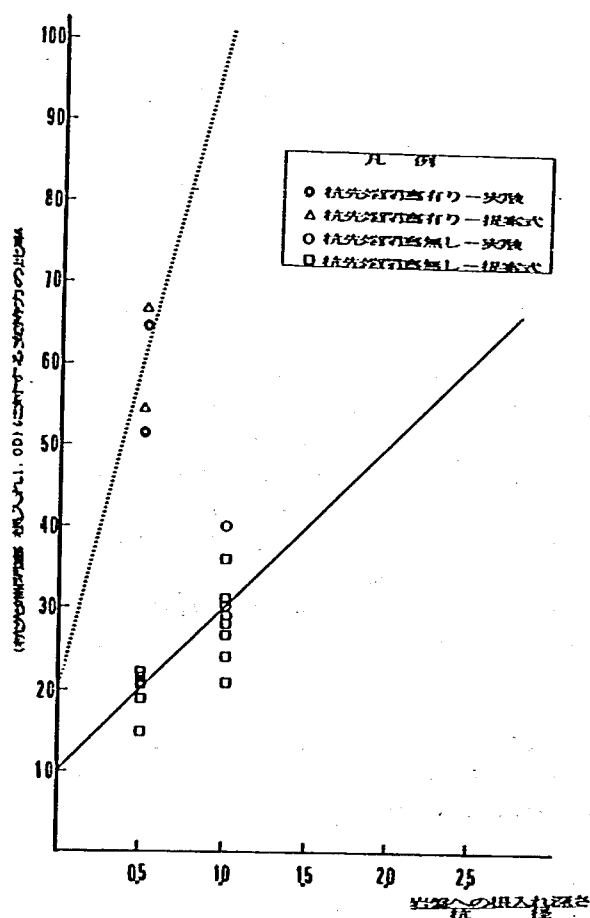


図-5.9 降伏荷重の閉塞および根入れによる支持力低下

開端鋼管杭の場合と類似しているため、中掘り杭工法やプレボーリング工法等、杭体内部を排土した状態で岩盤上に打ち込まれた杭の支持力は道示提案にしたがって低減を行うのが望ましい。今回の提案式は、先端閉塞を前提としており閉塞していない場合にはその1/3程度に低減する必要がある。

次に杭先端部が閉塞している杭で、岩盤への根入れが1Dに達しない場合のものについては図-5.9の破線に示すようにL/Dに比例する線上に実験値がプロットされる。このように、杭先端部が閉塞している杭においても、支持岩盤への根入れ効果が顕著に現れていることが判った。したがって、1D未満の根入れの場合には、今回の提案式に対して根入れ効果を考慮し低減を行うのが望ましい。今回は0.5Dの根入れの場合以外の検討は行わなかったが、岩盤への根入れは少なくとも0.5D程度は必要であろう。

5.3 支持力推定式の安全性評価

一般に土構造物の信頼設計はレベルに応じてレベルⅠ、レベルⅡ、レベルⅢに区分される。

レベルⅠは「部分安全係数設計法」等と呼ばれ、現在、さまざまな規準で、その導入が行われている。レベルⅡは「2次モーメント法」と呼ばれており、構造物の信頼度を安全性指標 β を用いて表現している。レベルⅢは最も進んだ形の信頼性設計法であり、荷重、抵抗のバラツキを確率分布により評価し、構造物の破壊確率を求めようとするものである。レベルⅠ、レベルⅡ、レベルⅢの水準は前述のようにレベルⅠ→レベルⅡ→レベルⅢと向上し、その信頼度も高くなるが、一方ではレベルが上がると、データのバラツキの処理方法や解析方法が煩雑になり、設計レベルとデータが即さない場合もでてくる。表-5.7に、各レベルを比較したものを挙げる。

本報告では、レベルⅠにて5.2において提案した支持力推定式に対する安全率について検討を行う。計算手法は荷重抵抗係数設定法(Load and Resistance Factor Design …… LRFD)による。以下にLRFDの概略を述べる。

表-5.7 土質データのばらつきを考慮した設計法の分類

設計の段階 分類	① 土質データの把握: 地盤物性値の評価	② 安全性の評価: ばらつきを考慮するための計算手法	③ 意思決定: 設計値の設定法、設計断面の決定など	適 要
信頼度(R_s)を用いた設計法	分布形も考慮した評価	・理論解法 ・数値積分法 ・モンテカルロ法 ・二次モーメント法など	・期待総費用最小化による最適信頼性設計 ・目標信頼度の確保など	・土留構造物の最適設計
安全性指標(β)を用いた設計法	平均と分散を考慮した評価	・二次モーメント法 ・Rosenblueth法など	・安全性指標(β_T)の確保	・軟弱地盤上に建設された堤体盛土の設計 ・杭基礎の事例 ・直接基礎の事例 ・地中掘道の安全性評価
安全率(F)を用いた設計法	・平均を中心として分散も考慮した評価 ・最大(最小)値に着目した評価 ・平均を中心とした評価	・安全率法 ・部分安全係数法 ・荷重耐力係数法など	・必要な安全率の確保	・基礎の止水処理とばらつき ・(土質データばらつき処理の実際) ()は、実際の事例ではないもの

土と基礎 1987.5 講座「土質データのバラツキと設計」

1) 荷重抵抗係数設計法 (LRFD)¹⁾による安全性評価

基礎杭の抵抗力 (極限支持力) を R , 作用荷重 (ここでは鉛直方向荷重) を Q とすると, この杭の安全性は R/Q なる比 r にて表される。 r の平均値 μ_r が破壊をもたらす限界 $r = 1$ から標準偏差 σ_r の何倍だけ隔たっているかを示すものを安全性指標 β と定義すると

$$\beta \approx [\ell_n(R_m/Q_m)]/[\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}] \quad \text{式-5.7}$$

となる。ここで V_R , V_Q はそれぞれ抵抗, 荷重の変動係数である。

いま Separation coefficient α を用いて式-5.7 を変形すると

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \exp(\alpha \beta V_E) \sum_i (1 + \alpha \beta V_i) (Q_i)_m \\ &= r_0 \sum_i r_i (Q_i)_m \end{aligned} \quad \text{式-5.8}$$

また, 抵抗係数 ϕ , 荷重係数 r_i , それに解析係数 r_0 はおのこの次のように定義される。

$$\phi = \frac{R_m}{R_n} e^{-\alpha \beta V_R} \quad \text{式-5.9}$$

$$r_i = 1 + \alpha \beta V_i, \quad i = 1, 2, \quad \text{式-5.10}$$

$$r_0 = e^{\alpha \beta V_E} \quad \text{式-5.11}$$

ここに, $\alpha = 0.55$ とする。

また, 荷重係数は米国の Organization of the LRFD Criteria によれば死荷重 Q_D と活荷重 Q_L の組み合わせに対して式-5.12 のように荷重係数が提案されているので参考とする。

$$1.1 [1.1 Q_D + 1.4 Q_L] \quad \text{式-5.12}$$

今, 簡単のために支配的な確率変数を P , N , N' とし, 真の極限支持力を式-5.13 で表すものとする。

$$R \approx P \cdot \frac{N}{N'} \cdot R_n \quad \text{式-5.13}$$

ここに,

R = 真の極限支持力

P = 設計計算式の誤差に伴う確率変数

N = 実物杭の土質調査の誤差による確率変数

N' = 試験杭の土質調査の誤差による確率変数

R_n = 設計計算式によって求められた極限支持力値

式-5.13 から R の平均値 R_m と変動係数 V_R を求めると次のようになる。

$$R_m = P_m \cdot R_n \quad \text{式-5.14}$$

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_N^2 + V_{N'}^2} \quad \text{式-5.15}$$

ただし, 式-5.14 において $N_m = N'_m = 1.0$ を仮定している。

我々が通常用いている許容応力度設計法は, 死荷重と活荷重のみを考慮した場合, 次のように定義される。

$$\frac{1}{\nu} \cdot R_n \geq (Q_D + Q_L) \dots\dots\dots \text{式-5.16}$$

一方、荷重抵抗係数設計法の場合は、式-5.8を用いて次のようになる。

$$\phi \cdot R_n \geq r_o (r_o \cdot Q_D + r_L \cdot Q_L) \dots\dots\dots \text{式-5.17}$$

ここに、 ν は通常用いられている安全率である。

式-5.17とここで求めた抵抗係数、それに式-5.12で与えられている荷重係数を用いると、Safety Index β に対する安全率 ν' が計算される。

すなわち、

$$\nu' = \frac{(1.1/\phi)[1.1 + 1.4(Q_L/Q_D)]}{1 + (Q_L/Q_D)} \dots\dots\dots \text{式-5.18}$$

となり、 Q_L/Q_D の関数として β を設定すると ν' が計算される。

2) 各支持力推定式に対する安全性評価

図-5.10(a)・(b)は、杭の降伏支持力推定式-5.4による計算値(P_{yc})と実測の降伏支持力($\log P \sim \log S$ による)(P_{ym})の比を確率変数 P としたとき、式-5.18に基づき得られた Q_L/Q_D と ν' との関係を示している。

図-5.10(a)は $V'_N = 30\%$ 、 $V_N = 30\%$ と仮定したとき、また図-5.10(b)は $V'_N = 30\%$ 、 $V_N = 40\%$ としたときの F_s である。一般に構造物の破壊に対する安全性指標 β は一般構造物の場合、常時では $\beta = 3.0$ とすることが多いが、図-5.10(a)・(b)の場合は推定式が降伏支持力提案式であるため β をどの程度に設定したら安全でかつ経済的な設計を行うことができるかが判断できない。しかし、一般には β が2～3の範囲であれば降伏支持力の推定では十分であろうと考えられ、このような見方で図-5.10(a)・(b)を見ると、 $F_s = 2.2 \sim 2.6$ 程度の範囲となる。

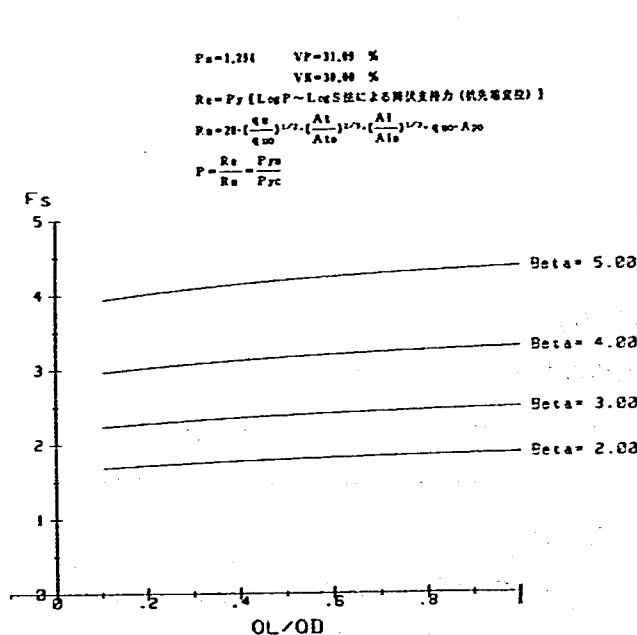


図-5.10(a) 確率変数を降伏支持力の推定精度で与えたときの $\beta - F_s$ の関係

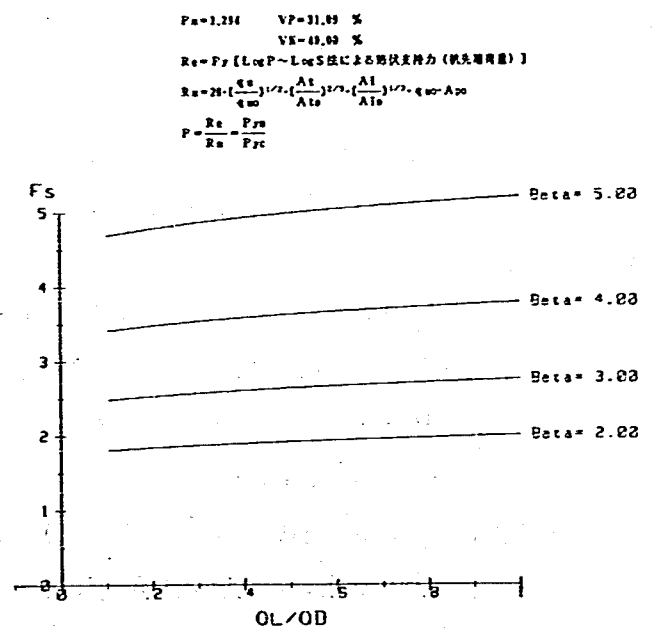


図-5.10(b) 確率変数を降伏支持力の推定精度で与えたときの $\beta - F_s$ の関係

次に図-5.11(a)・(b)は極限支持推定式-5.5に対して安全性評価したものである。式-5.5の破壊に対する安全性を $\beta = 3.0$ とすると安全率は $F_s = 2.6 \sim 3.3$ 程度となる。ただし、以上の検討は実験により得られた先端支持力に関する推定式と実測値との比を確率変数 P としたものであり、これが実杭による現地載荷試験により得られる杭頭支持力と6章に示す推定方法による推定値との関係に相当すると仮定した場合にのみここで得られた安全率 F_s は道示にいう安全率(常時3, 地震地2)と同様の意味をもつことになる。

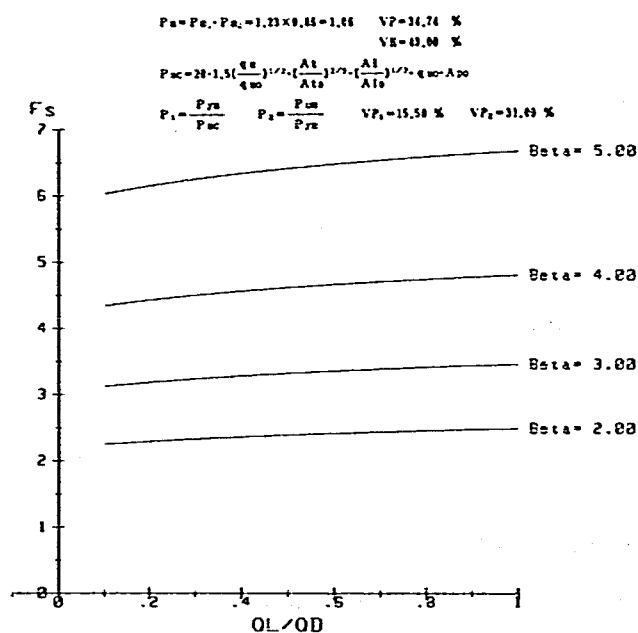


図-5.11(a) 確率変数を極限支持力の推定精度で与えたときの $\beta - F_s$ の関係

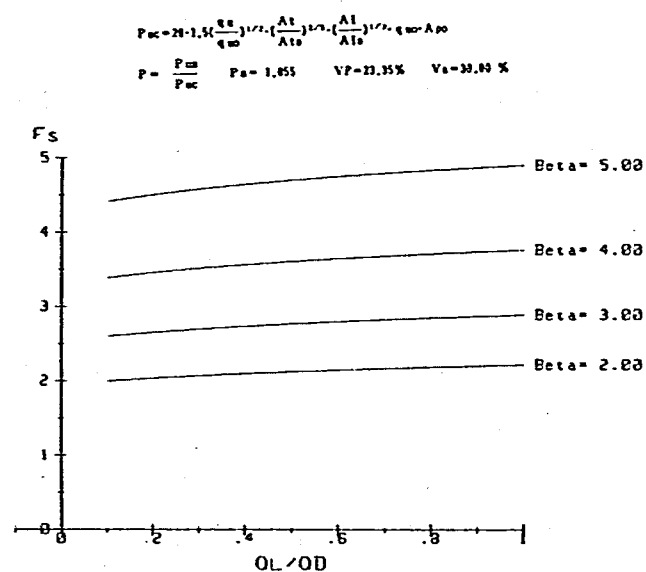


図-5.11(b) 確率変数を極限支持力の推定精度で与えたときの $\beta - F_s$ の関係

6. 軟岩を支持層とする打込み鋼管杭の支持力推定方法（案）

杭先端（支持層内）の極限支持力 P_u は、式－6.1により推定してもよい。

$$P_u = 140 \cdot Q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3} \quad \text{式－6.1}$$

ここに、

P_u ：杭先端の極限支持力（tf）

Q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（tf/m²）（ ≤ 1000 tf/m²）

A_t ：鋼管杭の先端純断面積（m²）

A_i ：鋼管杭の先端閉塞面積（m²）

図－6.1

ただし、式－6.1は支持岩盤内に少なくとも杭径以上根入れされている杭にのみ適用するものとし、また支持岩盤上が軟弱粘性土地盤である場合や中掘り杭工法を併用する場合は適用外とする。なお、式－6.1による先端支持力には、支持層内の周面摩擦力も含まれ、杭頭の極限支持力は式－6.2で得られる。

$$R_u = P_u + U \cdot \sum \ell_i \cdot f_i \quad \text{式－6.2}$$

ここに、

R_u ：地盤から決まる杭頭での極限支持力（tf）

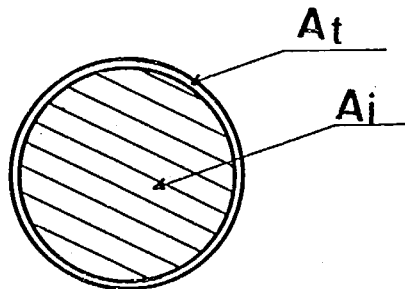
U ：杭の周長（m）

ℓ_i ：支持層より上層の周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：支持層より上層の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（tf/m²）

式－6.2は必ずしも現地における載荷試験結果により十分に検証されたものではないが、設計・施工の実績および実験結果から判断した上限値の目安を示したものである。したがって、載荷試験により支持力を確認する場合には式－6.2によらなくてもよい。

なお、支持層の対象となる岩盤のボーリングコアの性状は実績を考慮し、表－5.5の網掛け部分に示すものを目安とすればよい。



図－6.1 鋼管杭の先端面積

7. おわりに

軟岩を支持層とする杭の支持力推定法について、実験式を提案した。

しかしながら、この提案式はあくまでも実験式であり、実杭による現地載荷試験により検証されたものではない。また、適用条件として、

- ① 支持層は軟岩クラス ($Q_u < 100 \text{ kgf/cm}^2$) であること。
- ② 打込み杭工法による鋼管杭であること。
- ③ 支持層へは杭径程度根入れされていること。
- ④ 中掘り杭工法等を併用した場合には適用外であること。

があり、必ずしも現場技術者の要求を満足するものではない。今後も、実杭による現地載荷試験データの蓄積や、場所打ち杭工法を用いた場合の支持力評価手法について検討を進める必要がある。

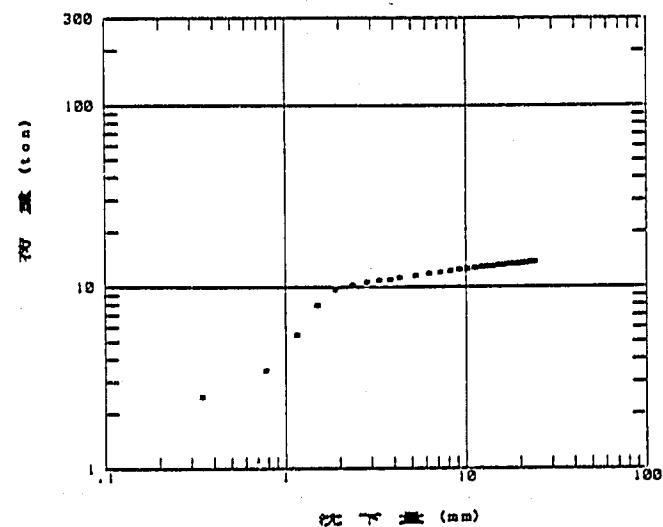
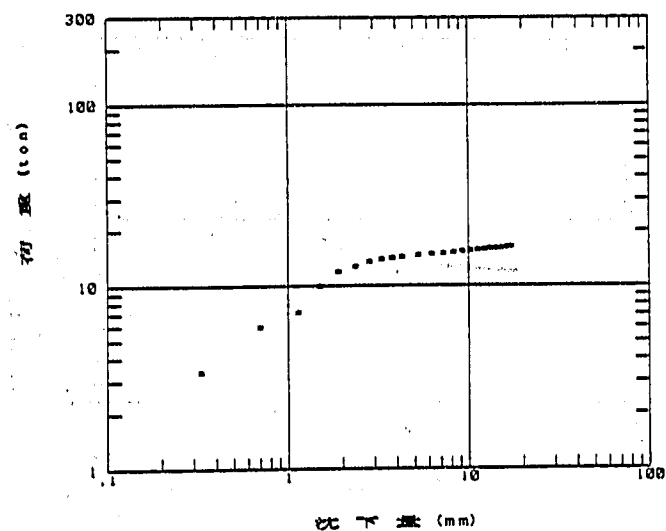
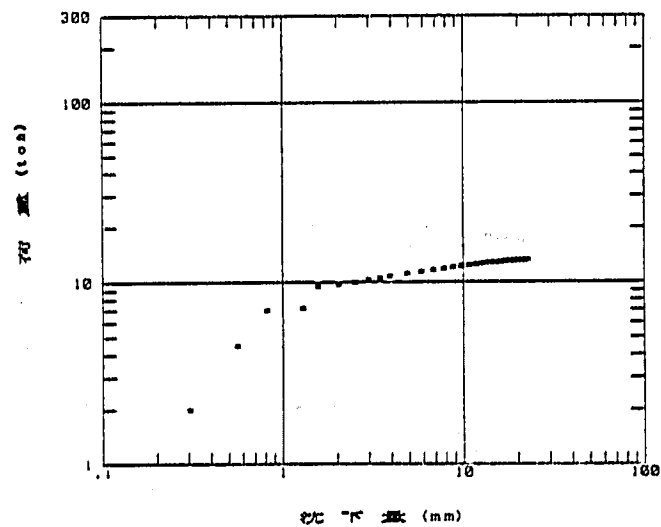
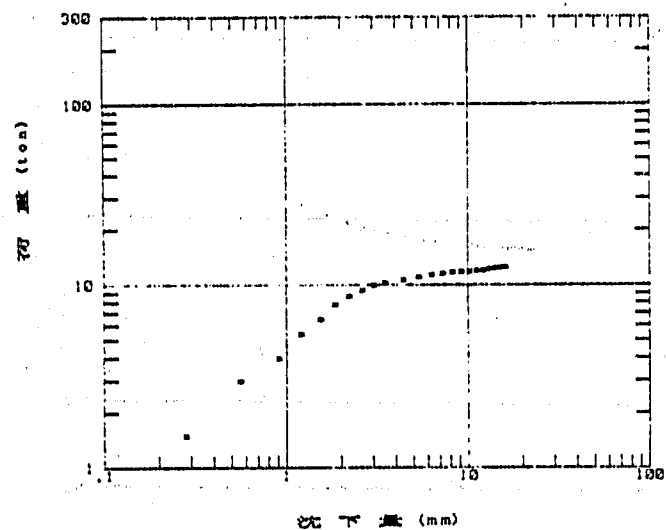
最後に、アンケート調査に対し、御協力いただいた方々に謝意を表します。

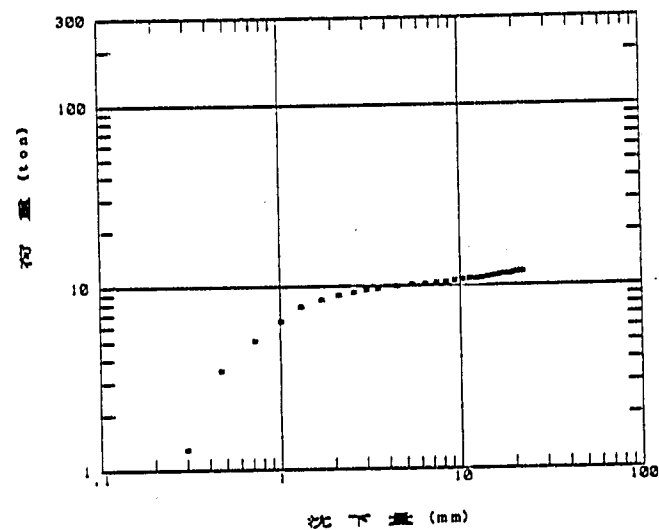
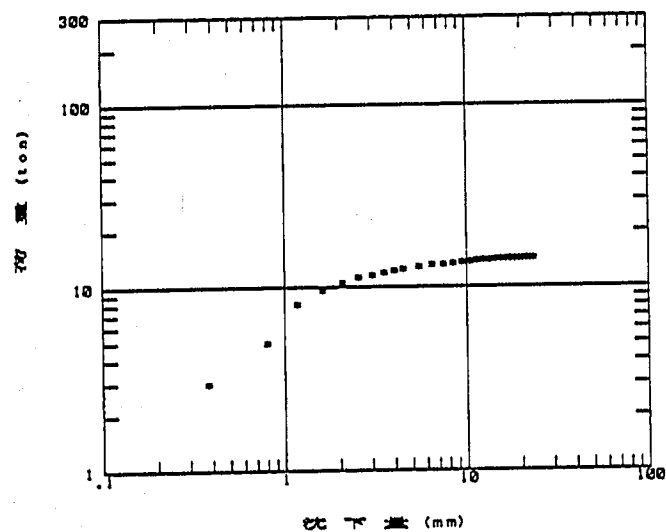
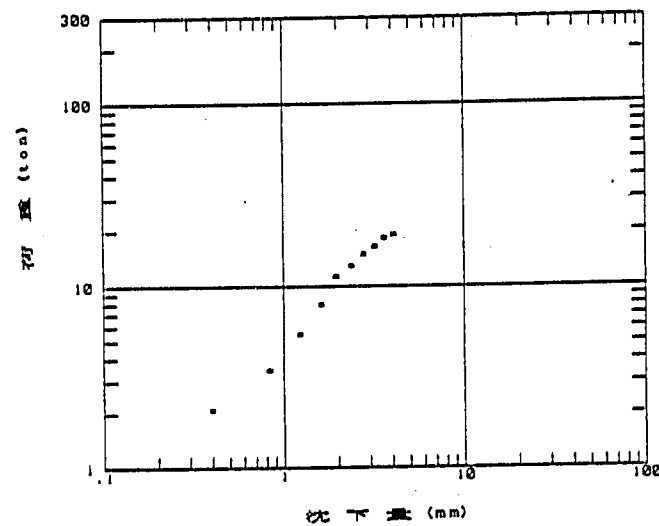
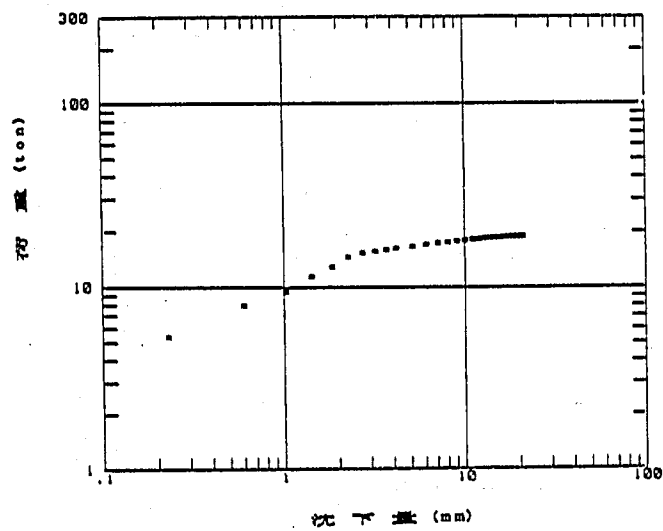
参 考 文 献

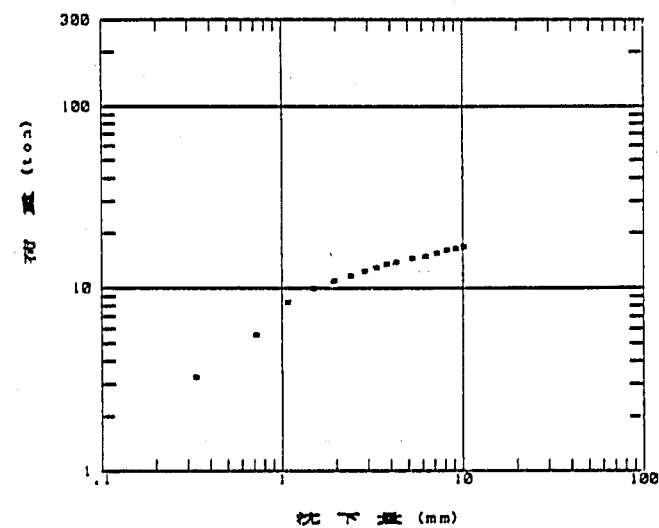
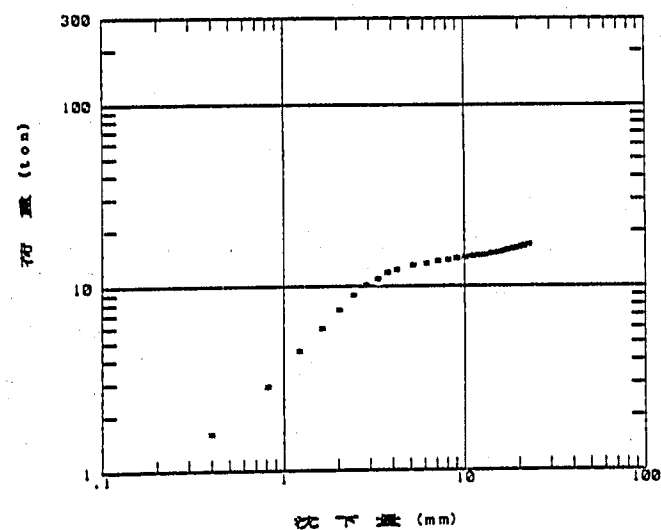
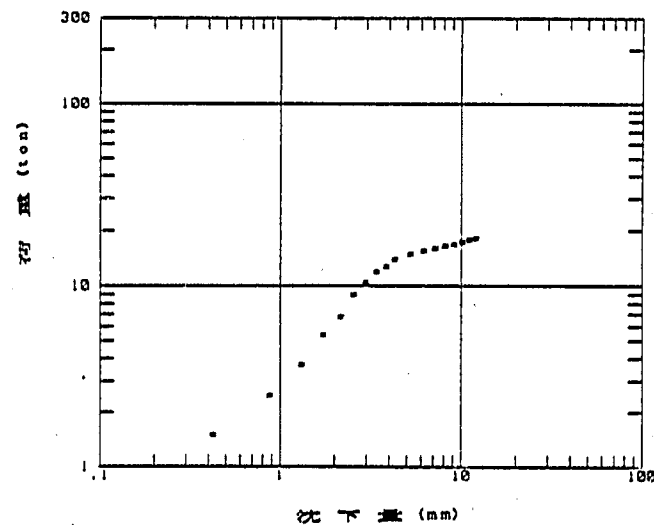
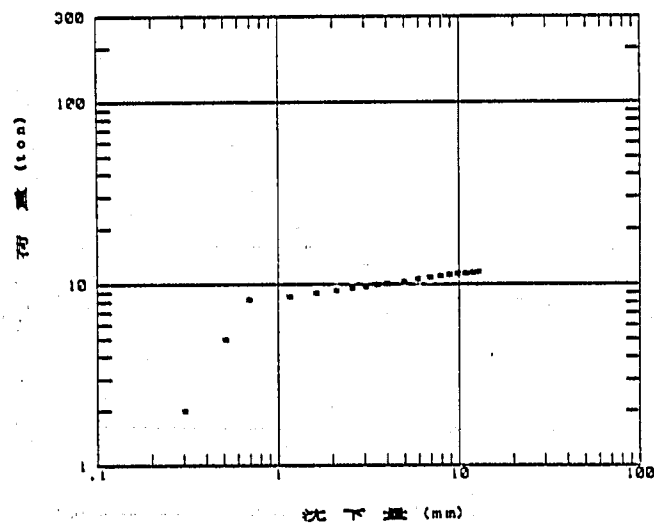
- 1) 土木学会：軟岩—調査設計施工の基本と事例—, pp.1—6, 1984
- 2) G. More J Sirieys : Rupture des materiaux feuillrtes (C. R. Acad., t. 260, p. 2413, 1965)
- 3) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説, pp. 269—277, 1985
- 4) 土質工学会：クイの鉛直載荷試験基準・同解説, pp.76—83, 1972
- 5) 宇都一馬, 冬木 衛, 桜井 学：載荷試験から得られる荷重—変位曲線の非線形回帰計算について
その2, 土木学会第37回年次学術講演会, III—259, 土木学会, 1982
- 6) 日本道路協会：杭基礎設計便覧, pp.162—167, 1986
- 7) 岡原美知夫：確率モデルによる杭の支持力の安全性評価, 橋梁と基礎, p. 38—39, 1980. 7

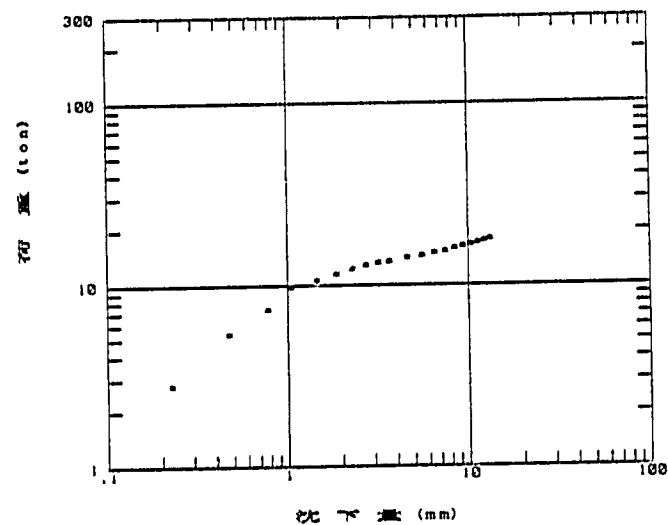
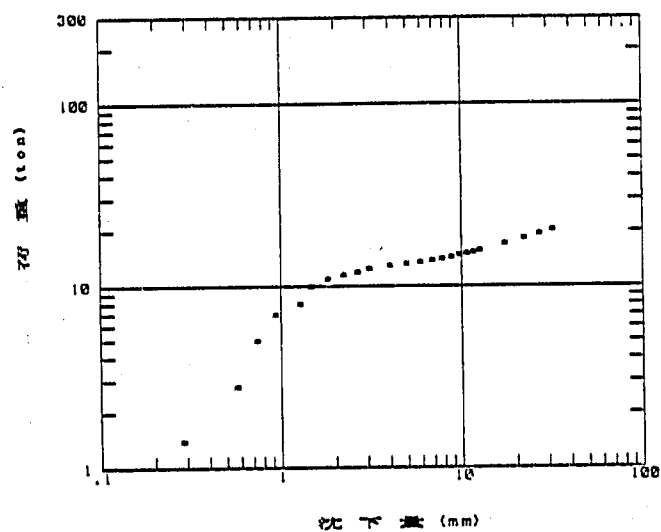
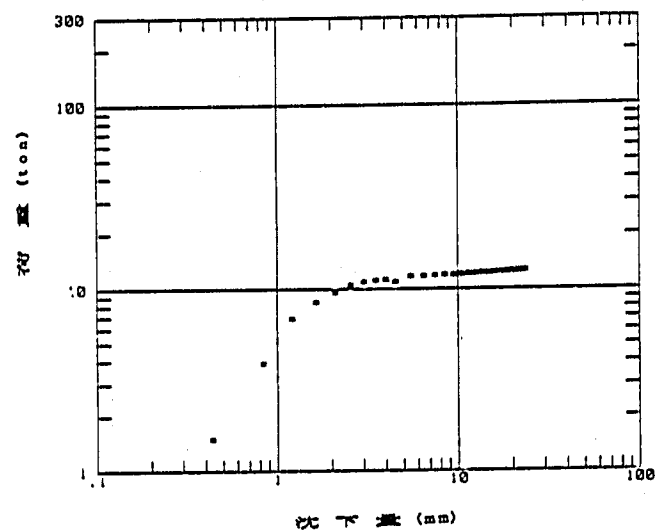
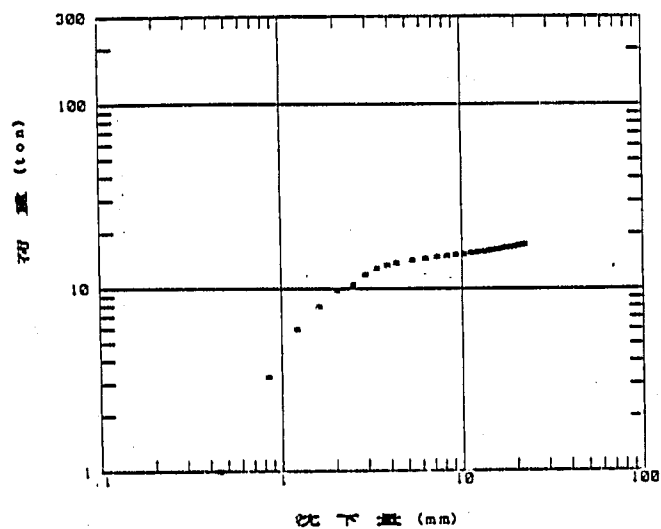
参 考 資 料

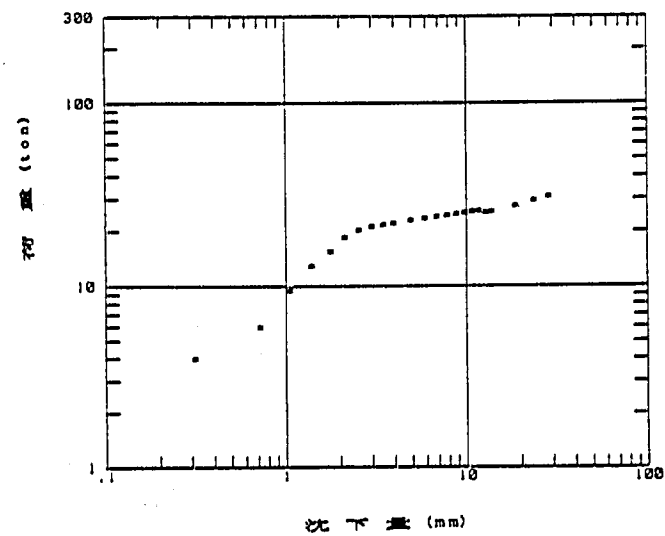
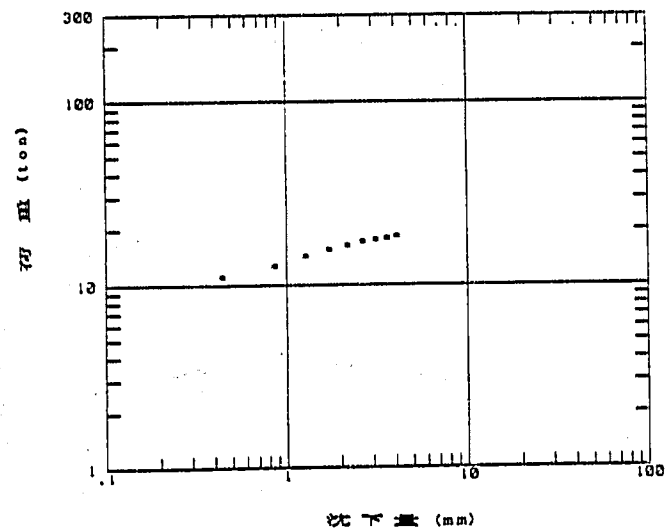
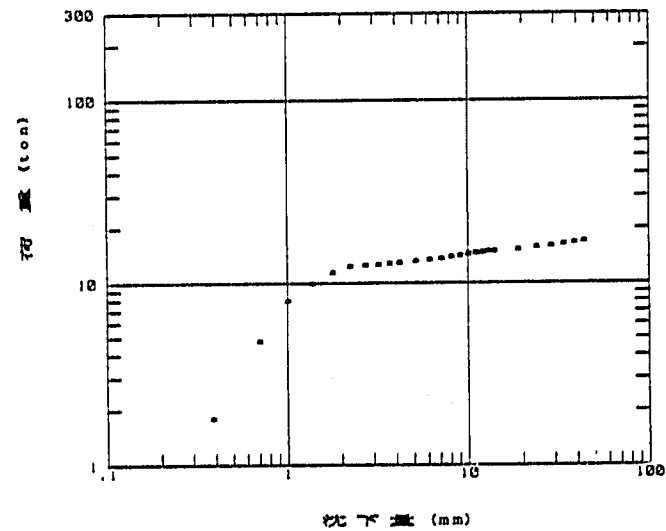
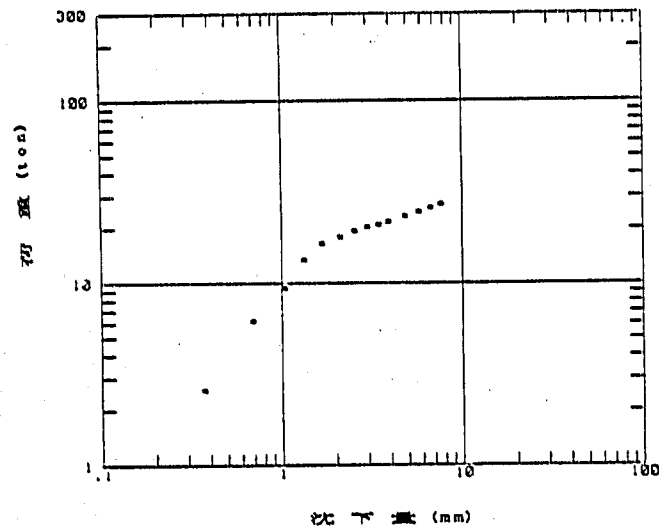
1 . 荷重～沈下量曲線 (両対数, 両算術座標)

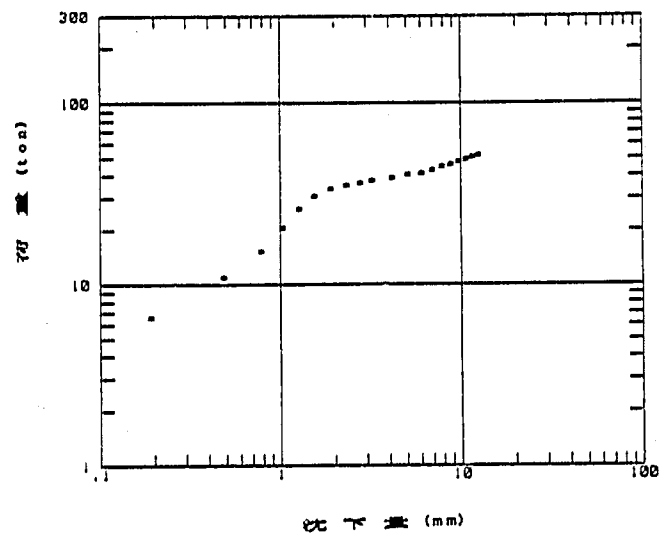
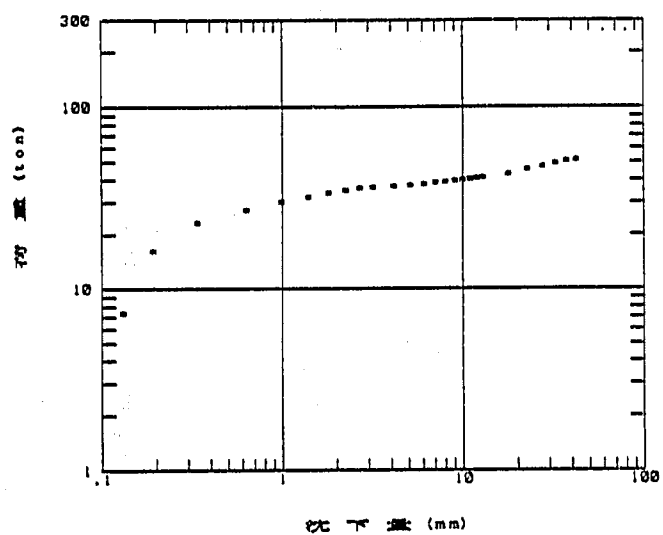
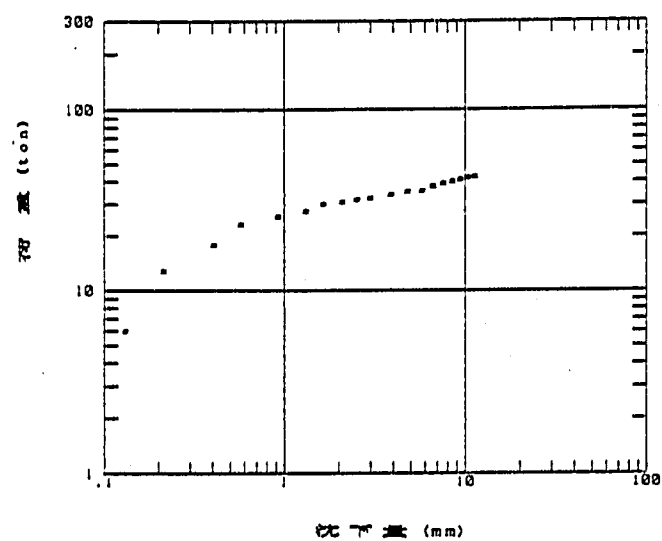
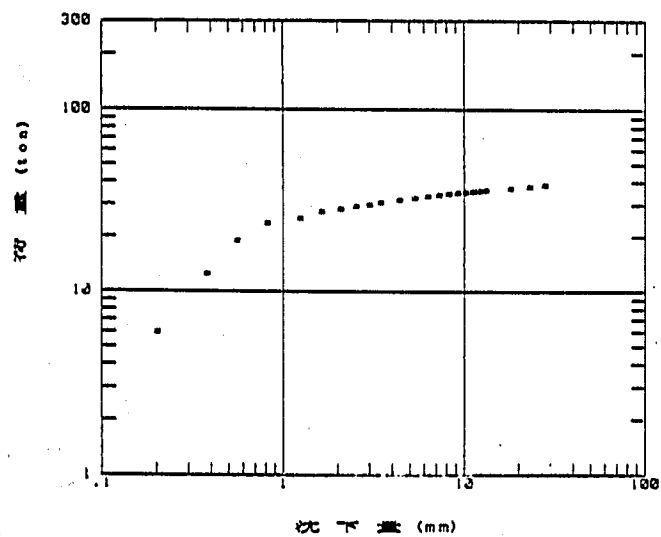


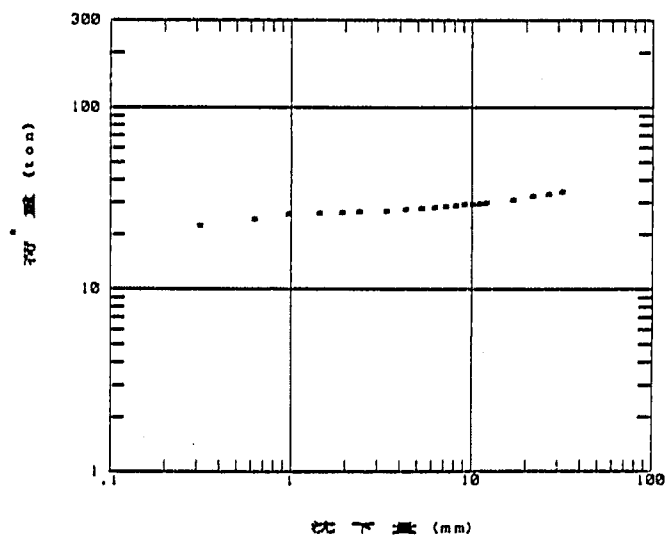
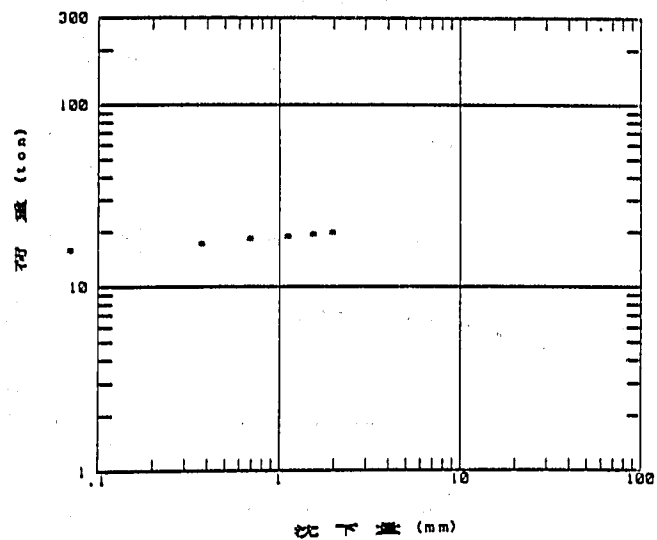
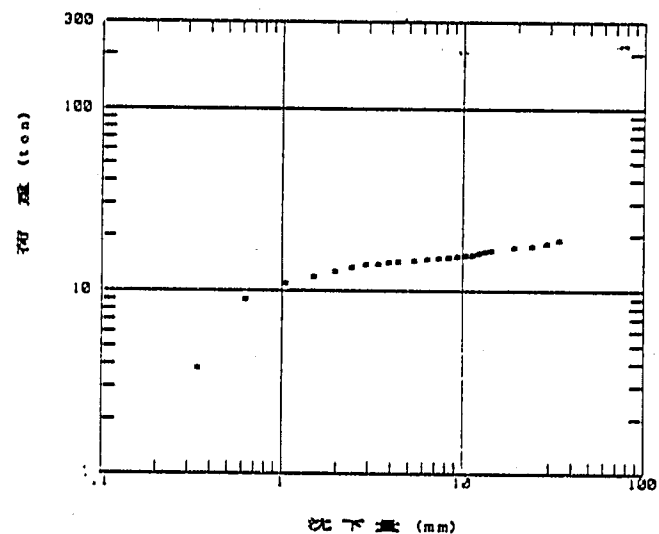
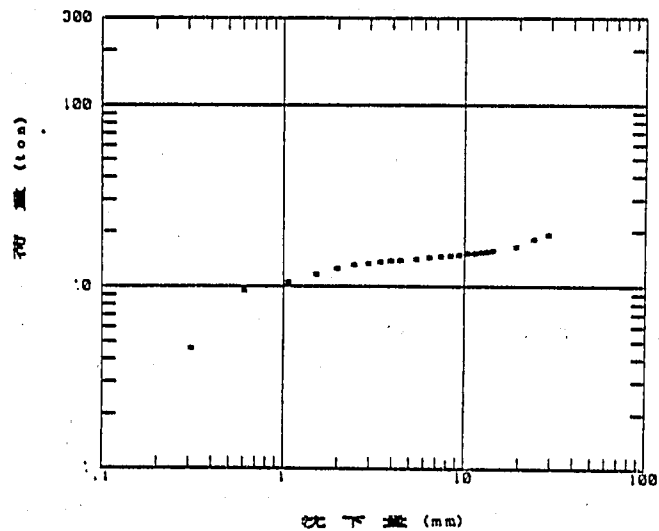


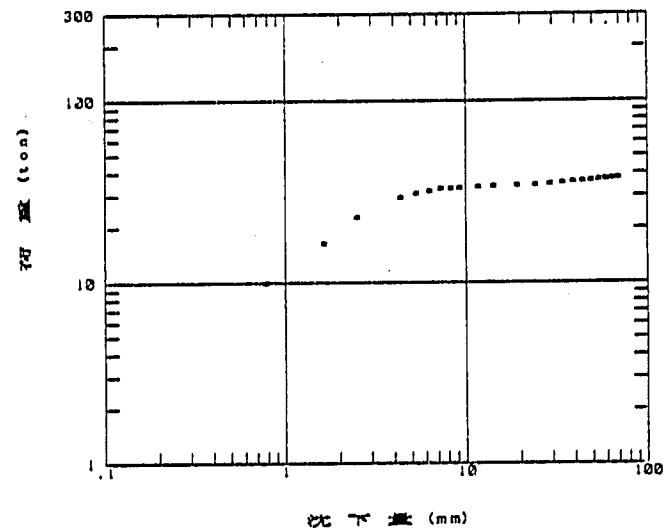
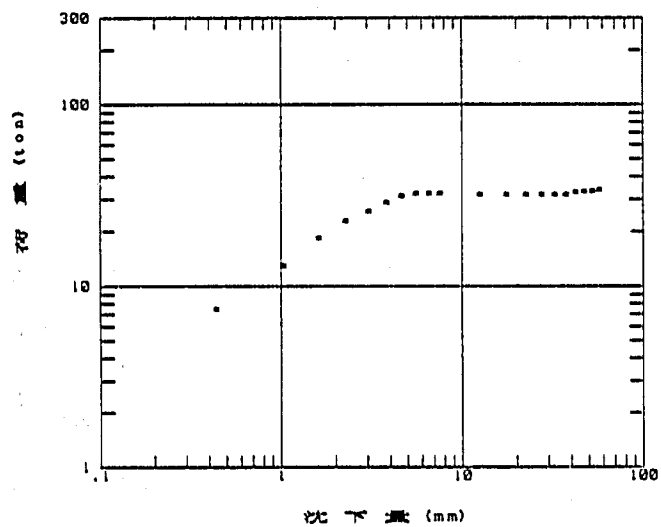
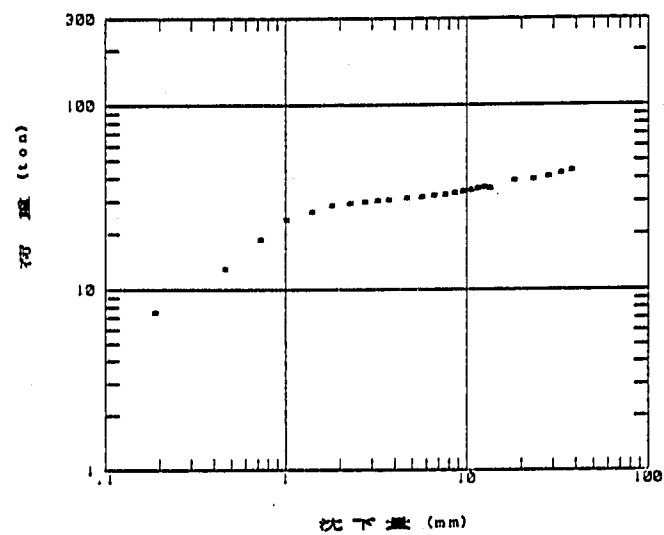
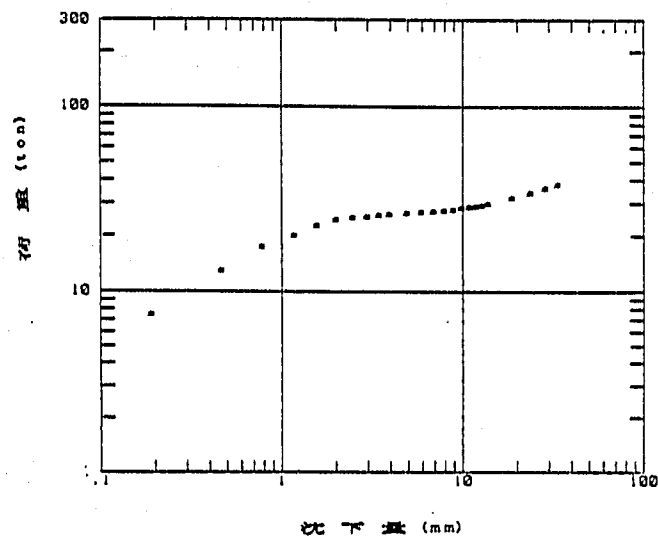


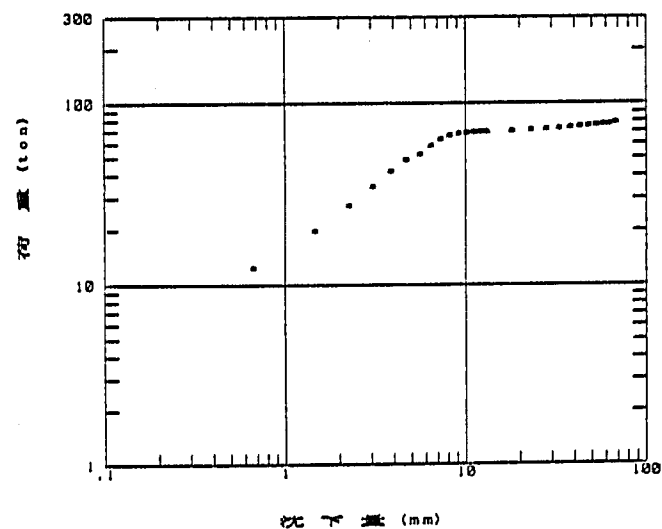
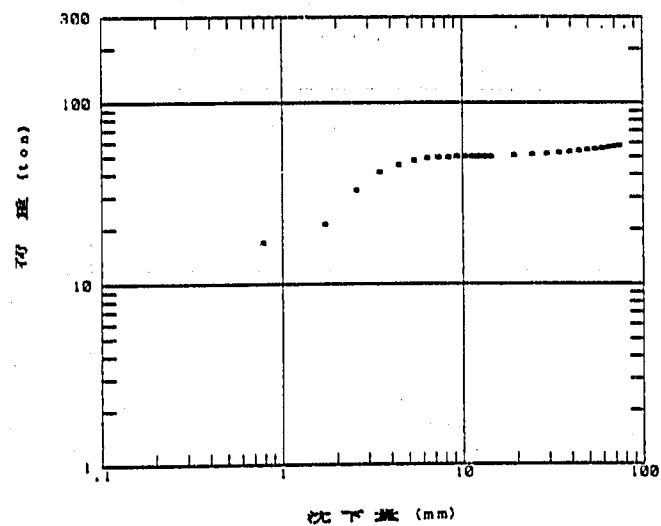
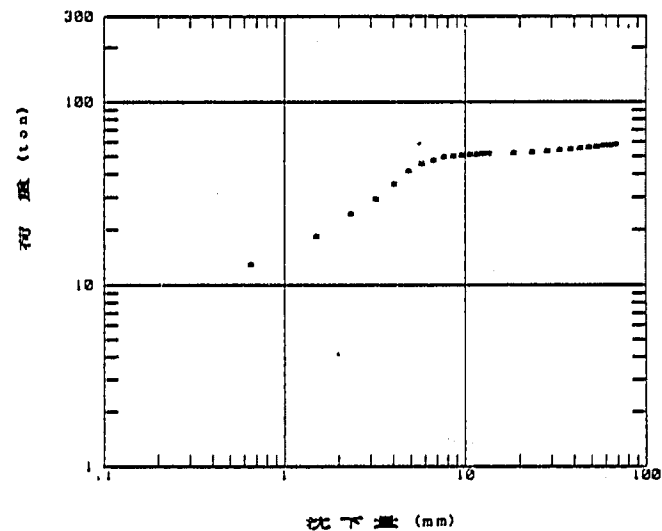
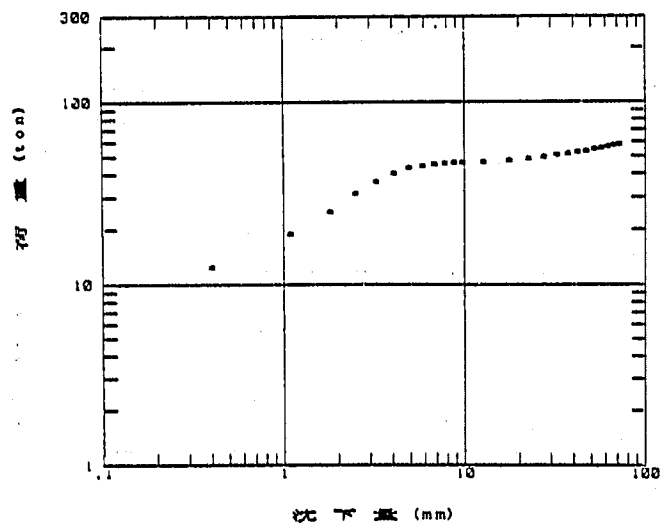


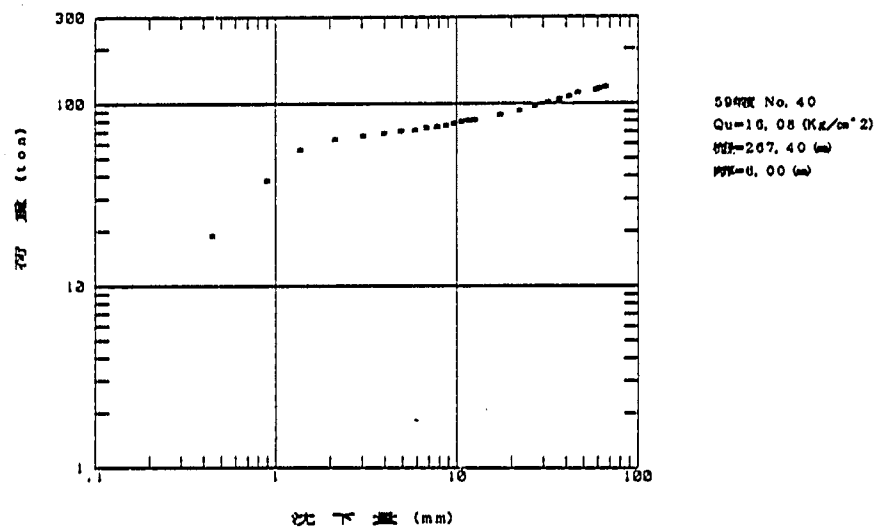
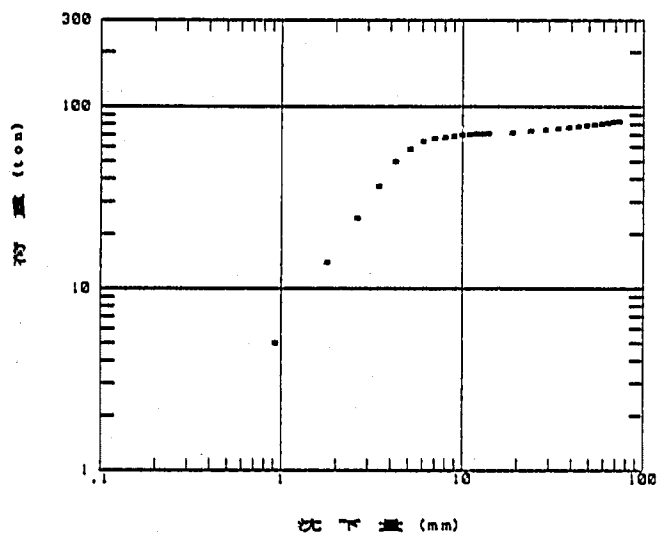
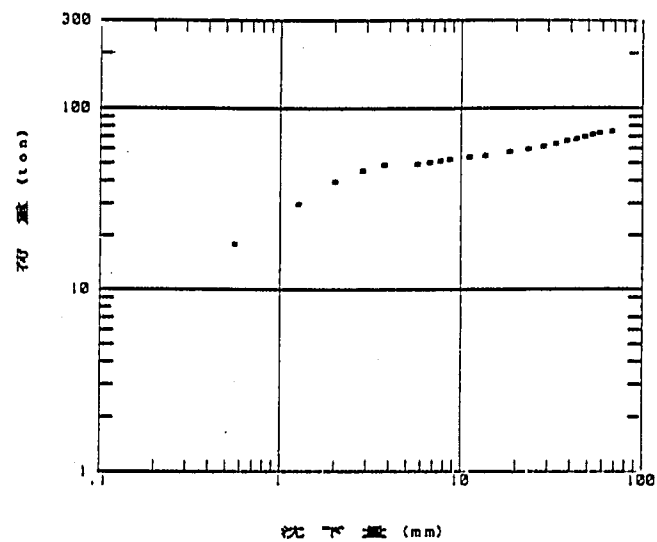
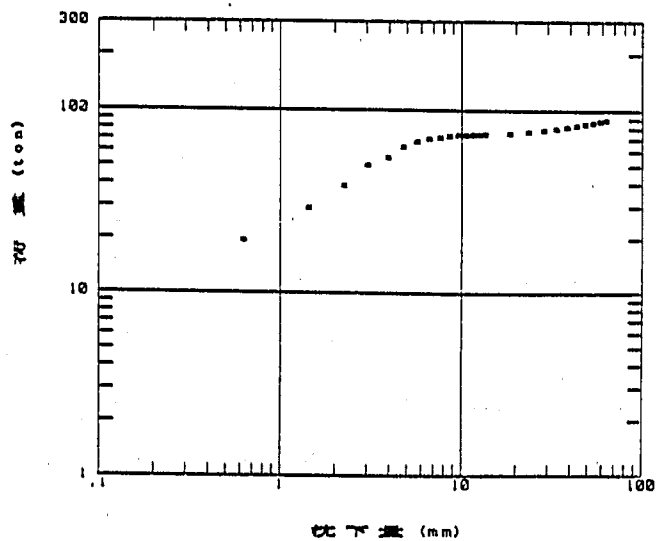


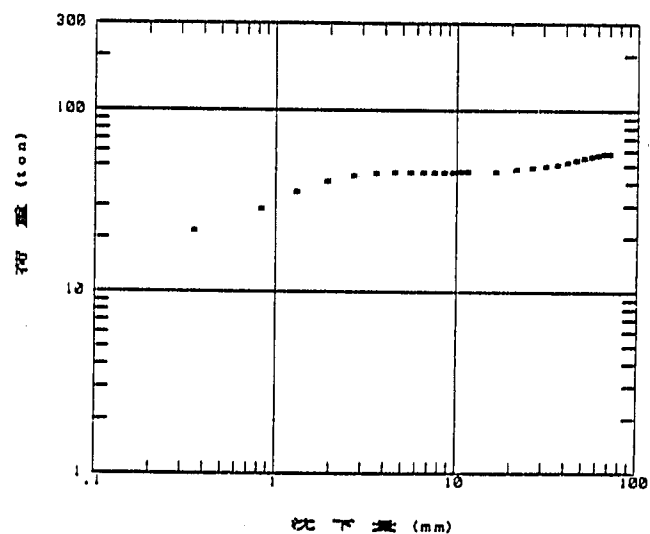
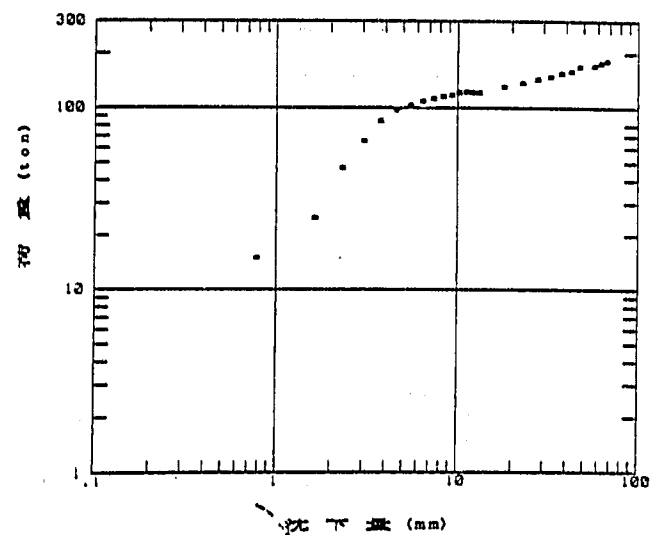
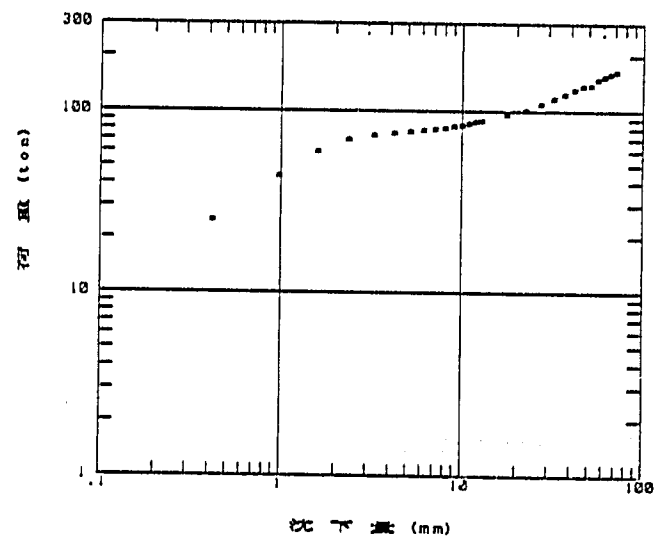
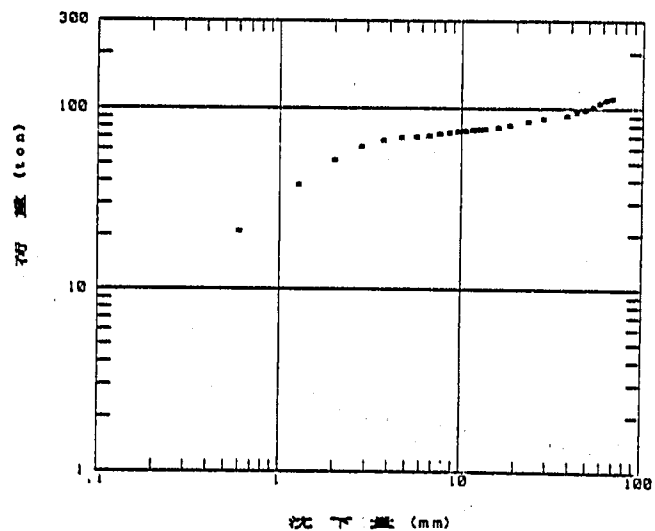


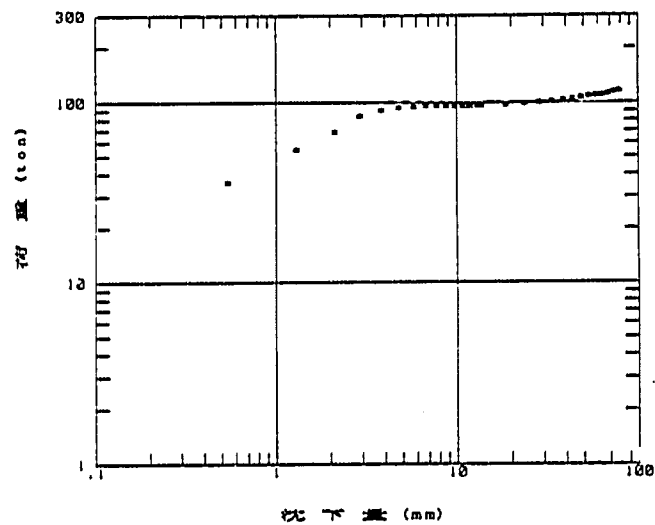
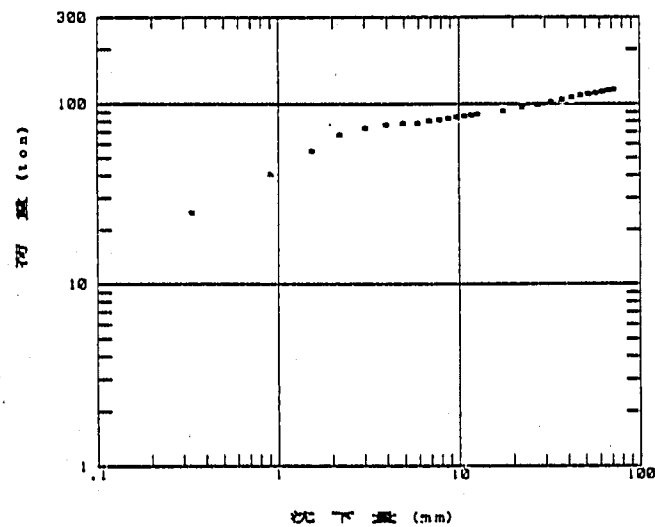
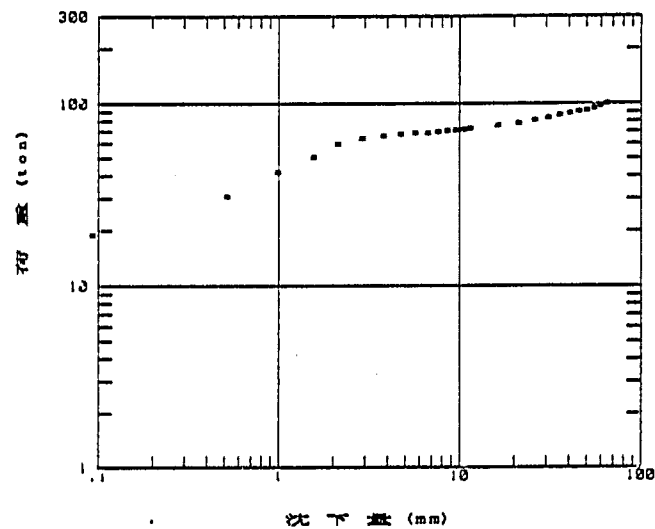
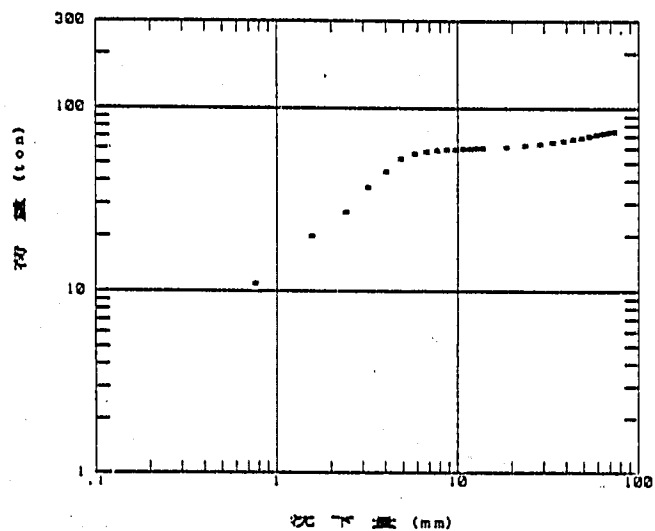


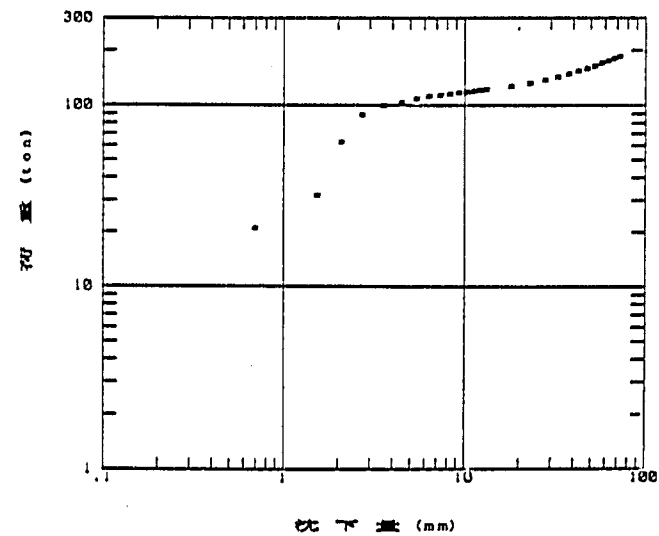
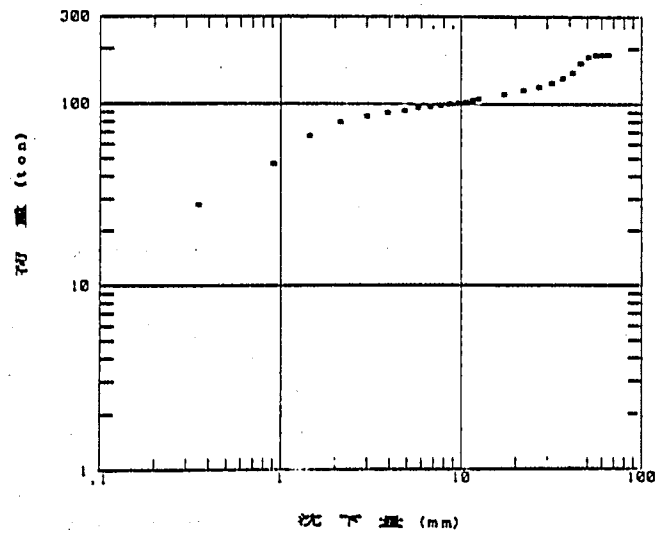
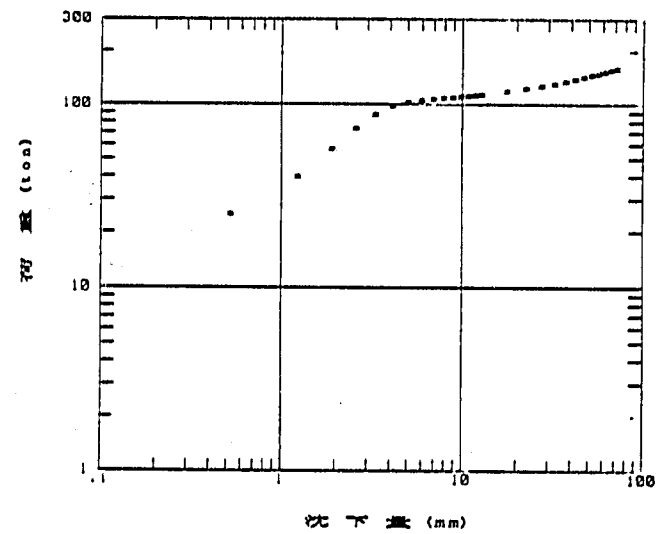
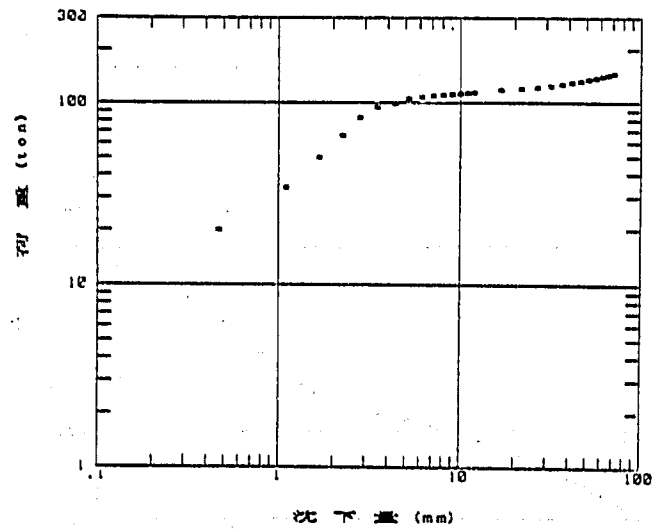


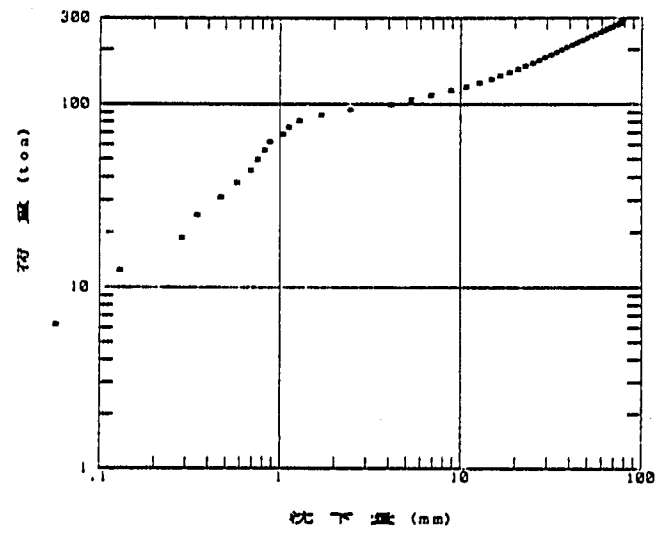
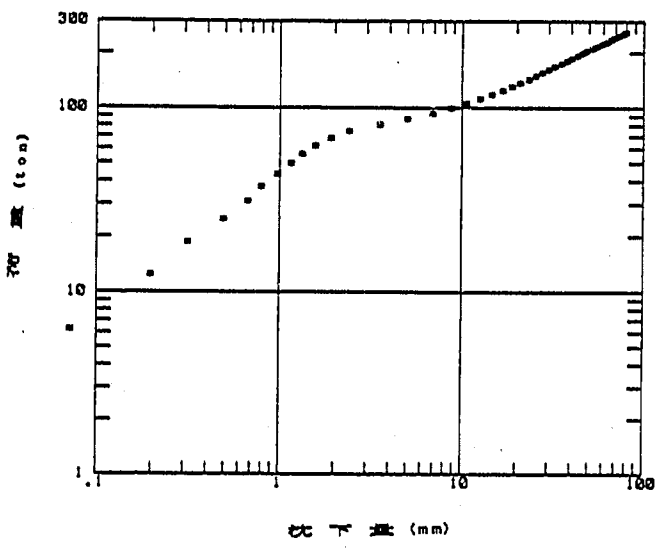
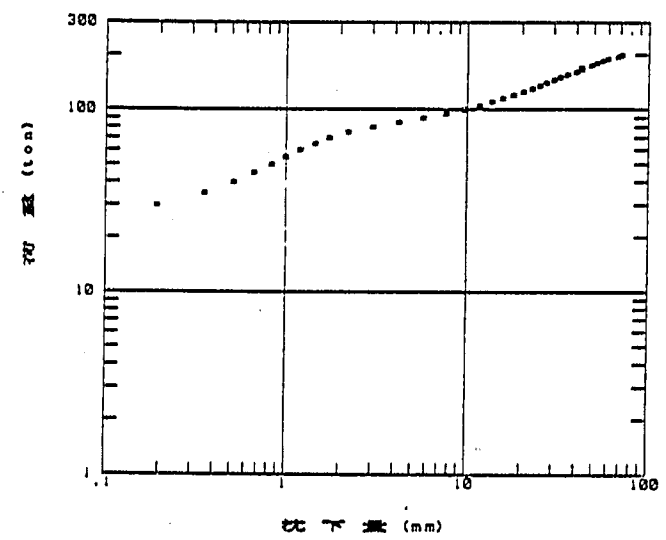
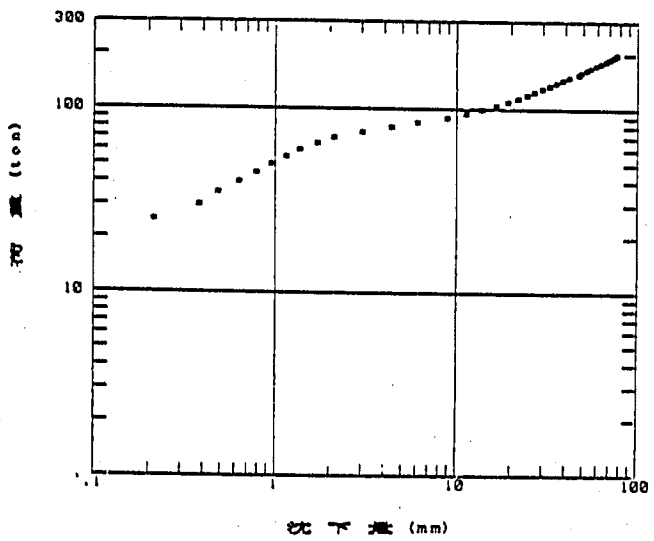


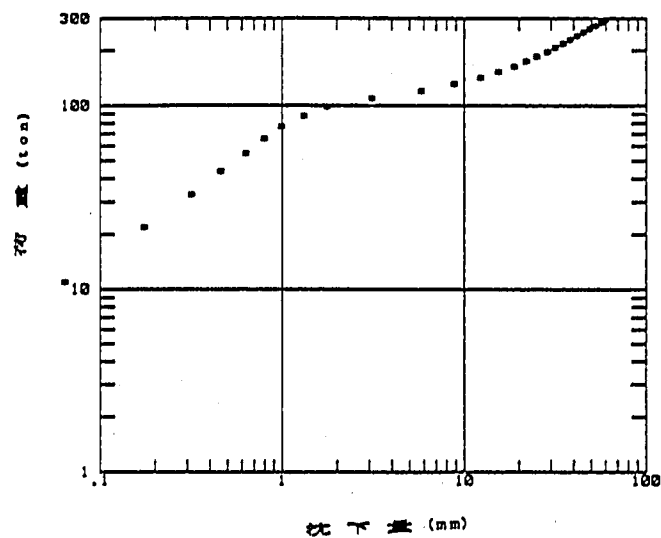
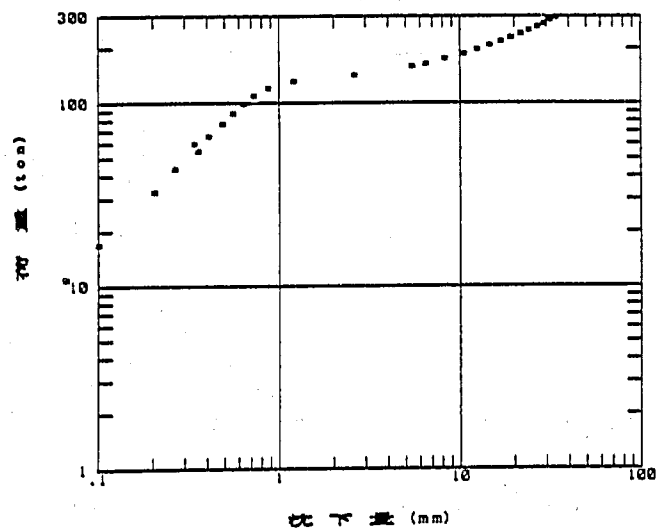
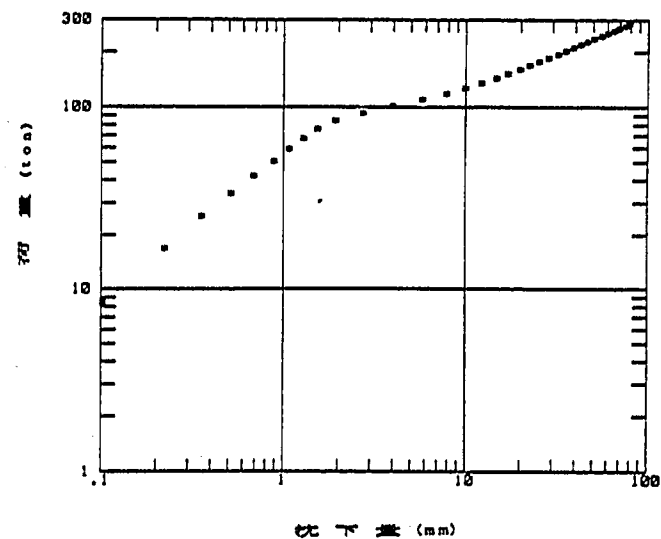
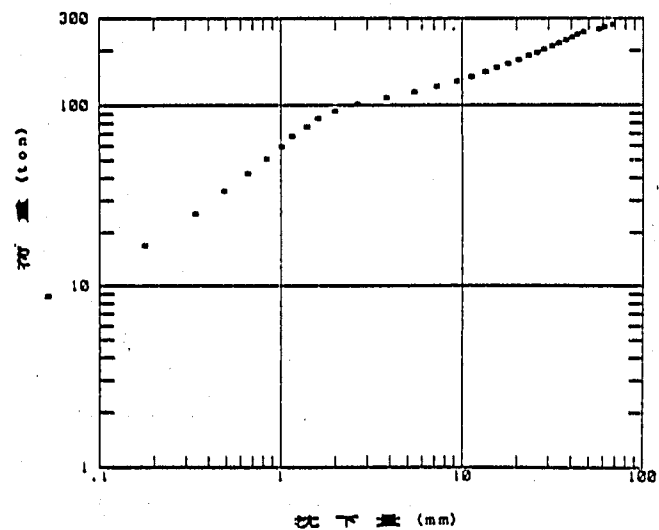


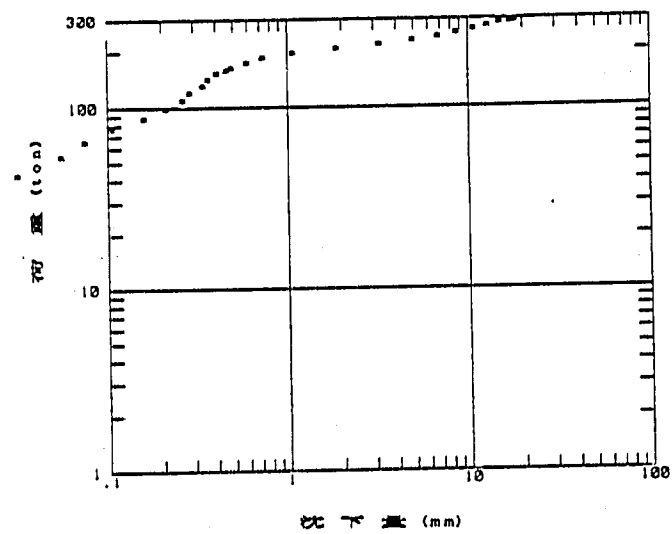
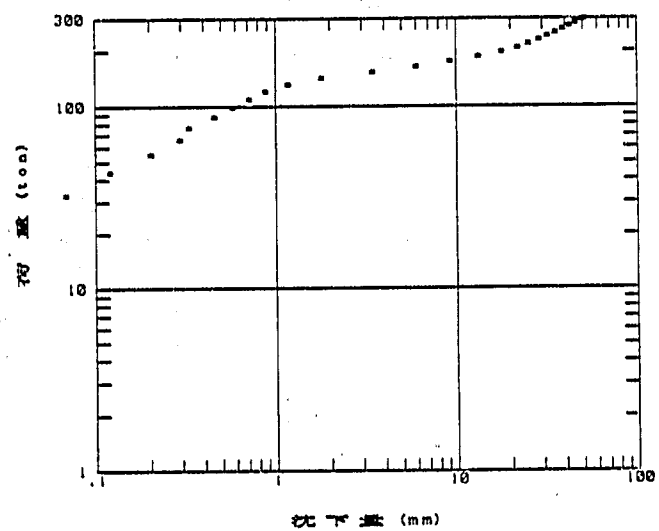
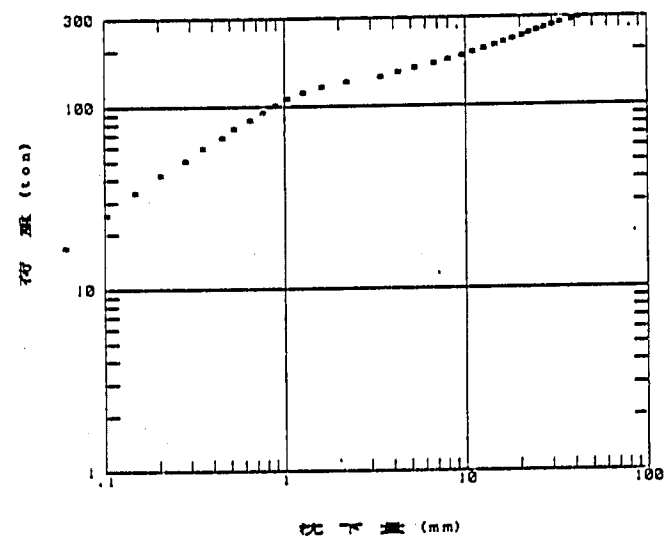
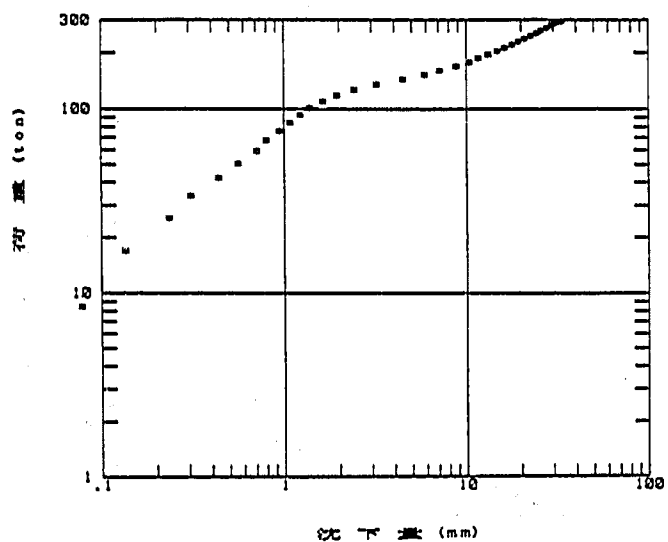


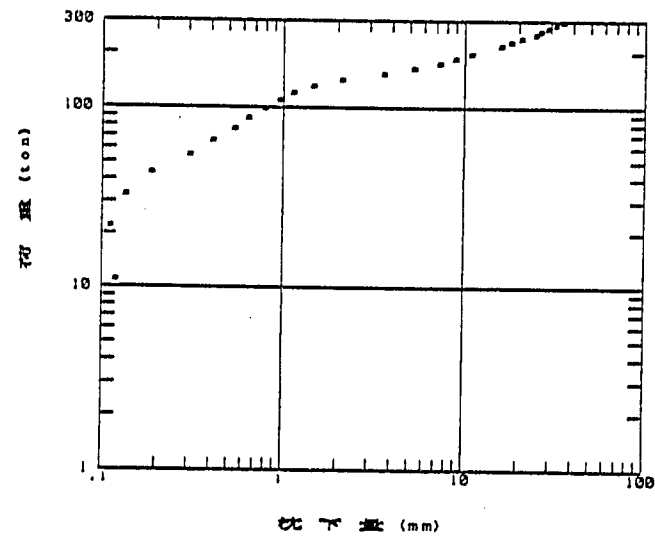
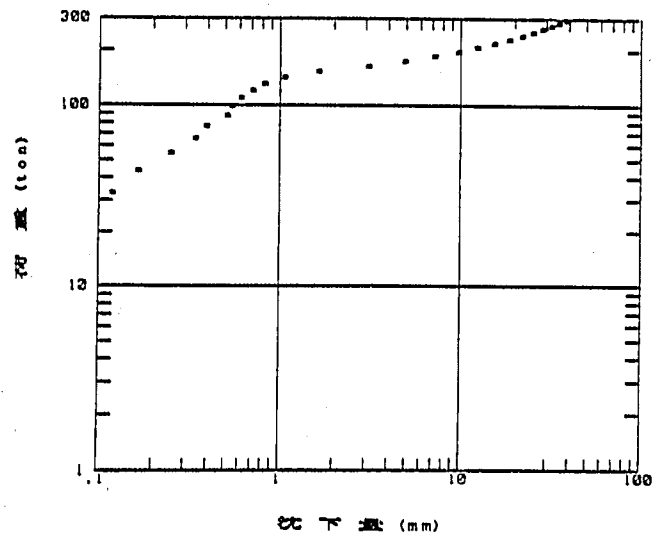
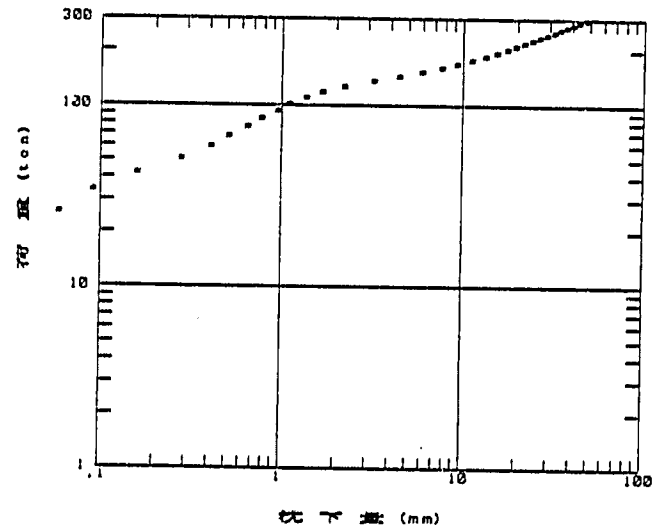
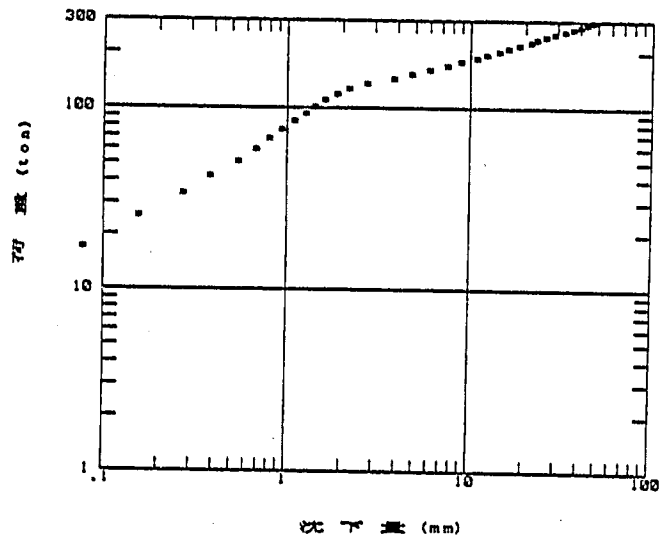


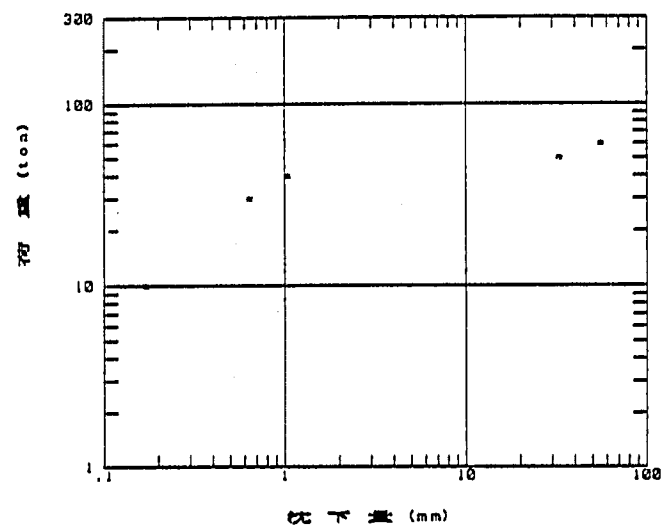
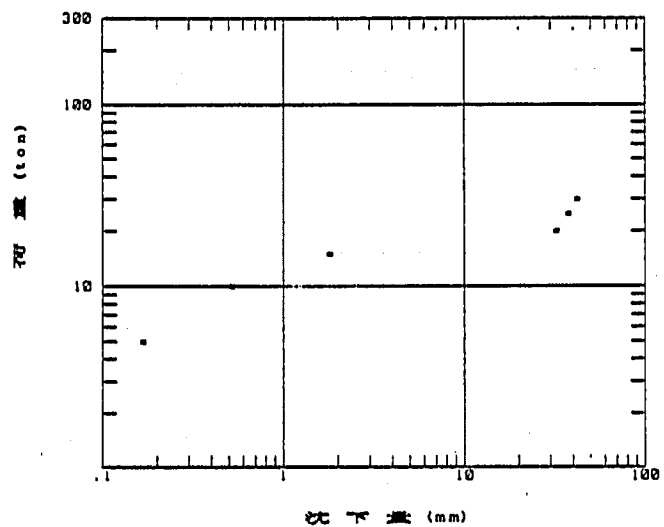
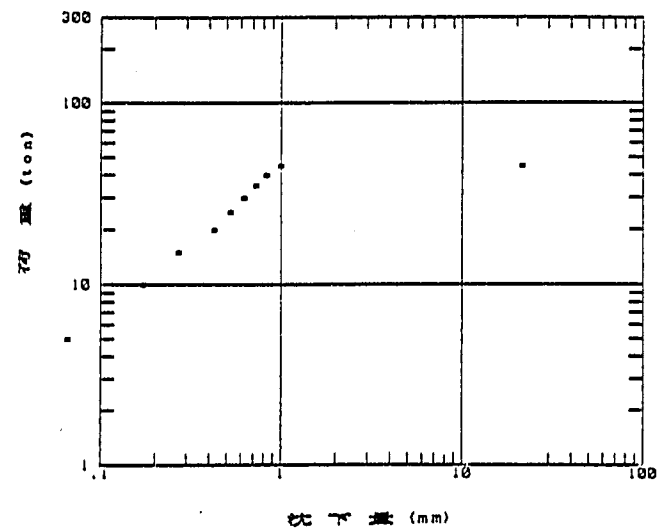
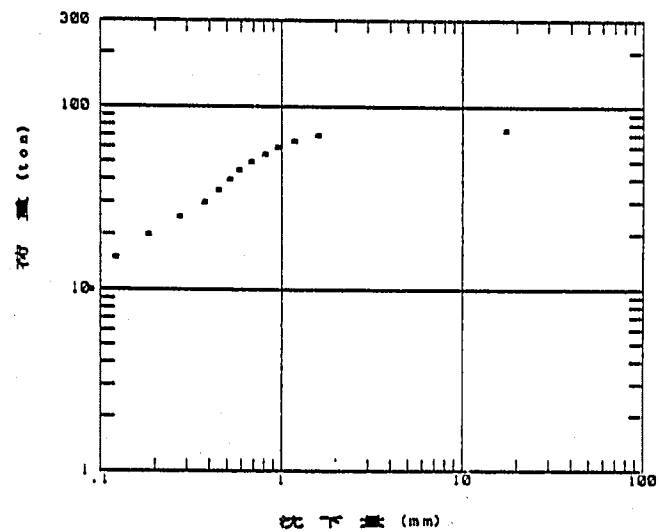


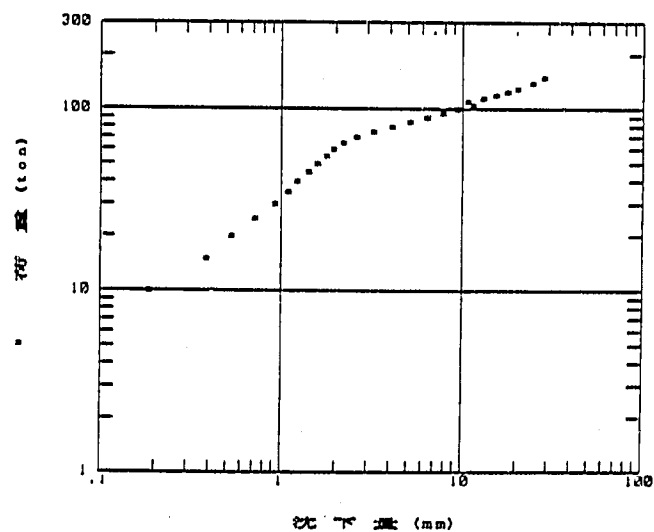
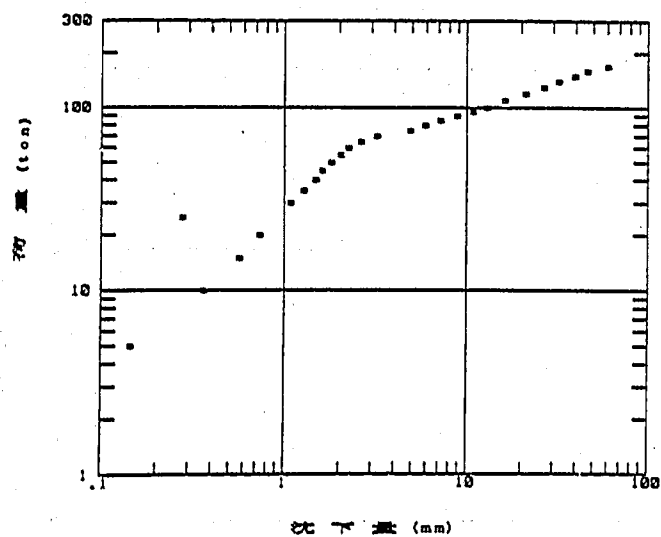
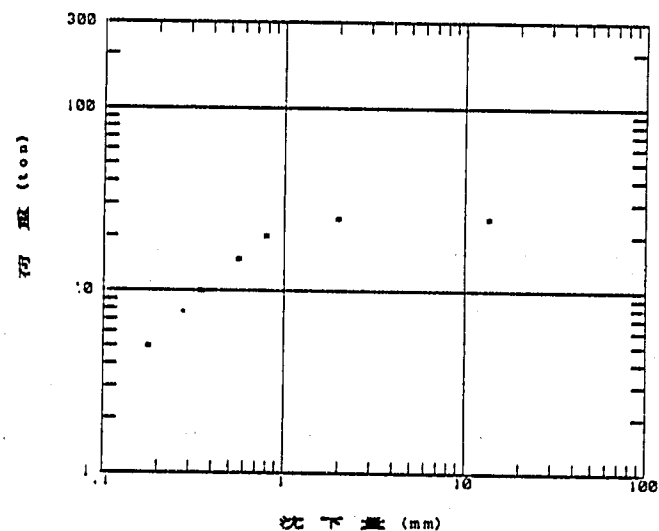
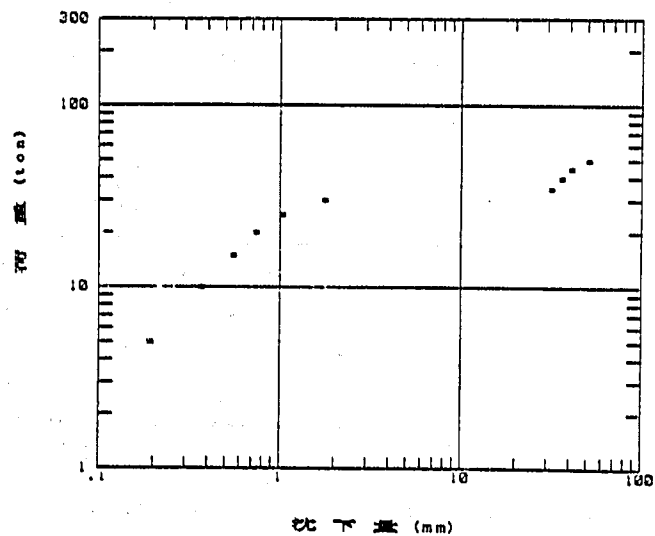


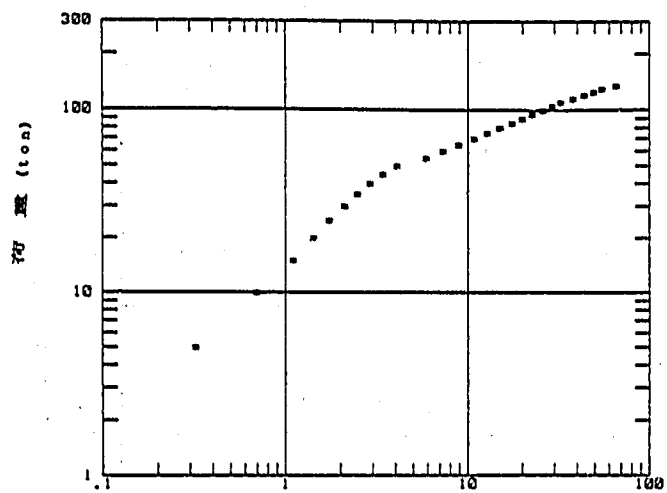




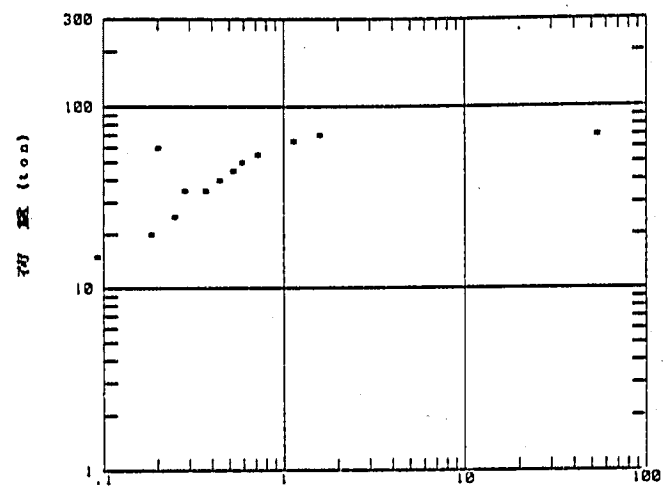




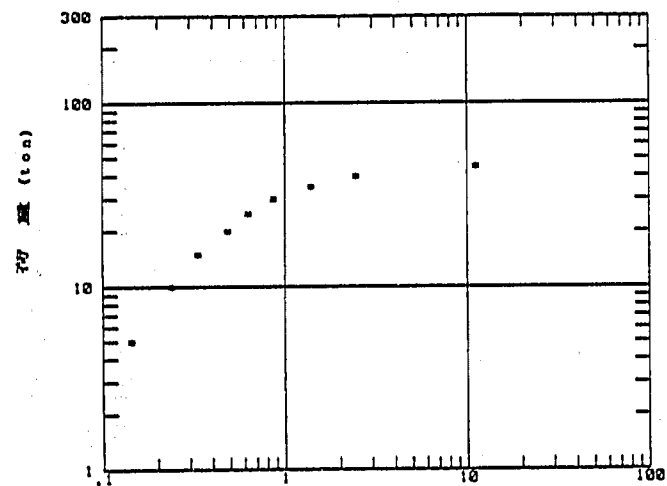




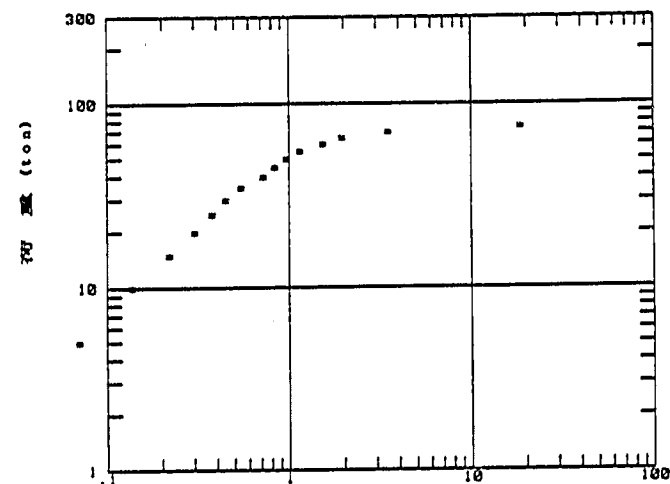
61年度 No. 77
 $Q_u = 15.50 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
 $\sigma_{1/2} = 318.50 \text{ (mm)}$
 $\sigma_{1/2} = 10.30 \text{ (mm)}$



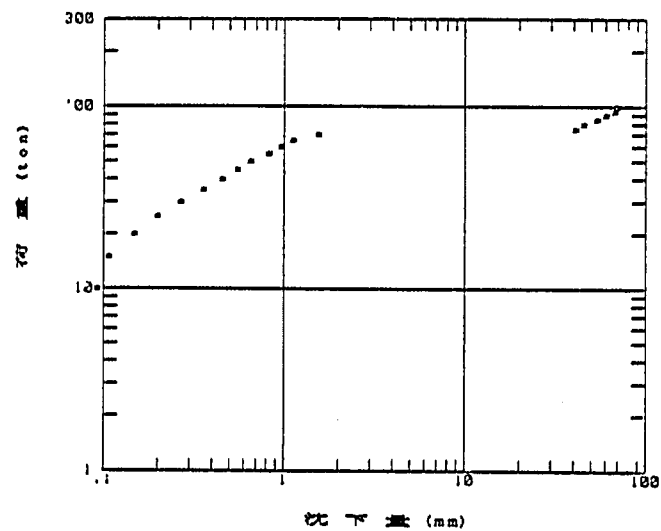
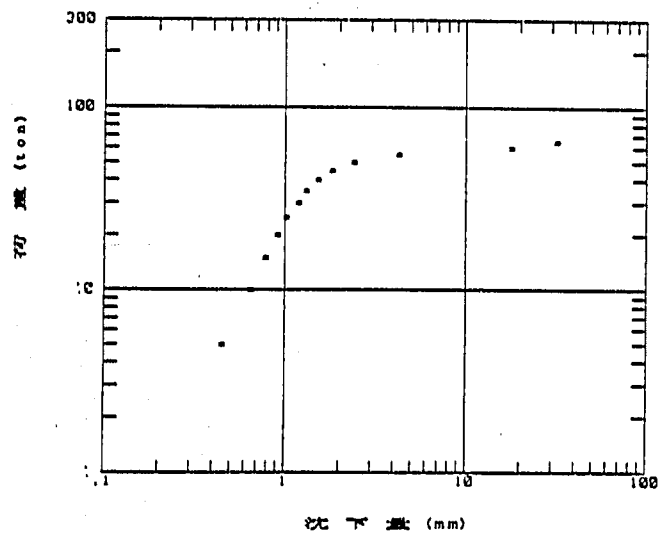
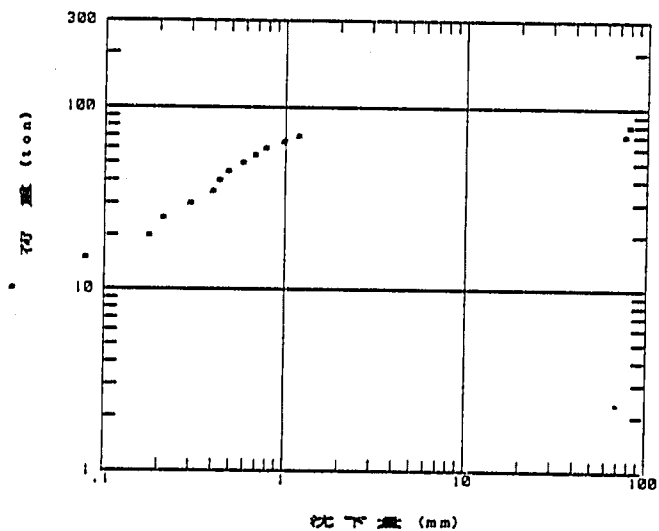
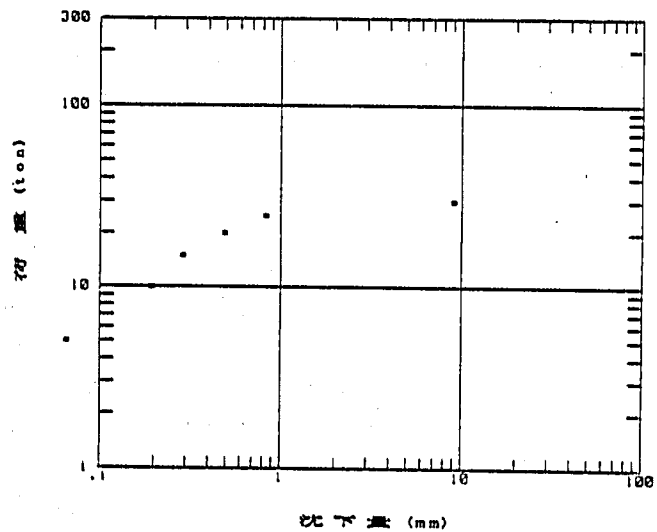
61年度 No. 78
 $Q_u = 29.01 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
 $\sigma_{1/2} = 508.00 \text{ (mm)}$
 $\sigma_{1/2} = 12.70 \text{ (mm)}$

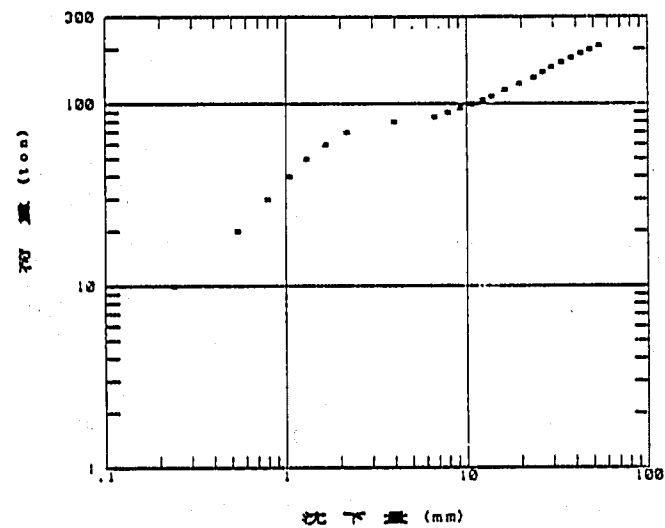
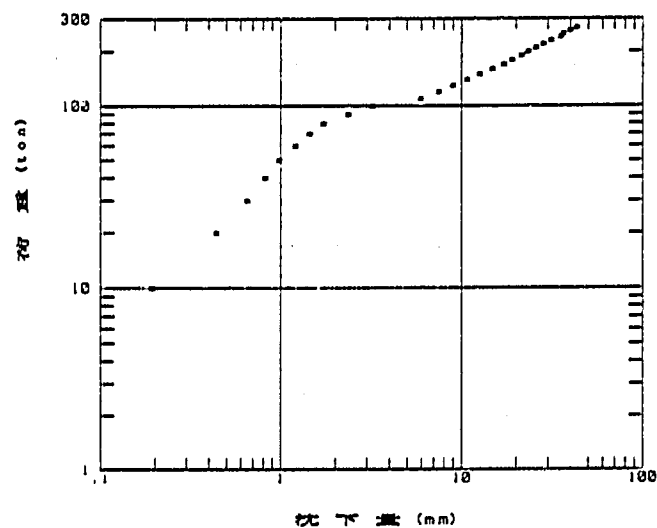
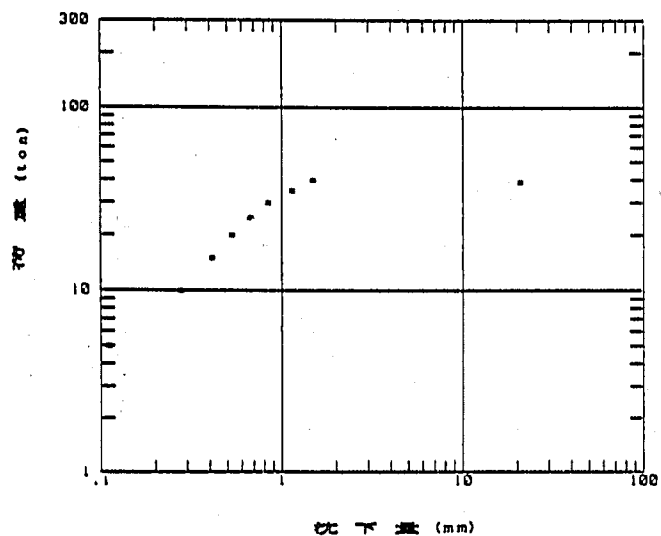


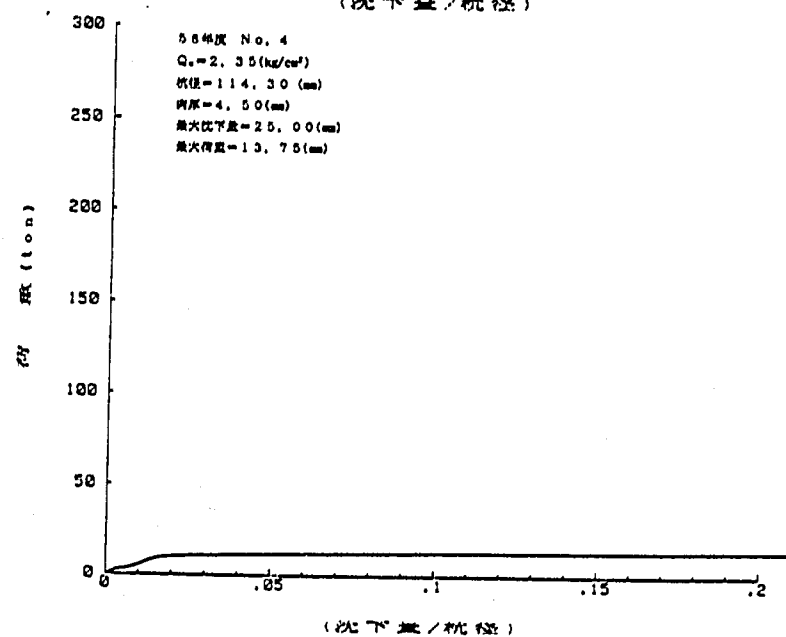
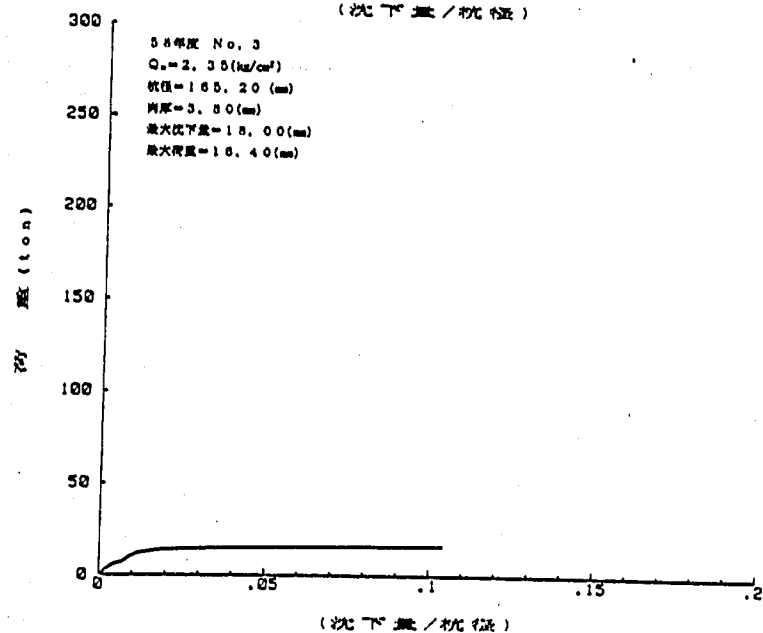
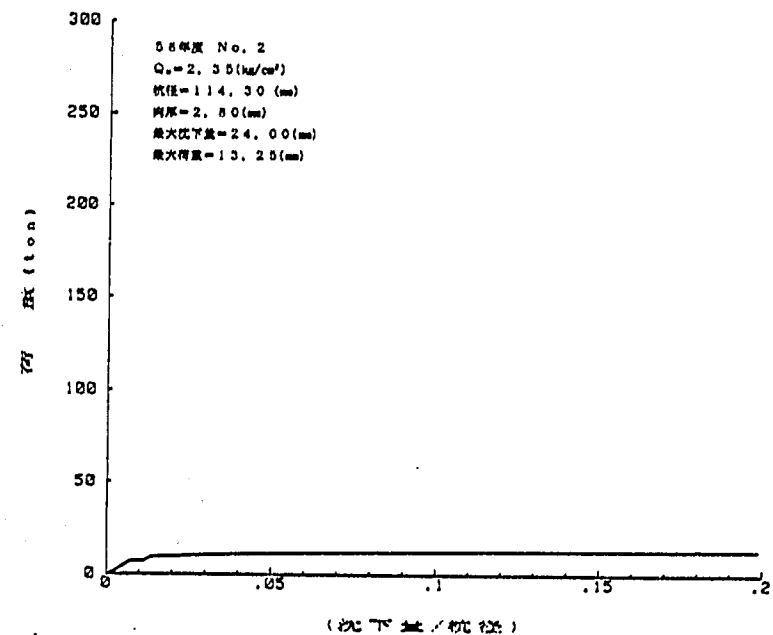
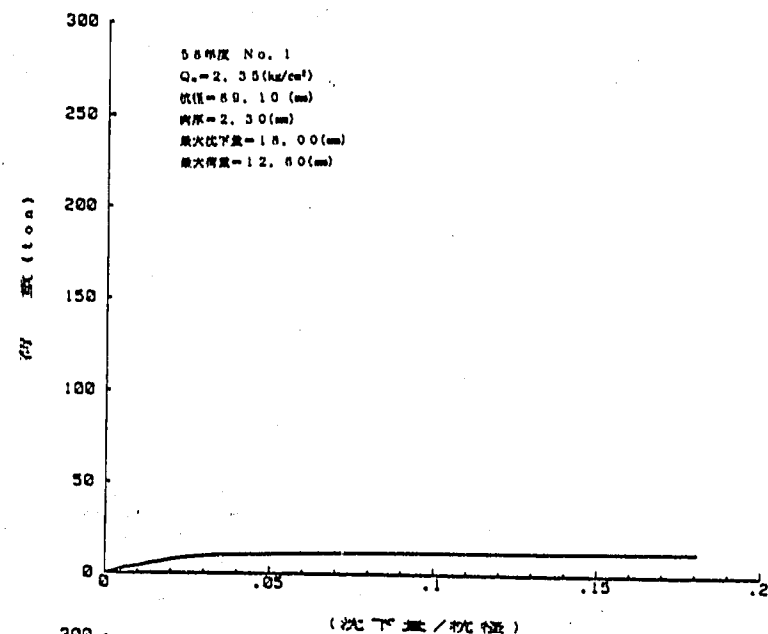
61年度 No. 79
 $Q_u = 29.01 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
 $\sigma_{1/2} = 408.40 \text{ (mm)}$
 $\sigma_{1/2} = 12.70 \text{ (mm)}$

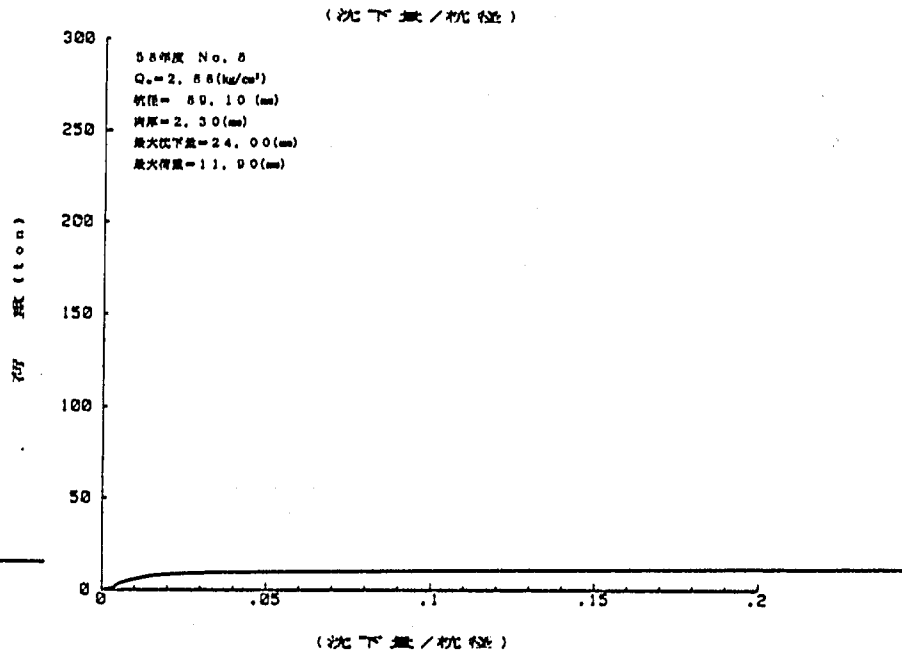
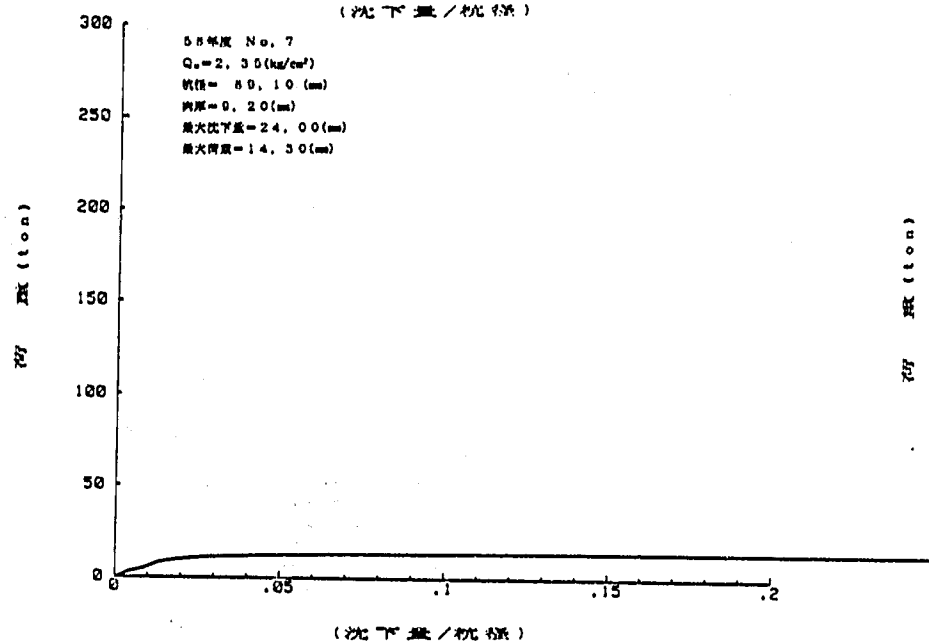
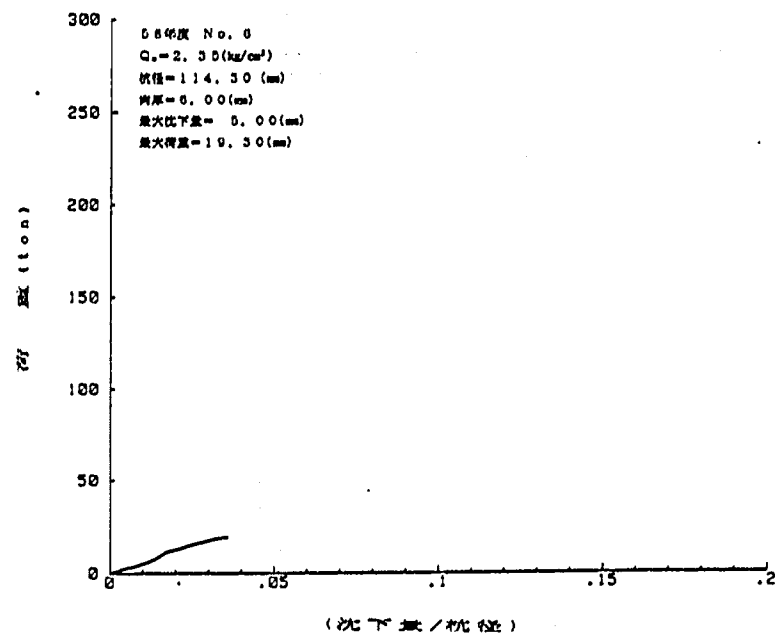
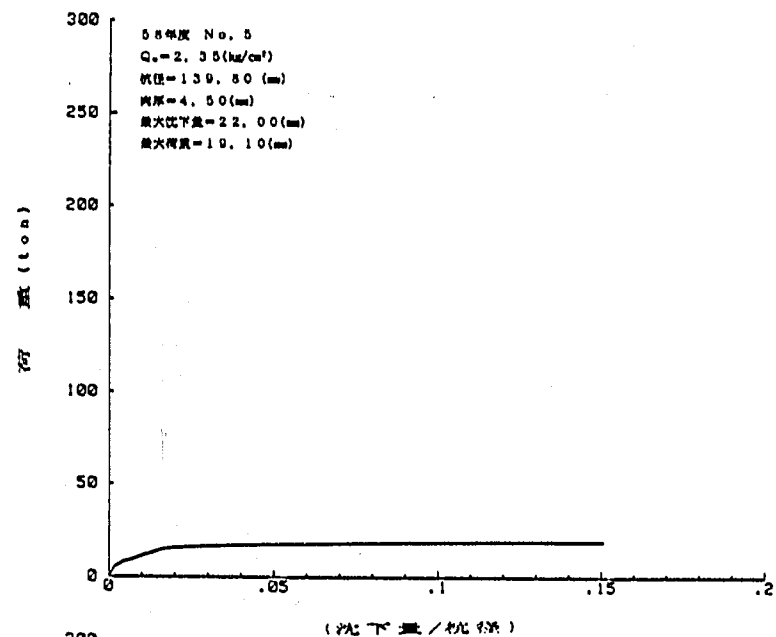


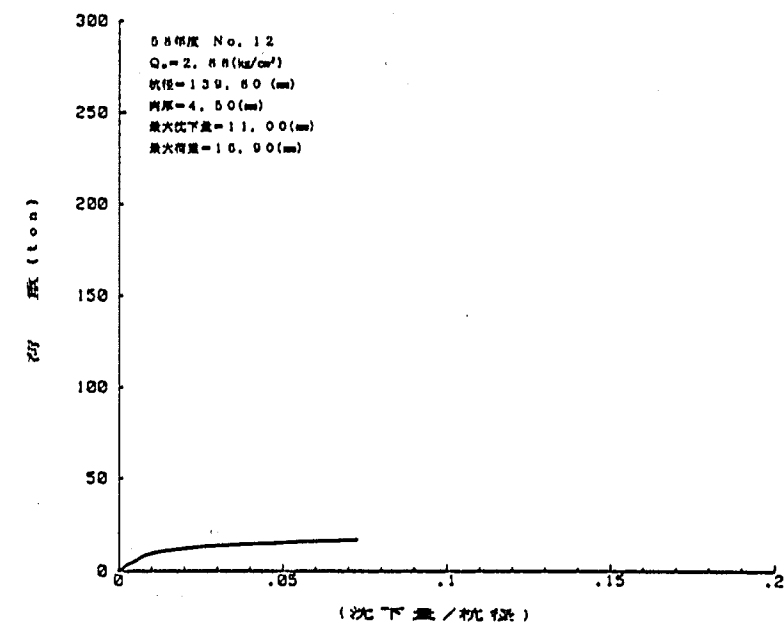
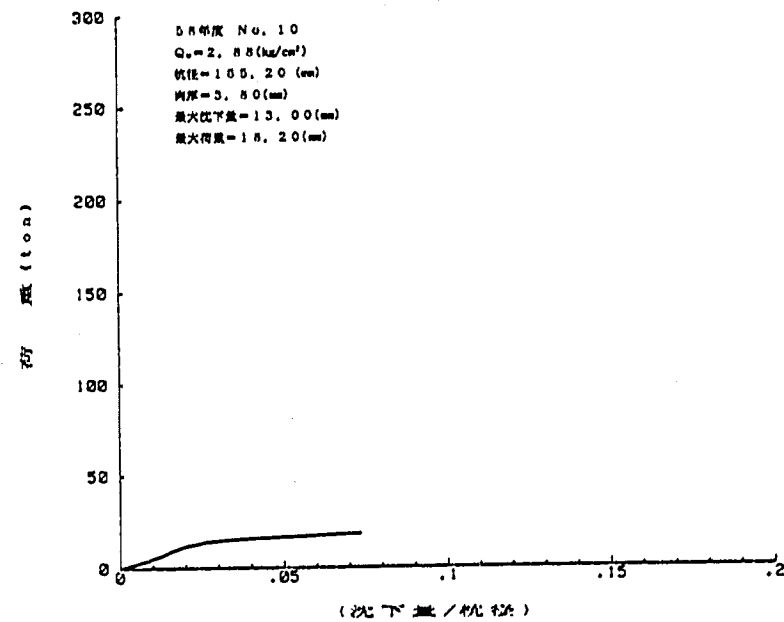
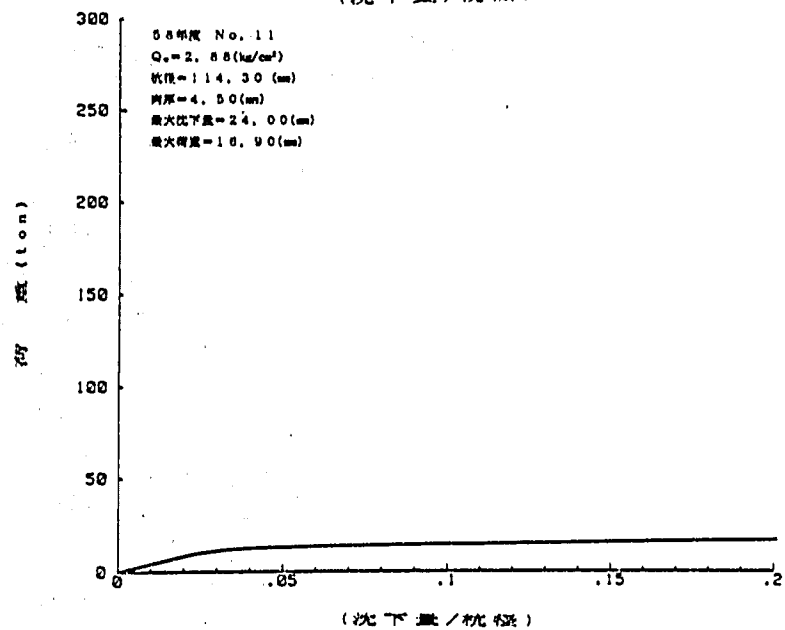
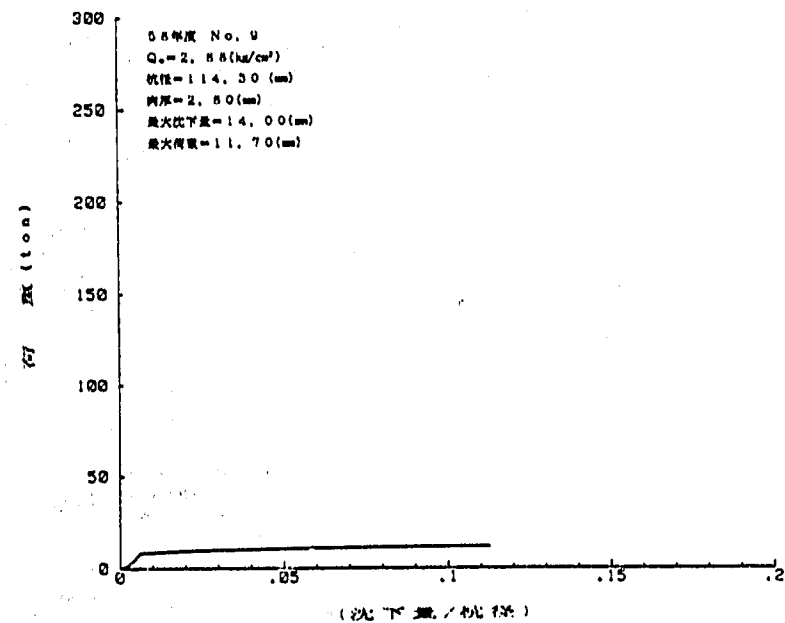
61年度 No. 80
 $Q_u = 29.01 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
 $\sigma_{1/2} = 408.40 \text{ (mm)}$
 $\sigma_{1/2} = 12.70 \text{ (mm)}$

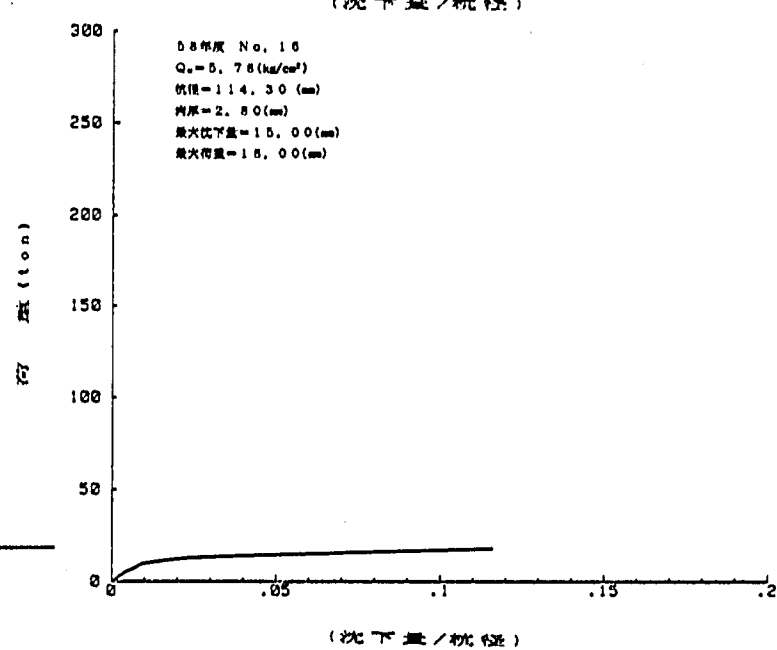
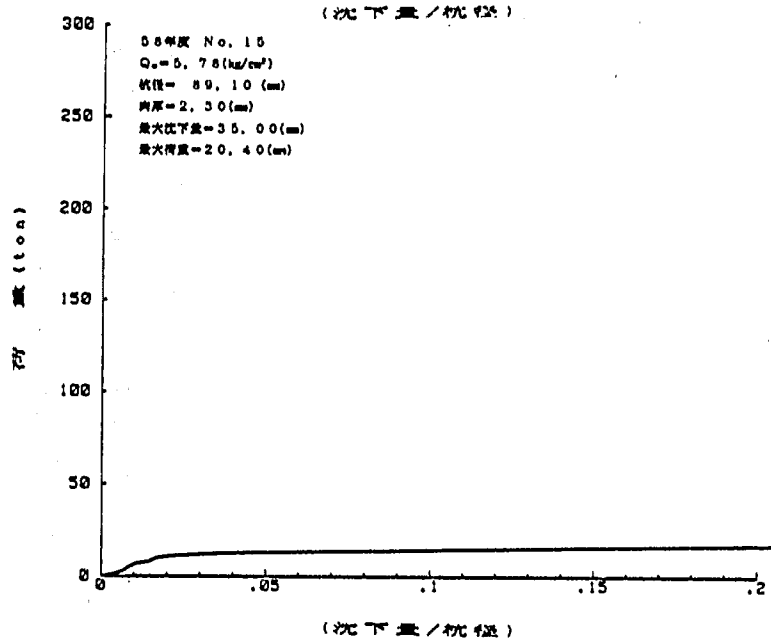
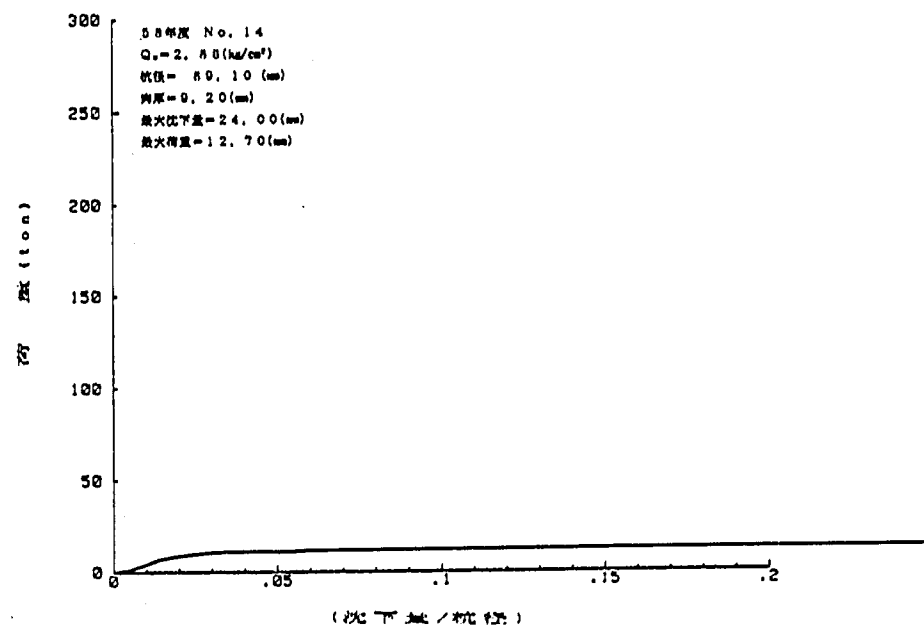
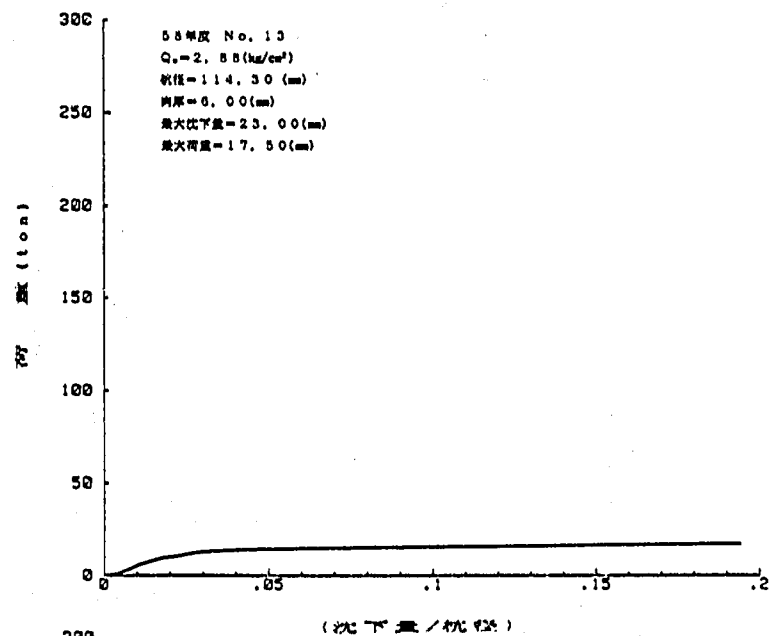


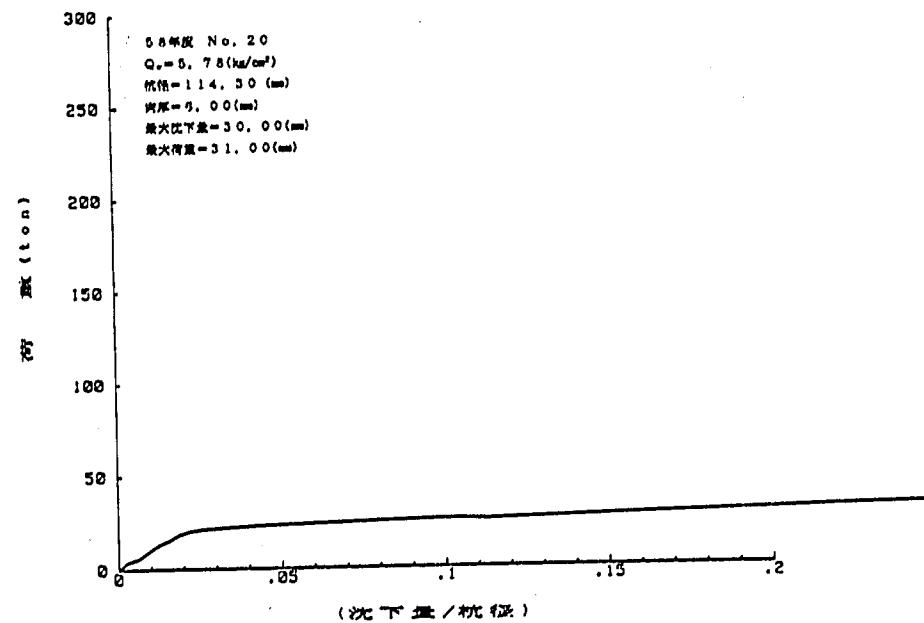
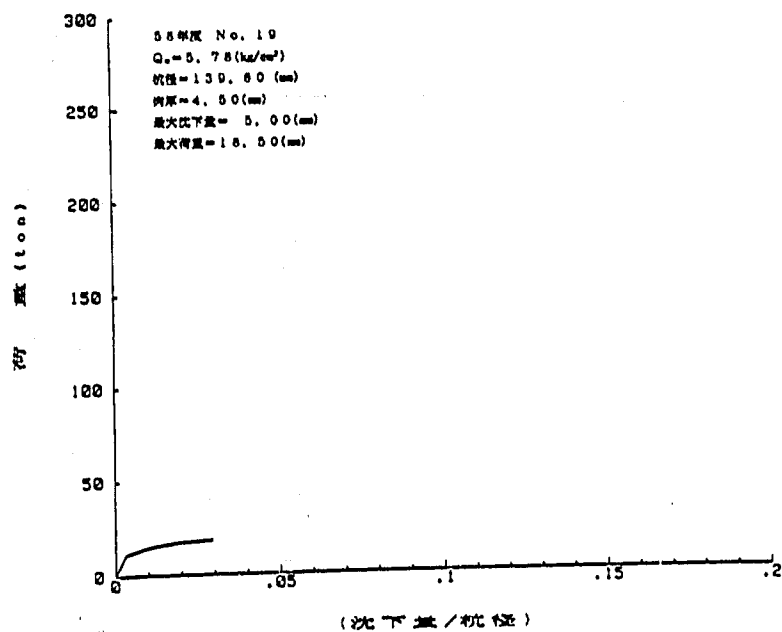
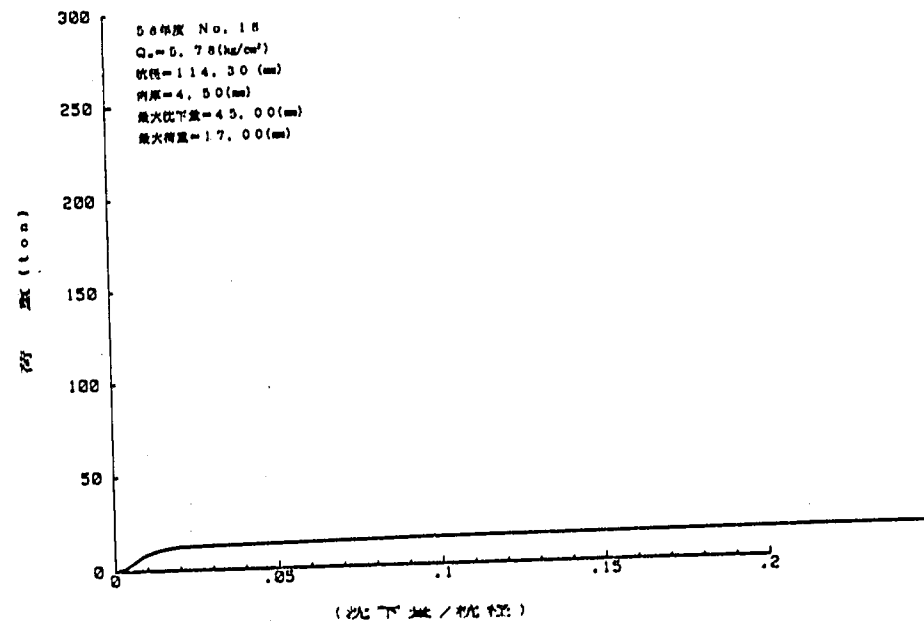
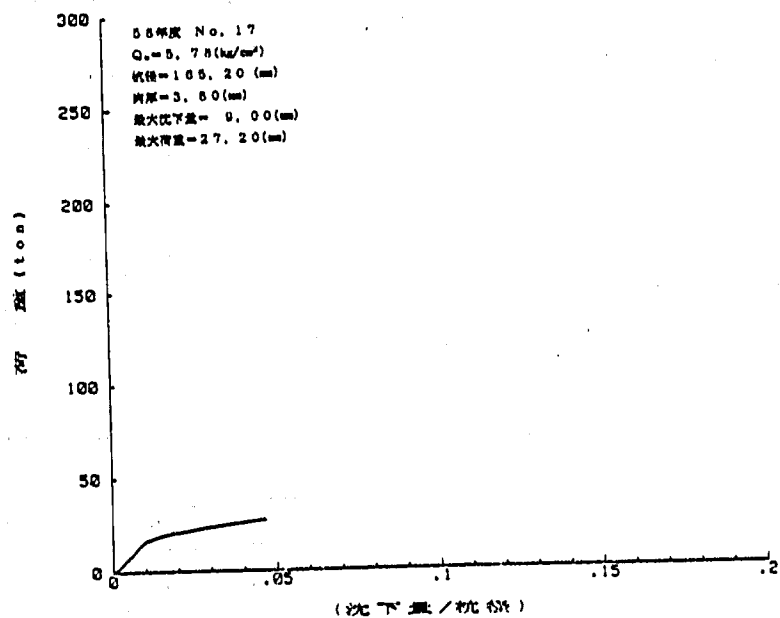


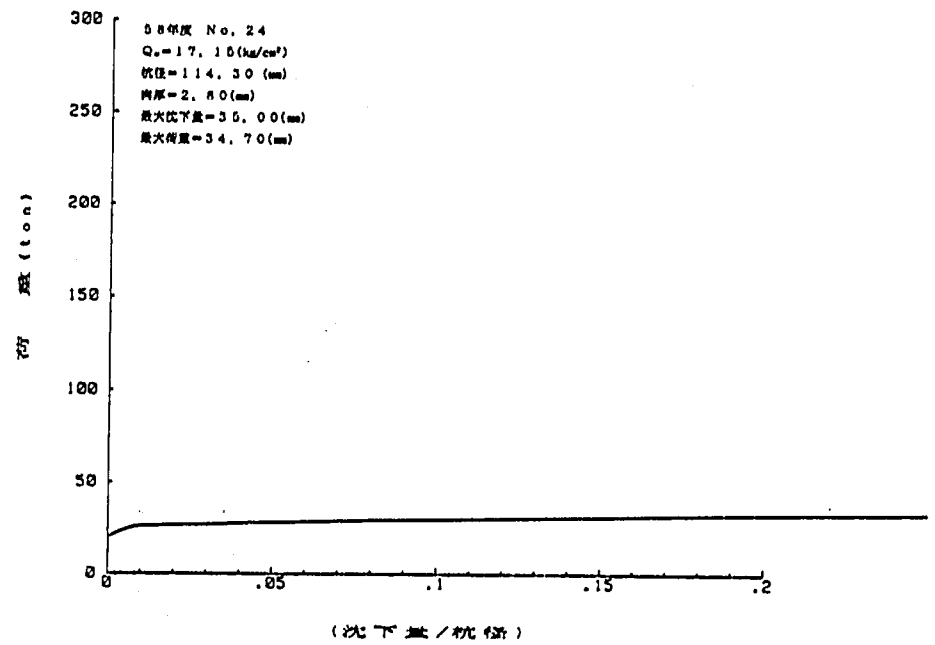
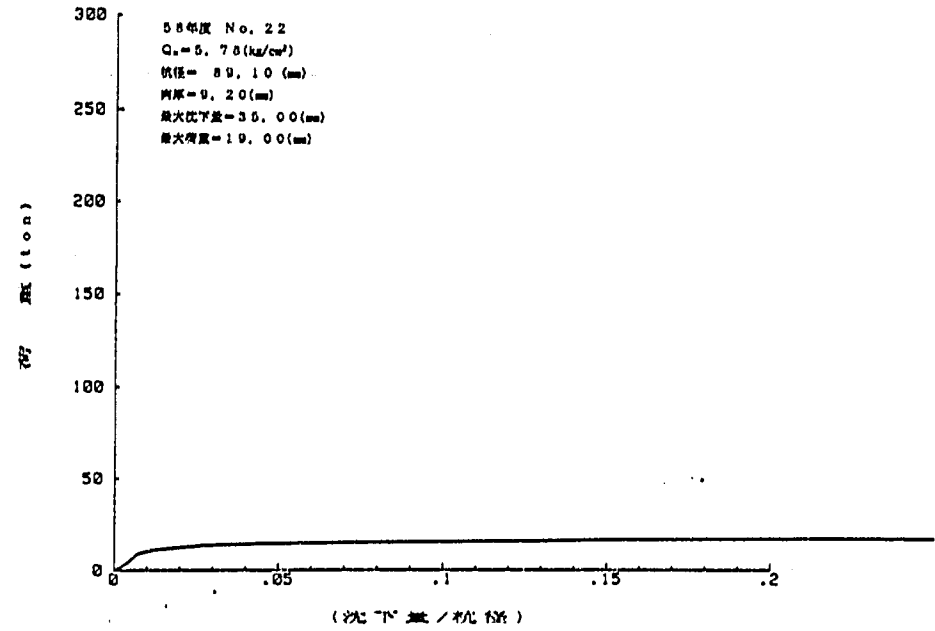
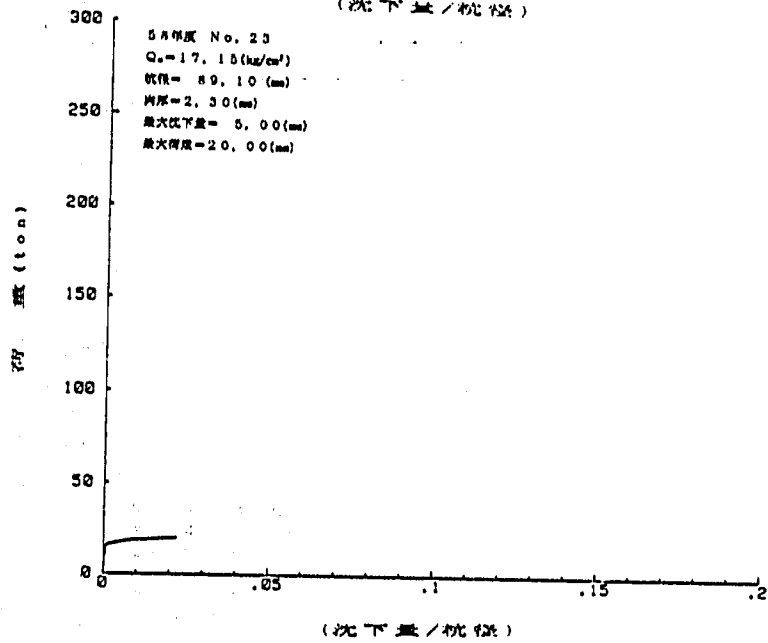
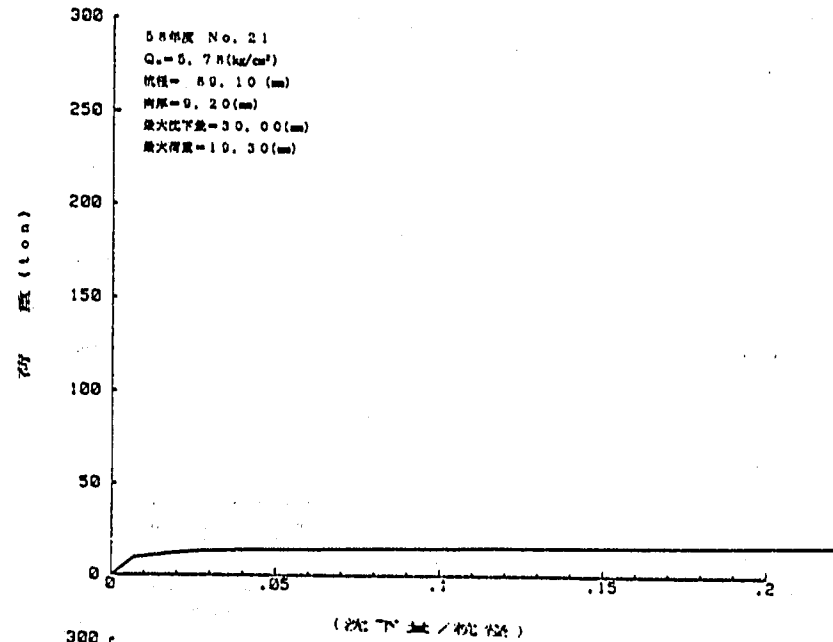


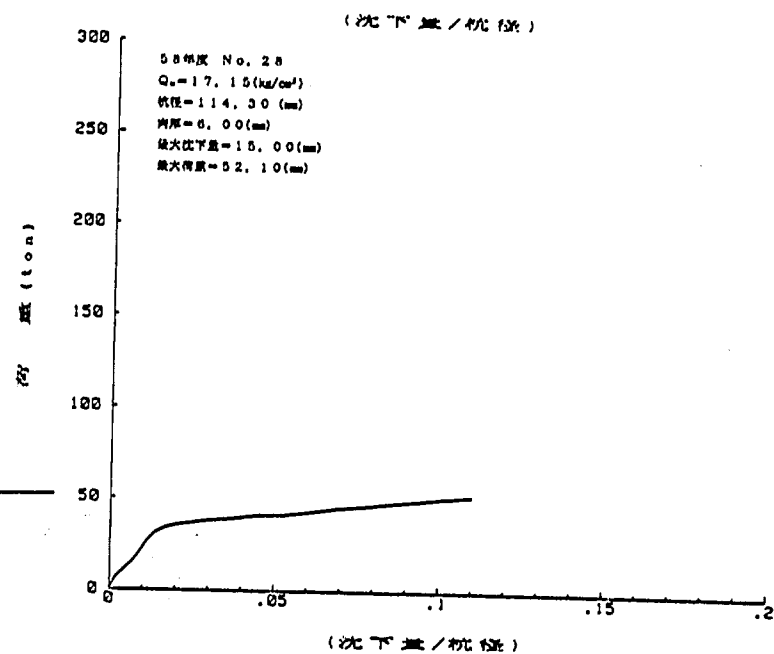
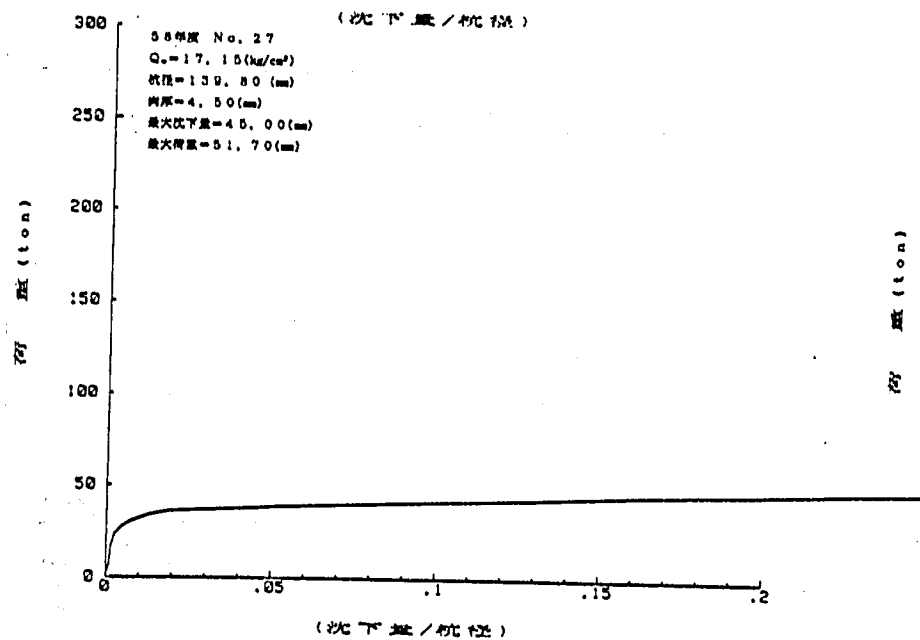
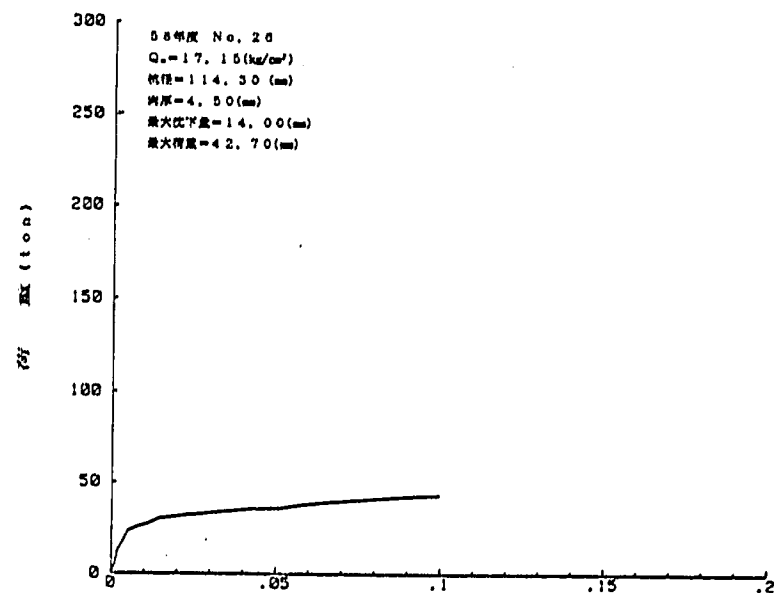
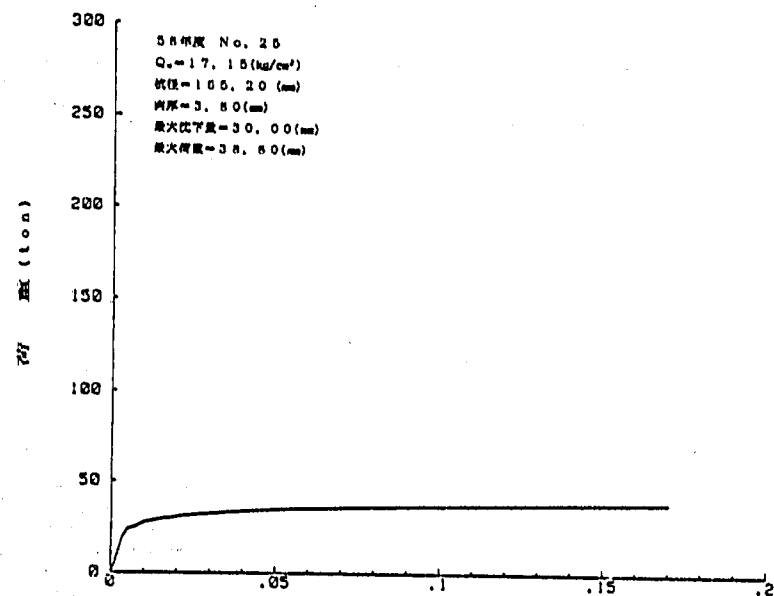


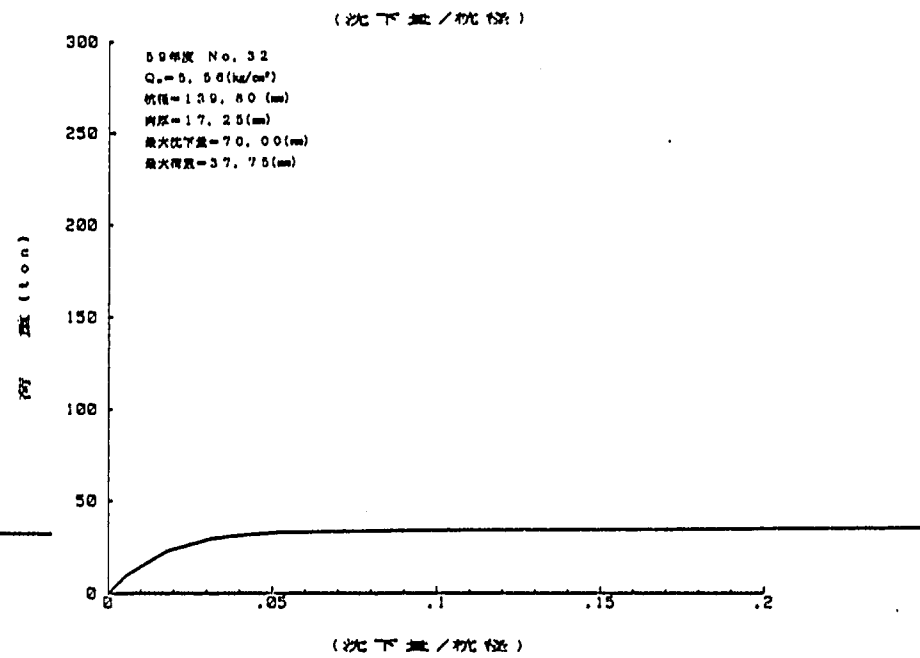
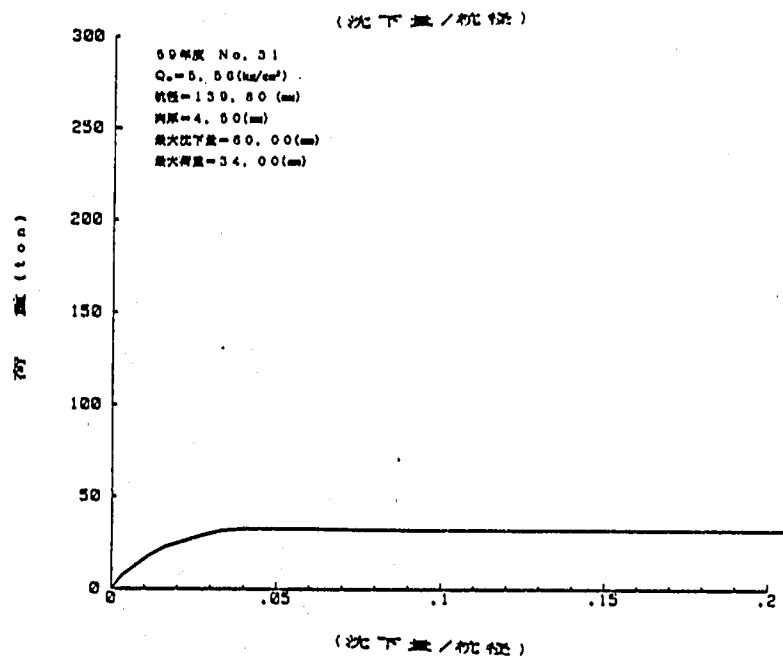
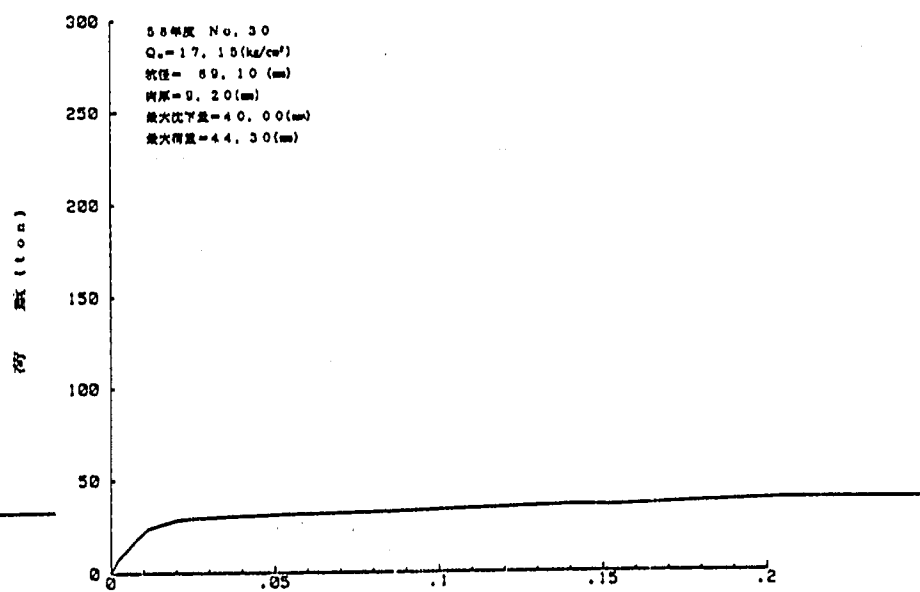
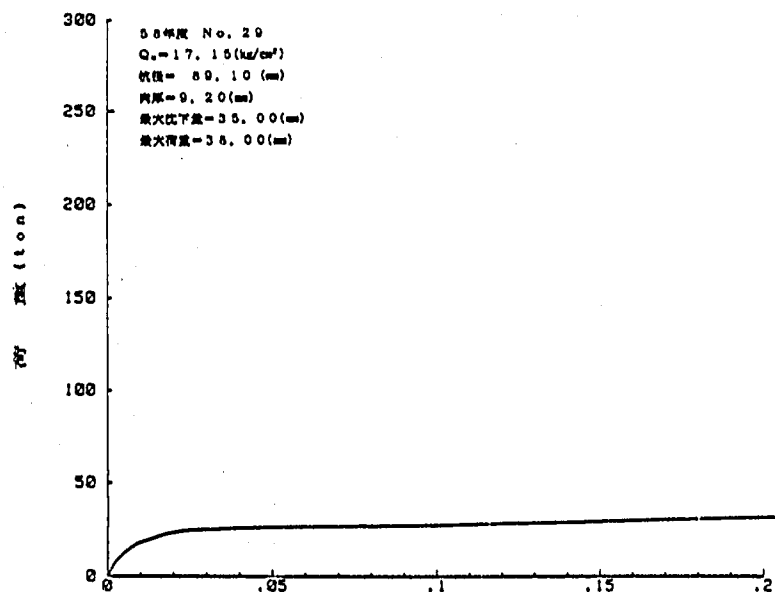


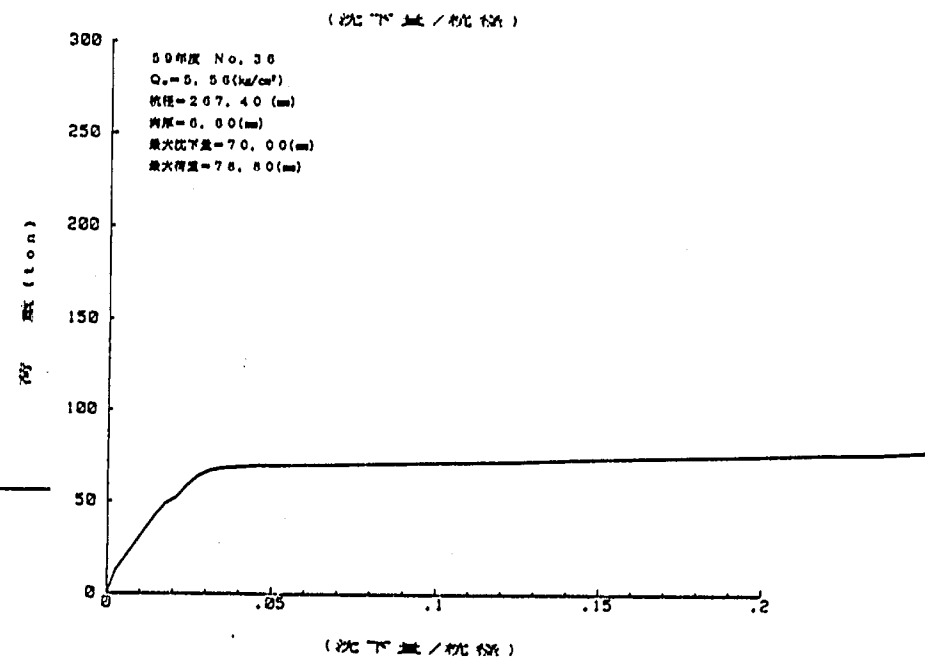
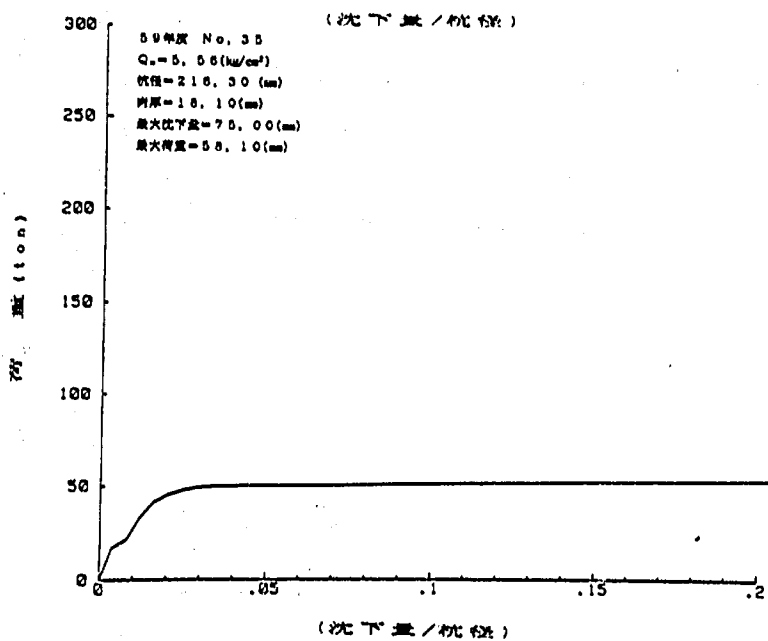
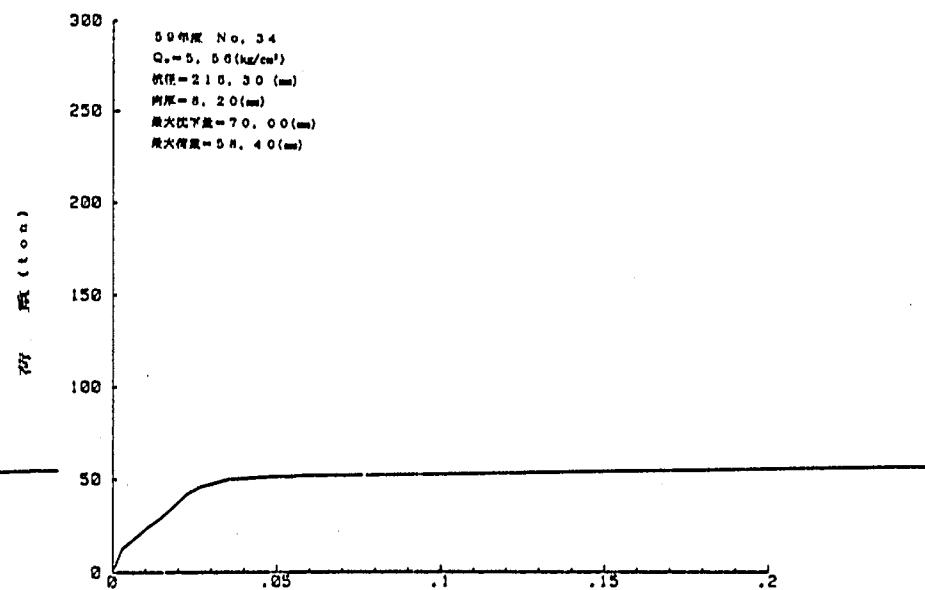
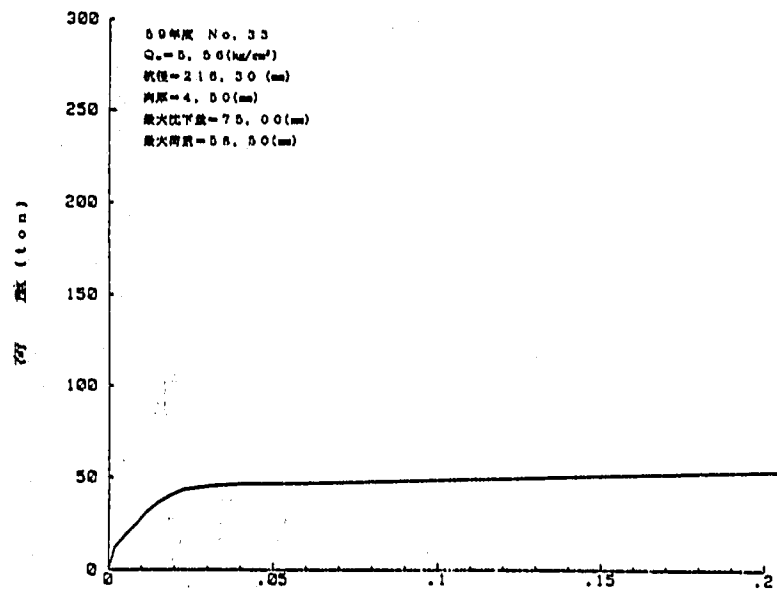


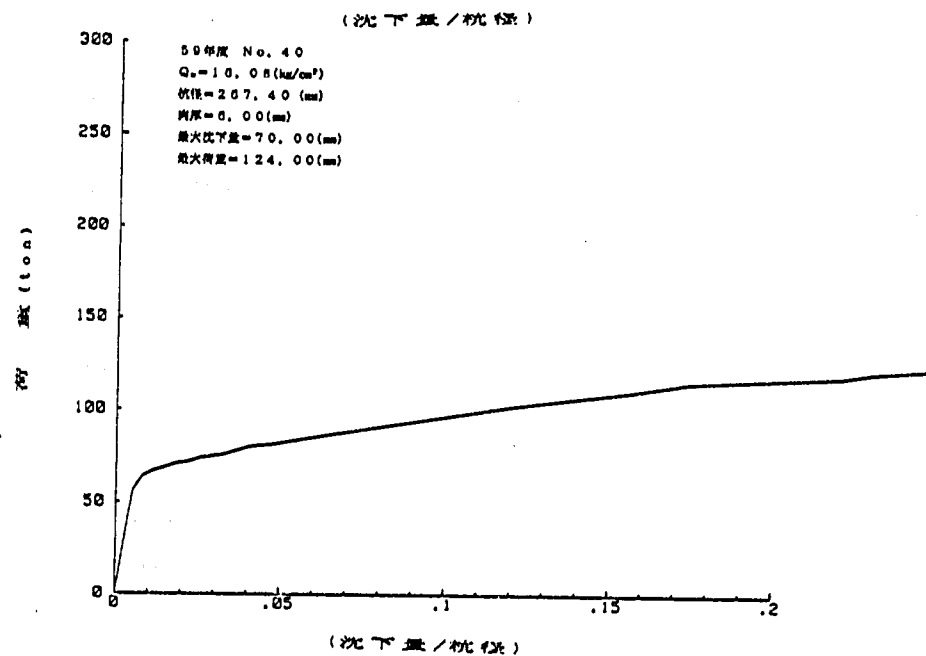
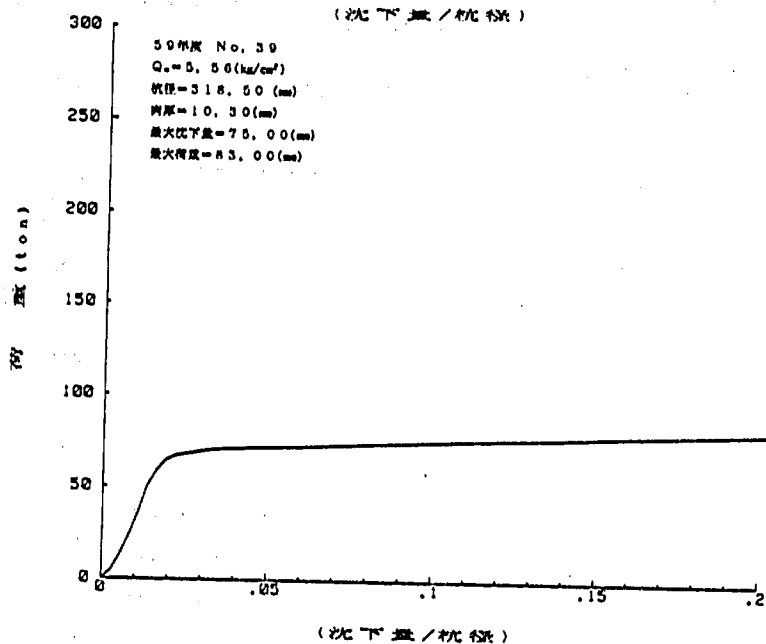
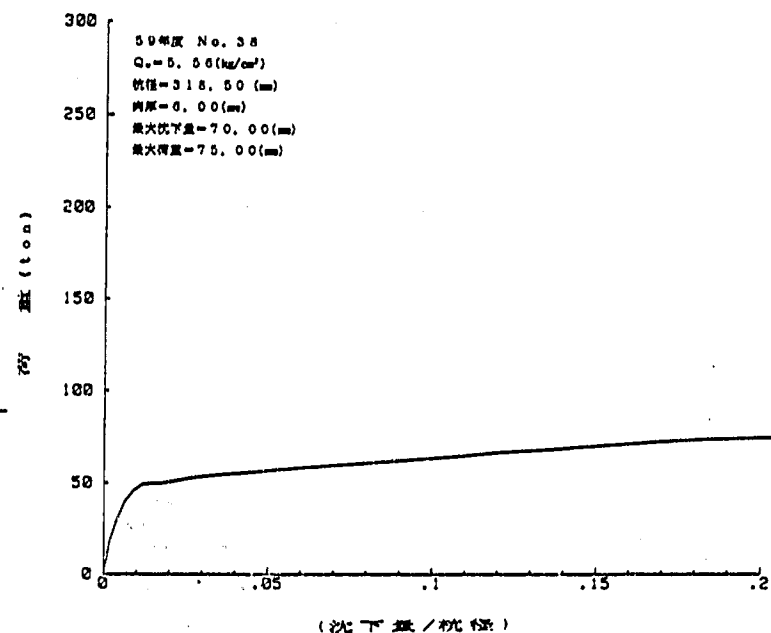
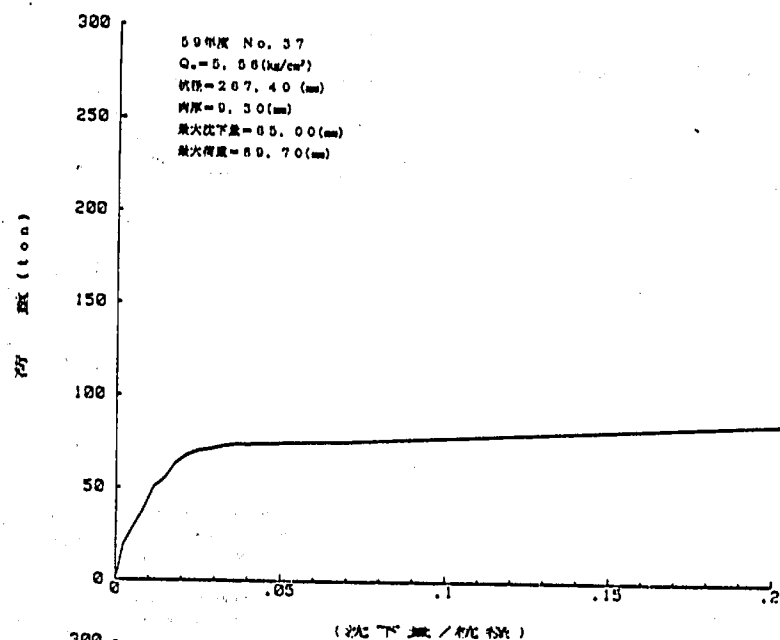


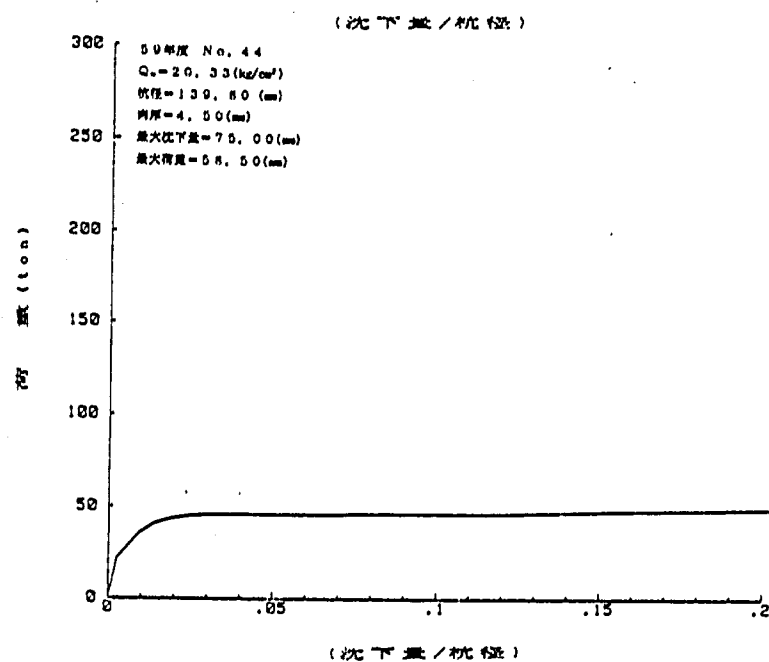
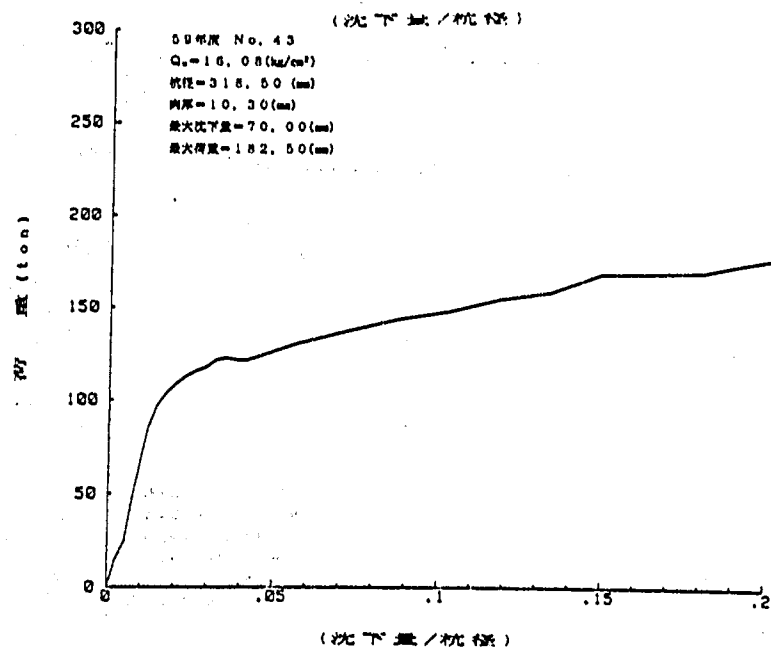
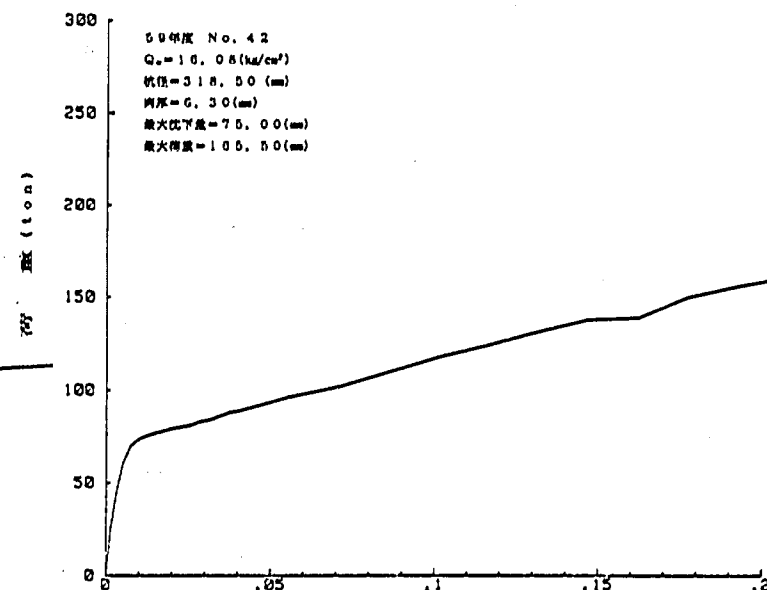
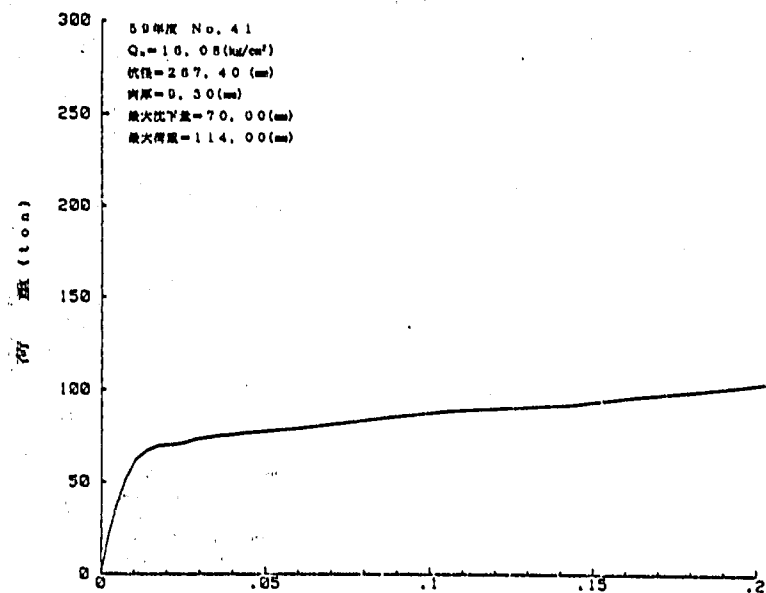


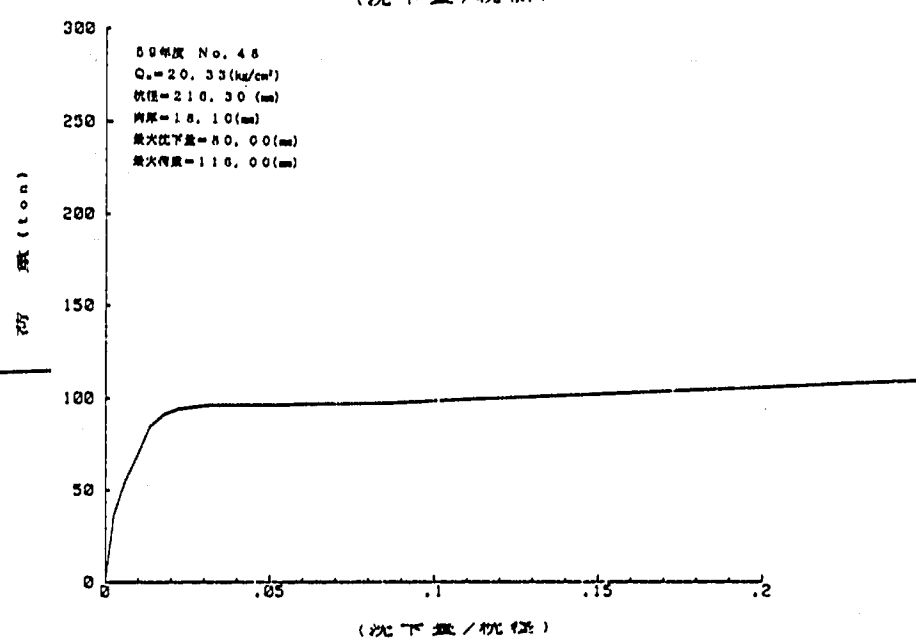
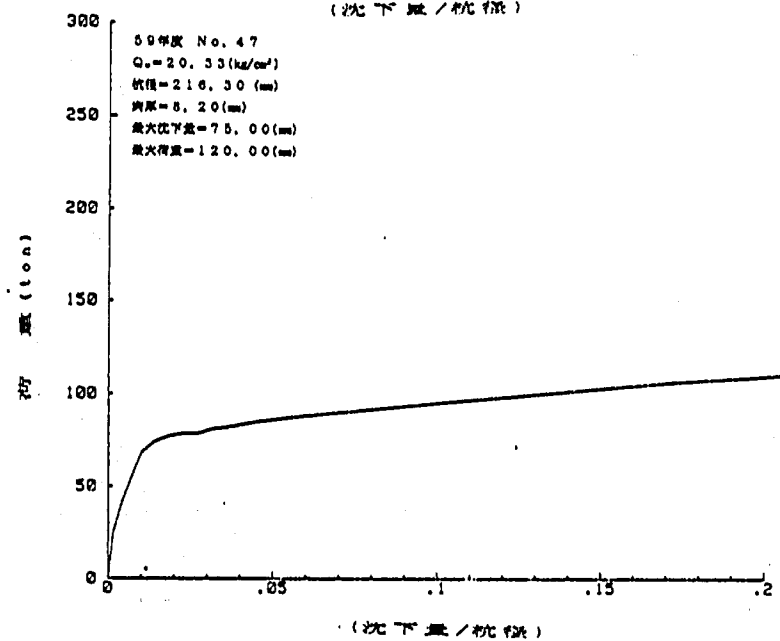
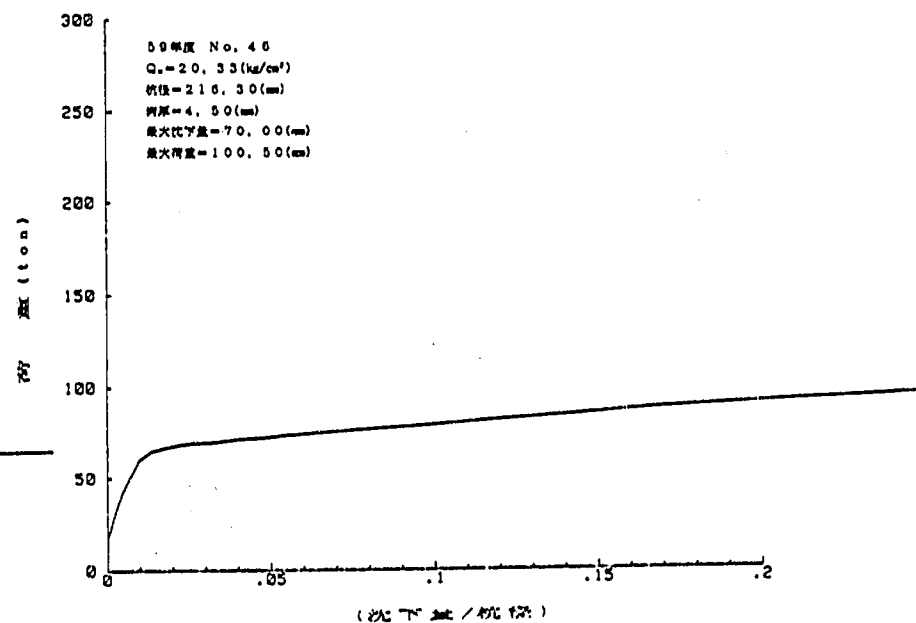
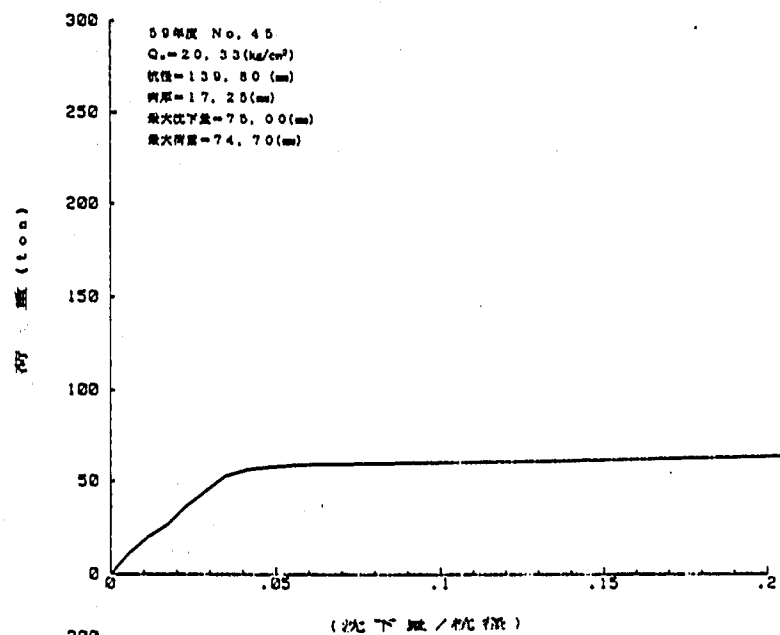


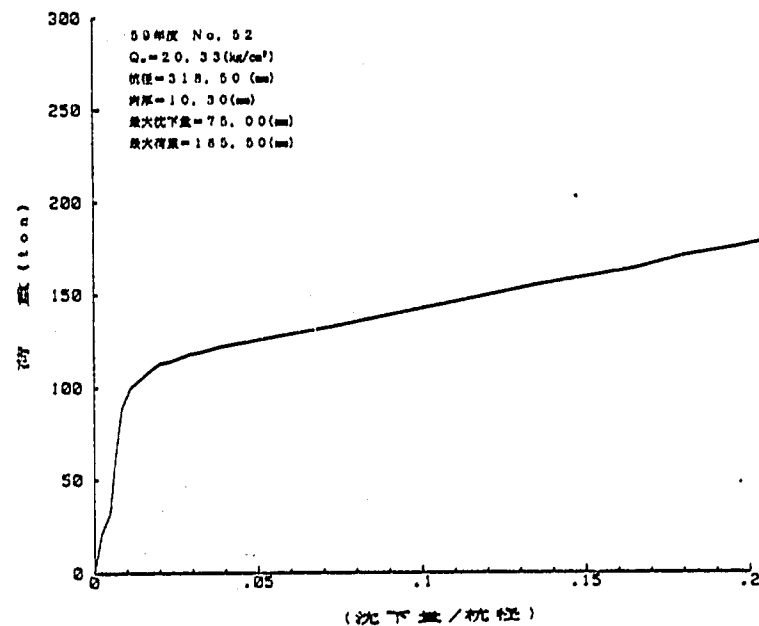
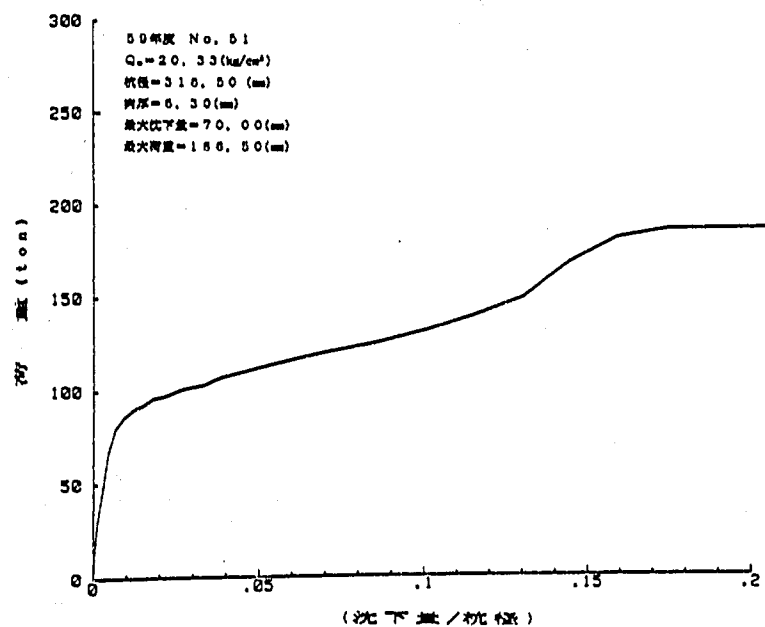
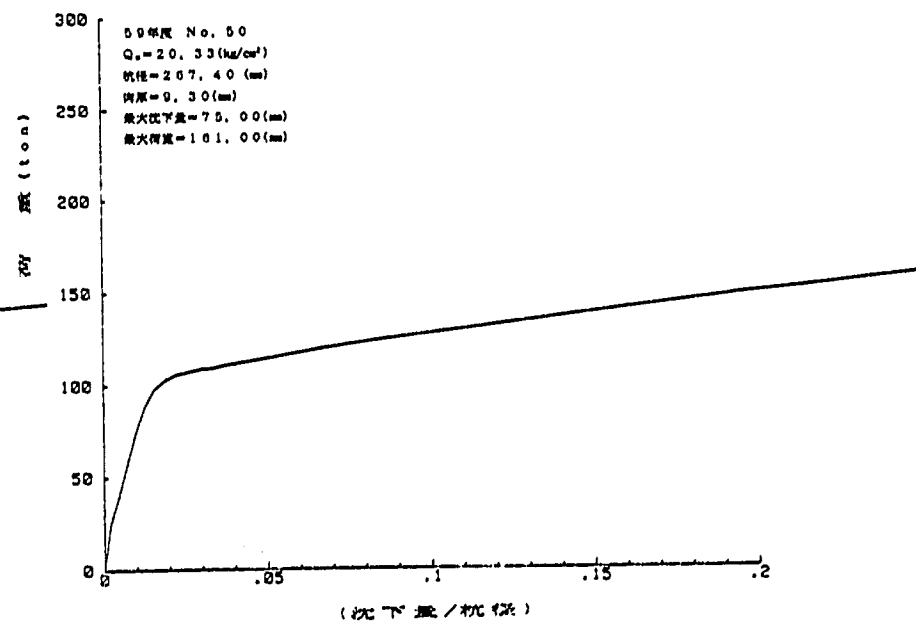
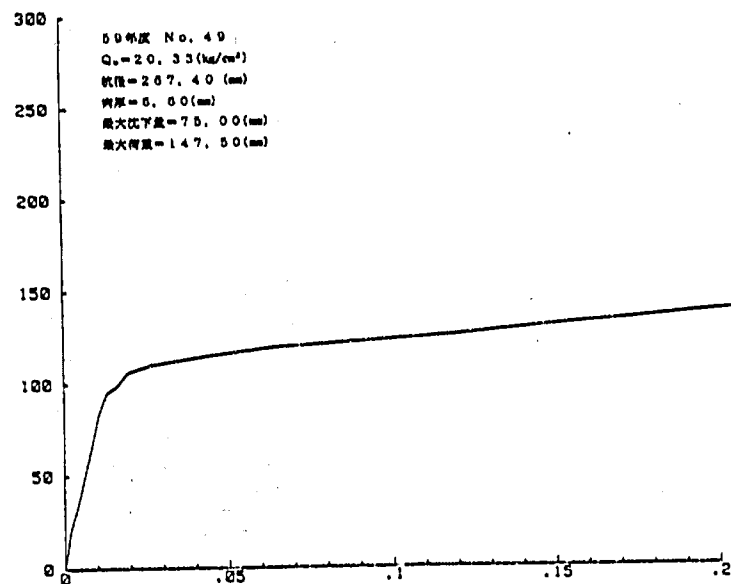


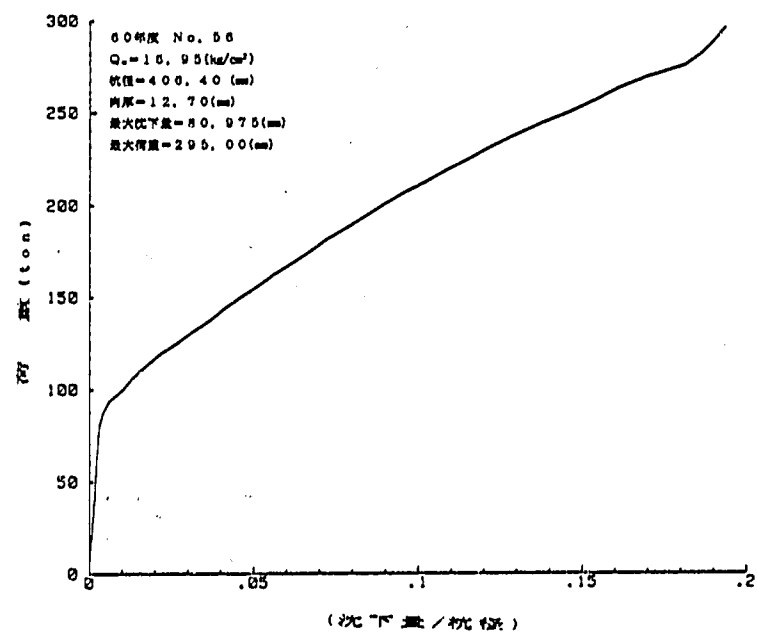
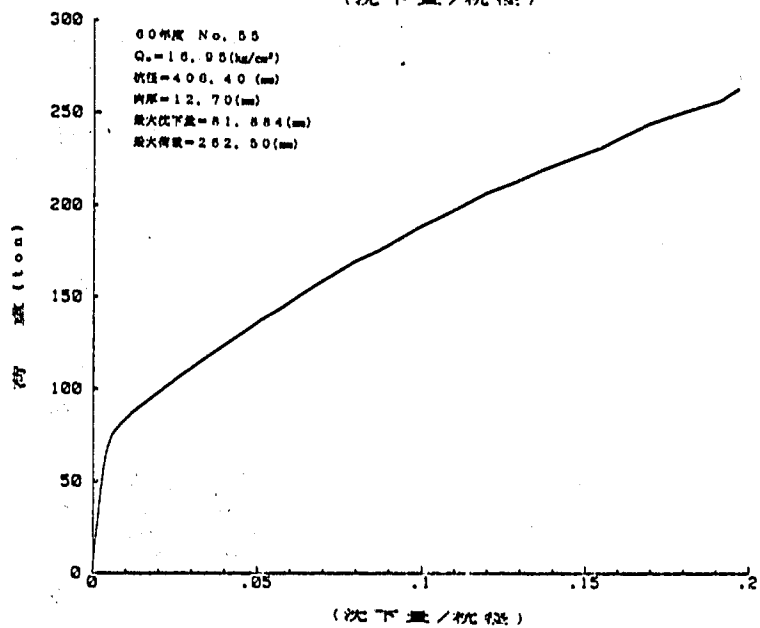
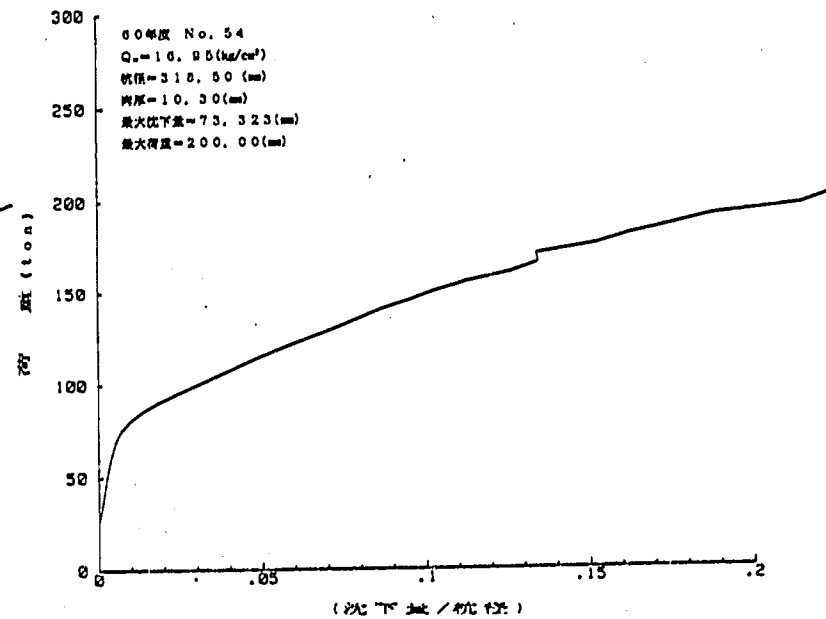
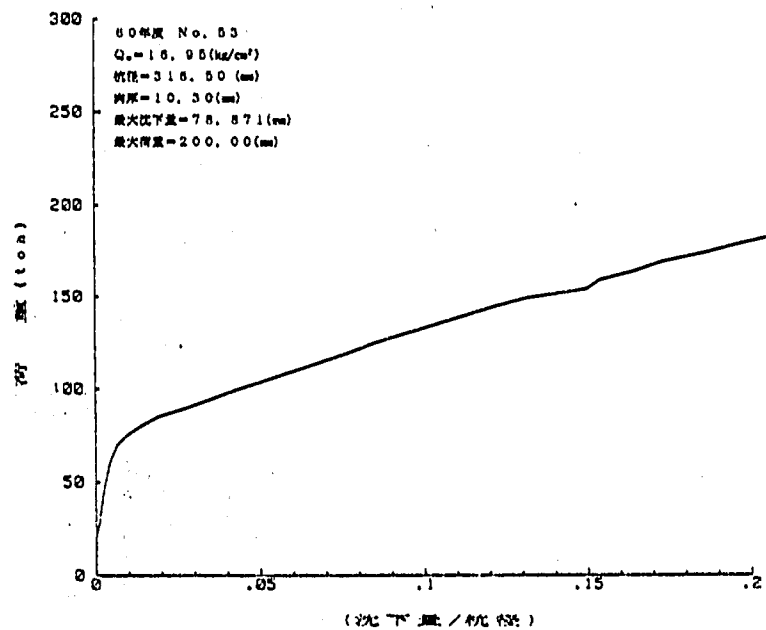


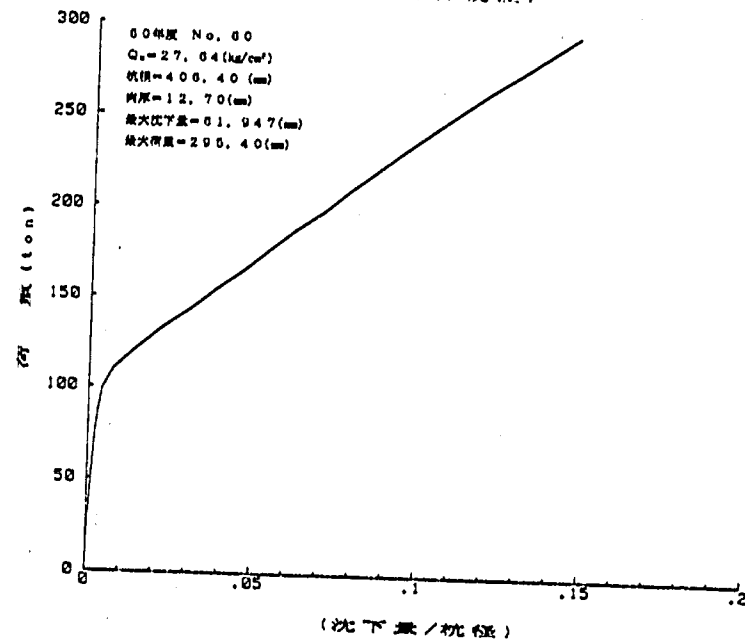
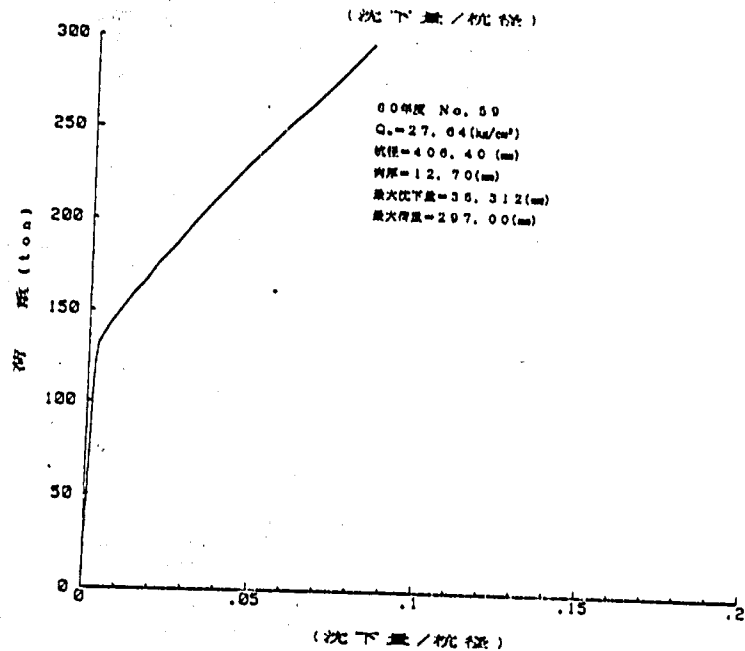
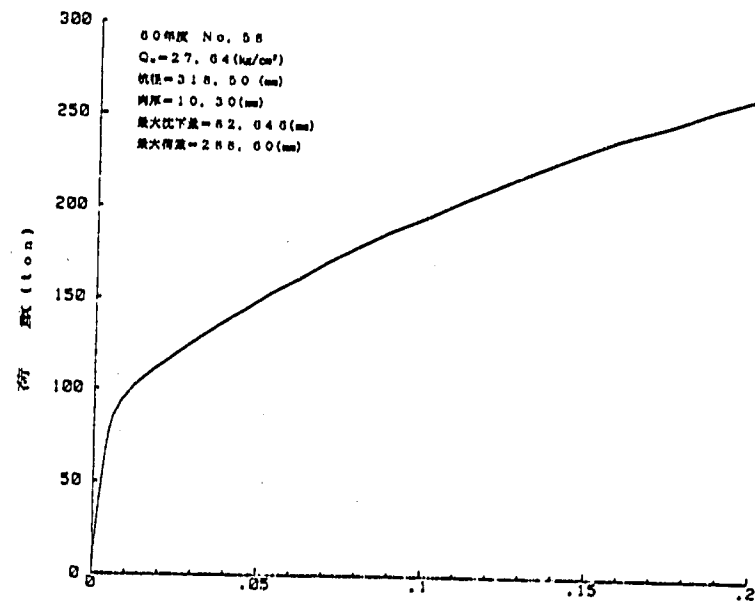
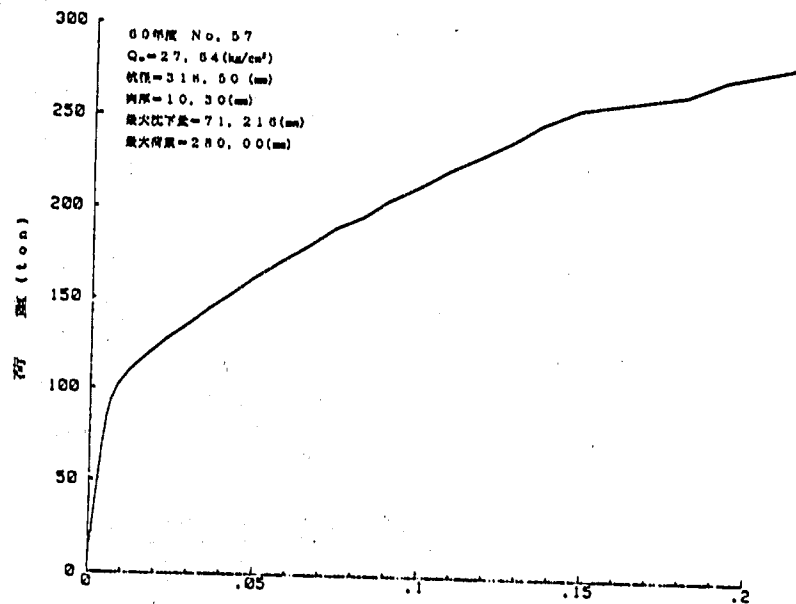


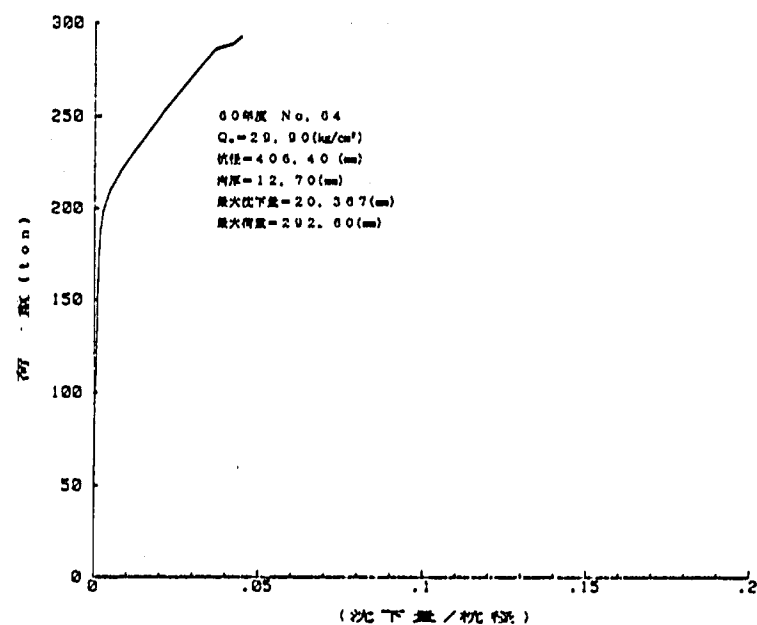
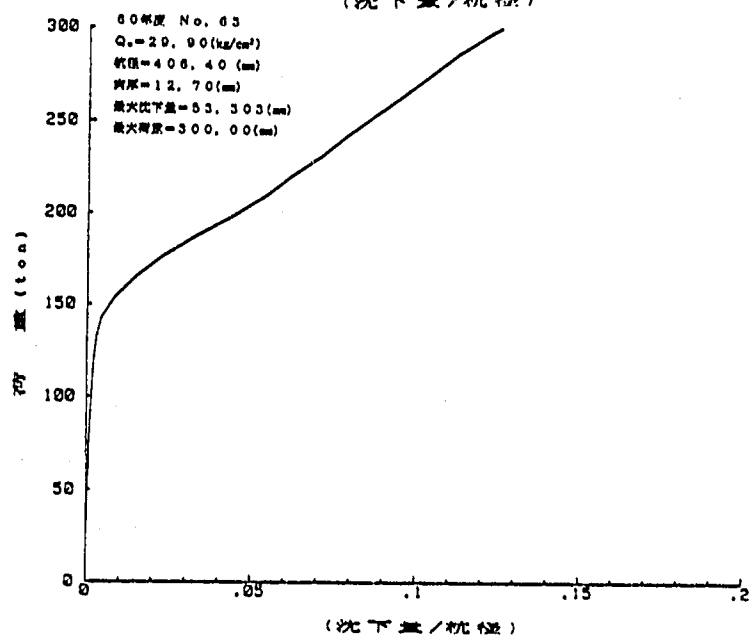
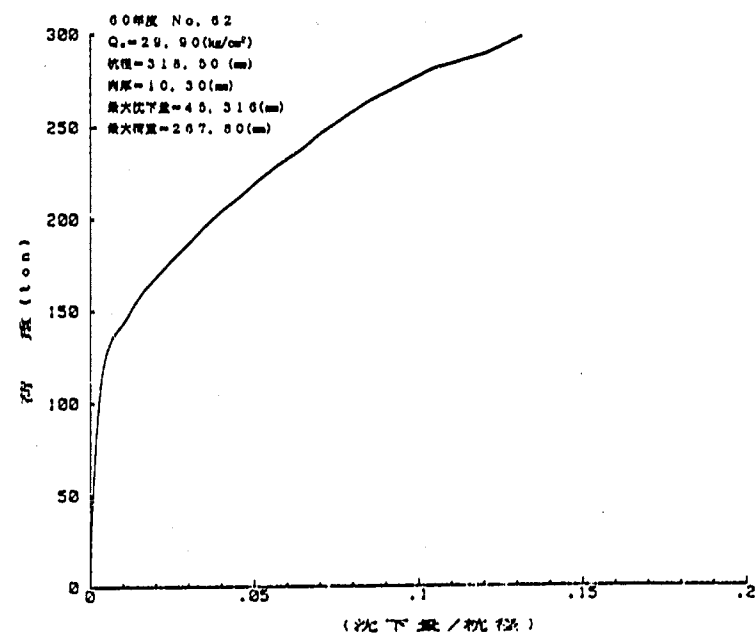
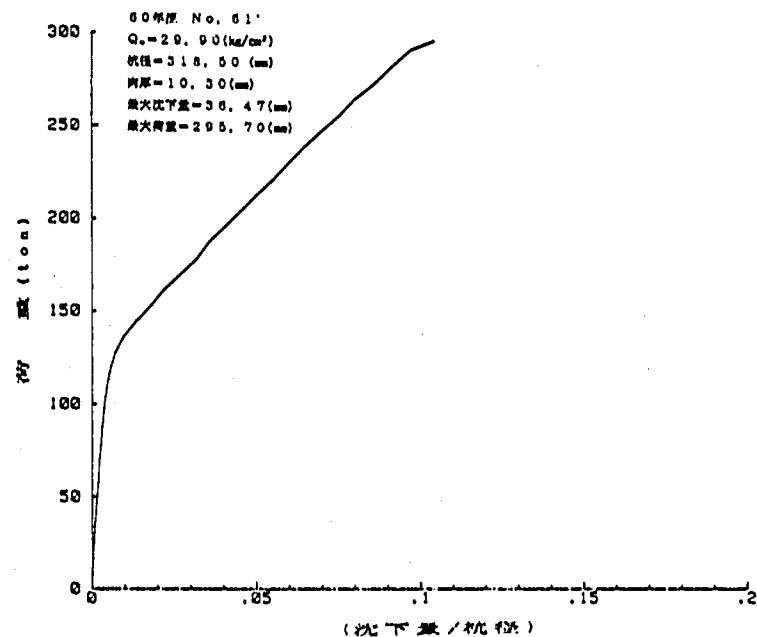


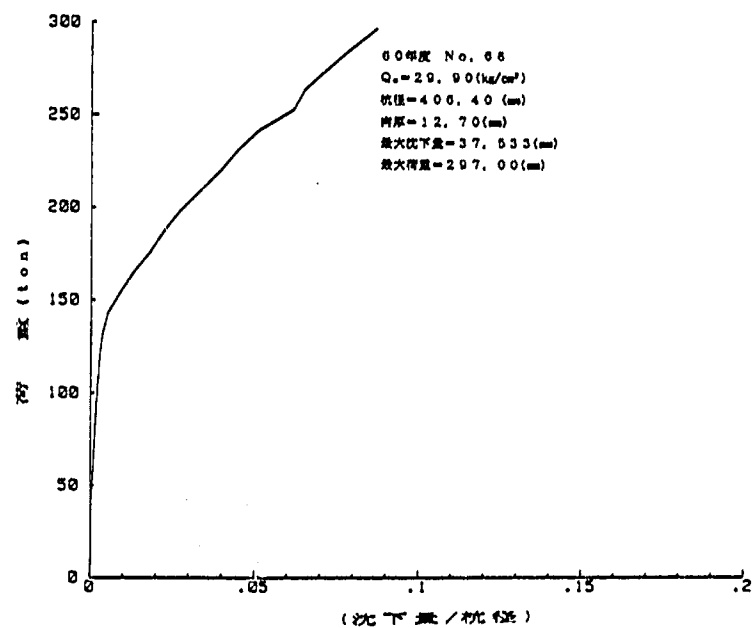
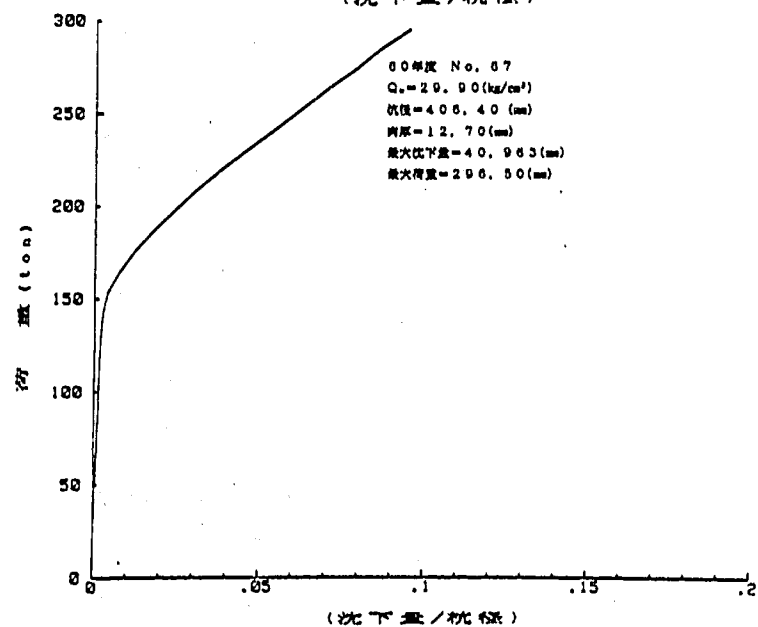
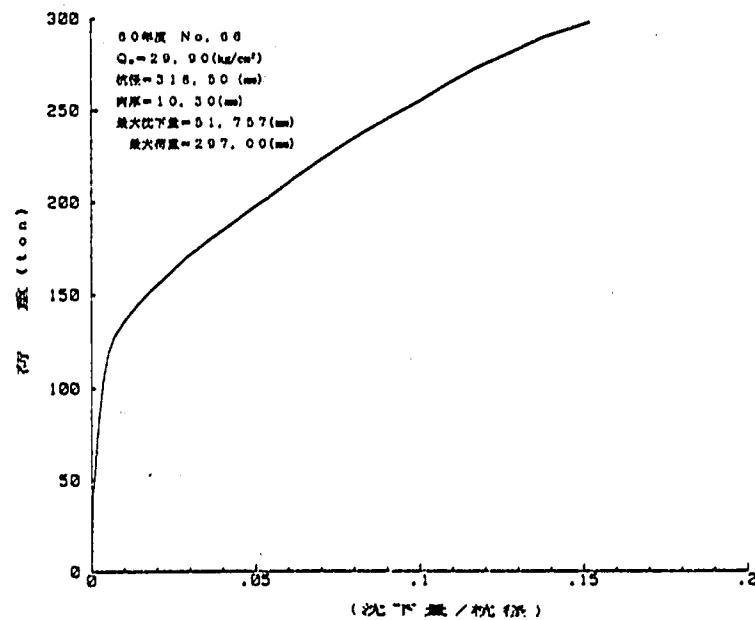
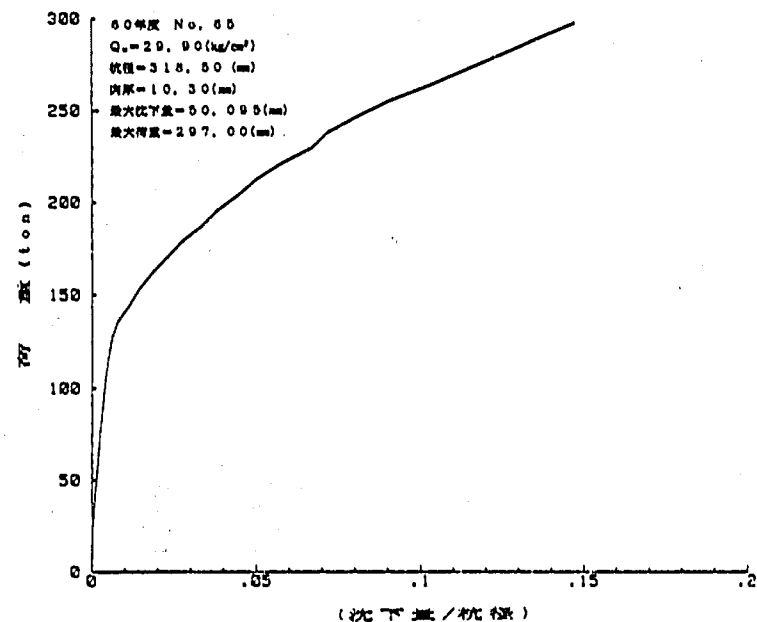


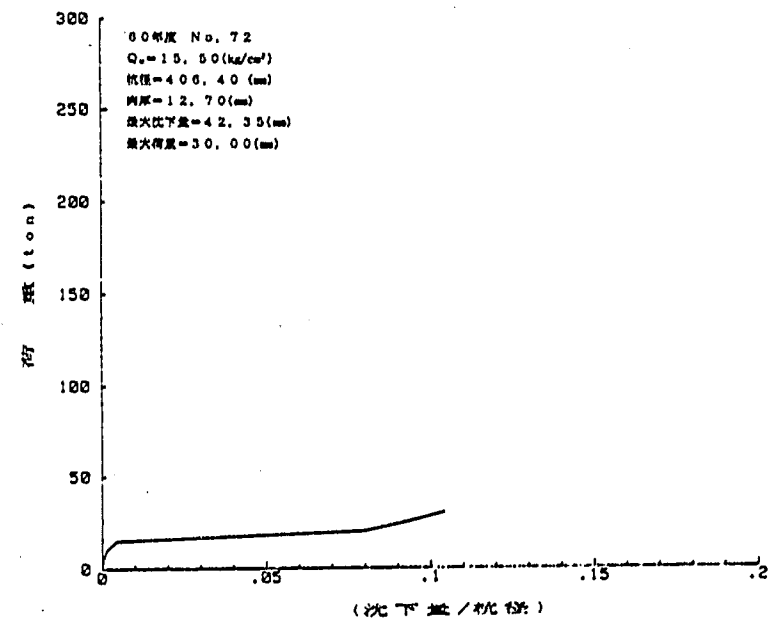
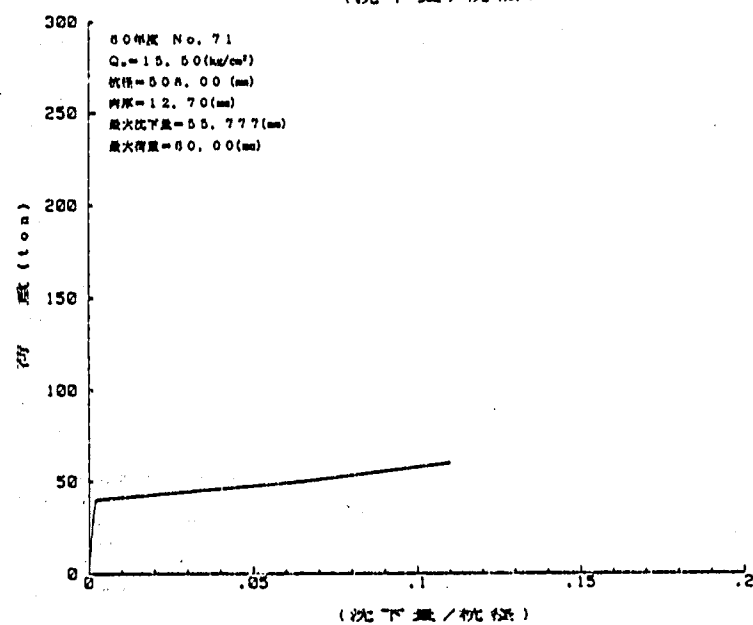
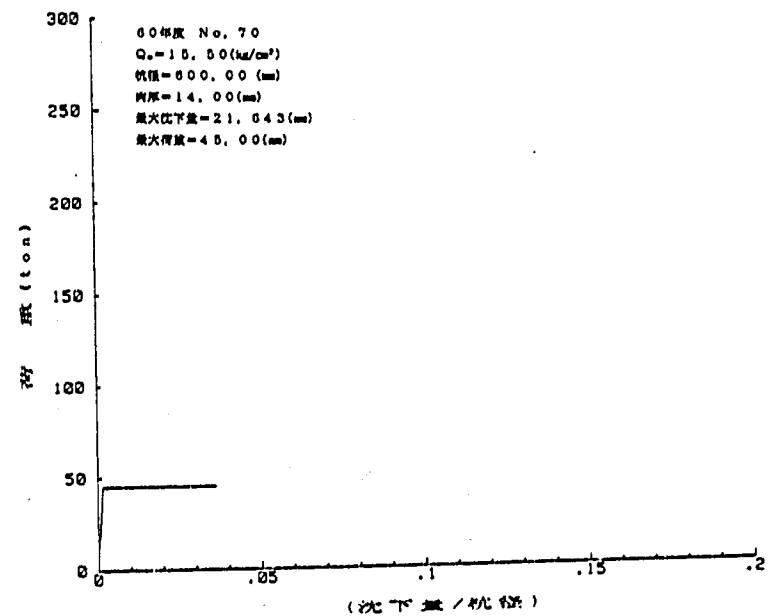
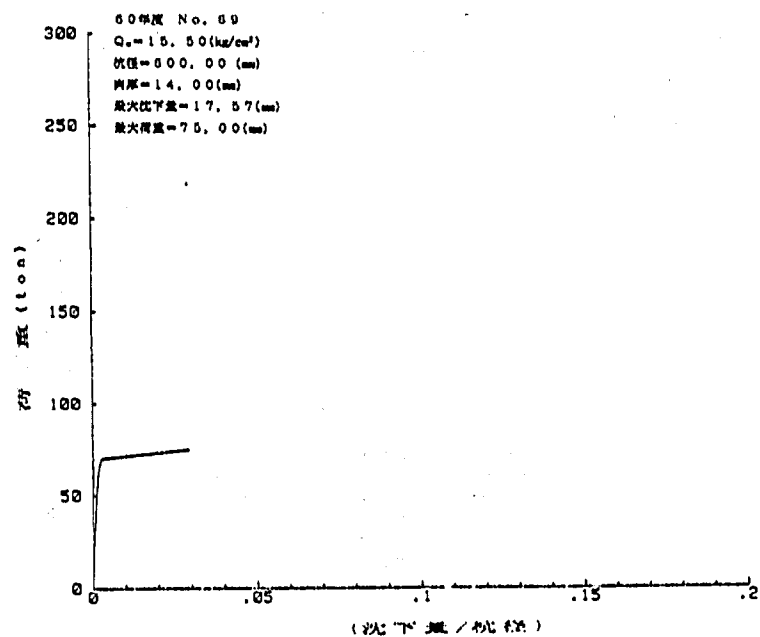


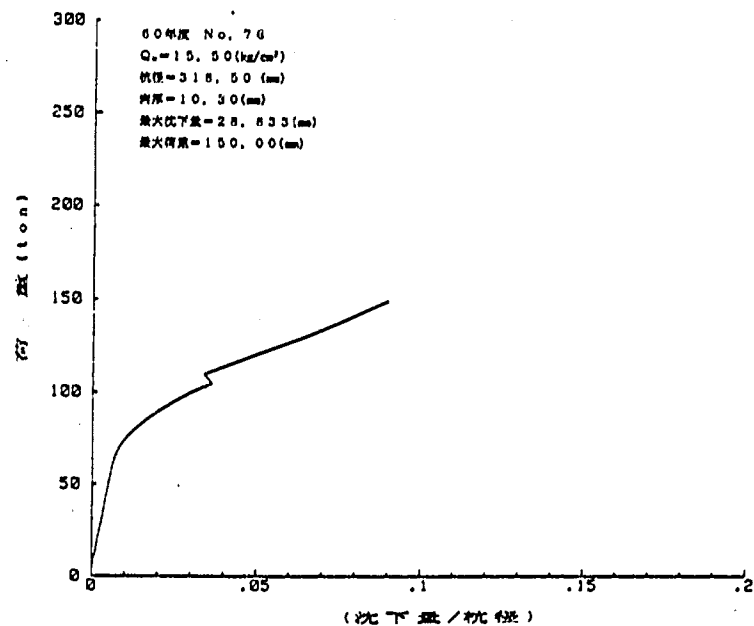
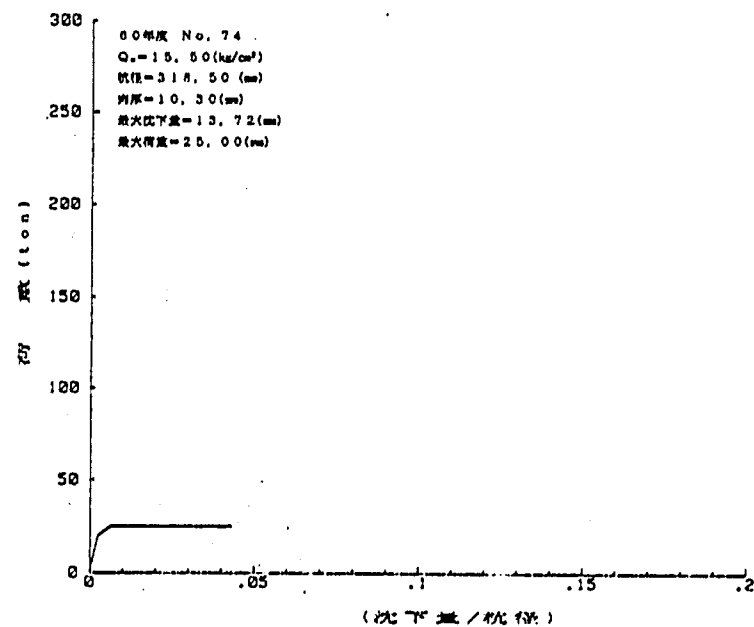
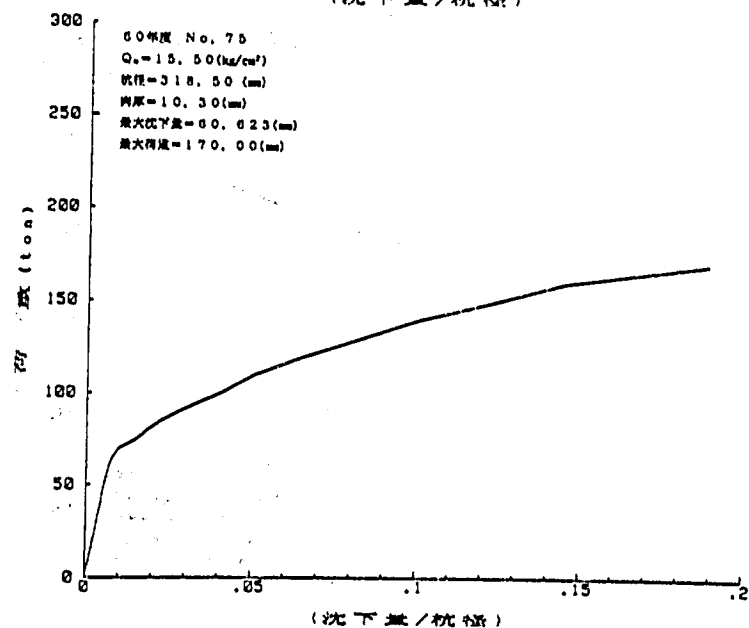
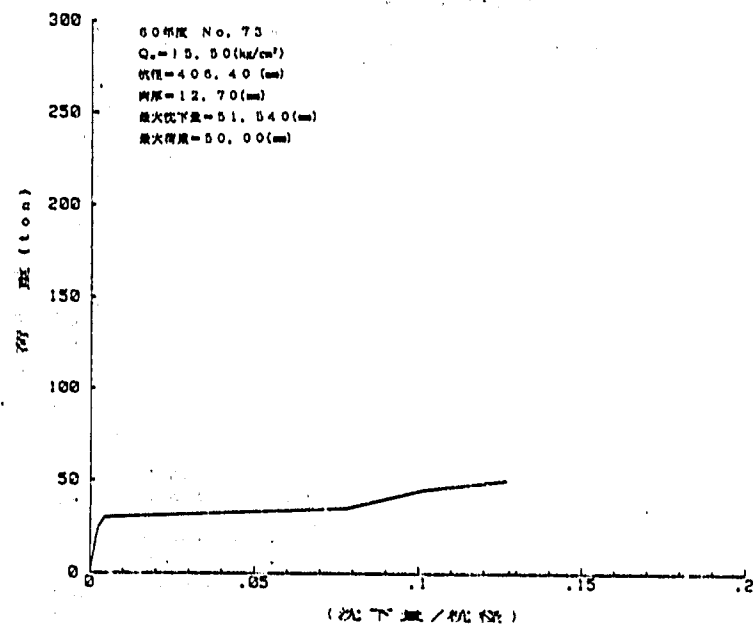


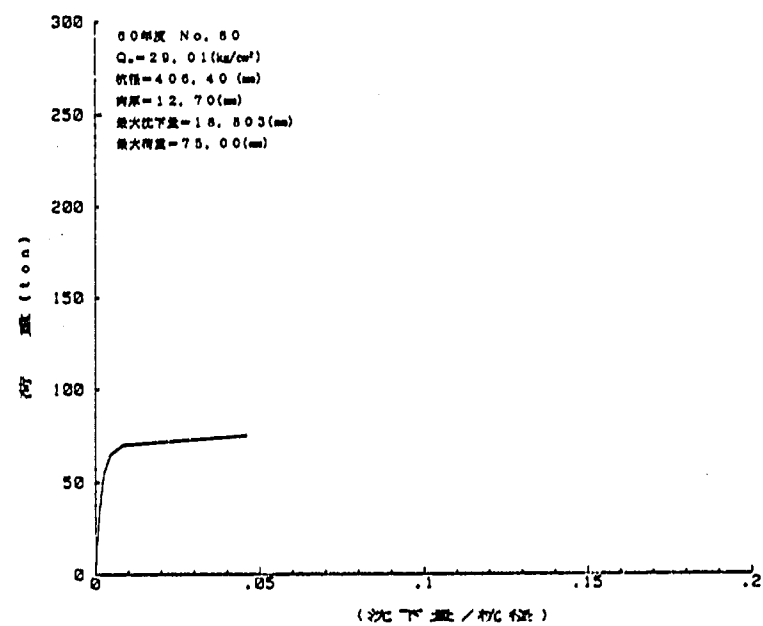
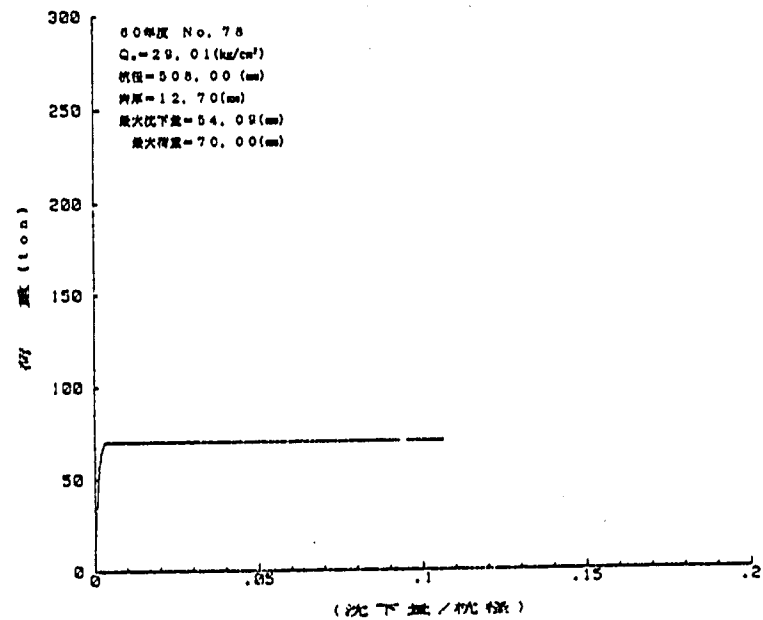
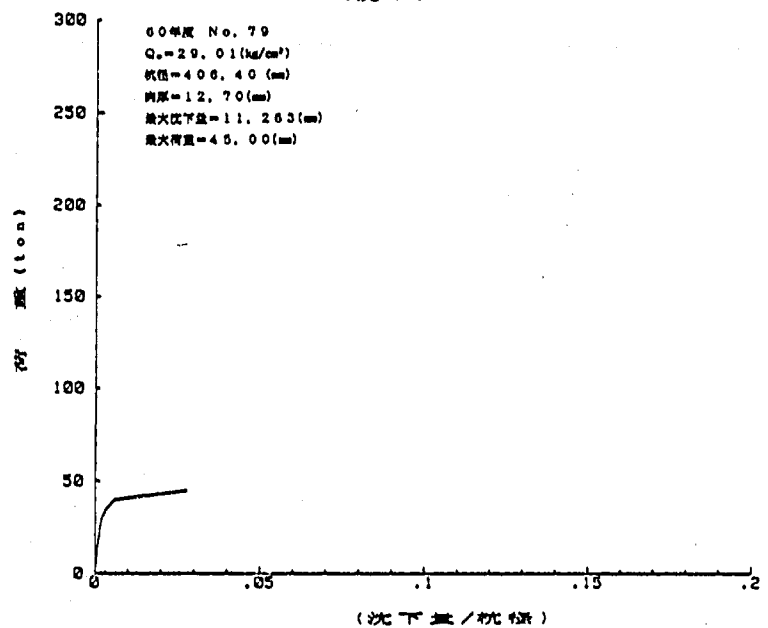
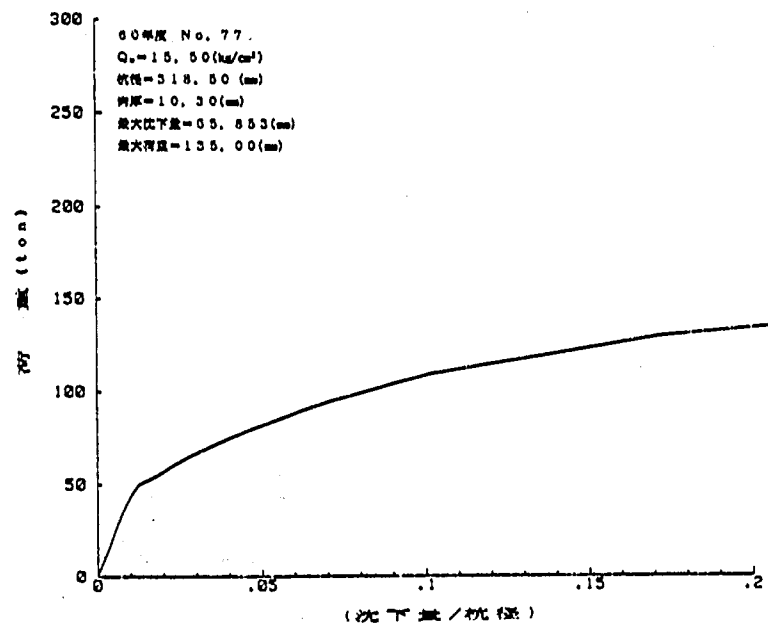


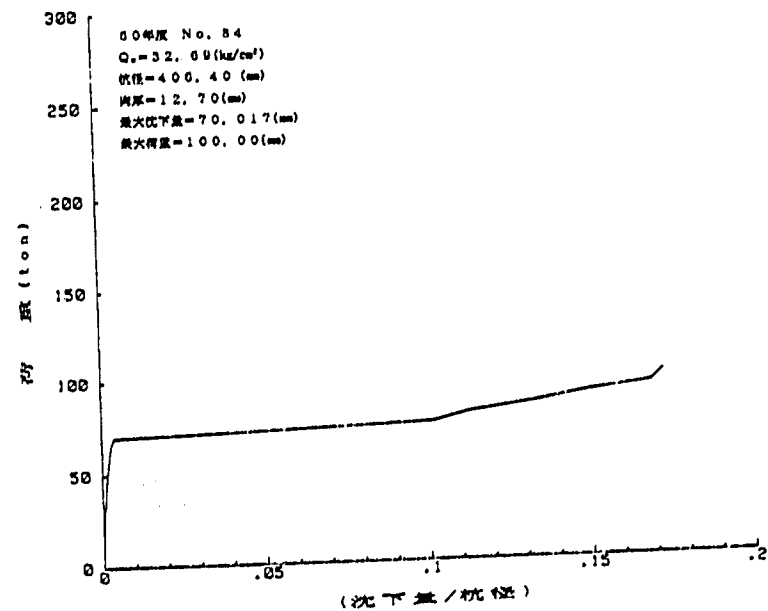
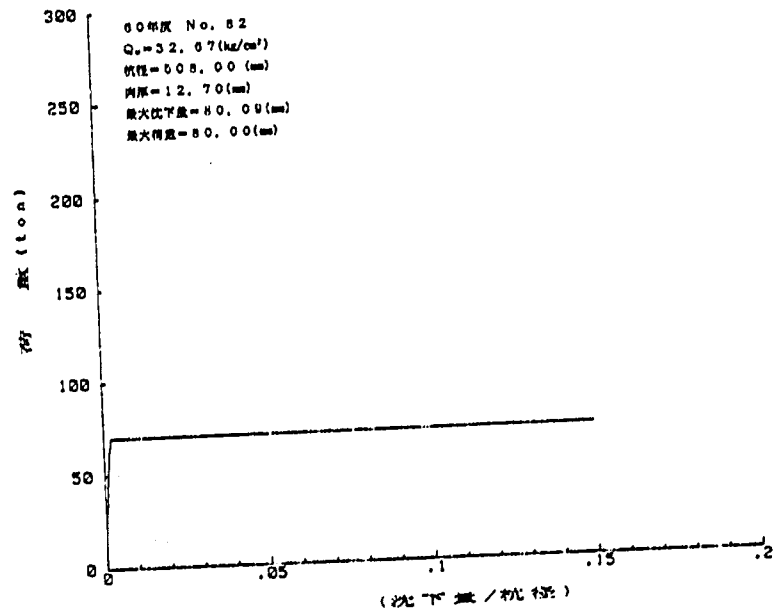
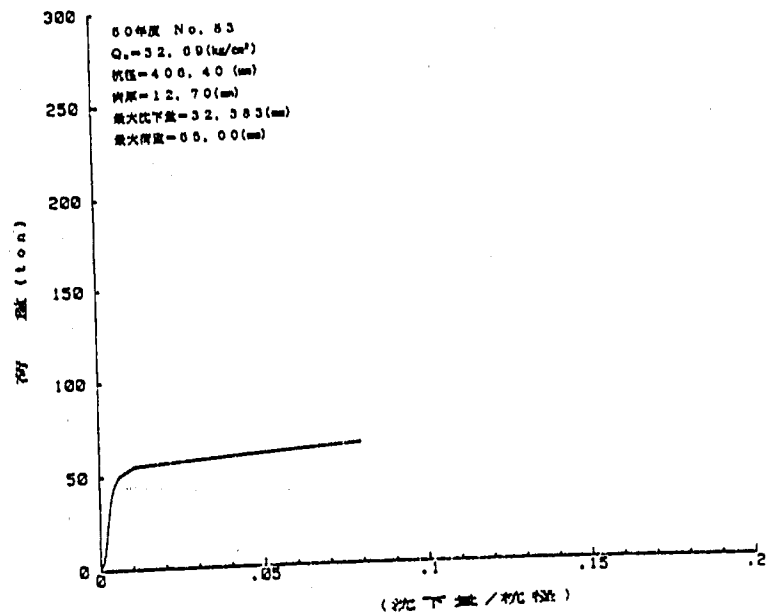
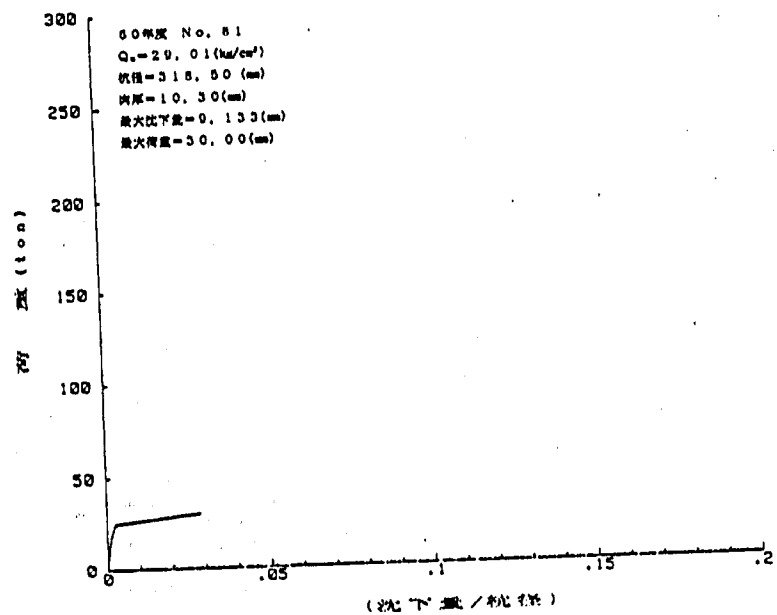


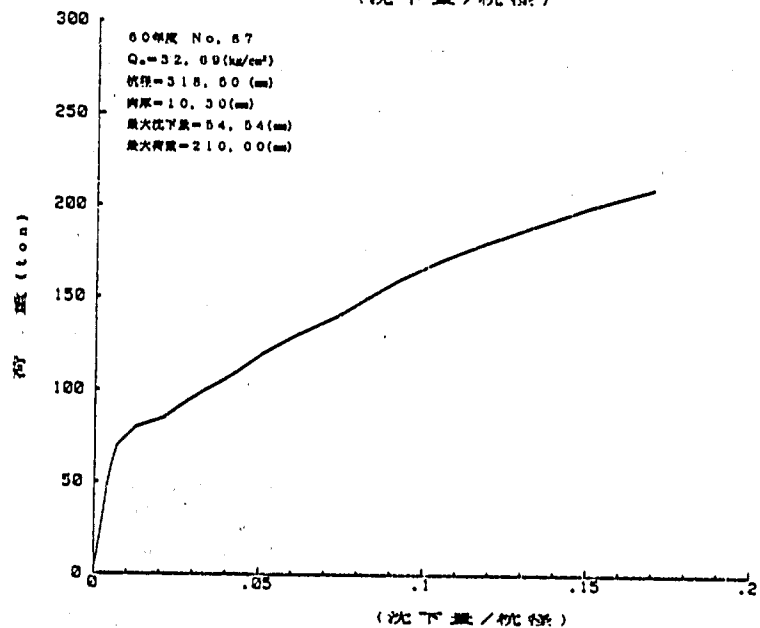
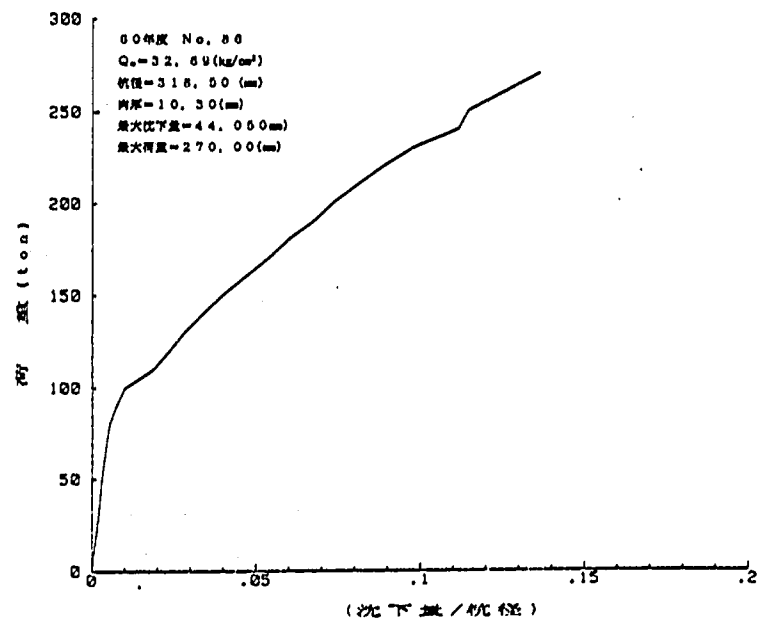
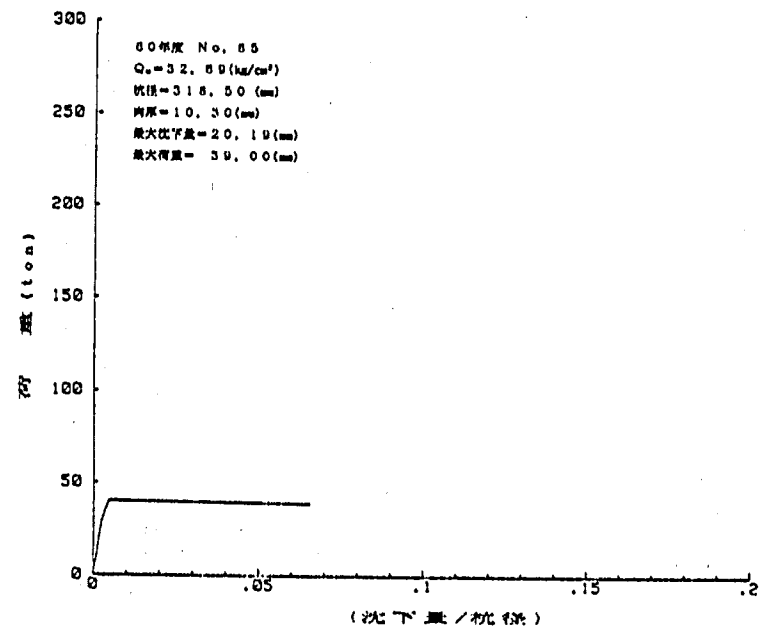




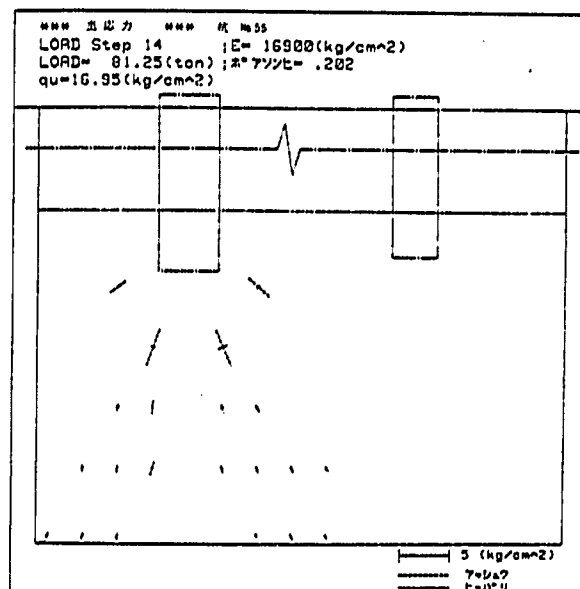
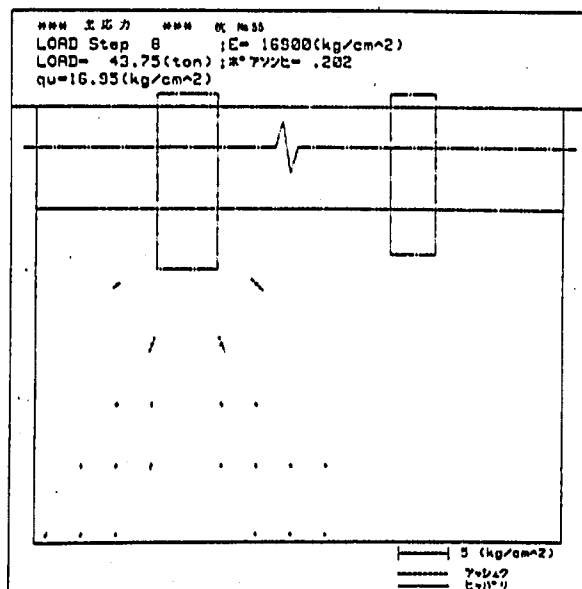
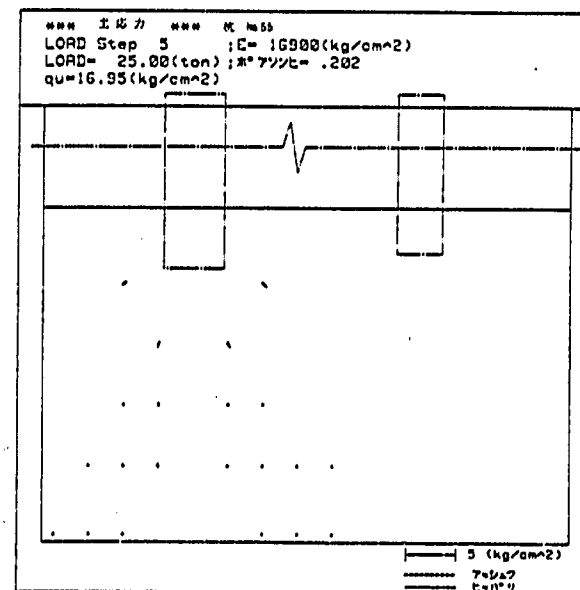
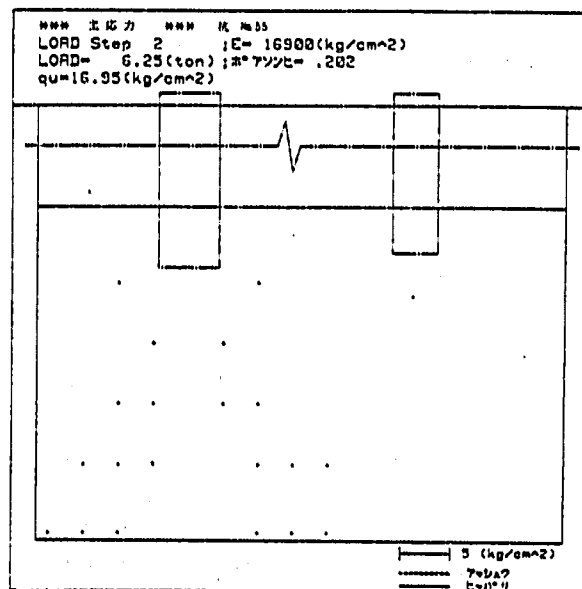


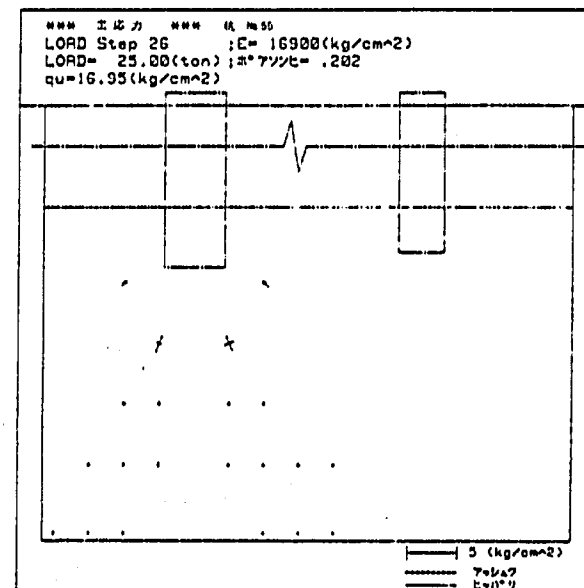
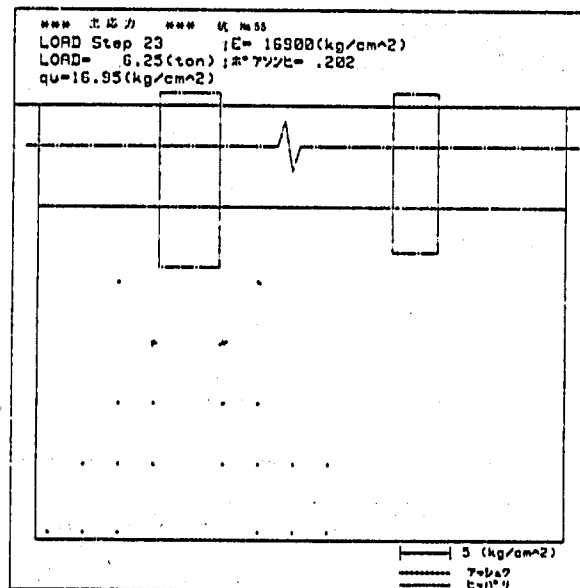
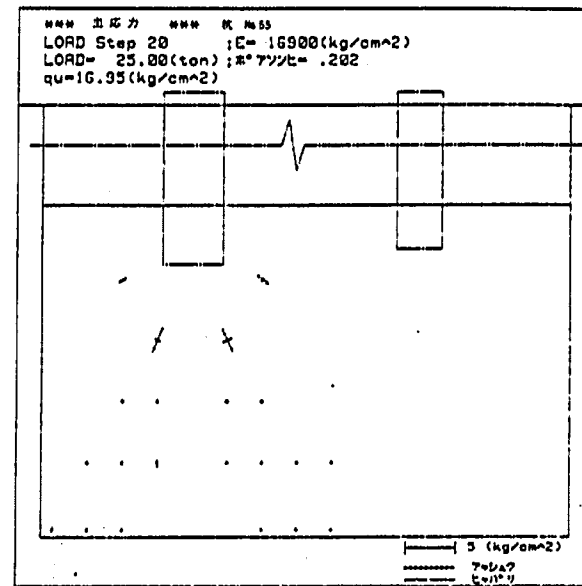
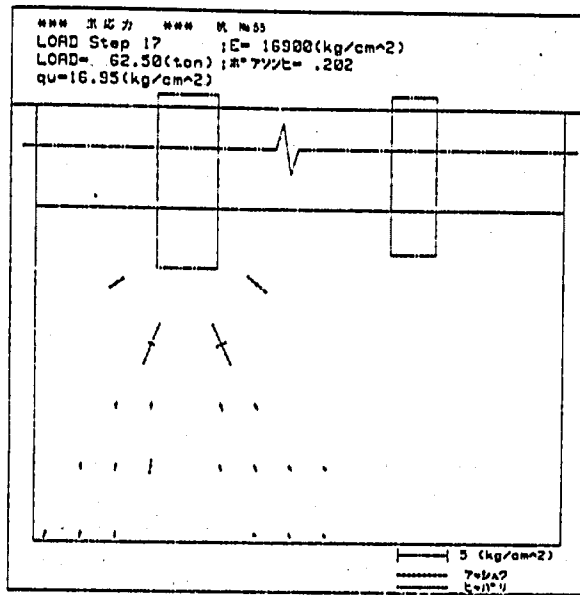


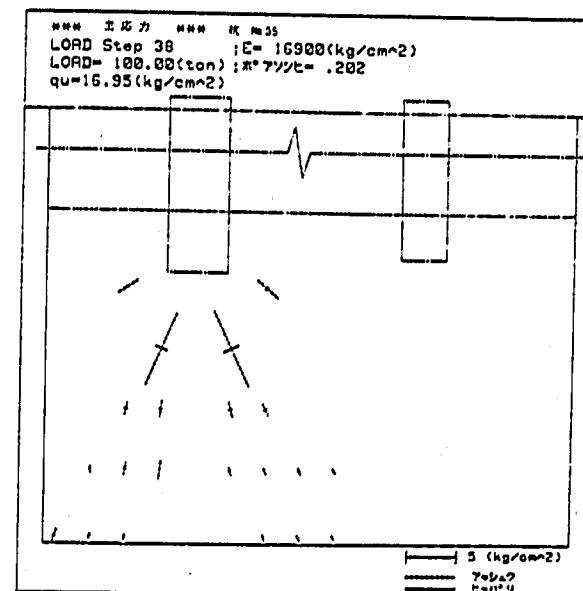
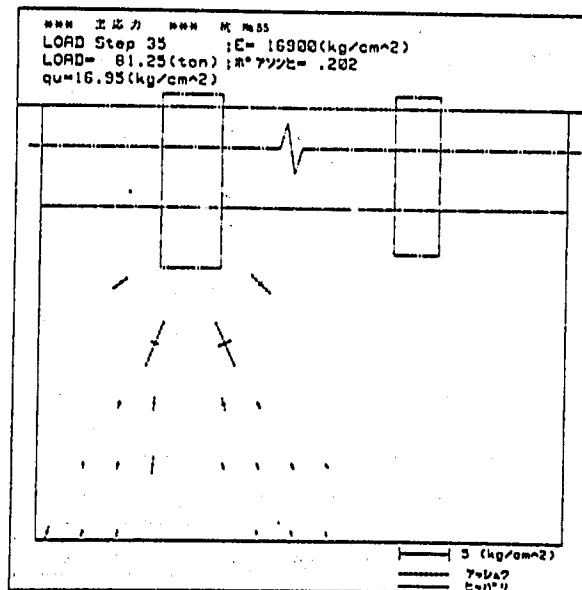
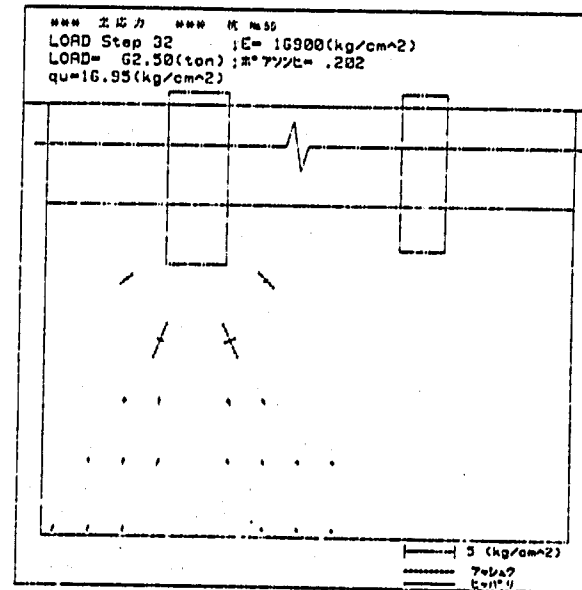
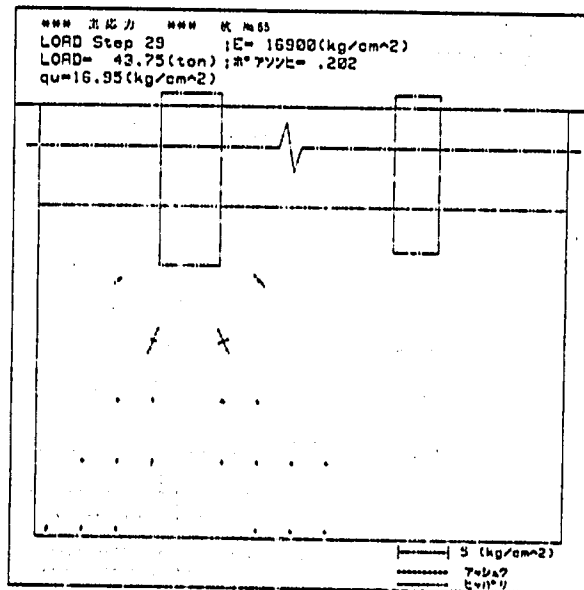


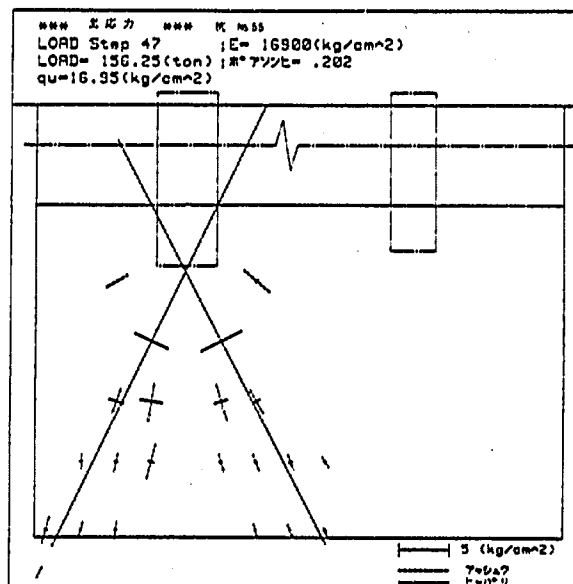
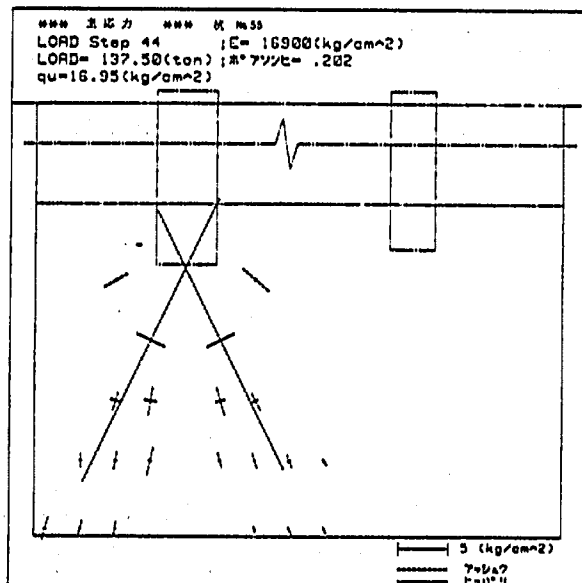
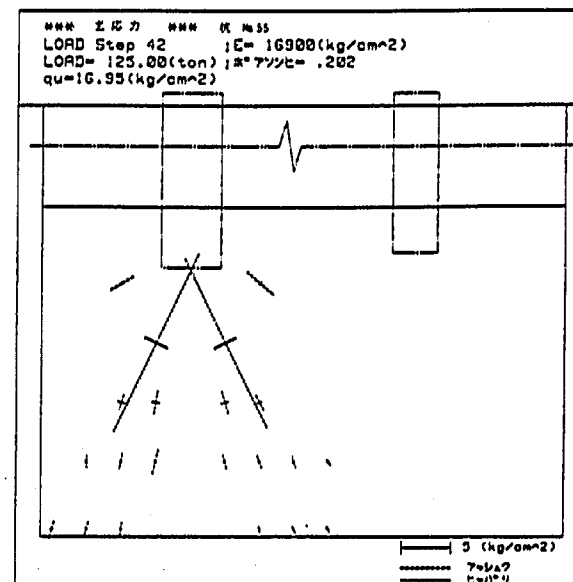
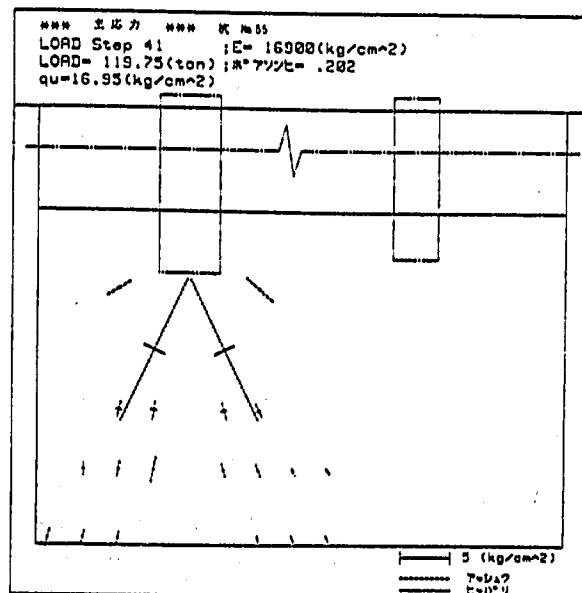


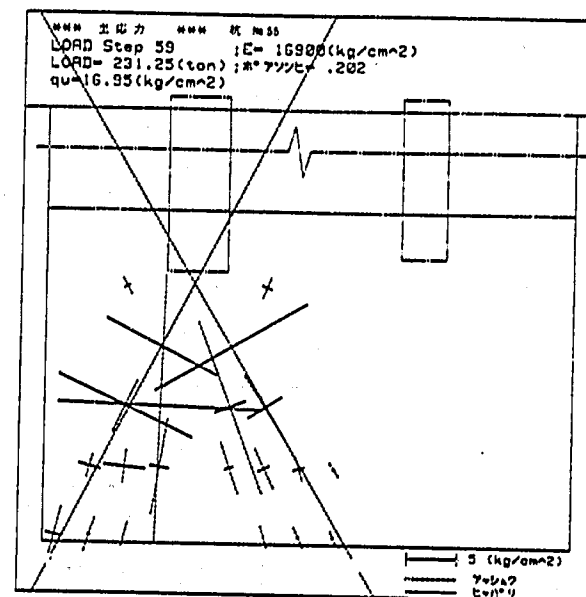
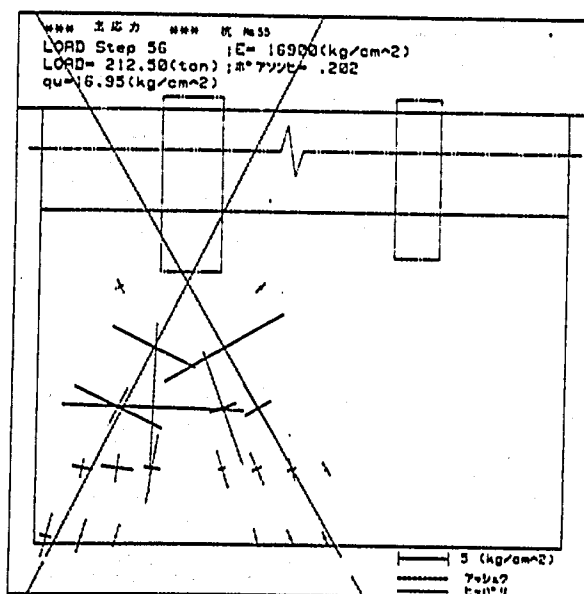
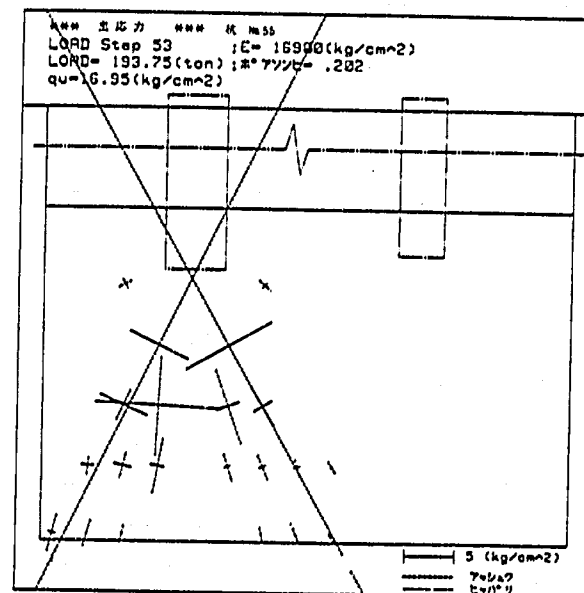
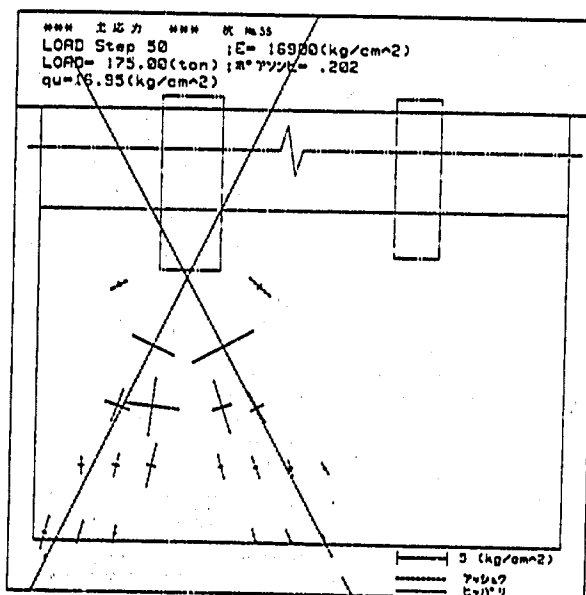
2 . 岩盤内主応力図

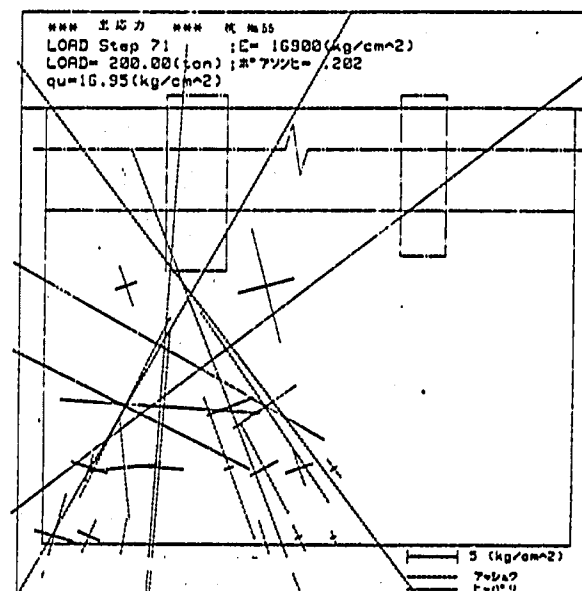
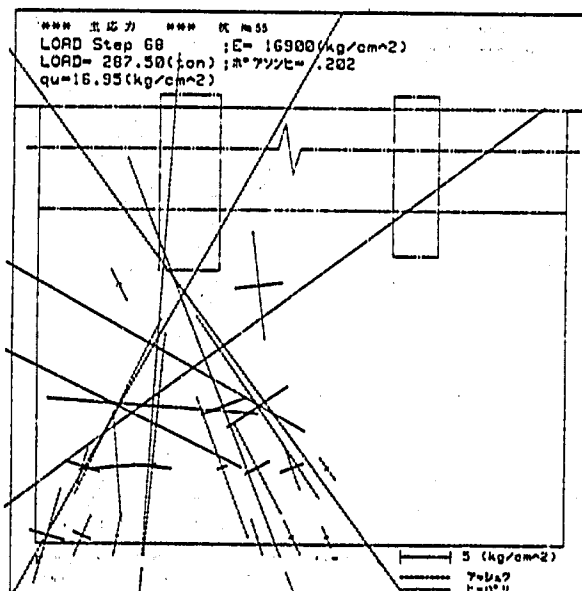
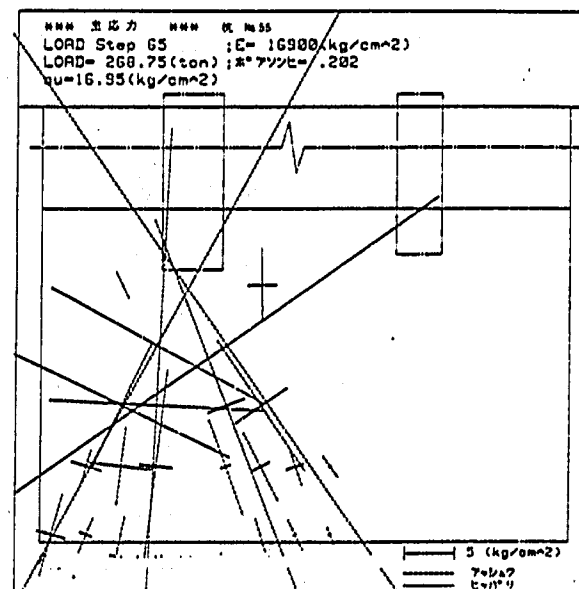
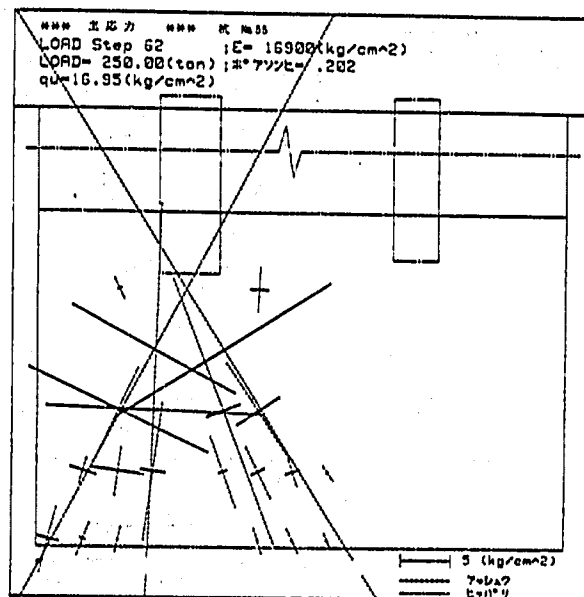


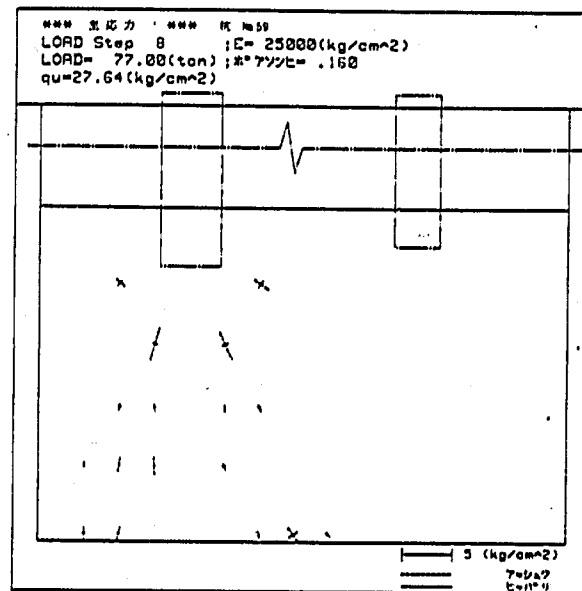
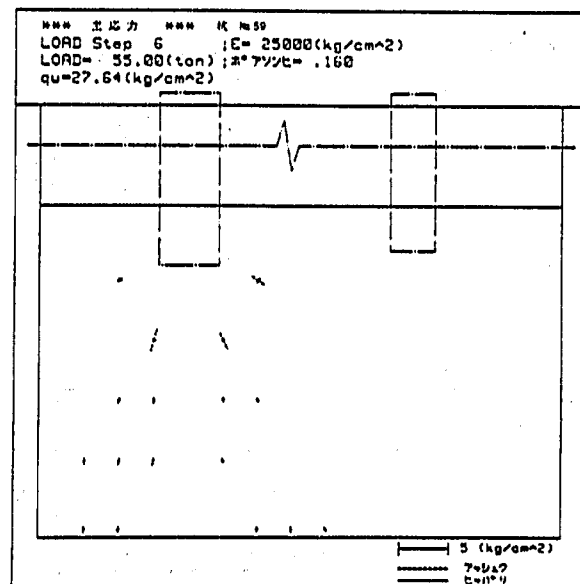
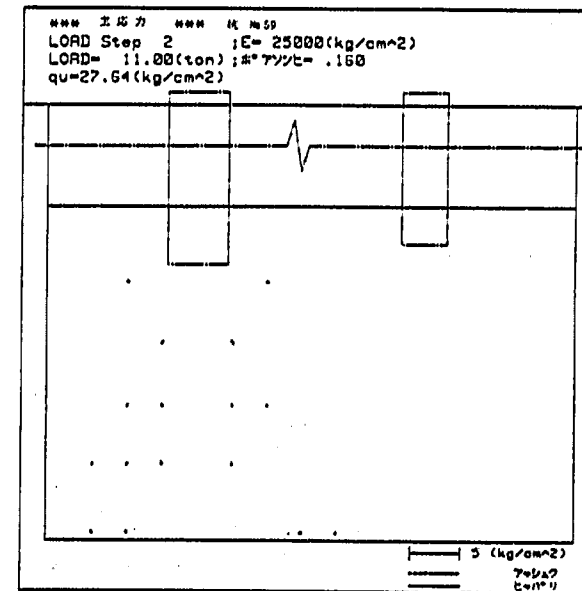
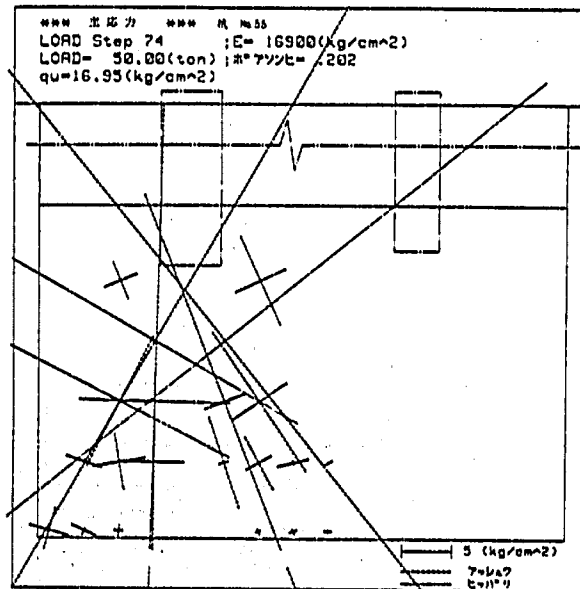


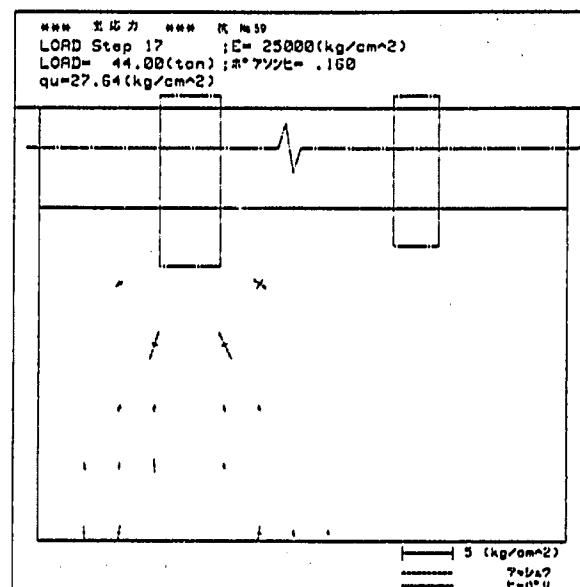
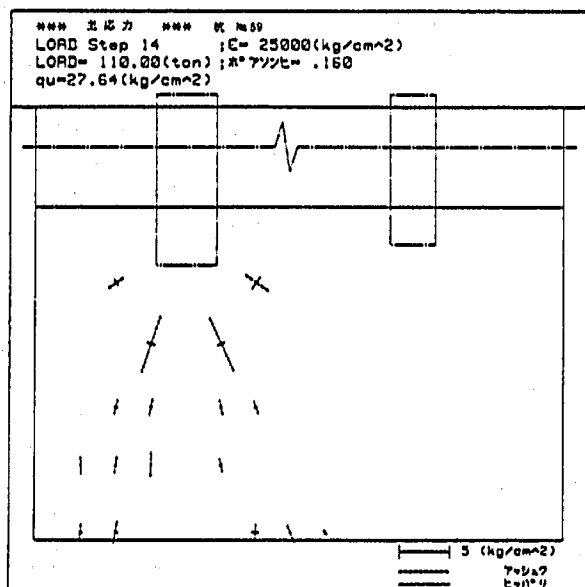
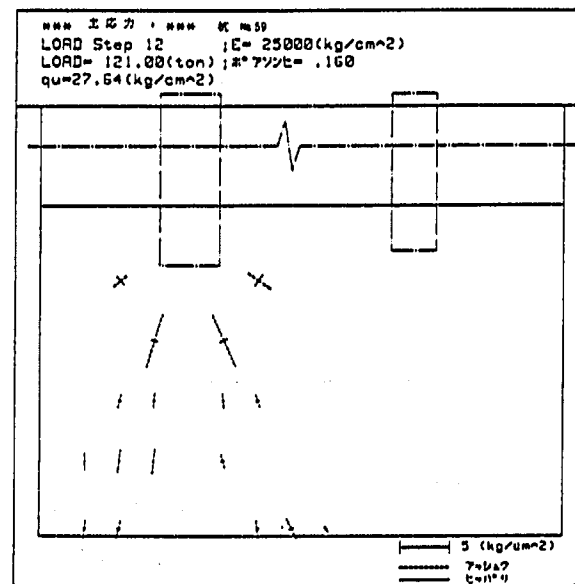
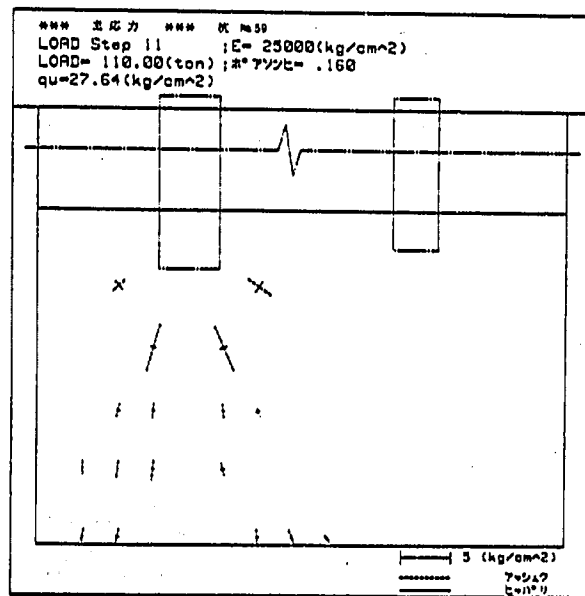


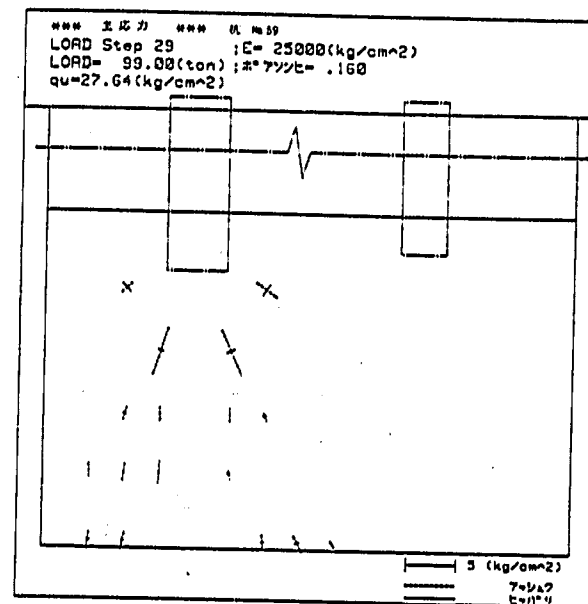
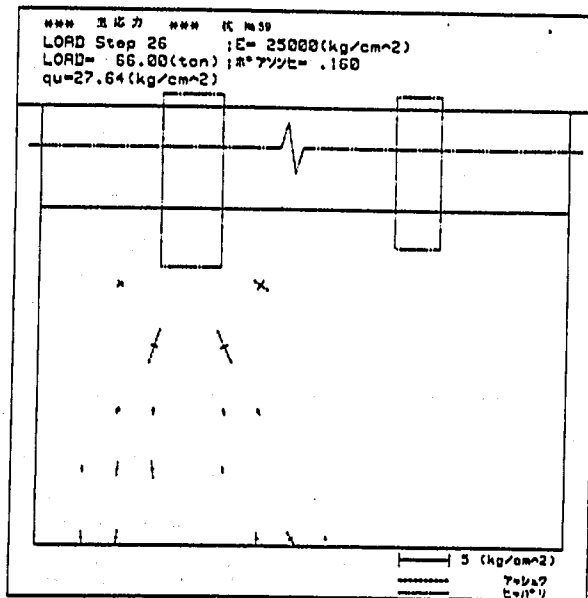
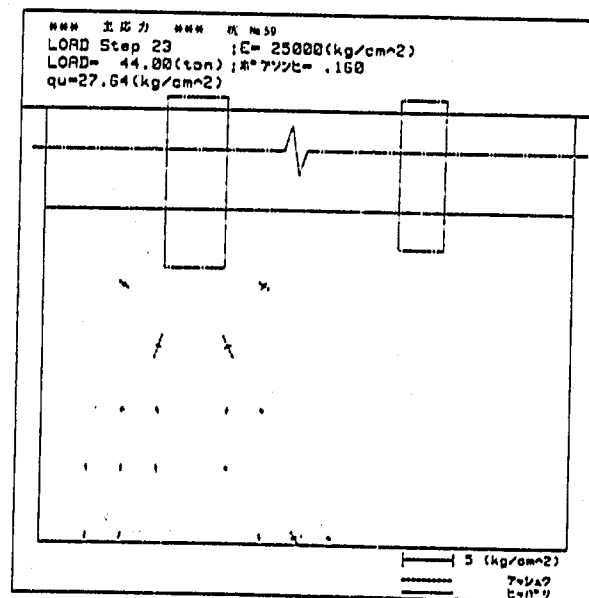
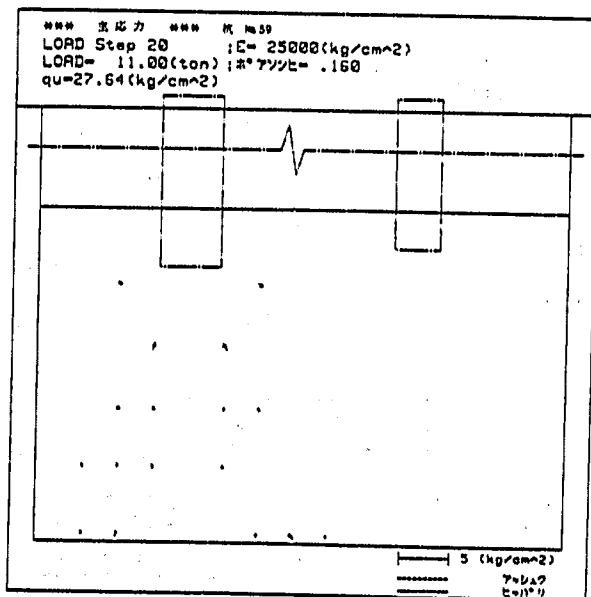


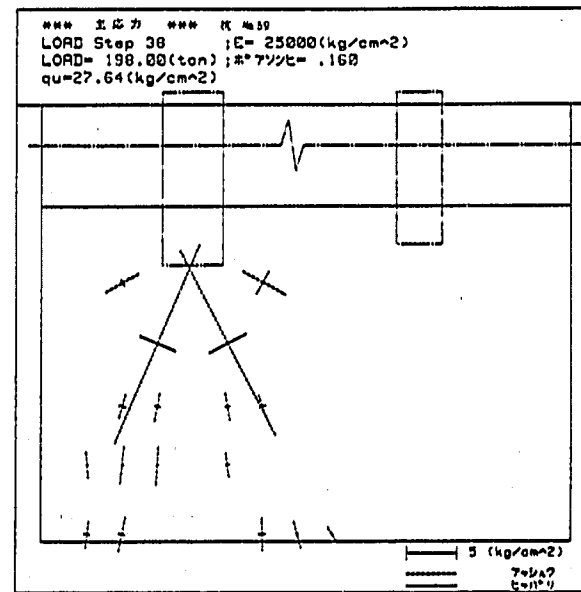
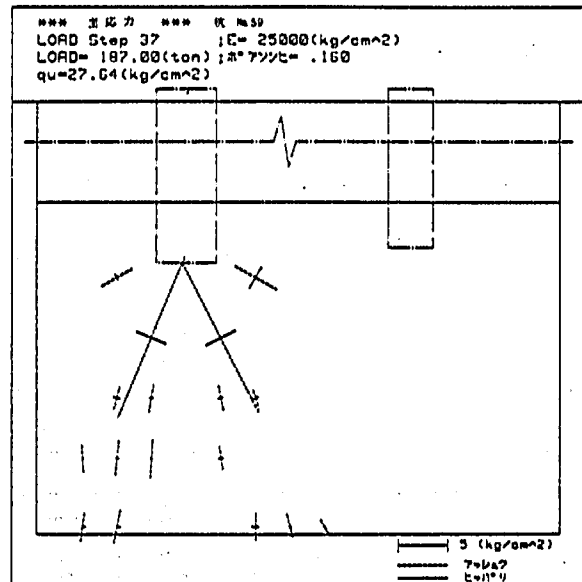
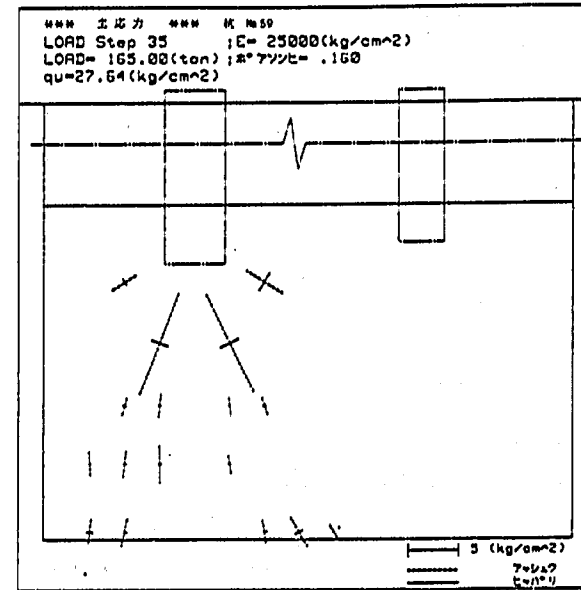
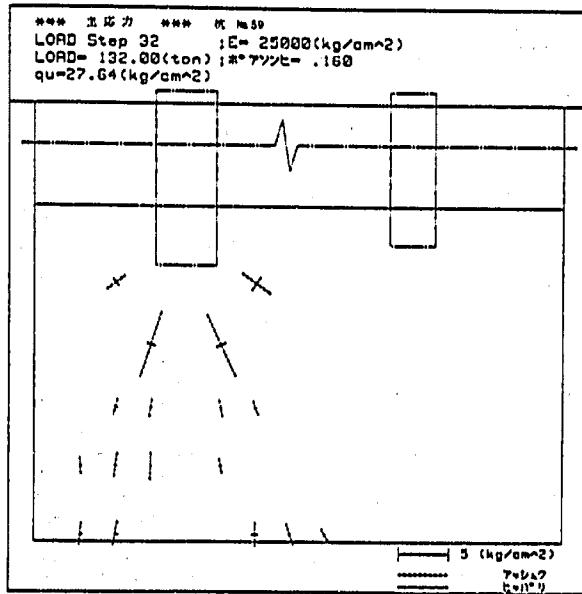


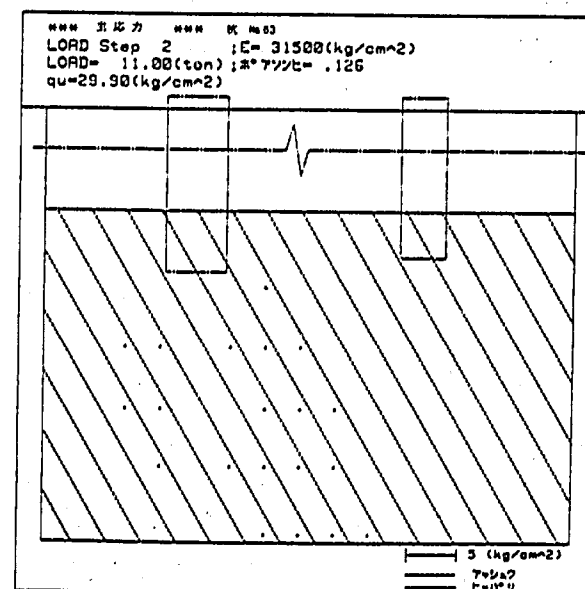
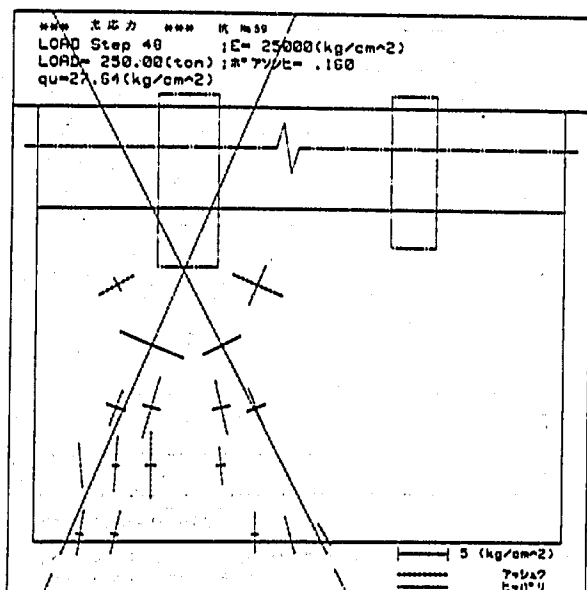
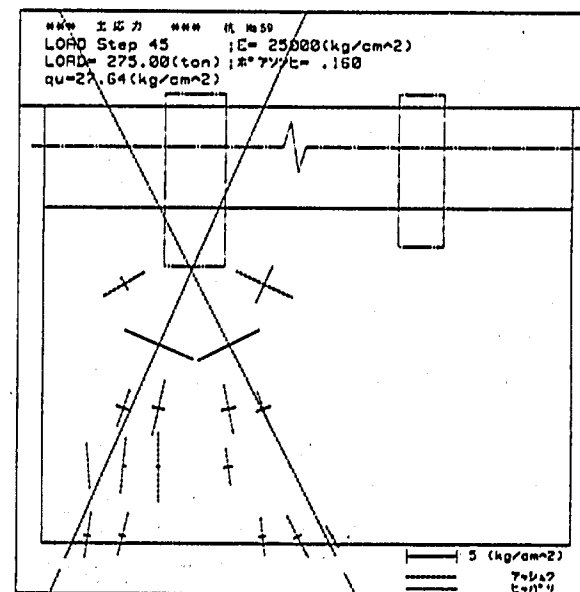
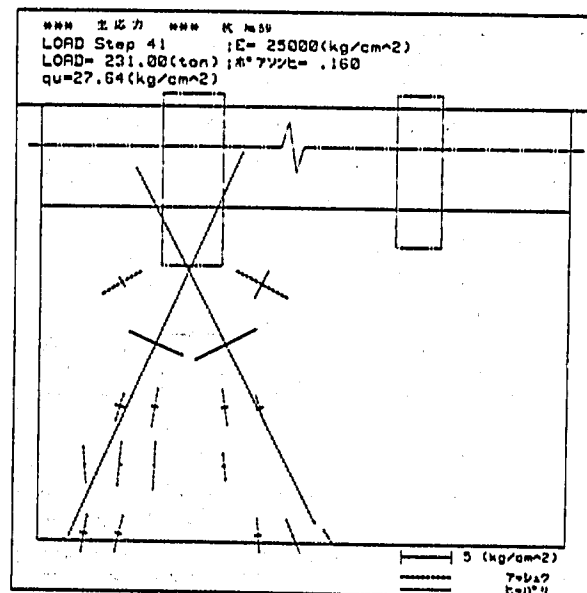


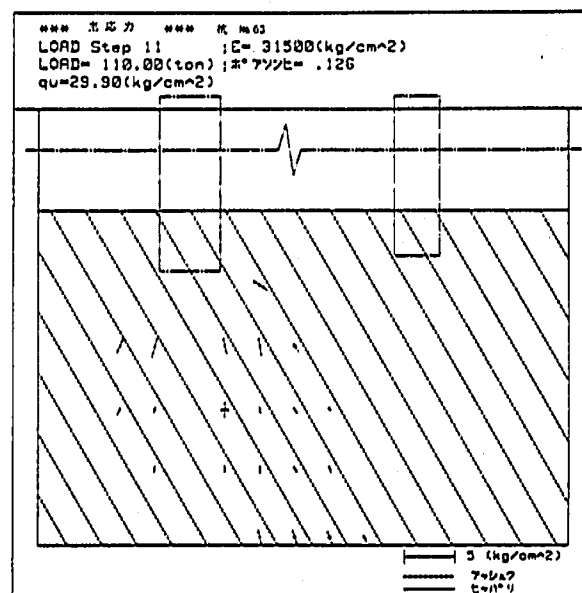
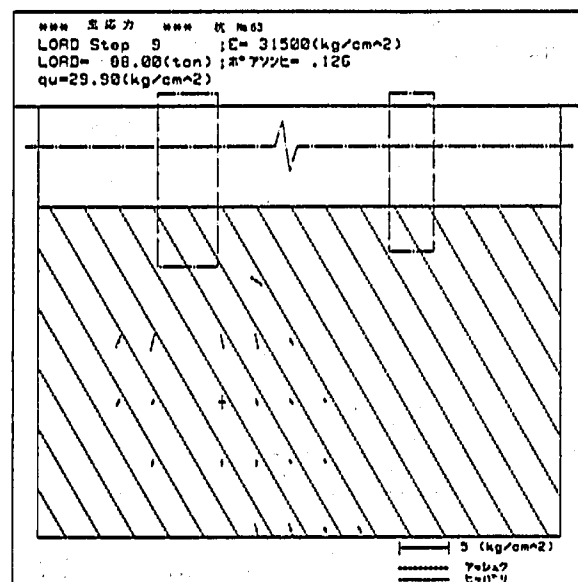
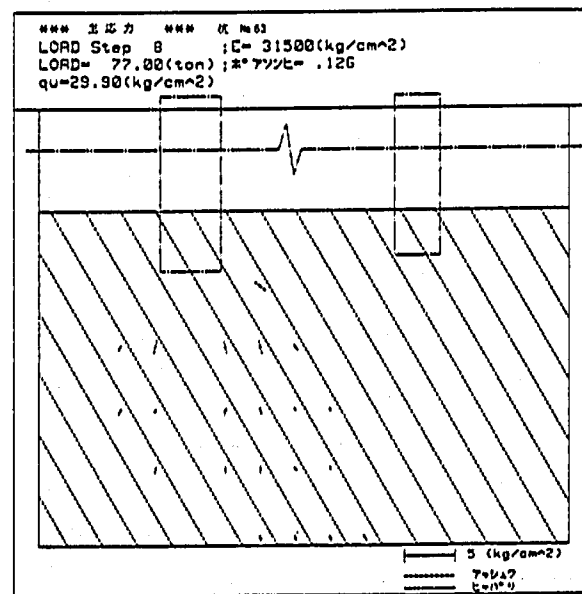
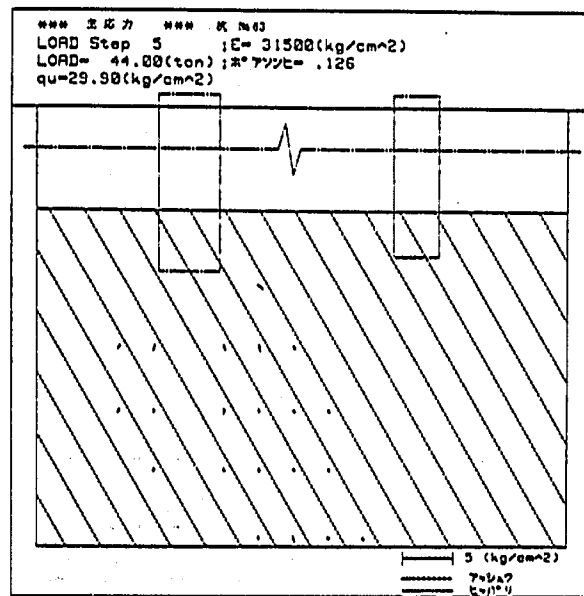


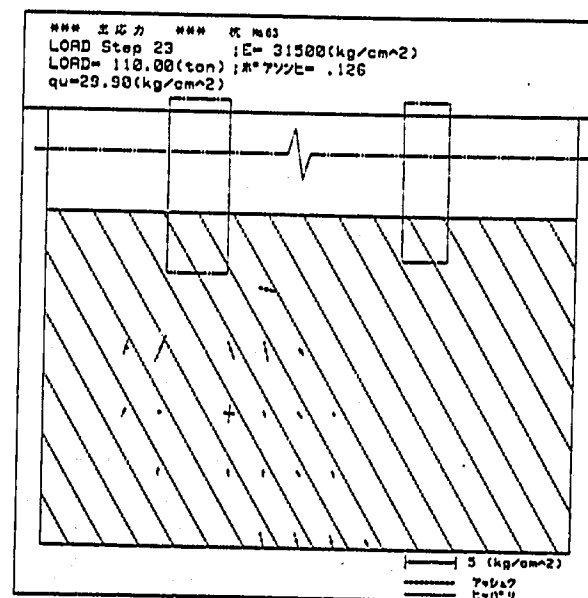
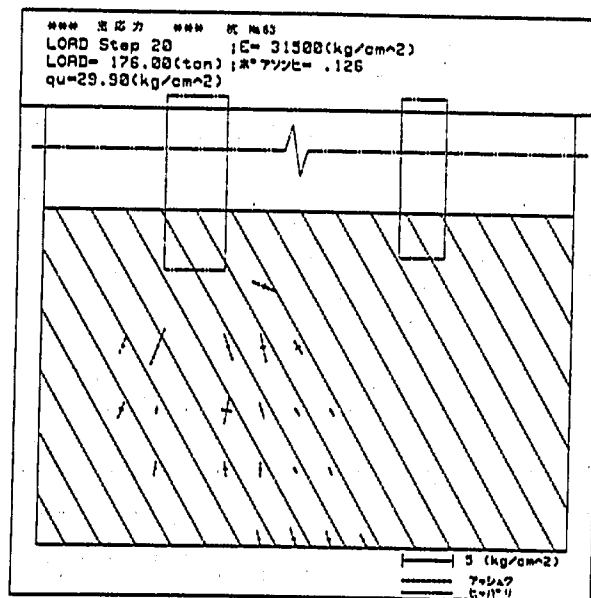
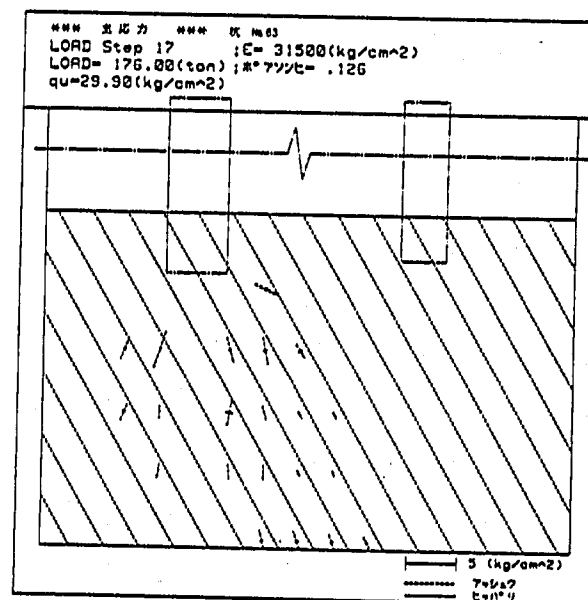
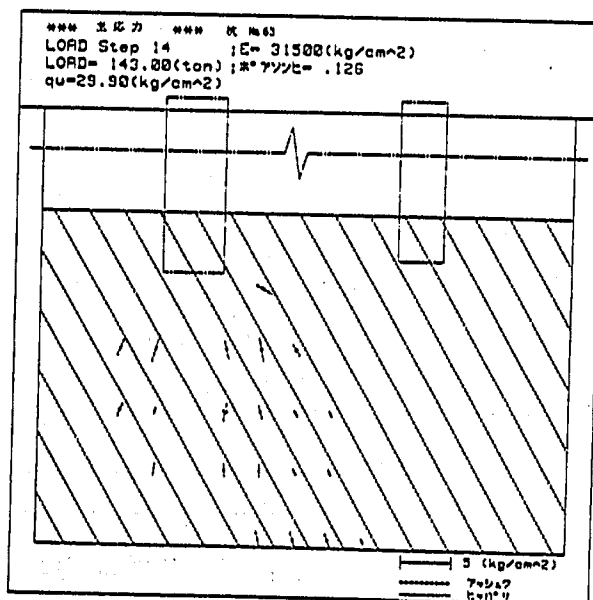


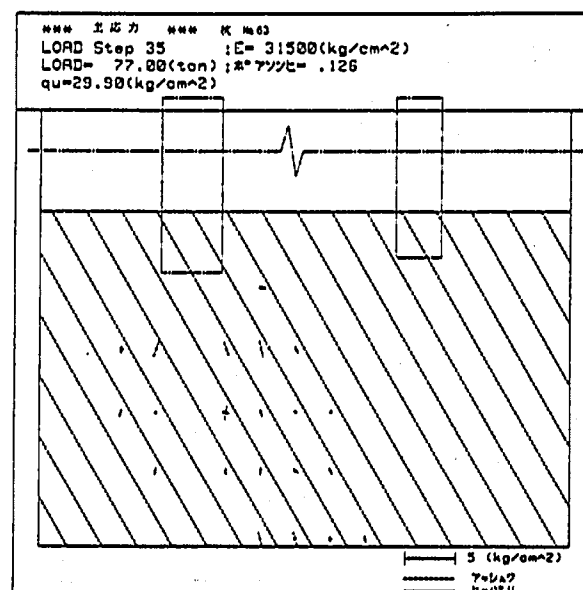
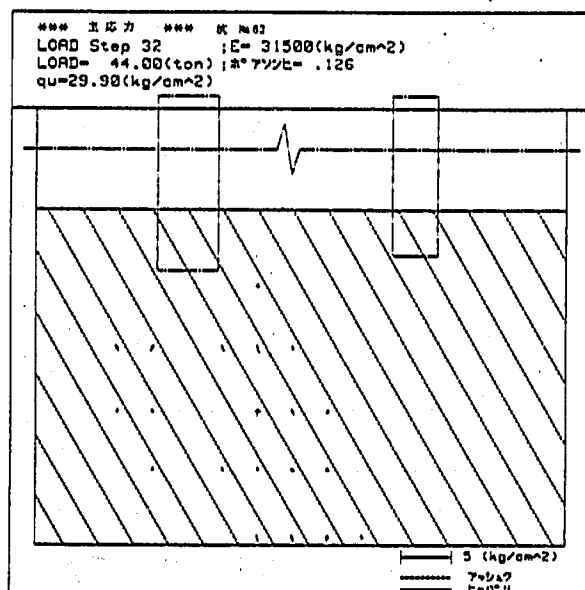
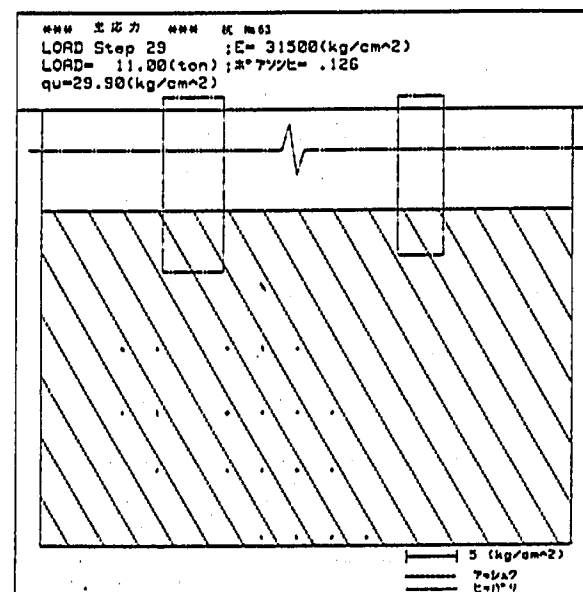
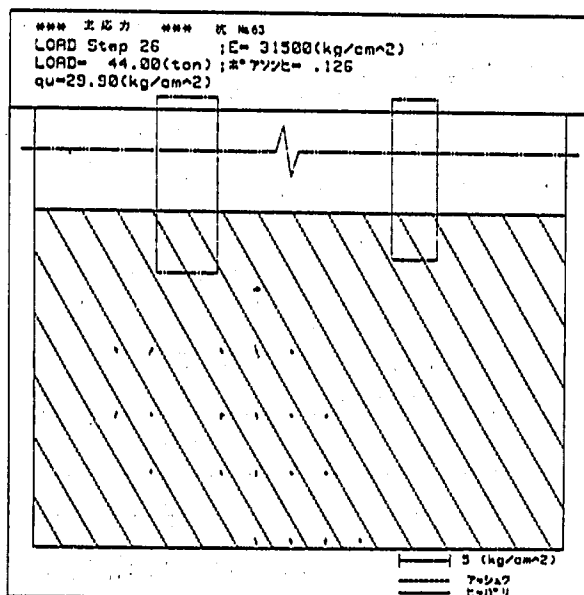


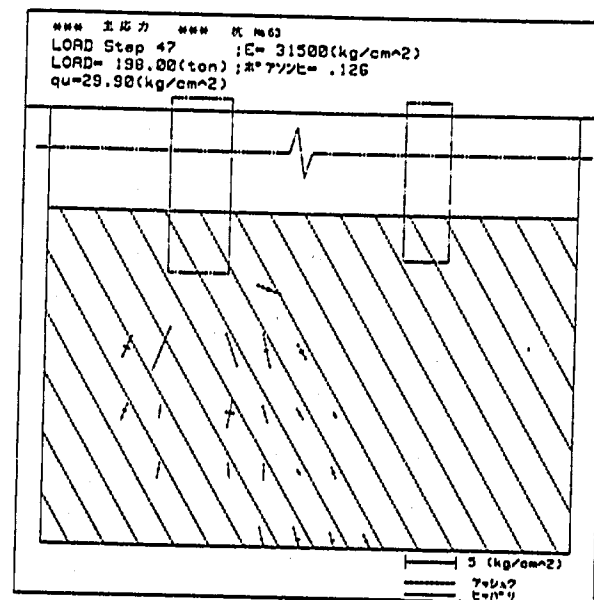
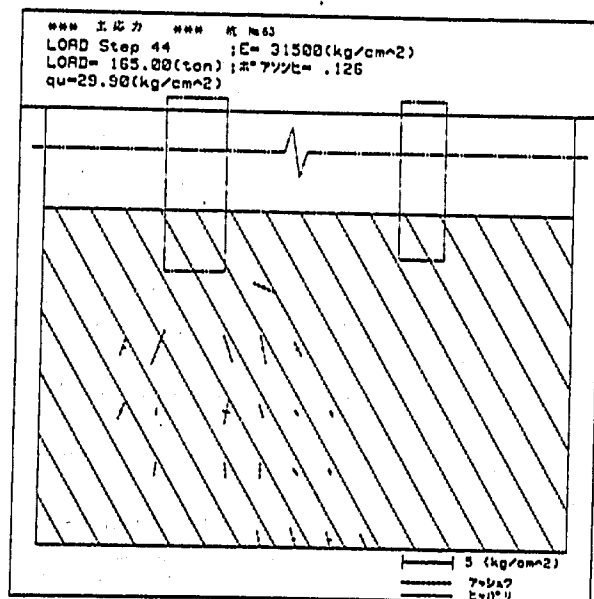
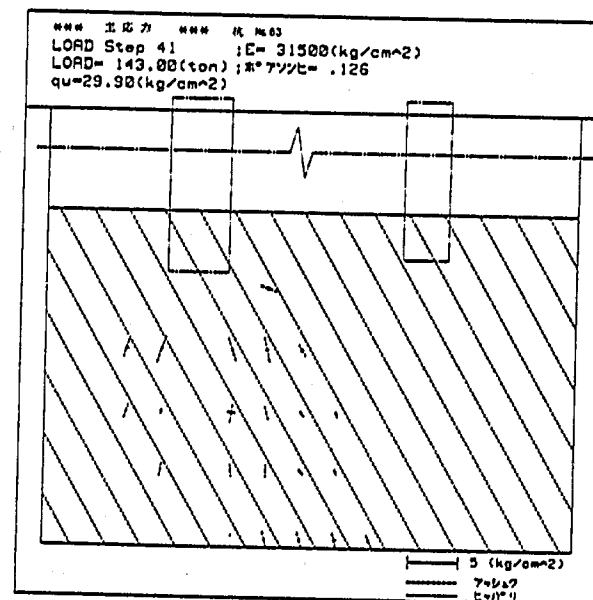
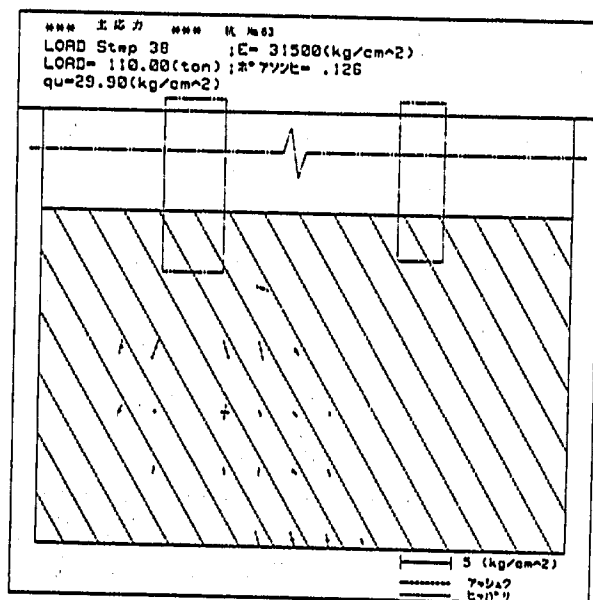


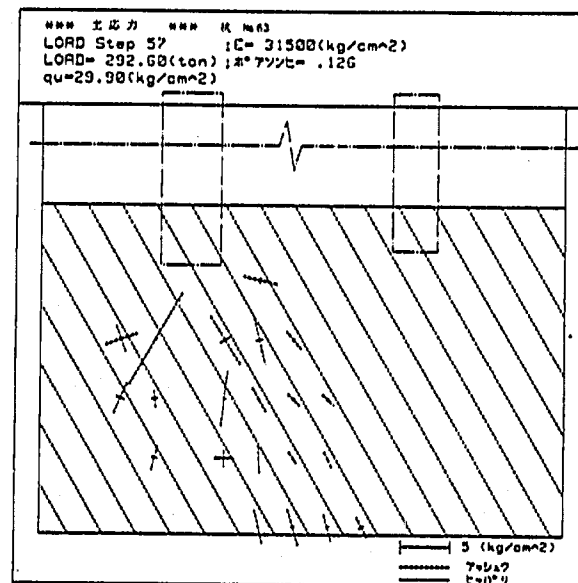
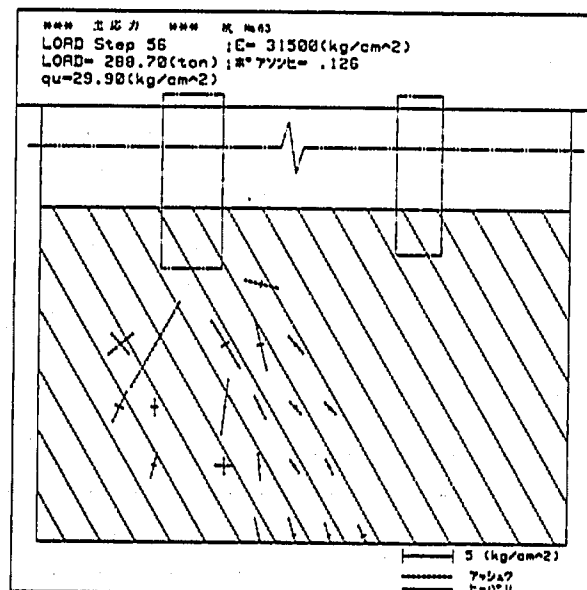
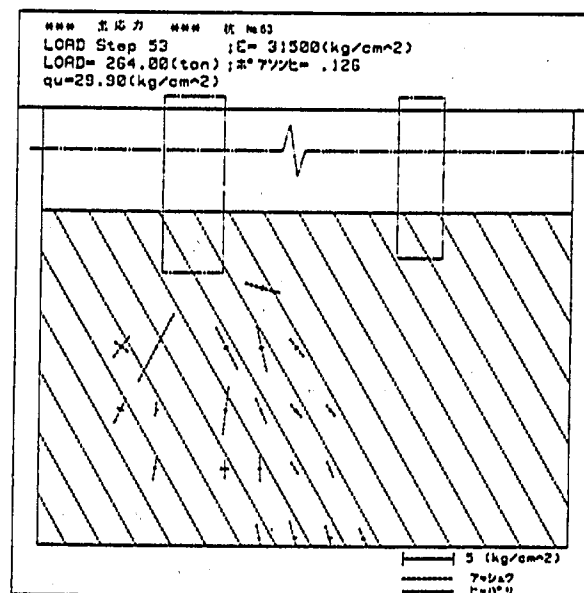
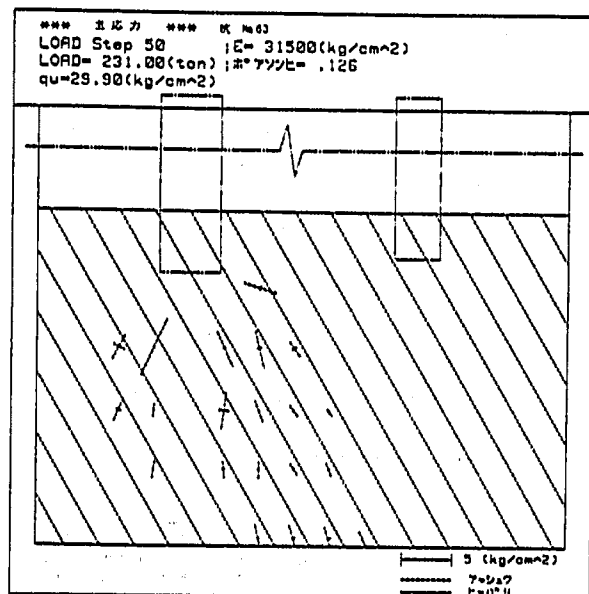


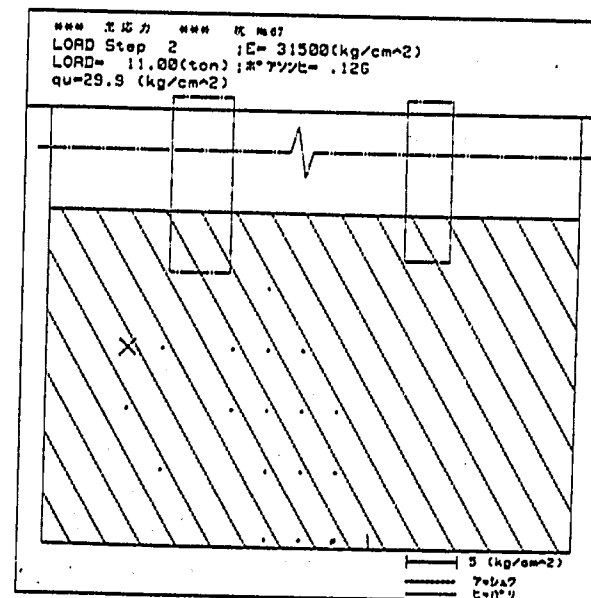
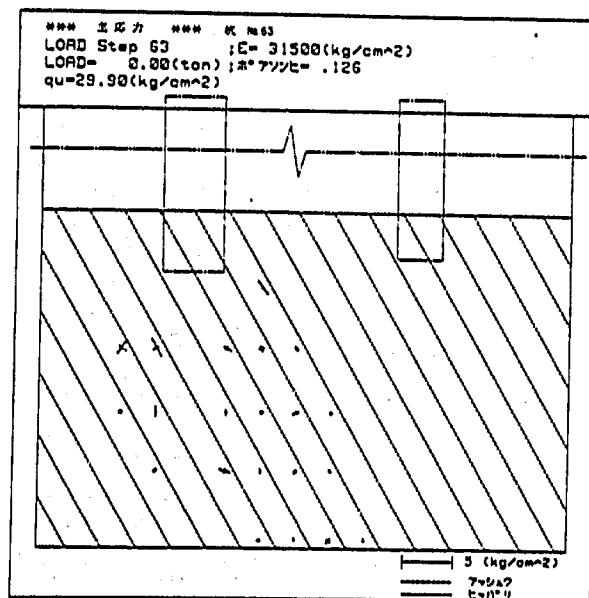
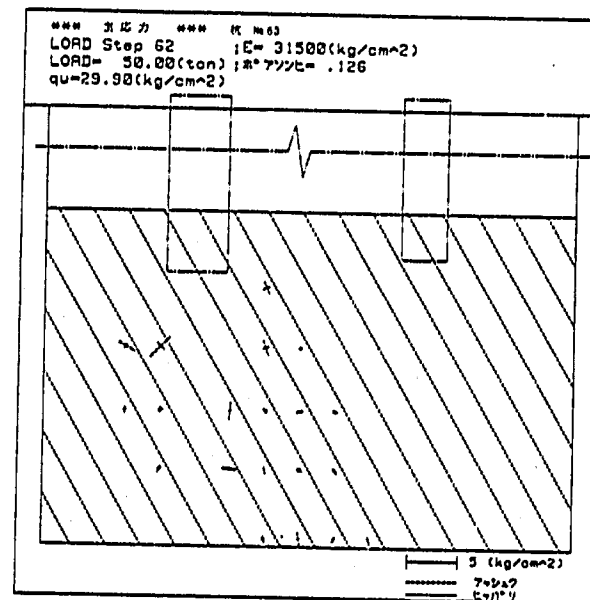
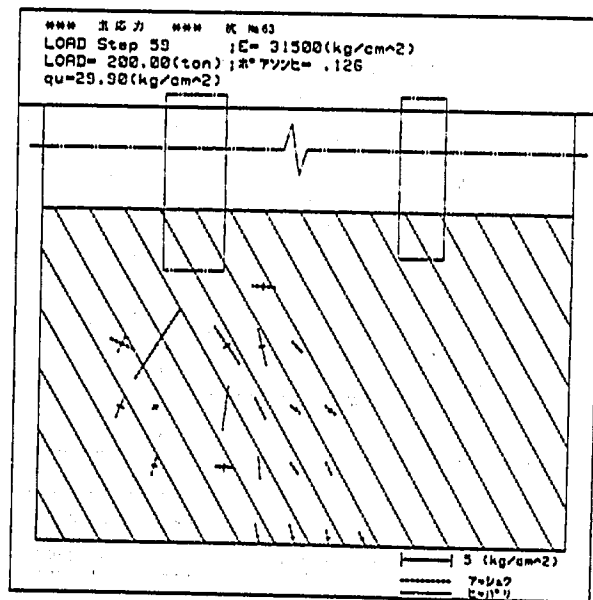


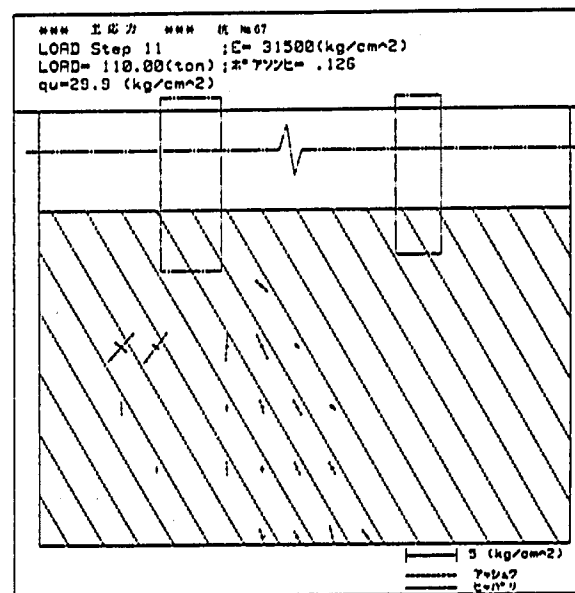
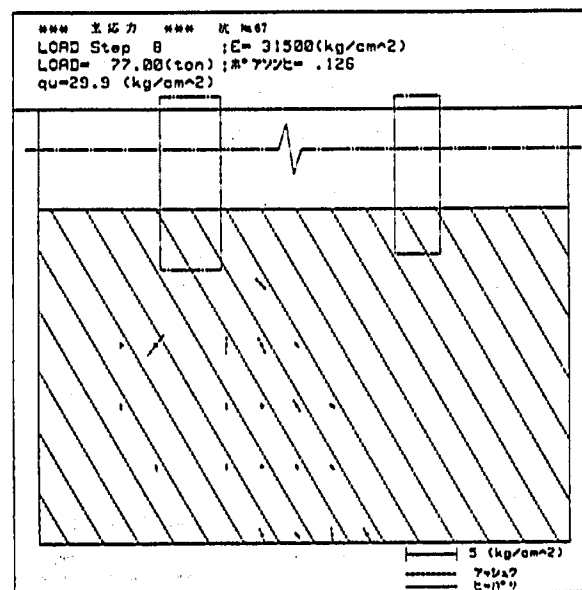
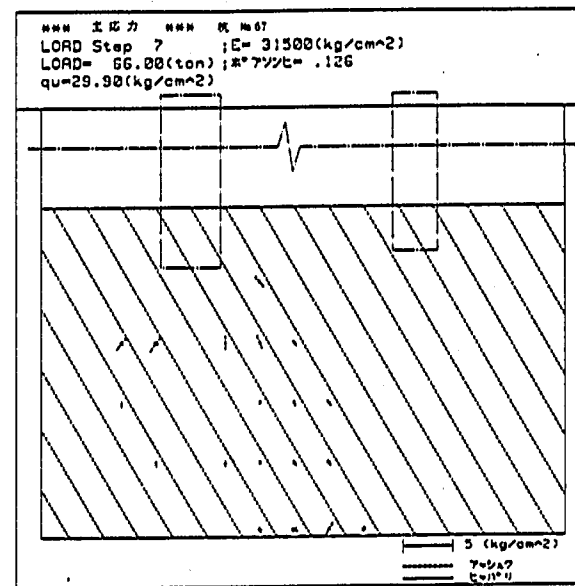
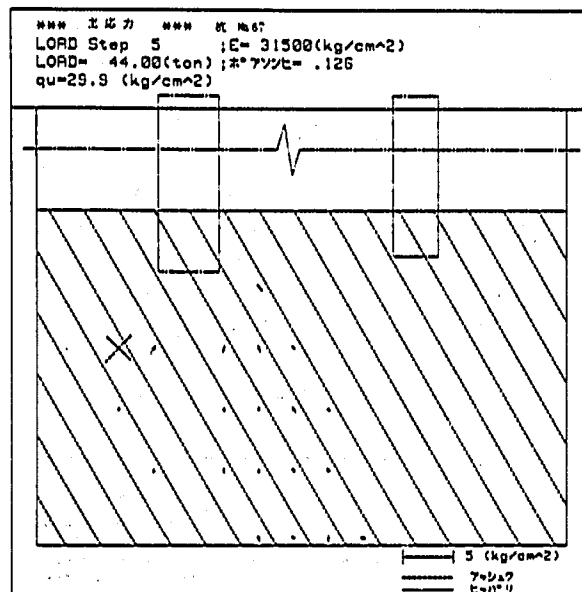


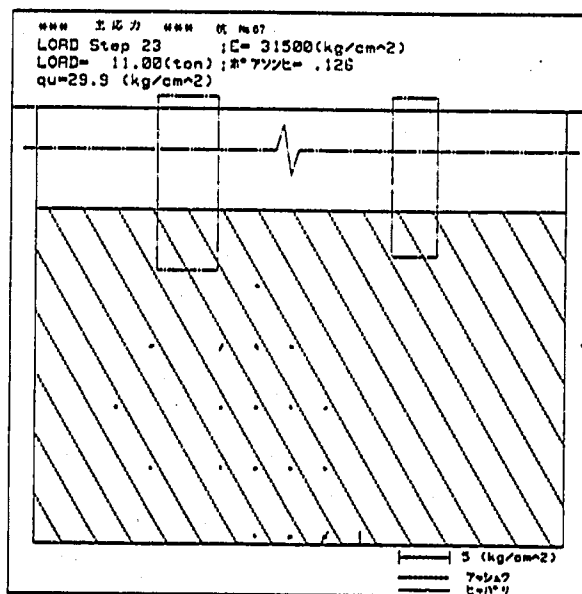
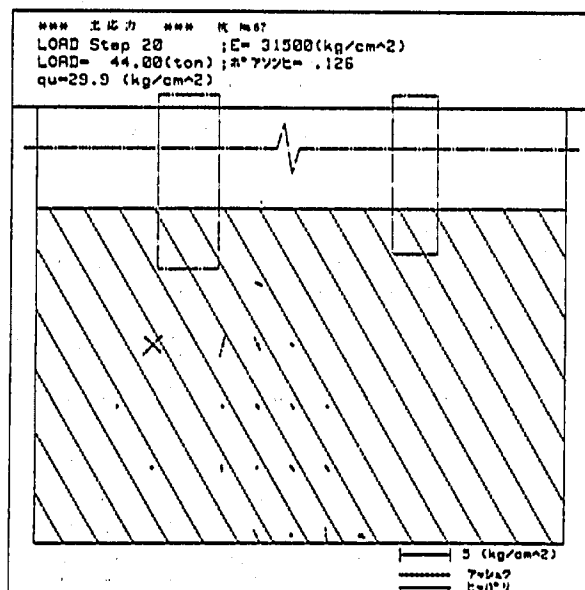
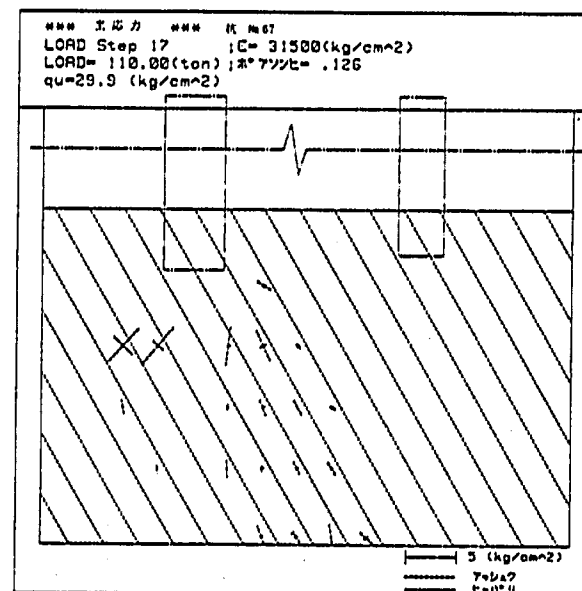
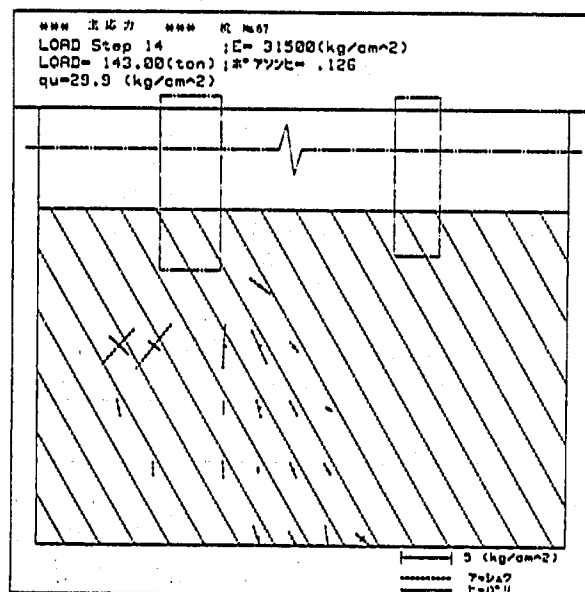


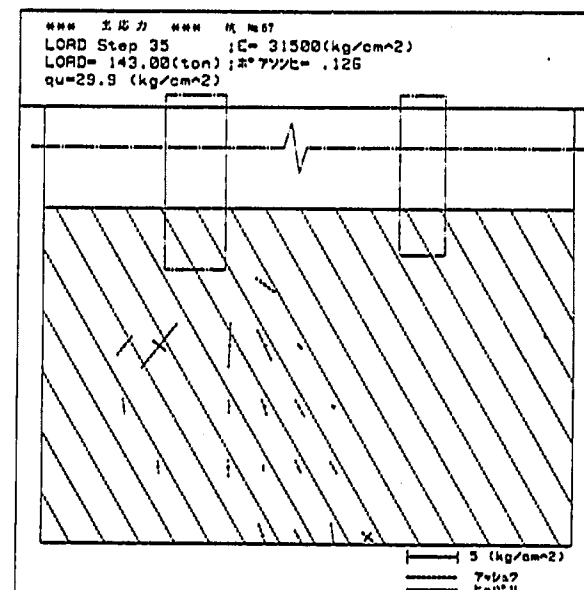
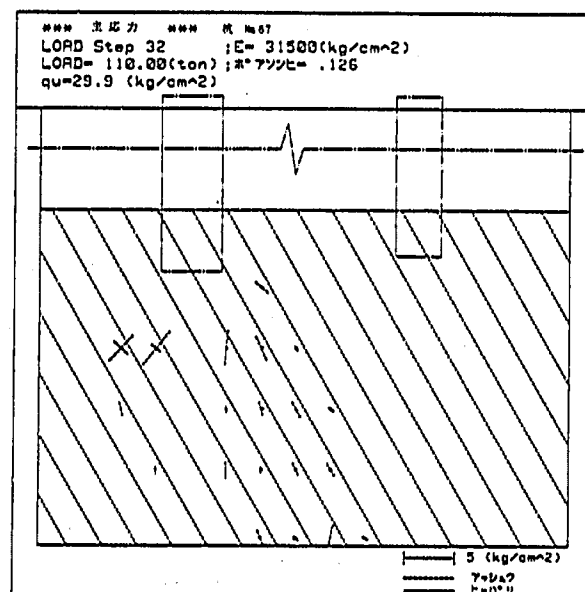
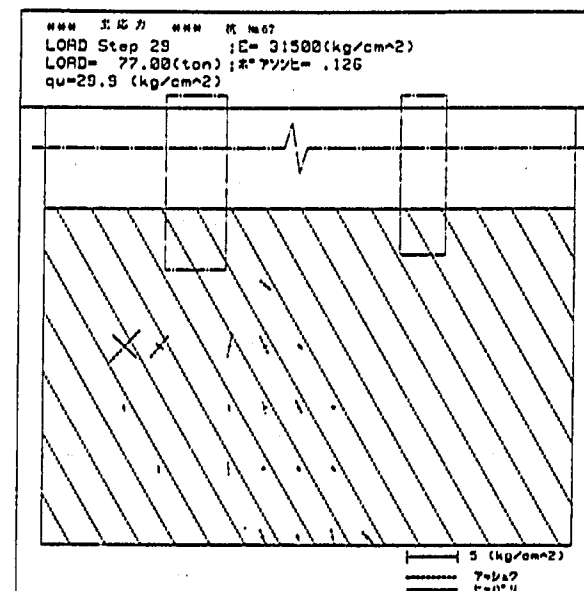
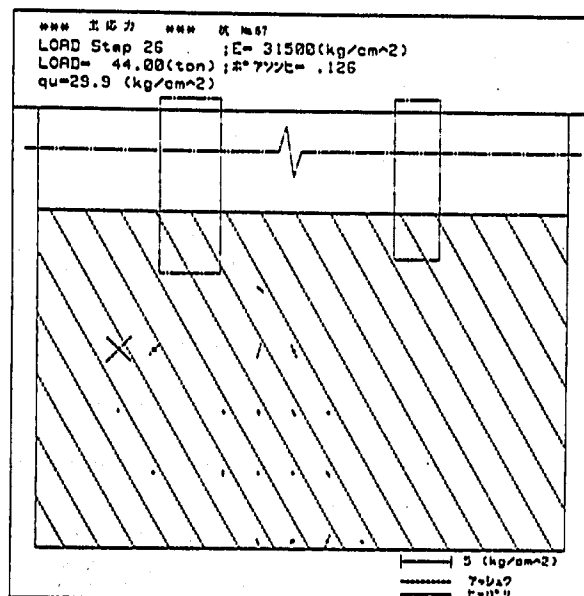


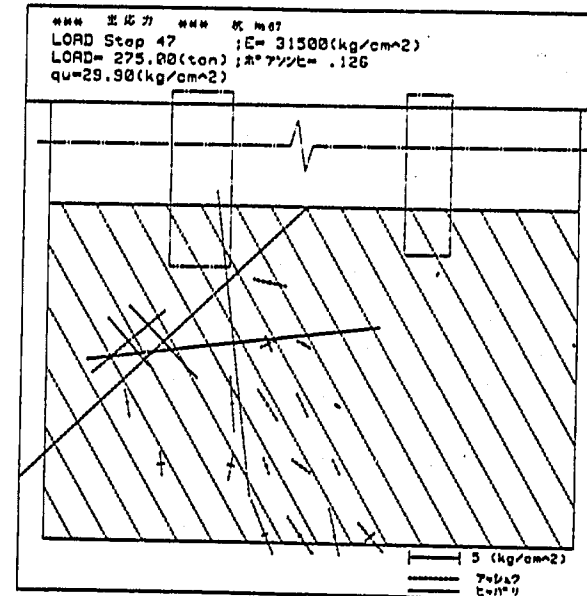
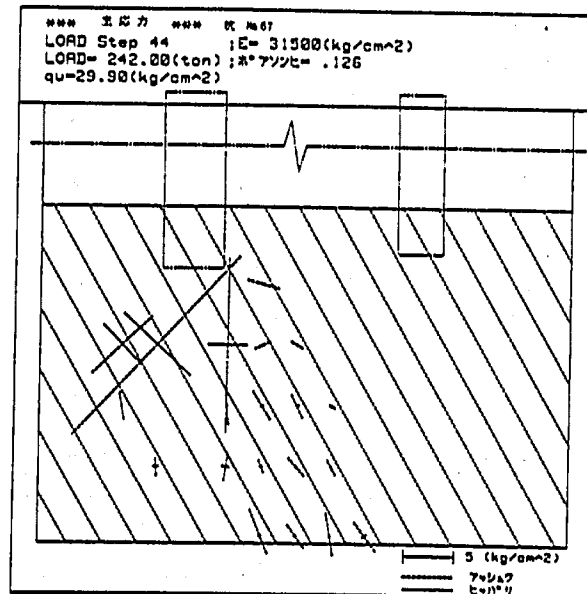
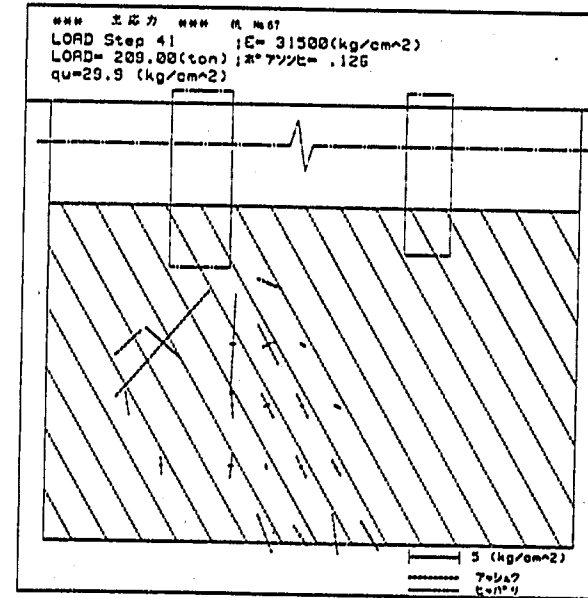
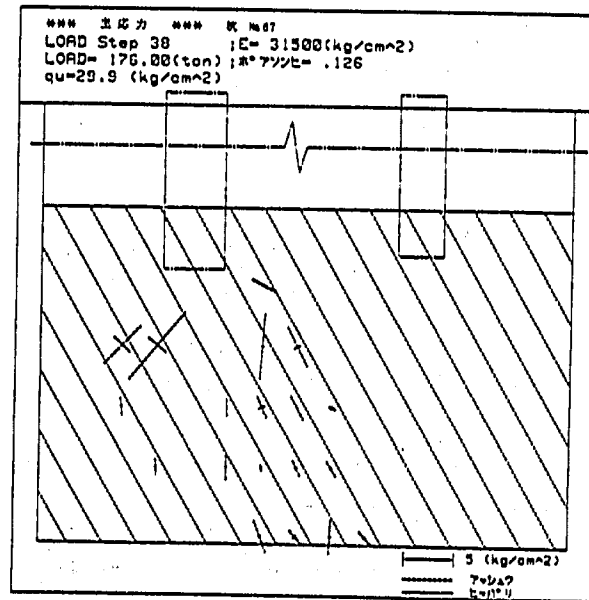


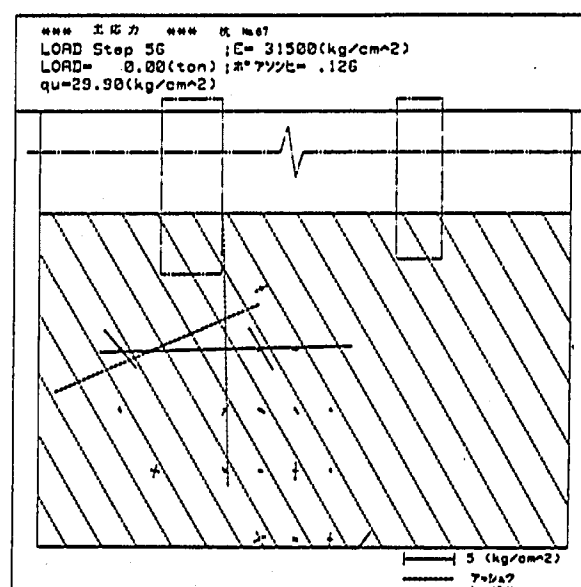
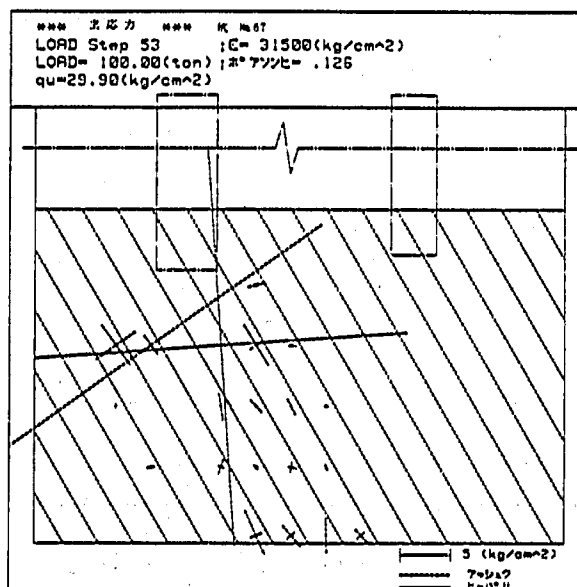
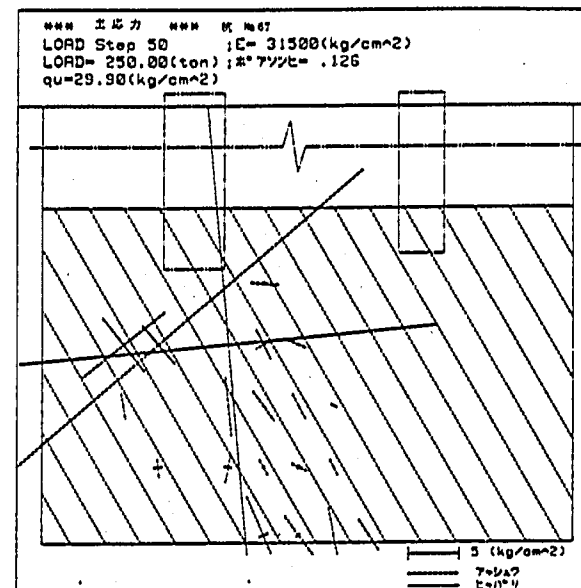
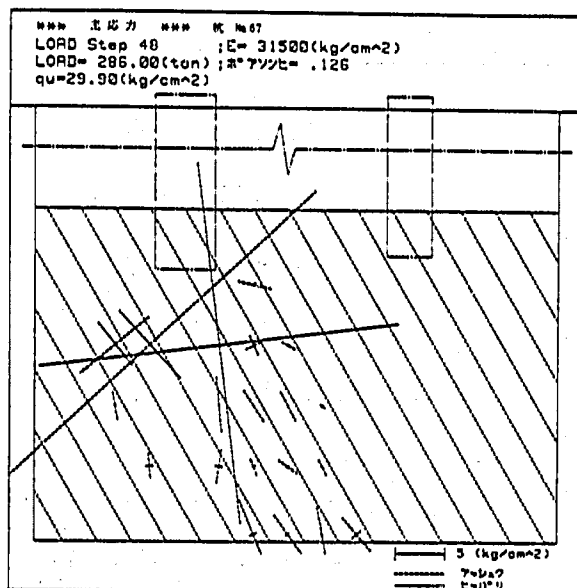




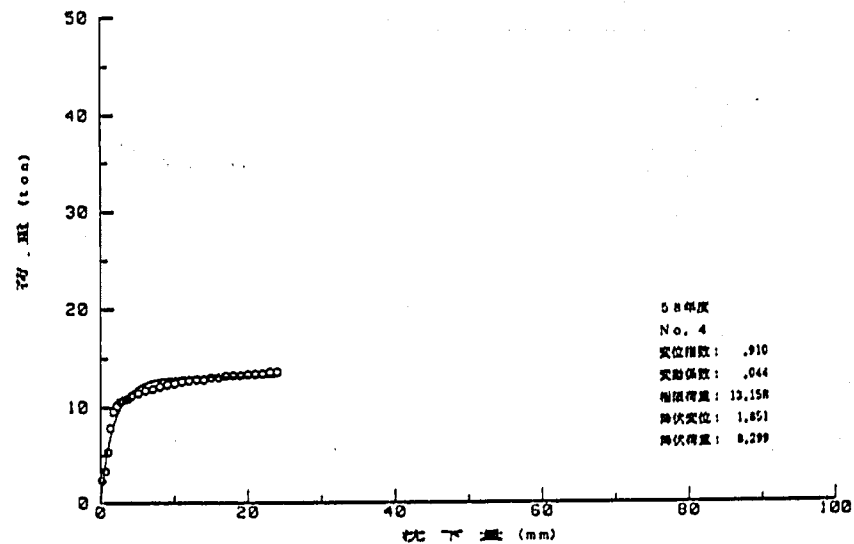
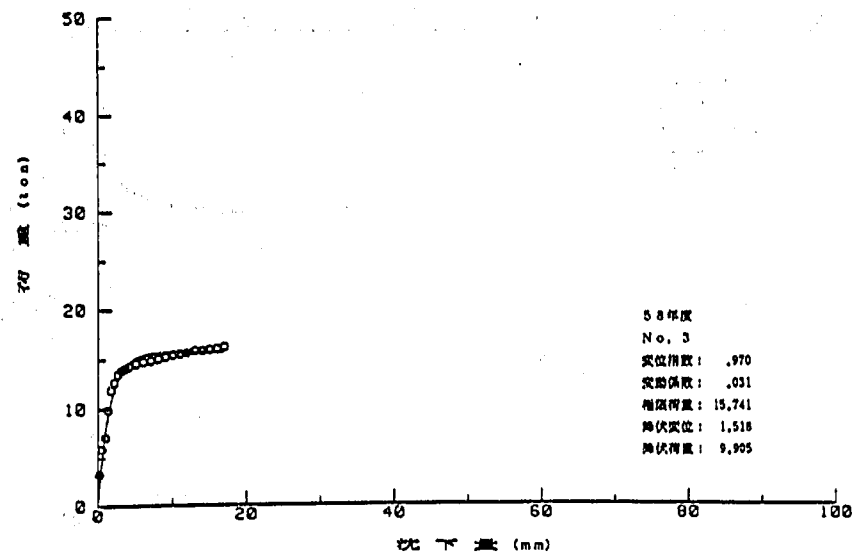
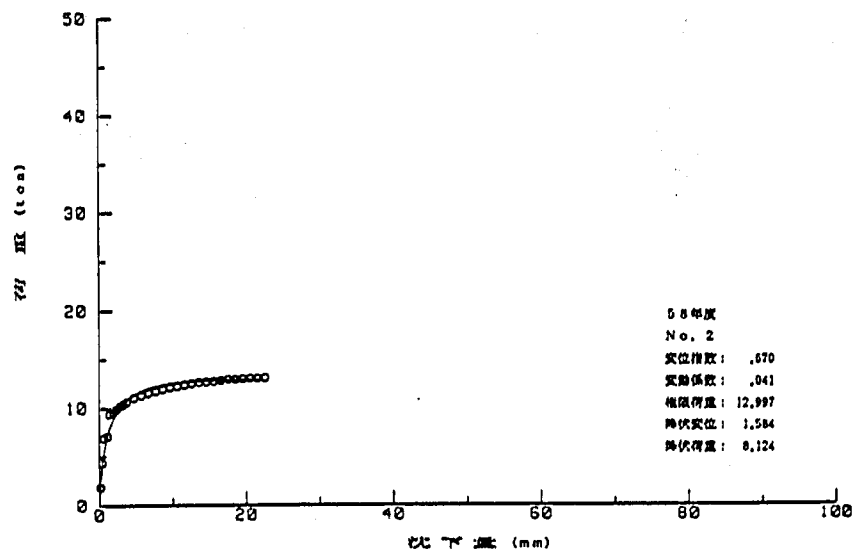
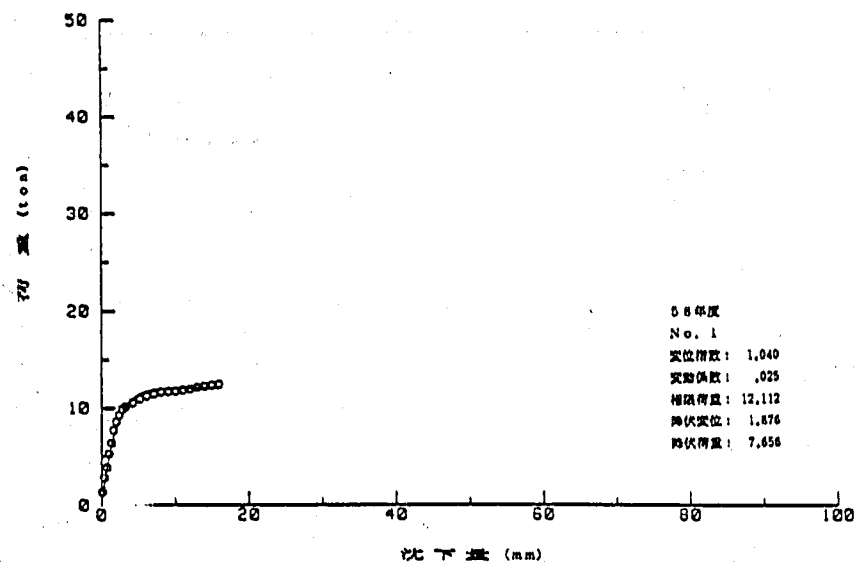


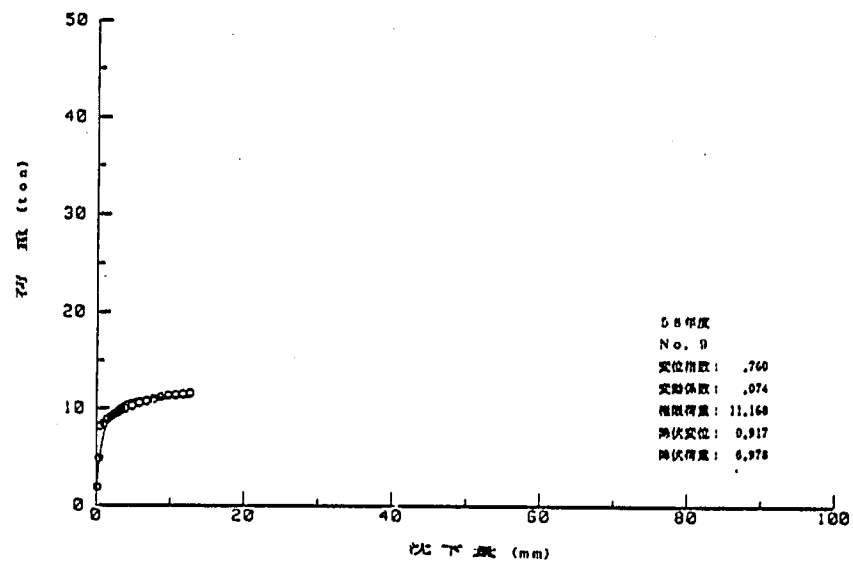
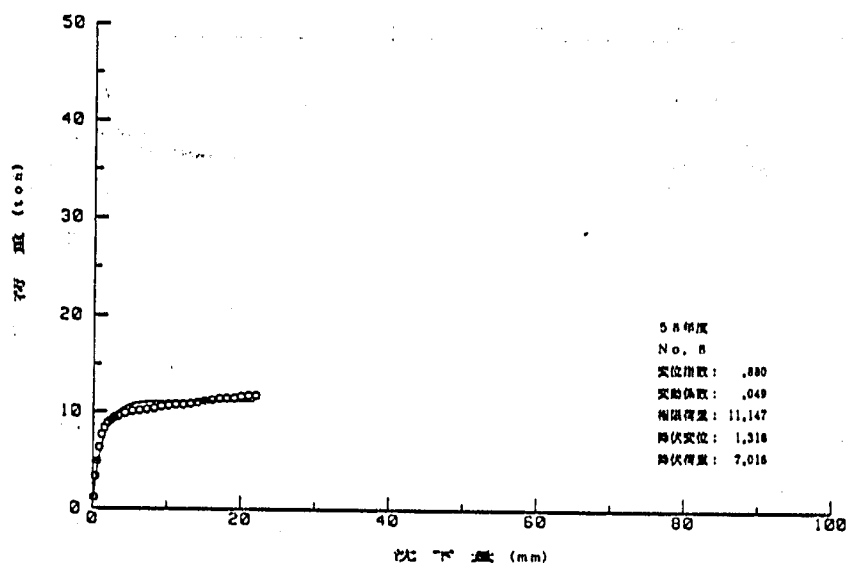
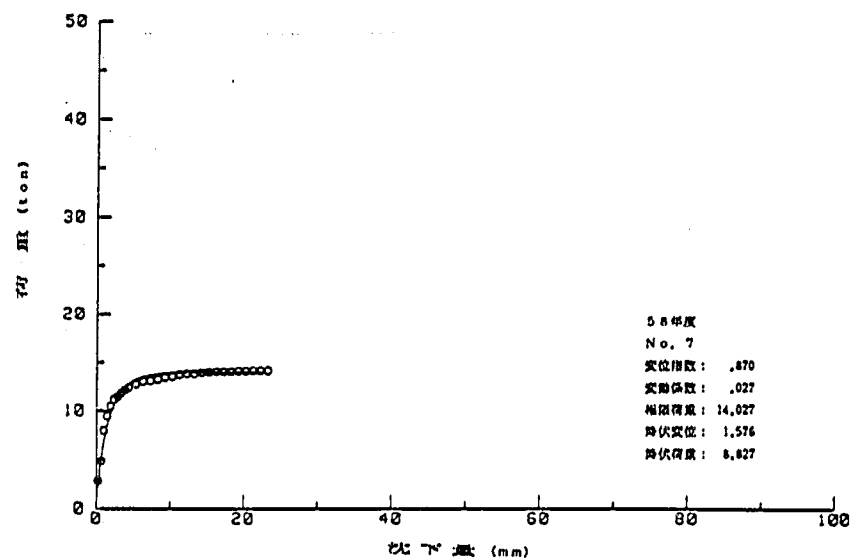
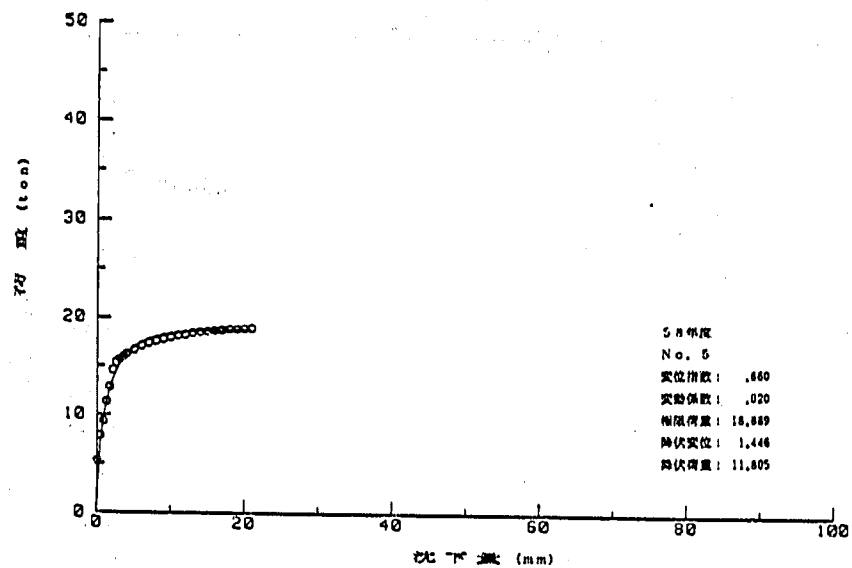


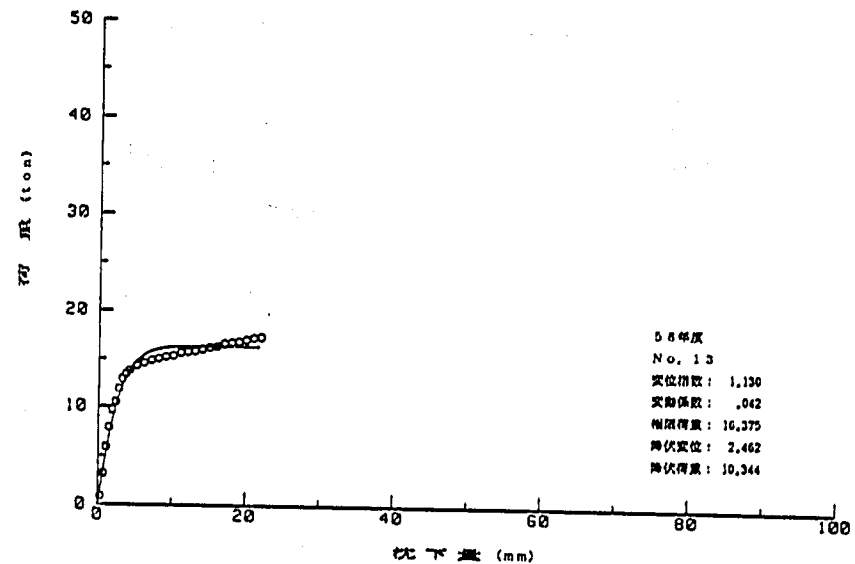
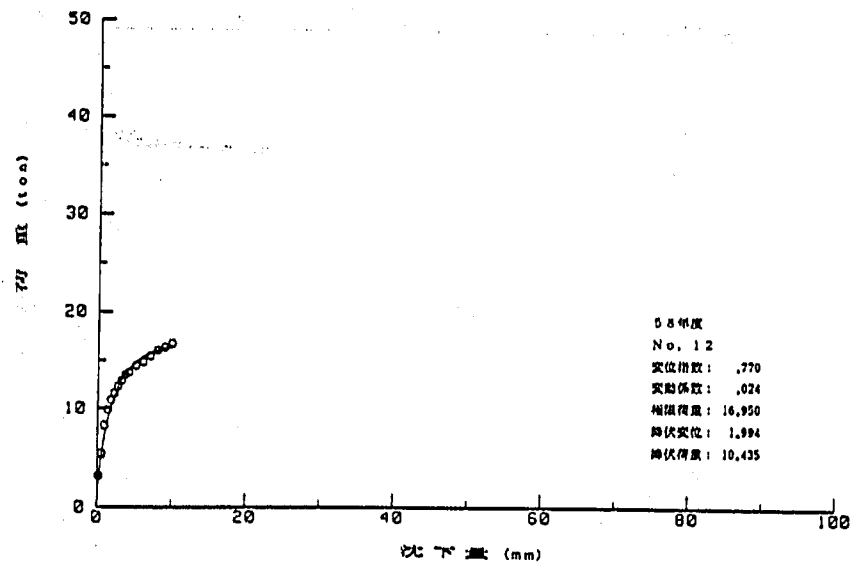
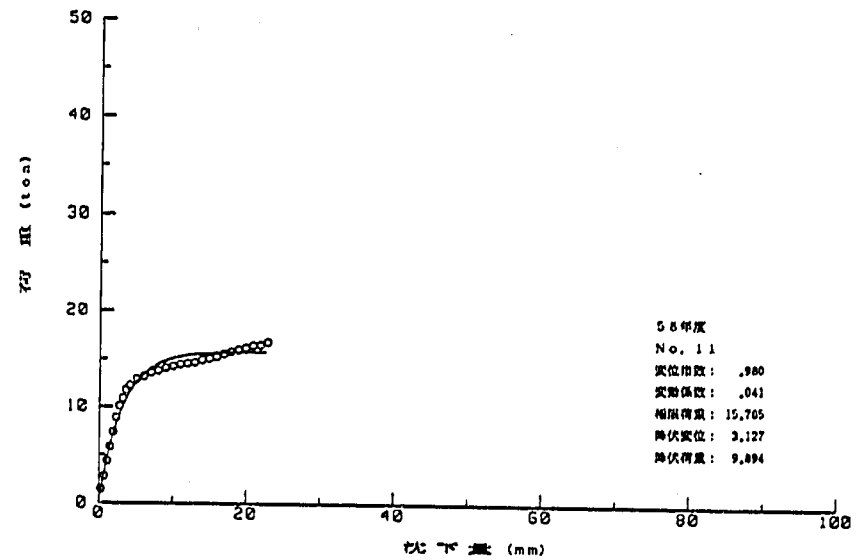
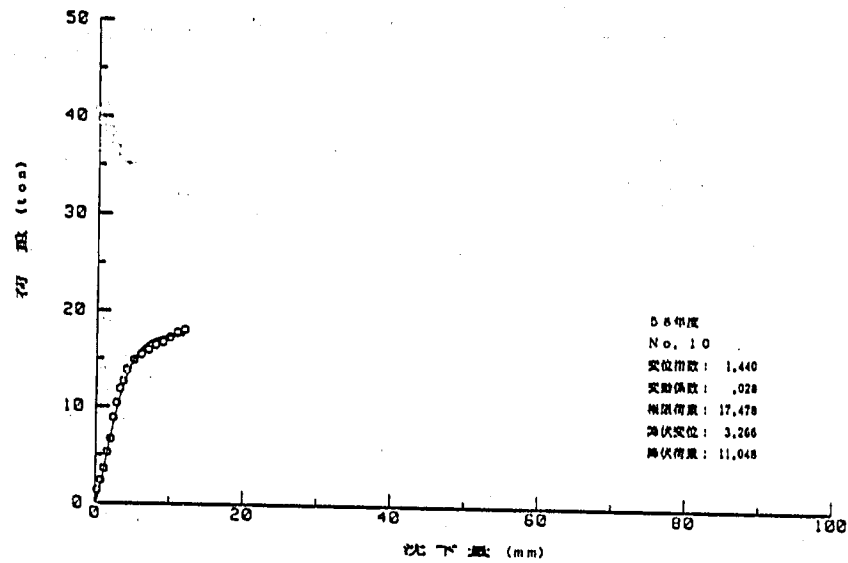


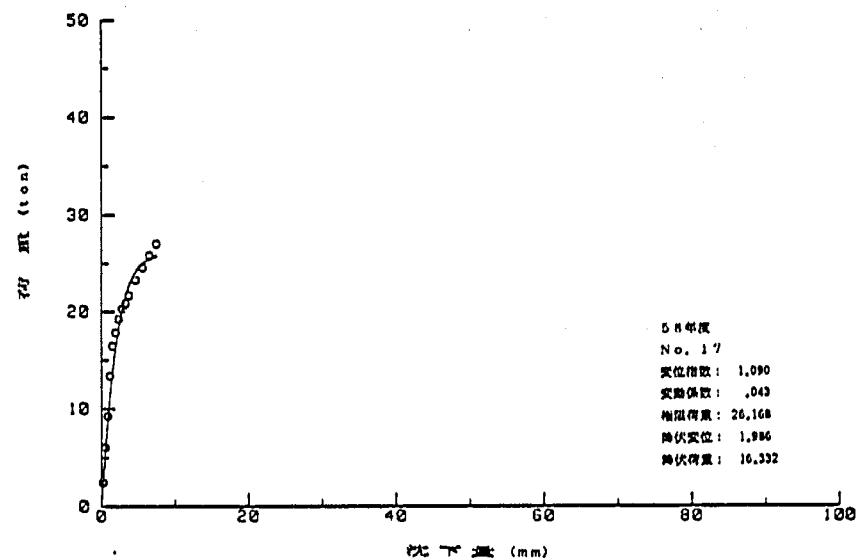
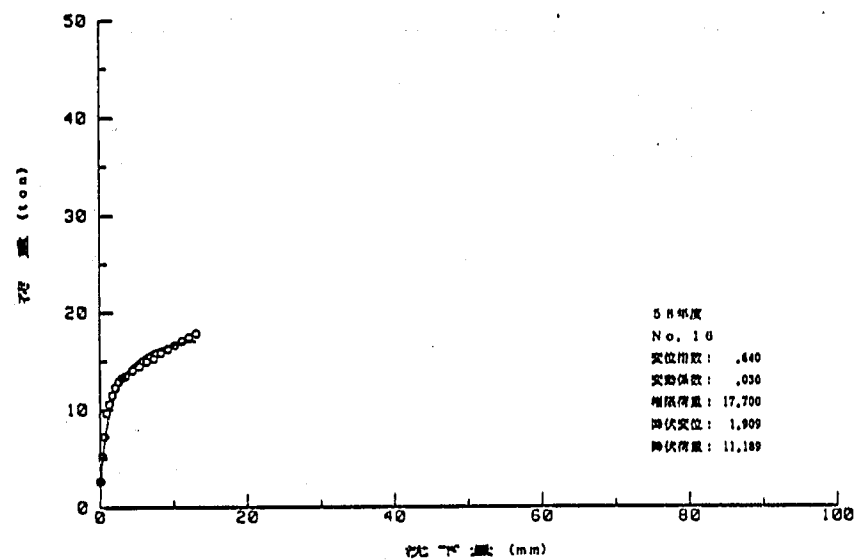
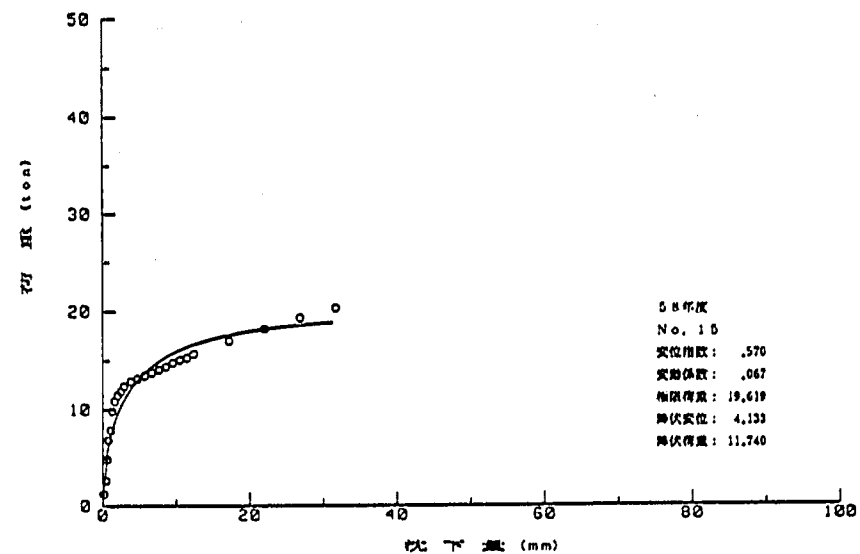
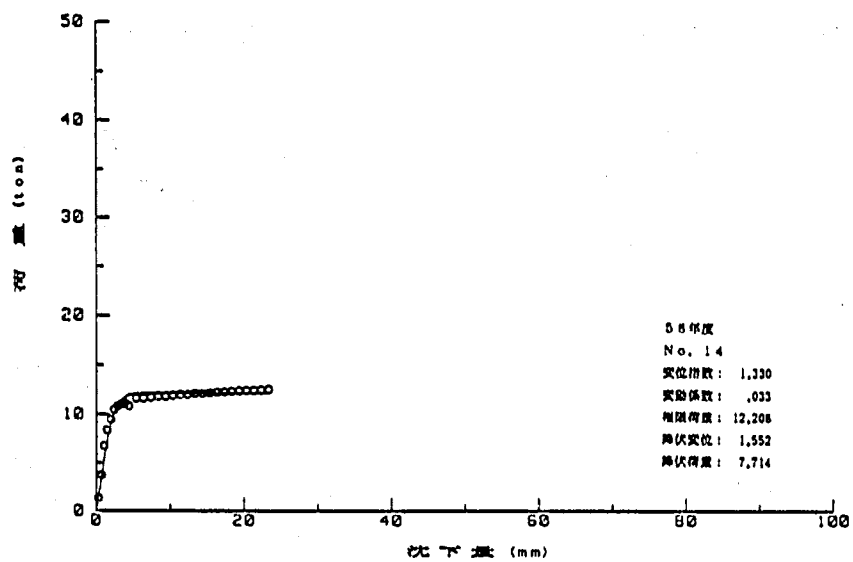


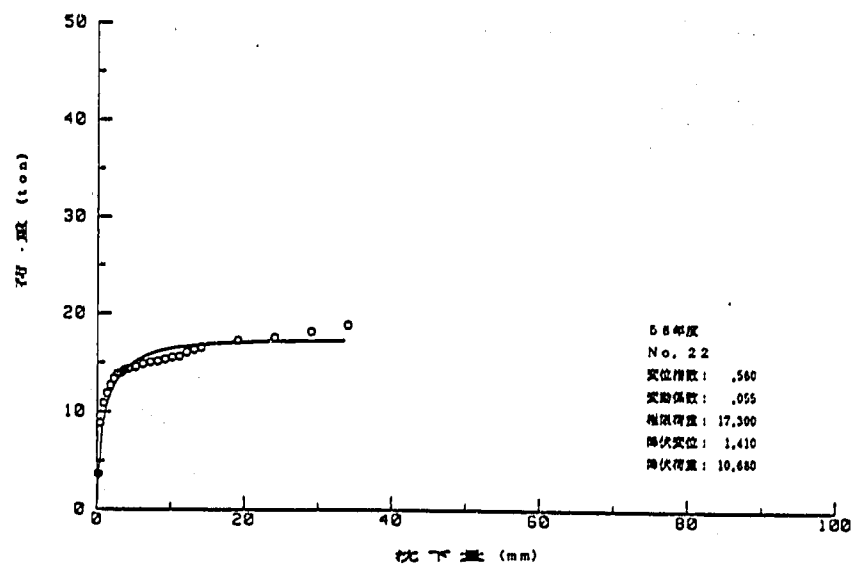
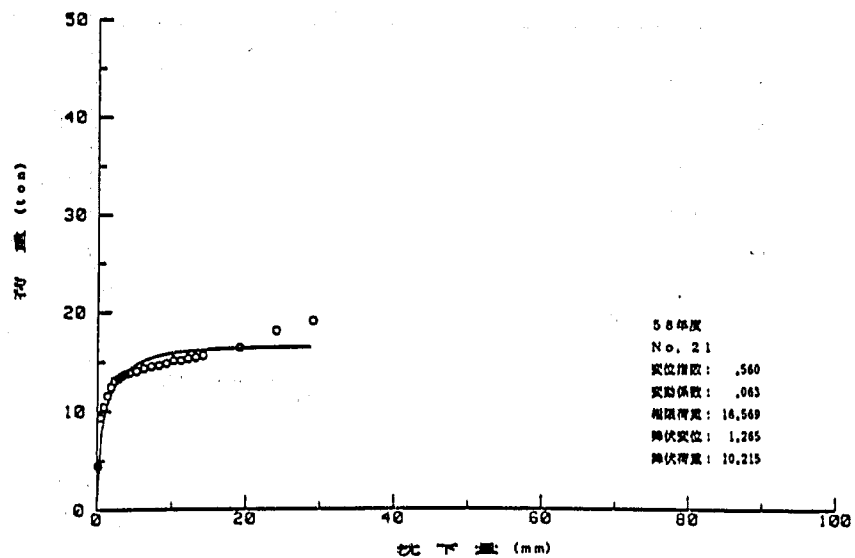
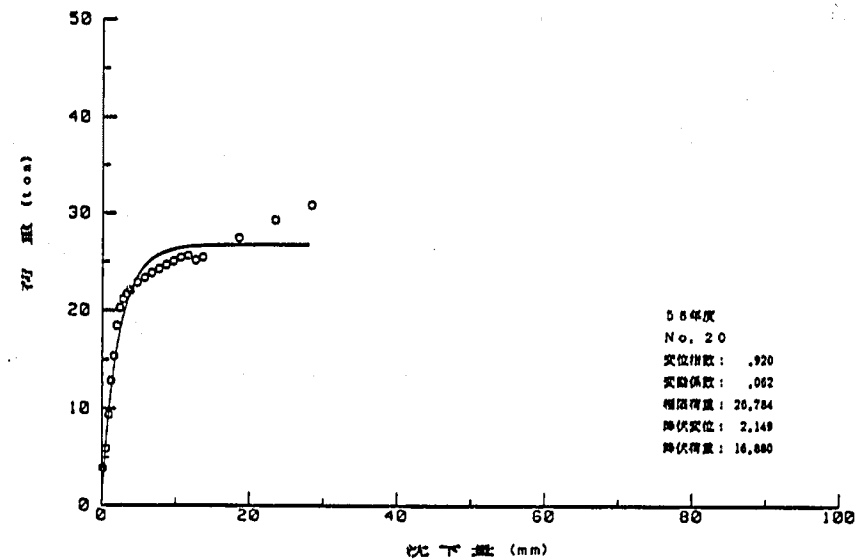
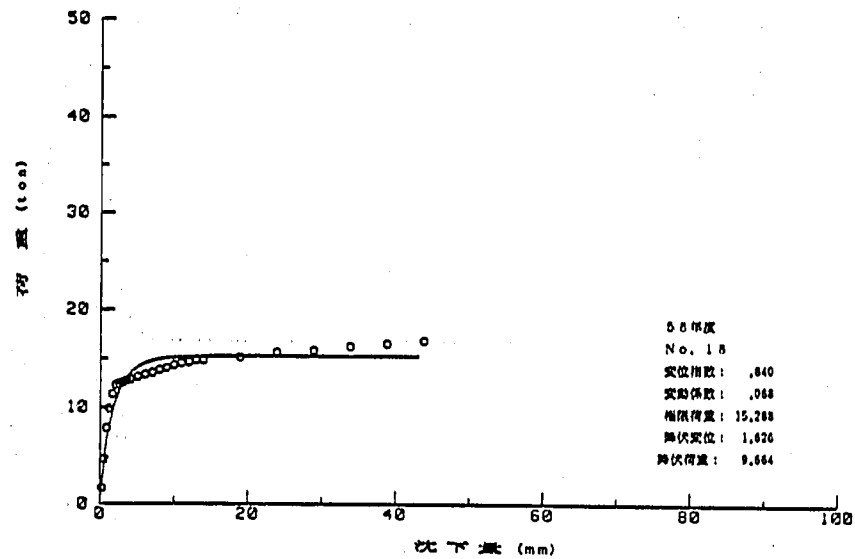
3 . 荷重～沈下量曲線(実験値と宇都式)

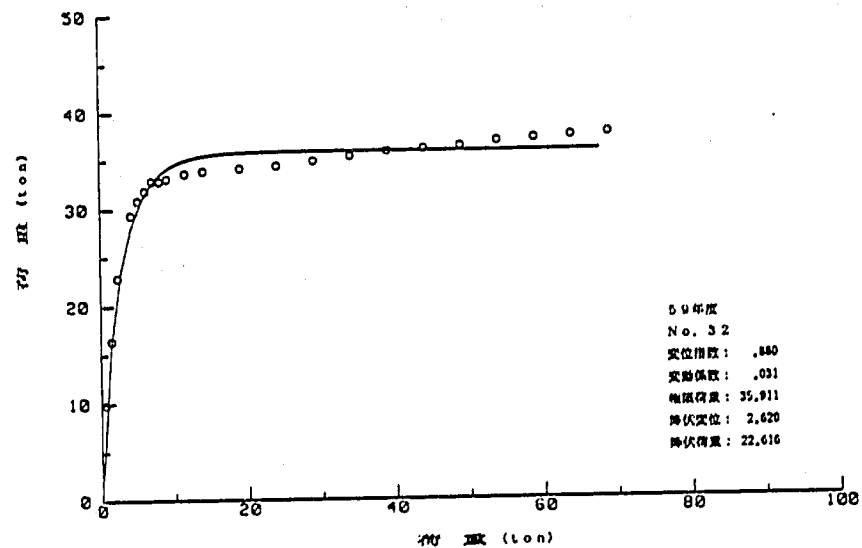
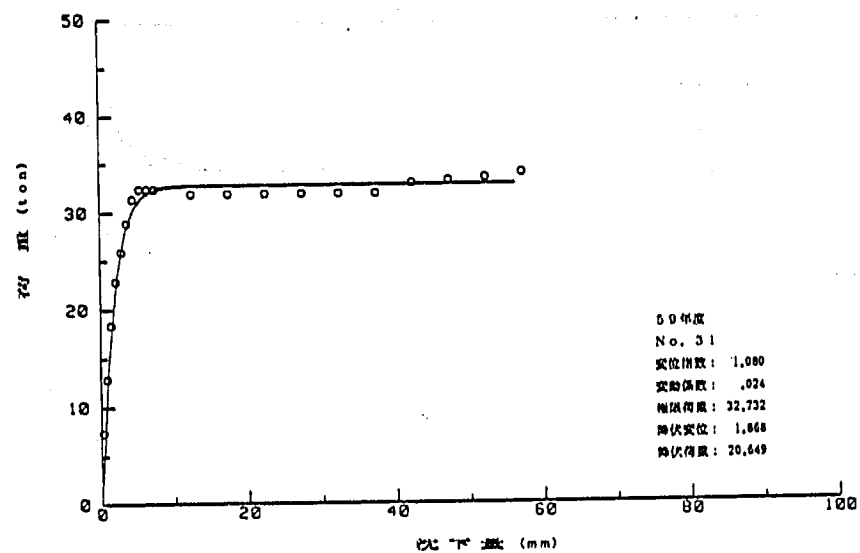
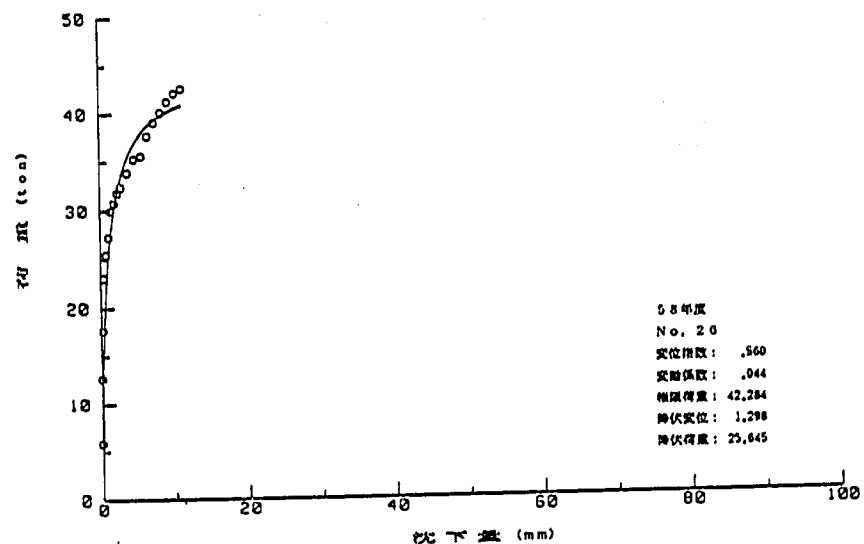
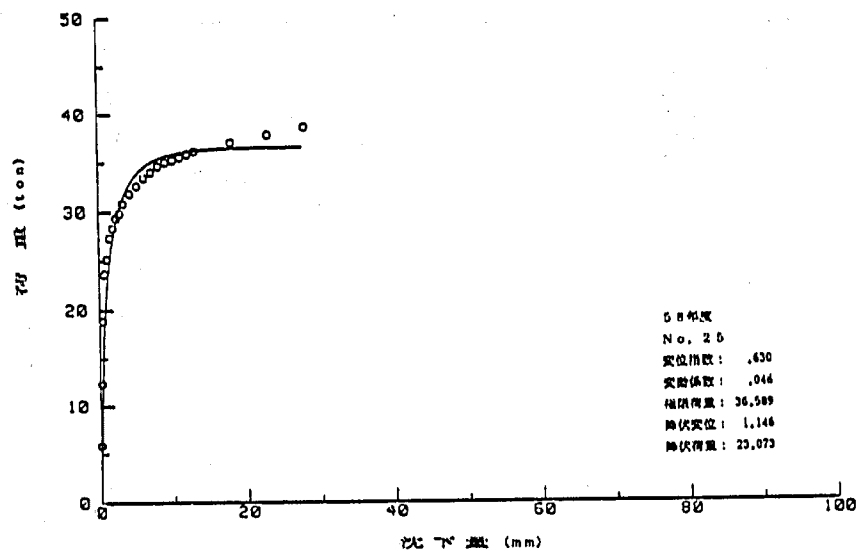


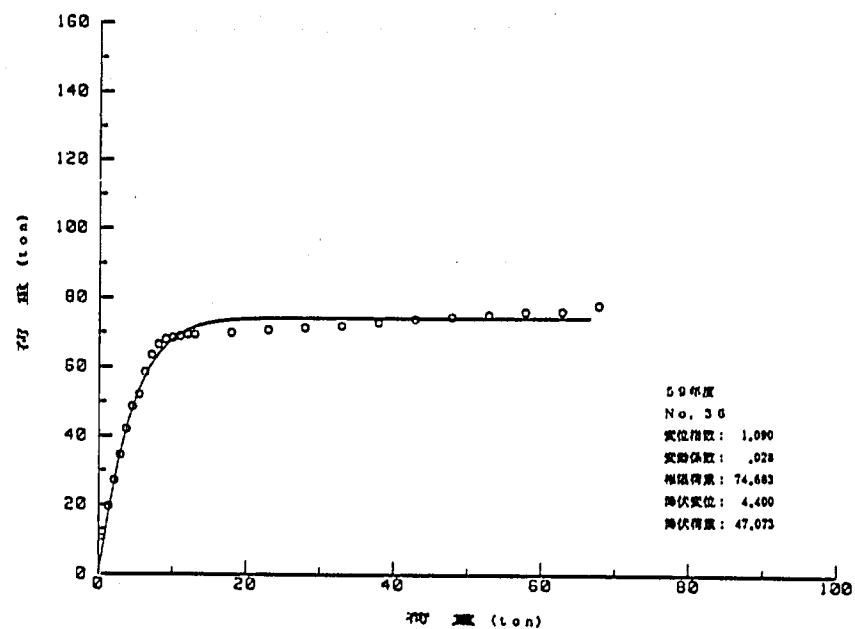
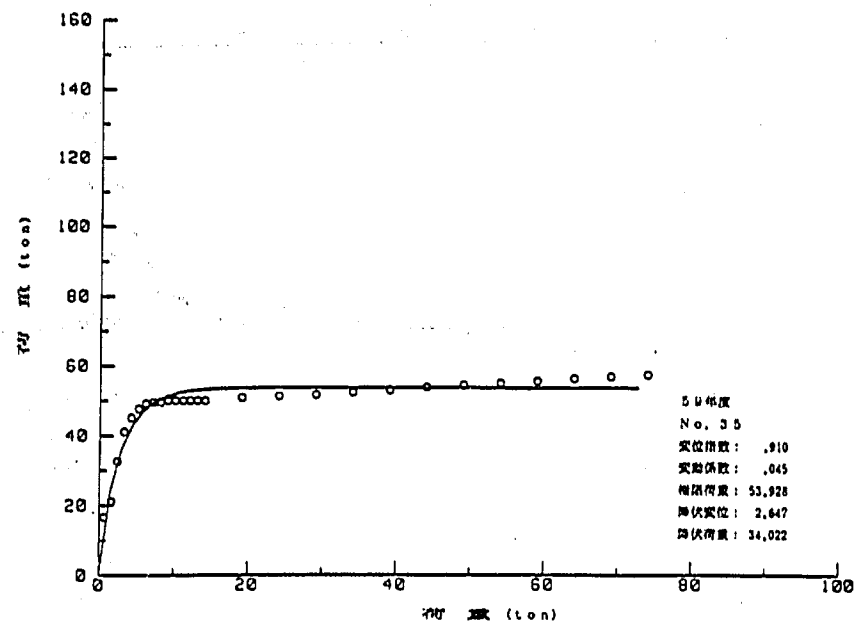
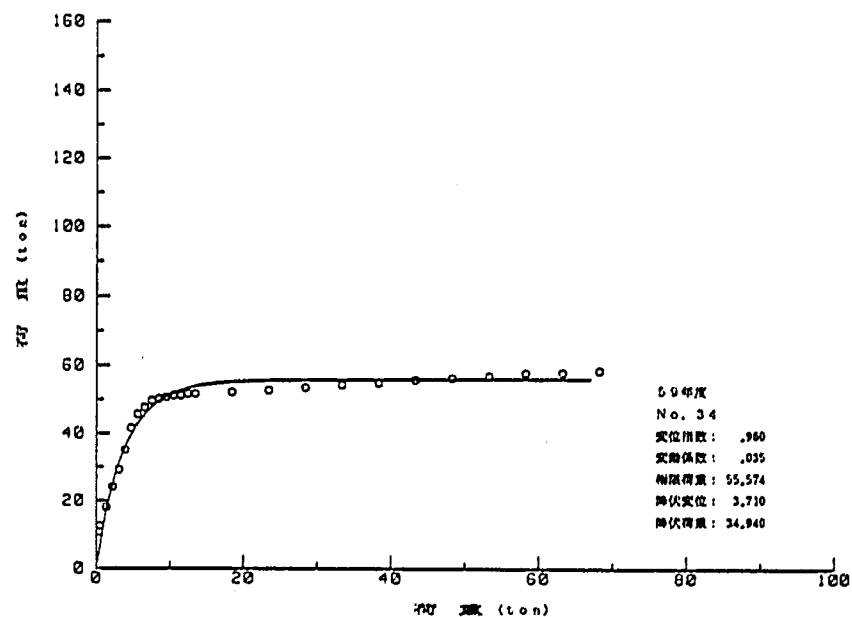
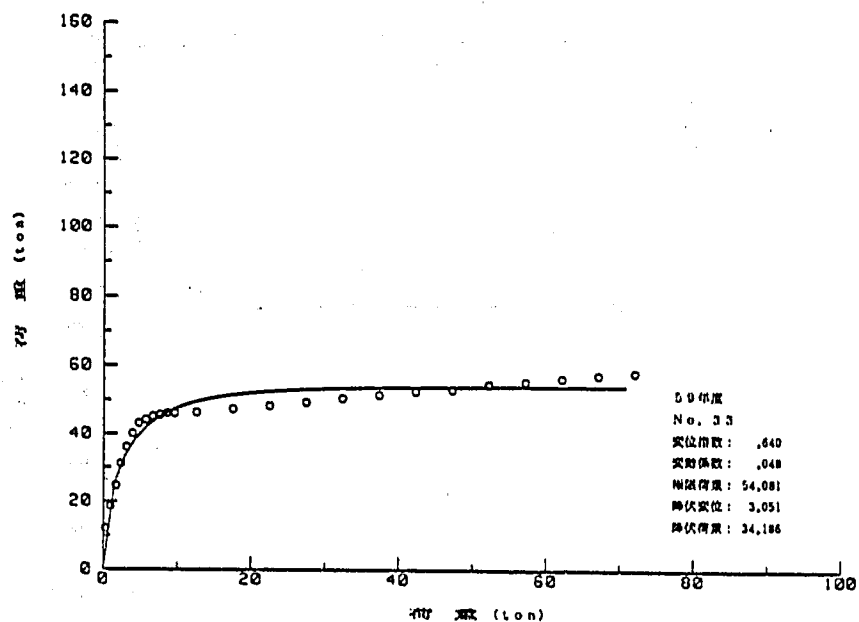


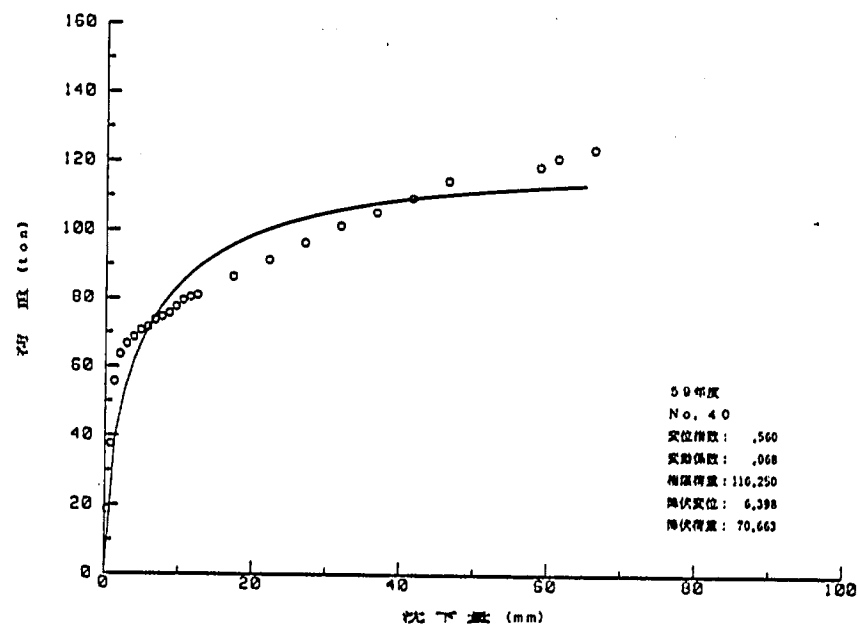
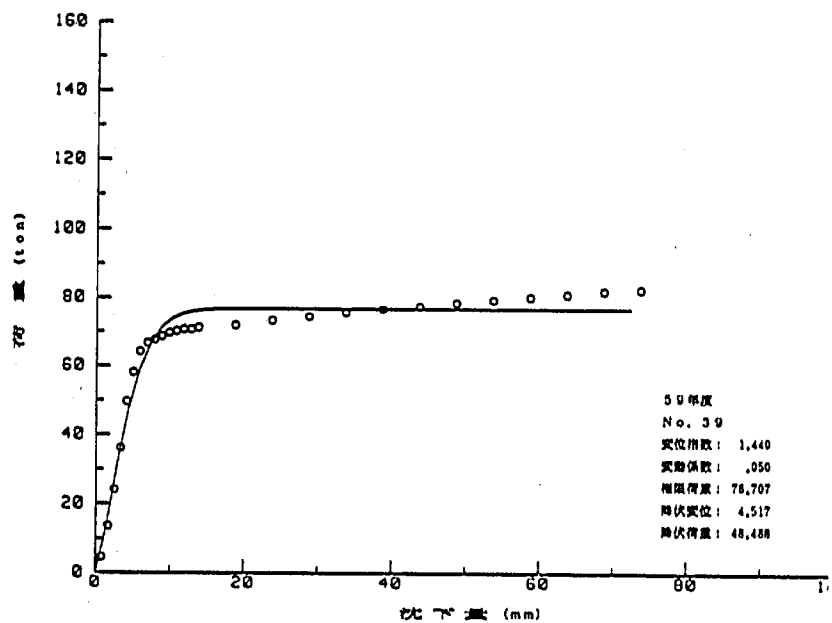
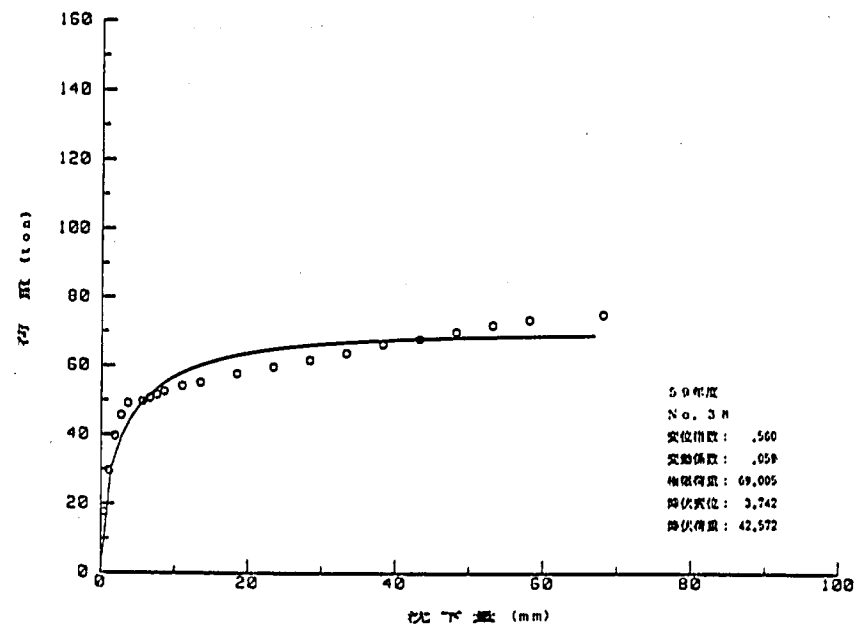
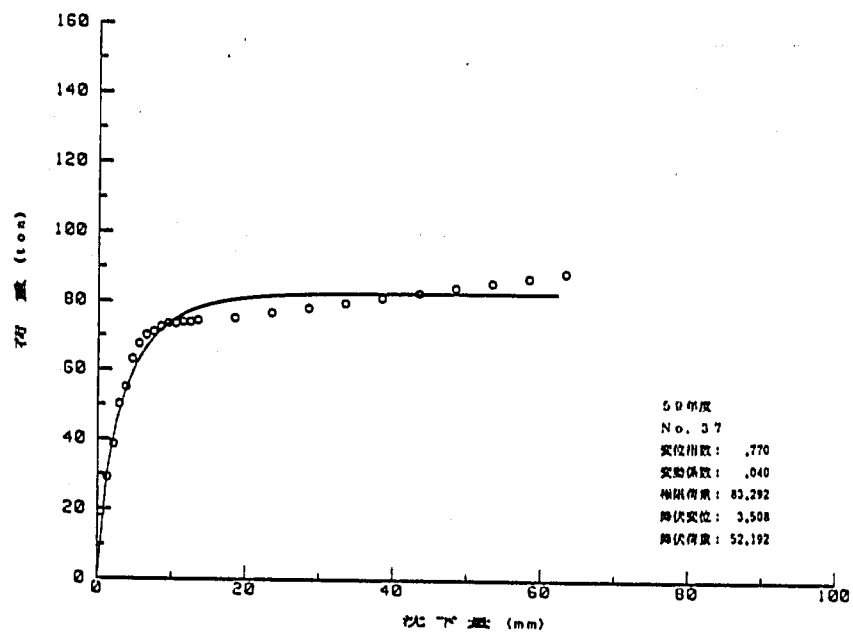


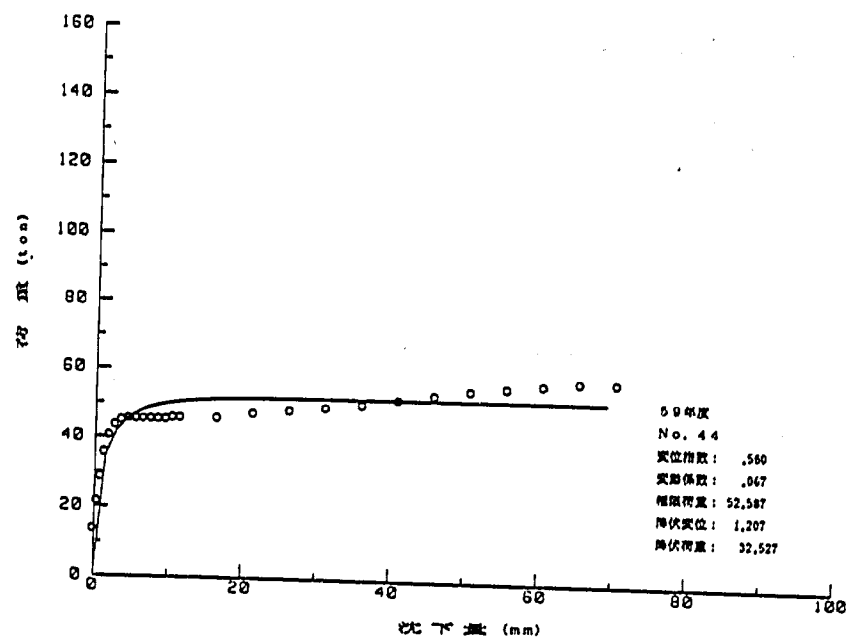
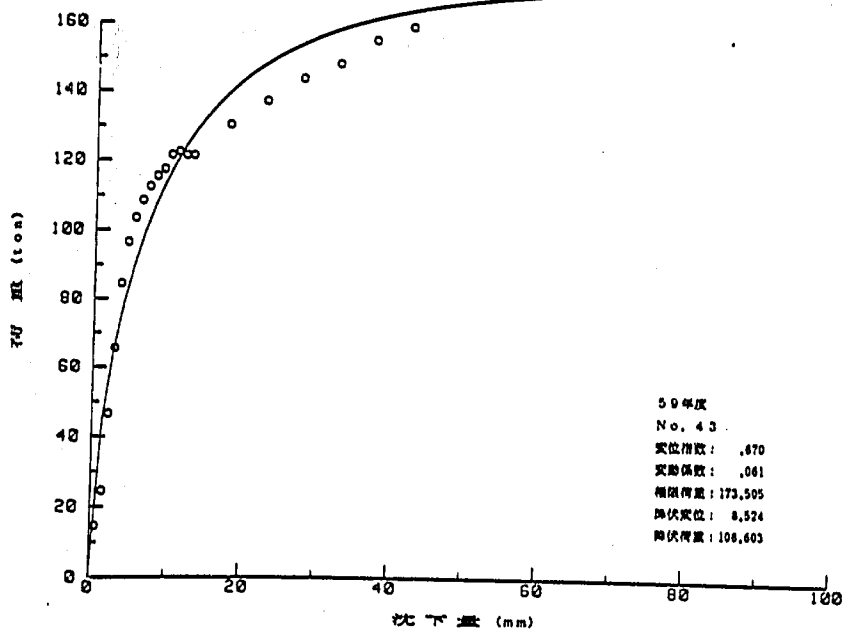
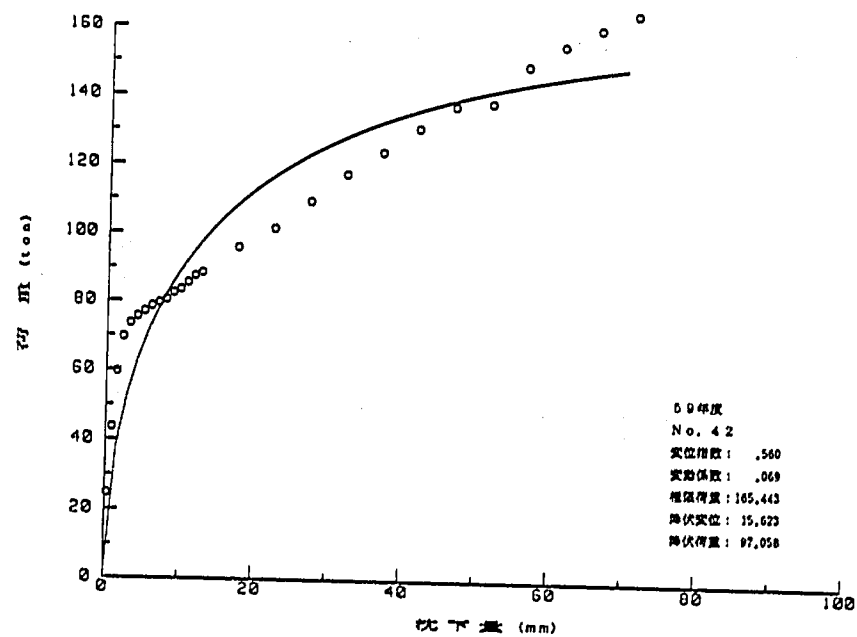
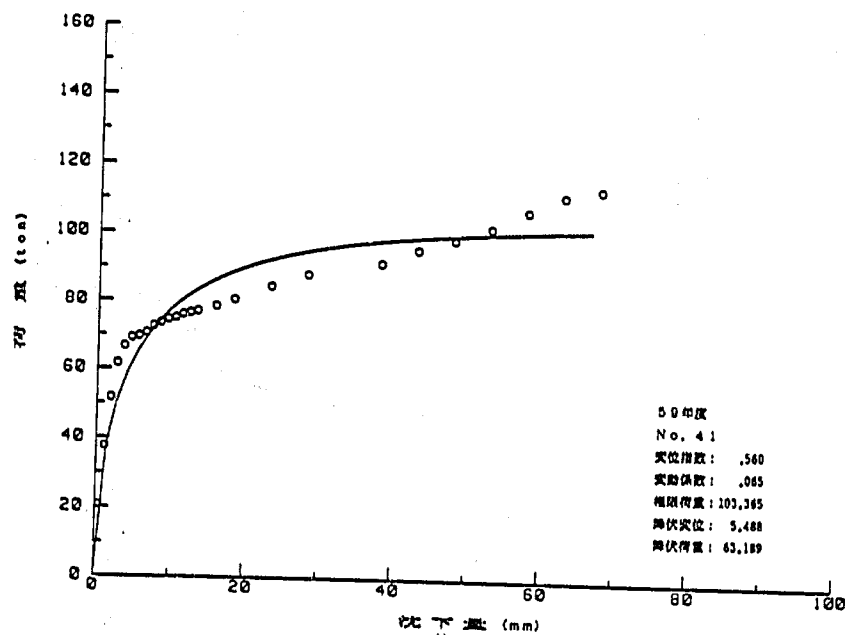


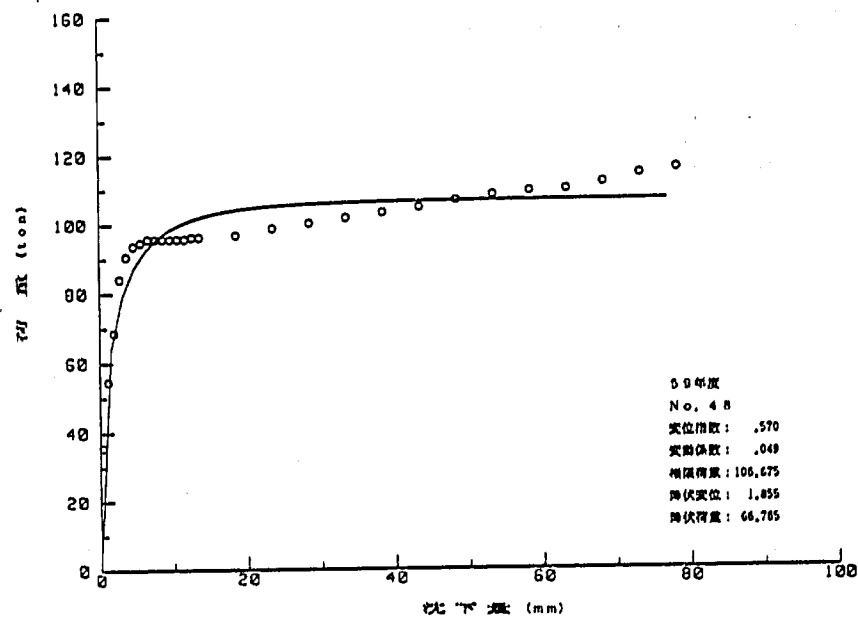
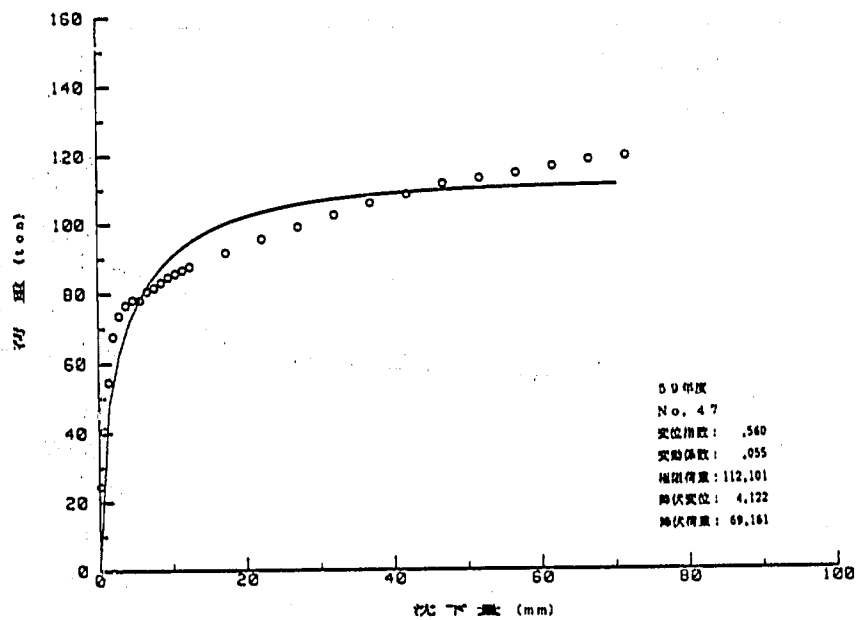
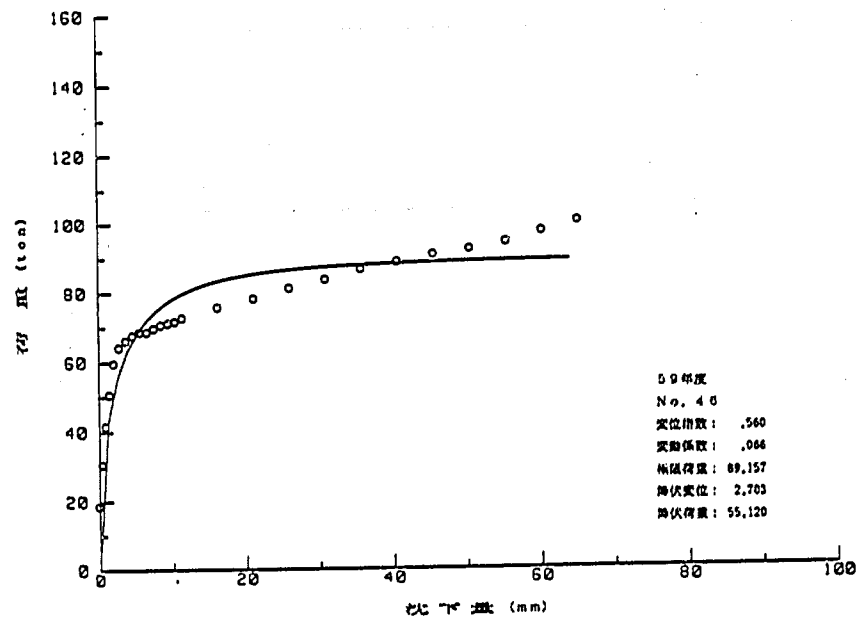
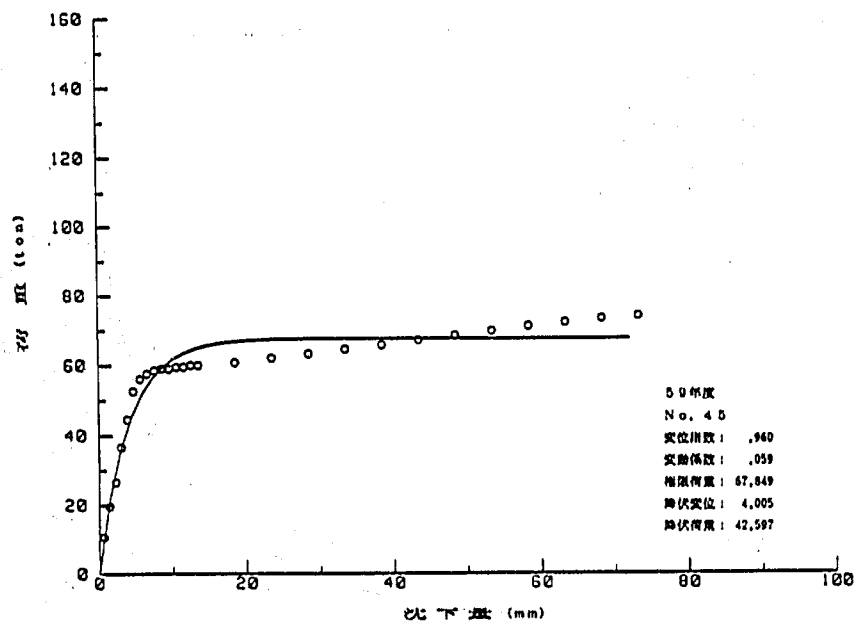


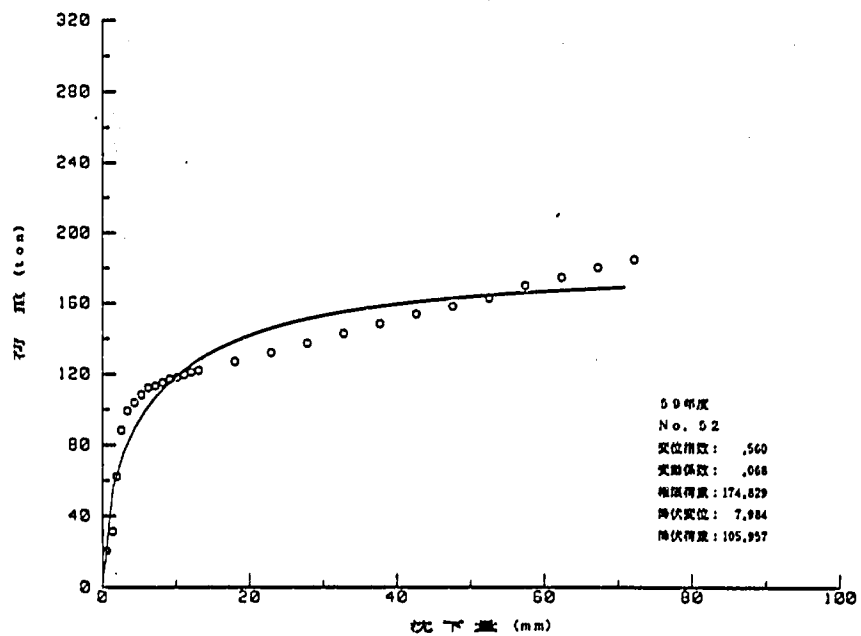
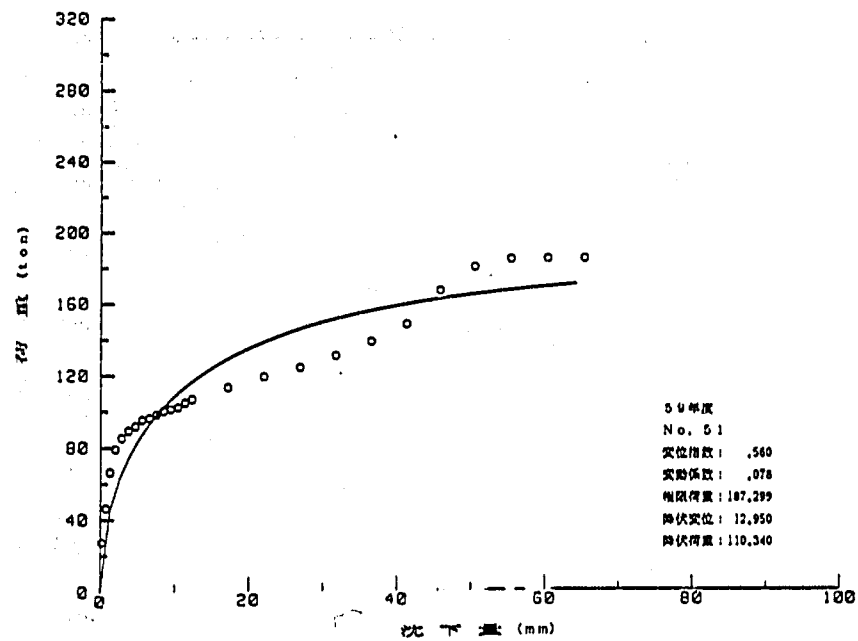
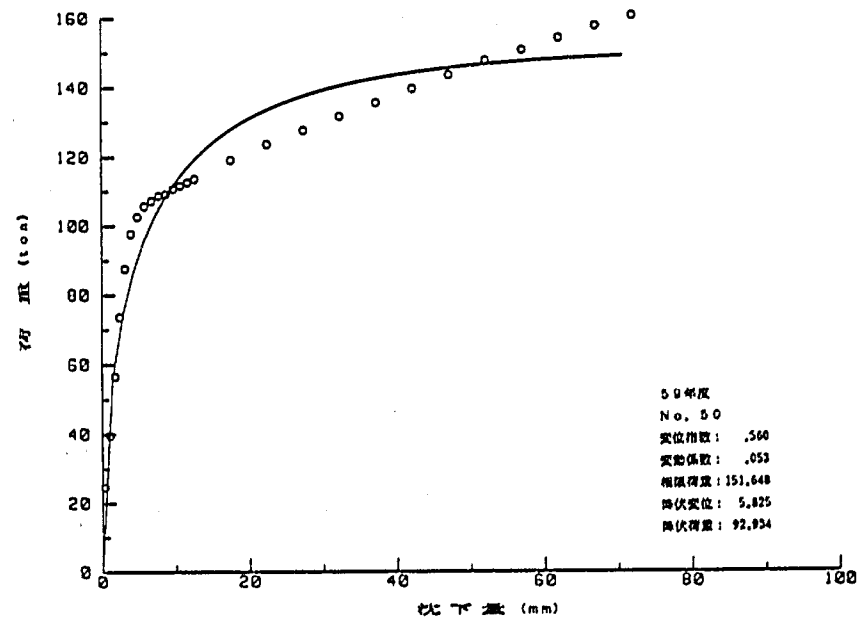
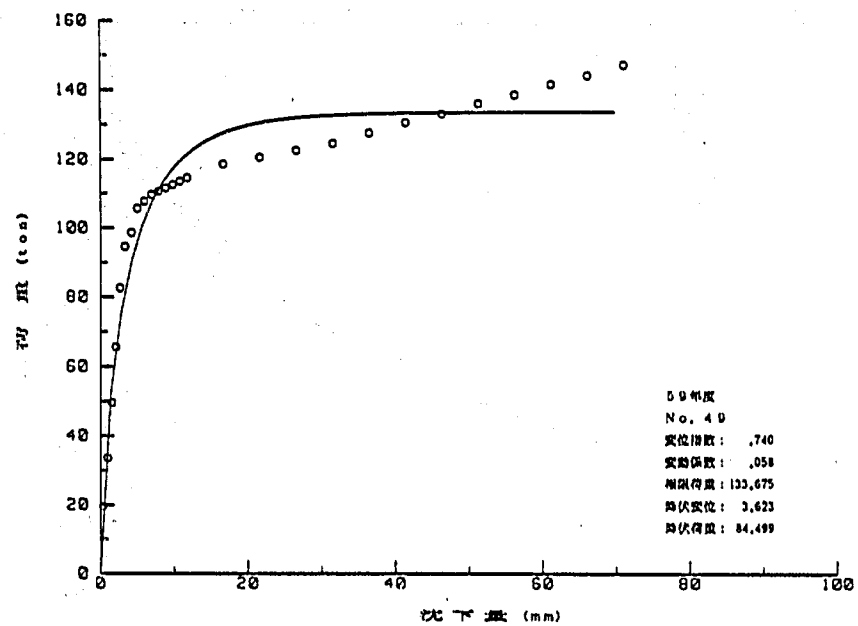


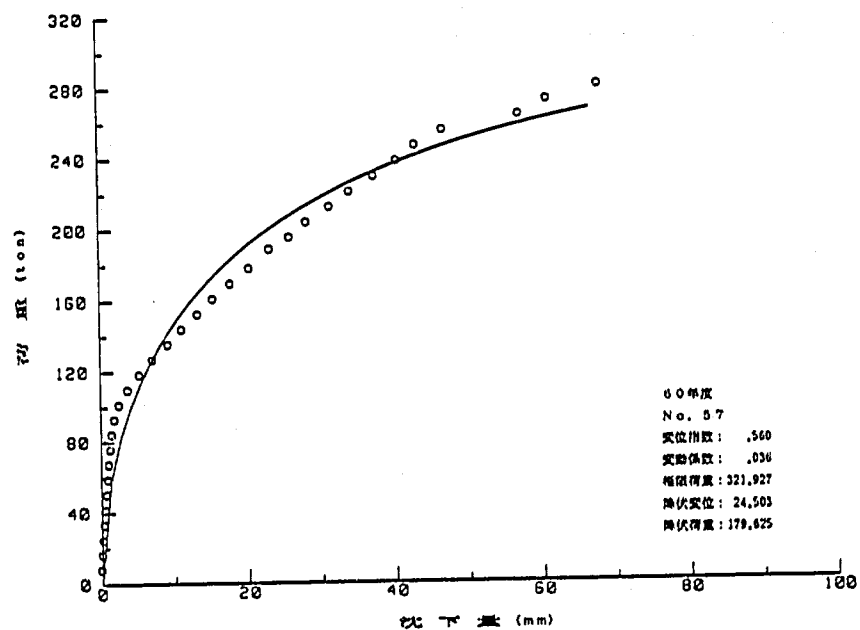
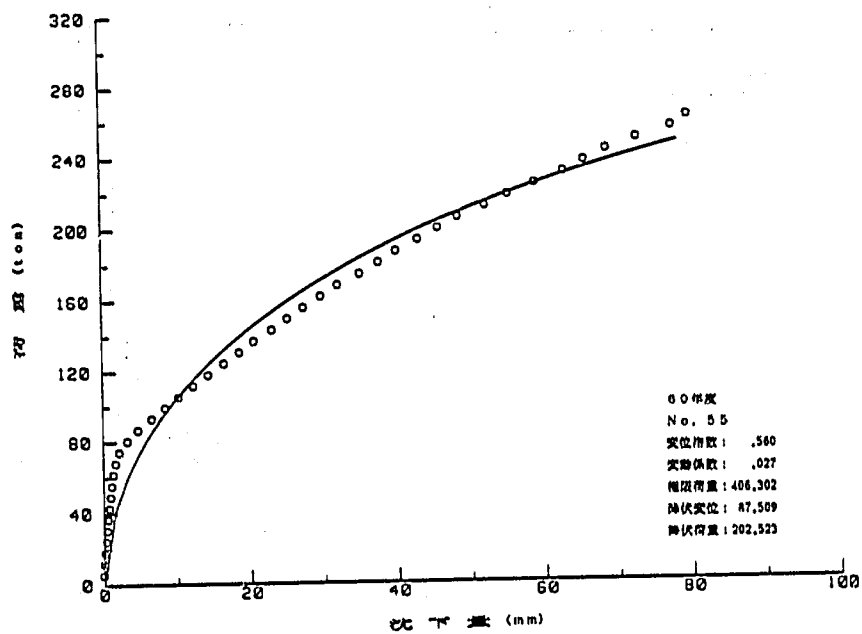
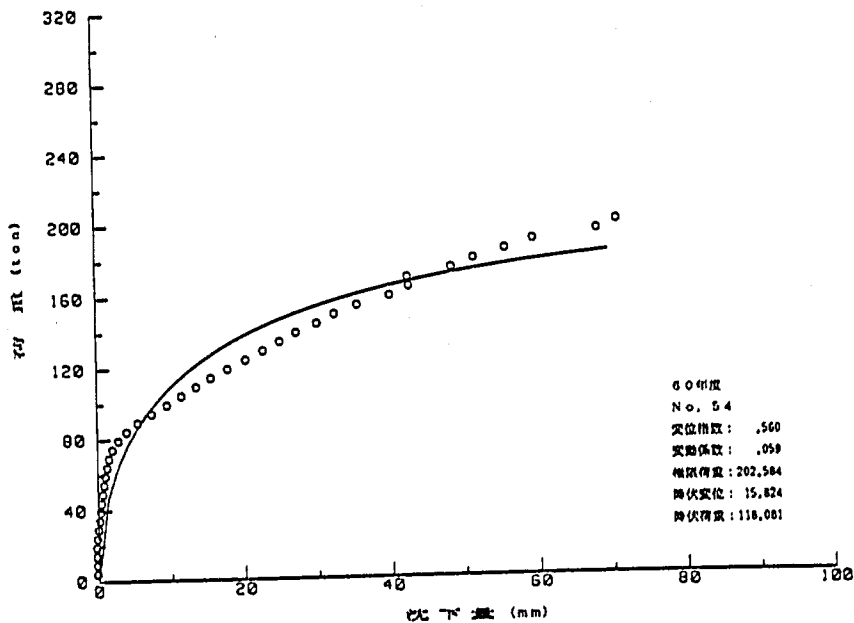
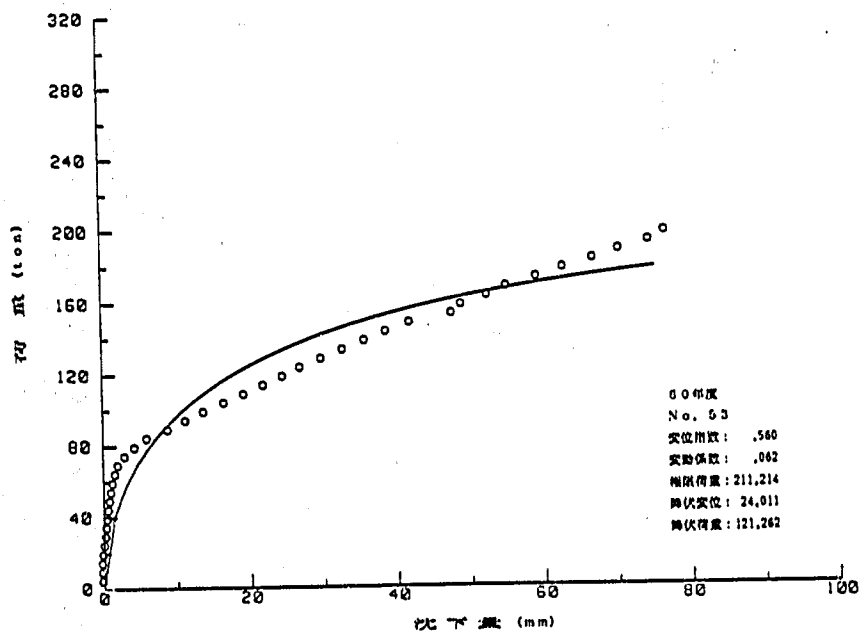


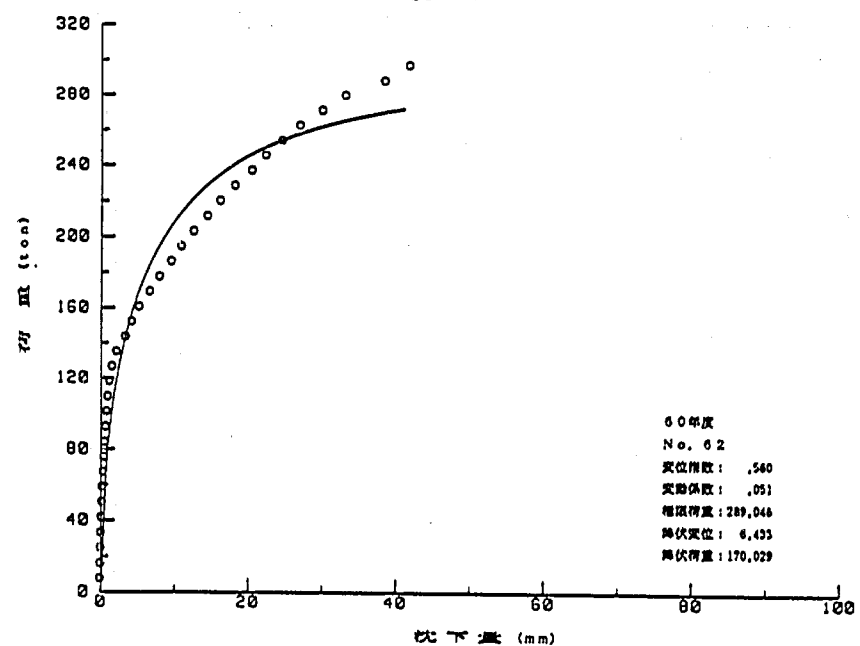
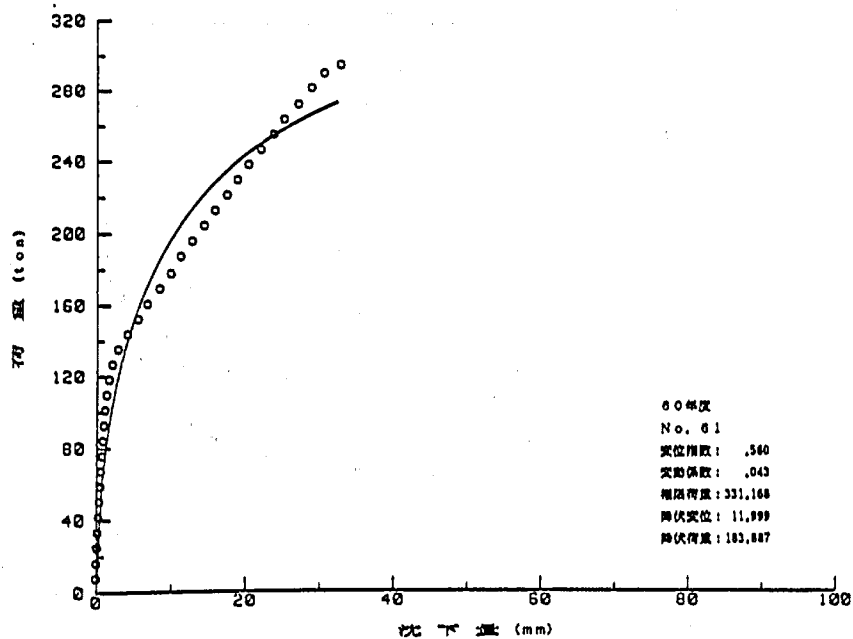
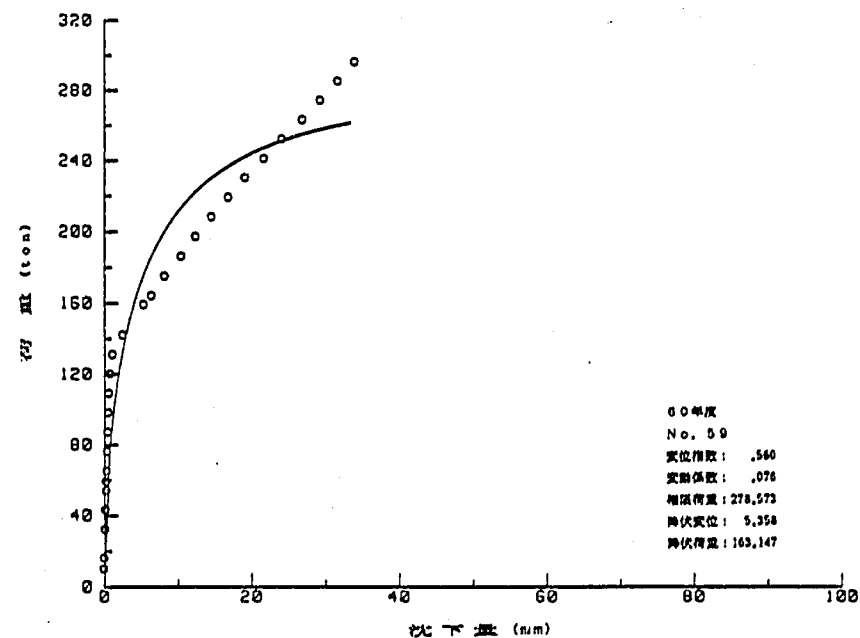
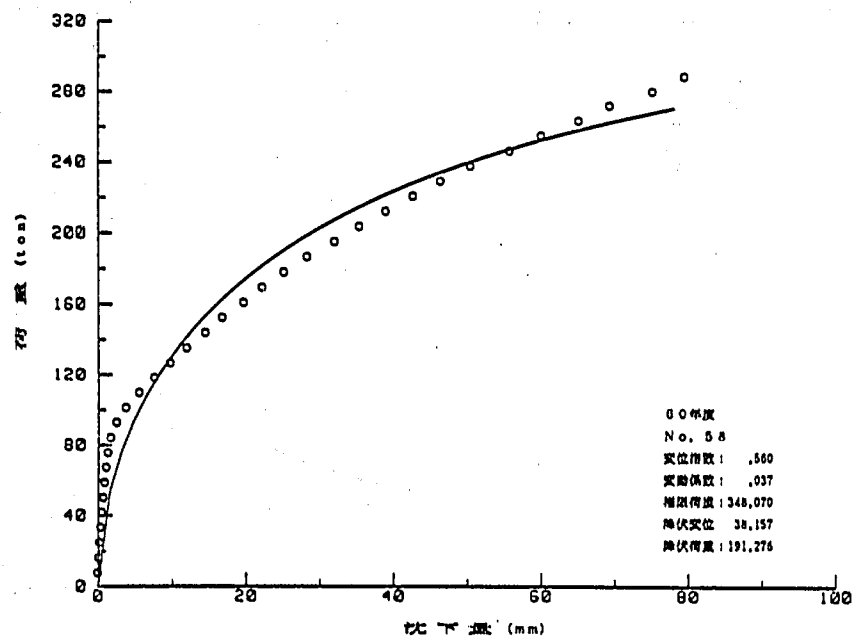


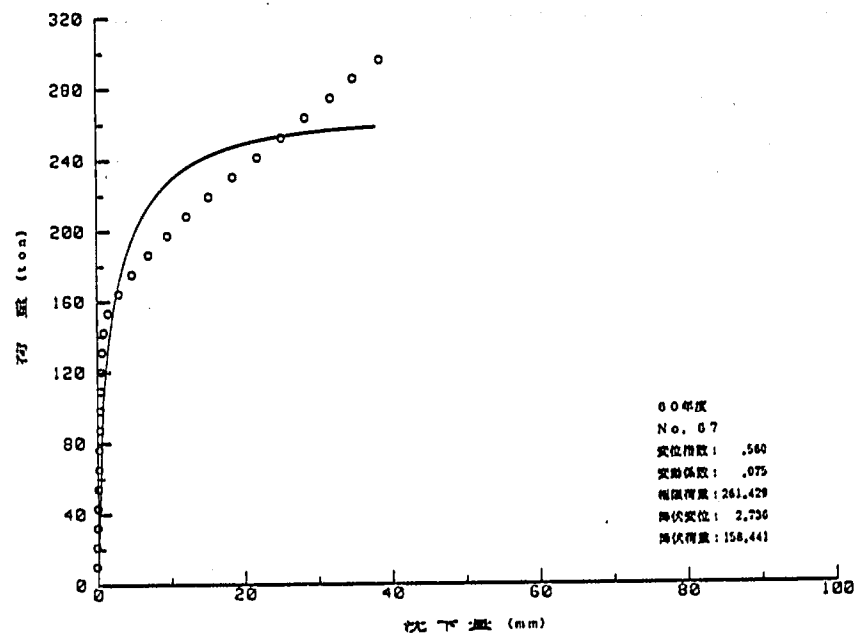
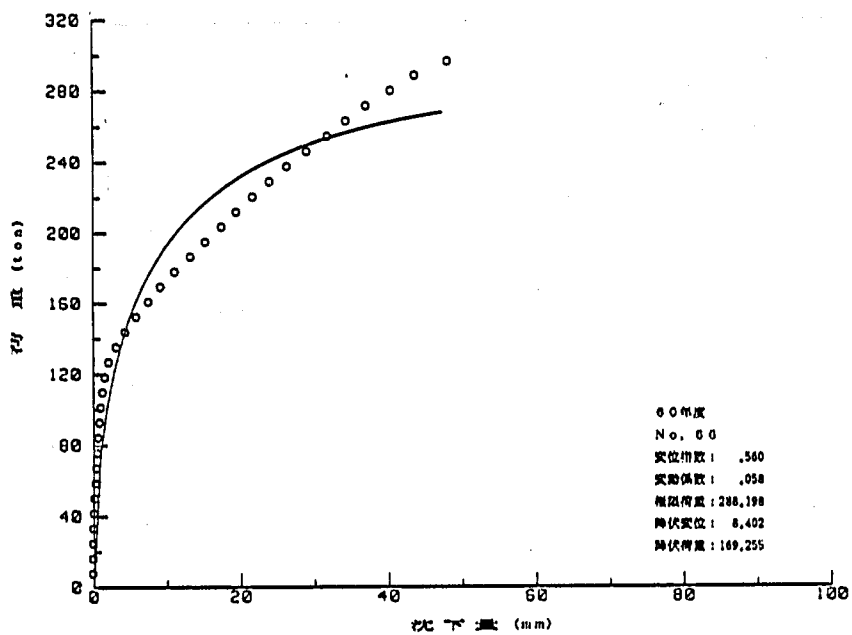
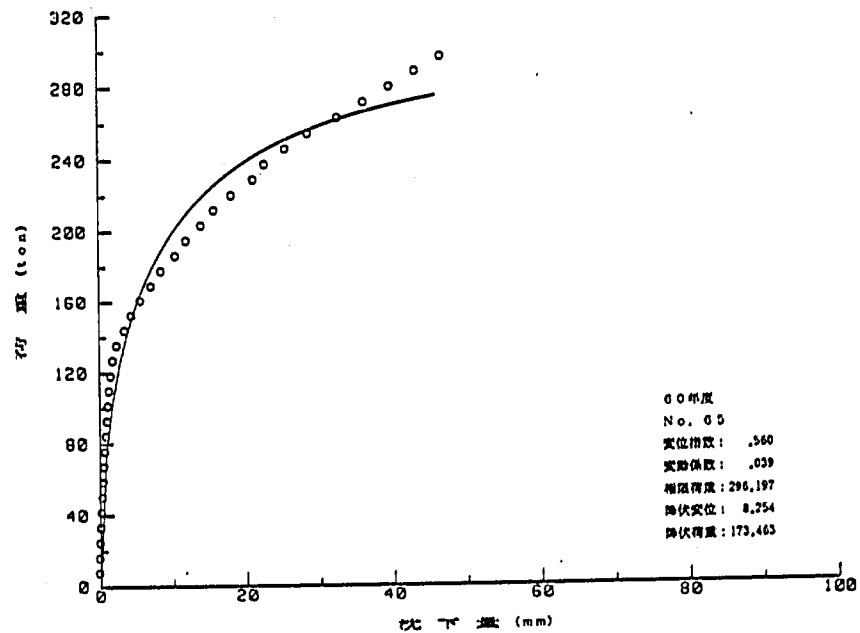
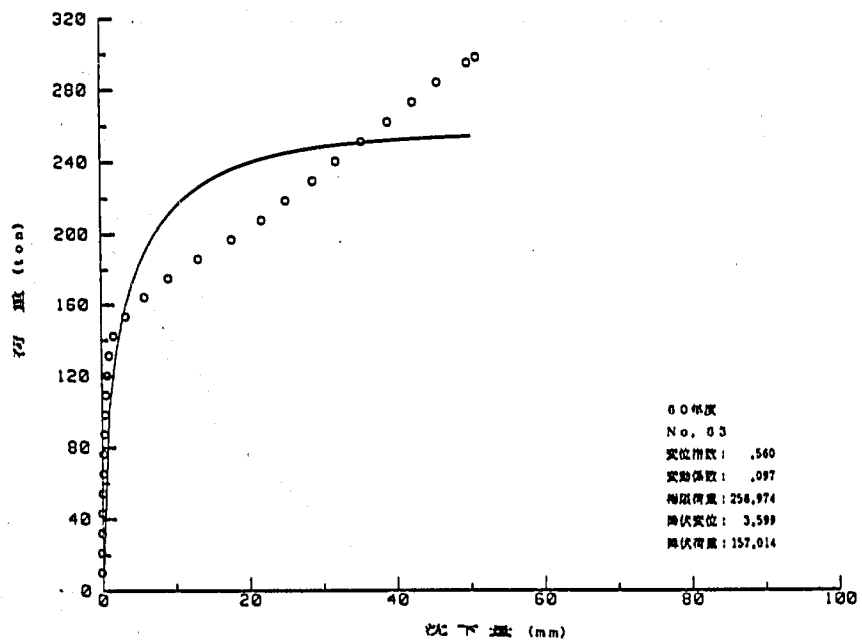


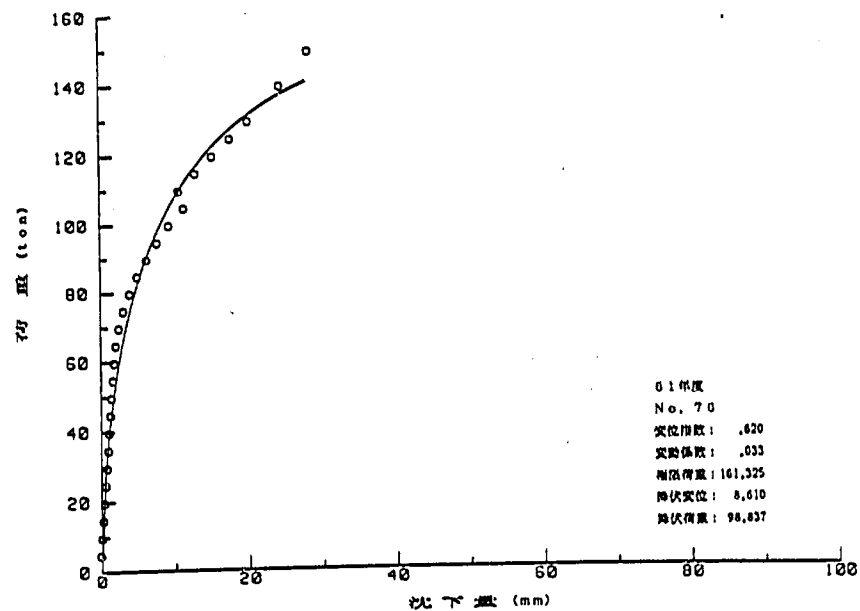
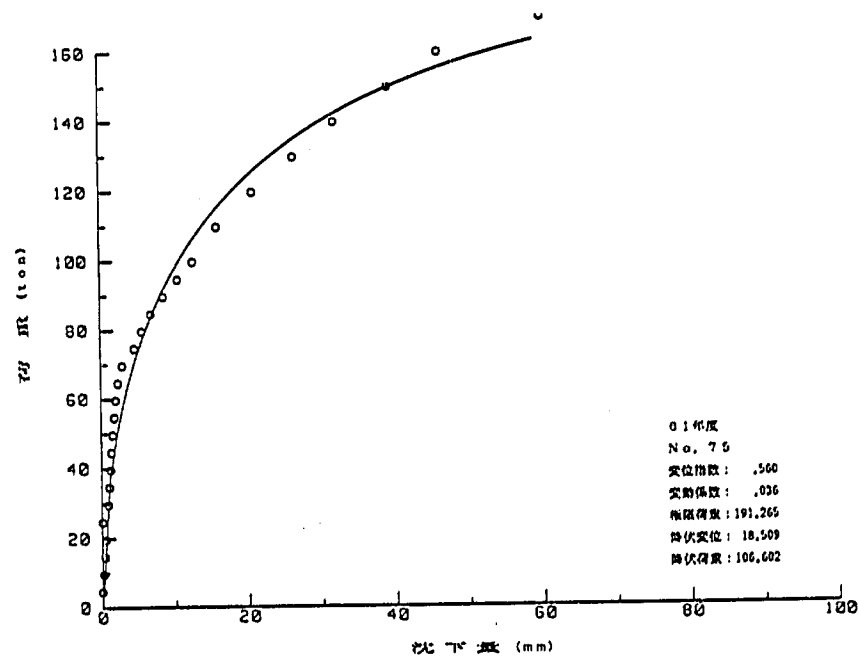
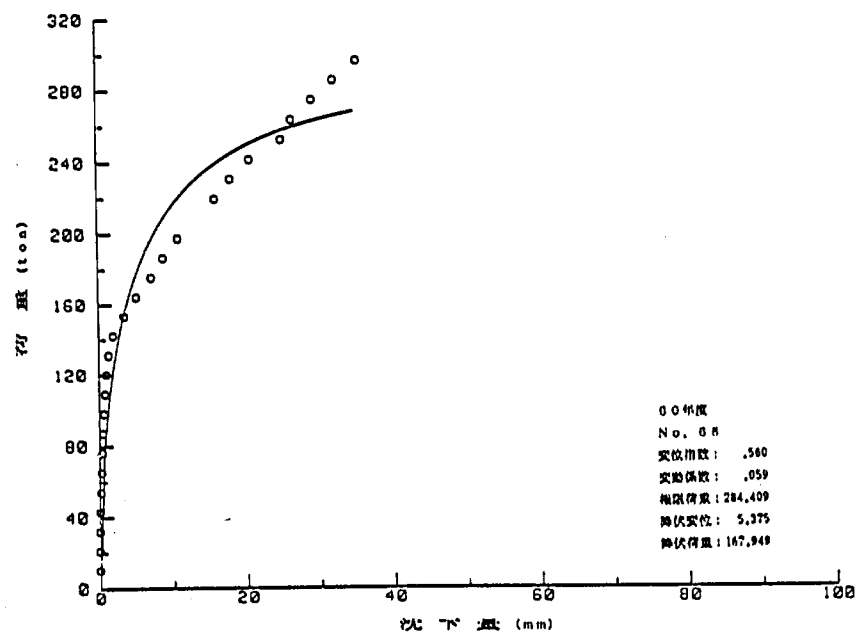












軟岩を支持層とする杭の支持力
に関する実験的研究

ISSN 0386-5878

土研資料第2720号

平成元年2月(1989)

岡原美知夫・神長耕二
中谷昌一・森浩樹
北村敬司・津川優司

要旨

本報告は、岩盤を支持層とする杭基礎の設計・施工の現状に関するアンケート調査および昭和58年度から昭和61年度に実施した鉛直載荷試験の結果から得られた知見をとりまとめ、軟岩を支持層とする打込み鋼管杭の先端支持力評価手法を提案するものである。

キーワード：岩盤，杭，支持力，アンケート，模型実験

郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

基礎研究室
行

No. 6

No. 6

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第 2720 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印