

# 土木研究所資料

## 群杭模型の水平方向載荷実験

平成4年3月

建設省土木研究所  
構造橋梁部基礎研究室

## 群杭模型の水平方向載荷実験

基礎研究室 室長 岡原 美知夫  
元研究員 中谷 昌一\*  
研究員 木村 嘉富  
研究員 高木 繁  
部外研究員 社 森 佳次

\*現 大臣官房技術調査室

### 要旨

近年、様々な構造物の設計基準類が限界状態設計法に移行する趨勢にあり、道路橋の設計においても移行に向けての研究が進められている。下部構造においては水平方向の耐力が小さいとされる杭基礎についての限界状態を明確にするため、現在の設計法で定められている弾性限界を超える変位状態（水平方向）における挙動把握を目的とした、模型杭の水平載荷実験を行った。実験は土層（砂地盤）に小径の模型鋼管杭を載荷軸に対して直列、並列、および矩型に配置し水平方向に載荷したもので、水平力の反力分担、群杭効果など杭の水平抵抗機構に関する基礎的な資料を得た。本報告は、水平載荷実験、およびその実験結果の概要について述べるものである。

キーワード：杭，水平載荷，地盤反力，群杭効果，荷重分担，杭頭固定，鹿島砂，弾塑性，大変位，限界状態設計法

# 目 次

1. まえがき	1
2. 実験方法	2
2. 1 実験概要	2
2. 2 実験地盤	5
2. 3 試験杭	6
2. 4 実験ケース	6
2. 5 杭端固定	7
2. 6 載荷方法	8
2. 7 計測項目	8
3. 実験結果	12
3. 1 荷重～変位量曲線	12
3. 2 曲げモーメント分布	16
3. 3 杭体変位量	18
3. 4 地盤反力分布	21
3. 5 土層壁土圧	32
3. 6 地盤の破壊状況	33
3. 7 フーチング回転角	36
4. 考察	37
4. 1 群杭効率	37
4. 2 杭頭反力分担比	38
4. 3 杭頭自由状態の実験結果との比較	39
4. 4 極限地盤反力度	41
4. 5 残留変位量について	42
4. 6 杭鉛直方向力（軸力）について	43
5. あとがき	44
参考資料	47

## 1. ま え が き

近年、土木構造物の設計はこれまでの許容応力度設計法からこれに代わる新しい設計法としての限界状態設計法に移行する趨勢にあり、わが国においてもコンクリート標準示方書（土木学会）を始めとして様々な基準類の設計体系が移行にむけて研究を進めている。このような世界的な流れの中で、道路橋基礎の設計における限界状態設計法の適用への研究はまだ緒についたばかりであり、基礎の設計法の確立にあたっては、照査すべき限界状態を明確にしていく必要がある。

現在、道路橋の杭基礎の設計は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編（平成2年：日本道路協会）において、杭の水平外力に対する検討は杭頭変位量を基礎系（杭体および地盤）の挙動が弾性的と見なすことができる許容値内に制限することにより、杭体を弾性床上の梁モデルに仮定した解析を行っている。これは作用荷重に対して、基礎系に有害な残留変位を発生させないという考えによるもので、杭に大きな変位を許すと地盤の局所的な塑性化の影響などから、実際に発生する応力は弾性計算によって算出された杭体応力を上回る危険性があることなどに配慮したものである。

橋梁基礎に用いられている杭基礎は一本の単杭で用いられることは少なく、一般的には複数の組杭をフーチングで結合して用いられるが、このような組杭基礎に水平力が作用し、杭が大きく変形した時、地盤内応力を介して各杭が相互に干渉し合うため、単杭に比べて各杭に作用する地盤反力がその位置によって異なることが知られている。しかしながら、その干渉の度合いについては、杭種、杭間隔、土質などによる差異が大きく、未だ解明されていない。現在の道路橋示方書では杭が受ける水平方向の地盤反力の大きさを支配する水平方向地盤反力係数は1本杭について算定したものを群杭を構成する全杭について同じ値を用いているのが現状である。杭基礎を構成する全ての杭における限界状態設計法の適用には、その挙動についての的確に評価する必要がある。これらのことから、本報告は杭の大変形時の水平抵抗の力学的機構を把握することを目的としておこなった、単・群杭の水平載荷実験をまとめたものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 概要

実験は建設省土木研究所内にある深層土槽内において行った。試験杭は外径101.6mm、肉厚11.75mm、長さ5.0mの鋼管を用い、各杭には試験中の杭体ひずみを測定するために、地盤面から1.5m以浅に対して100mm、それ以深に対しては200～300mm間隔でひずみゲージを貼付した。また、杭頭部地表面およびフーチング下面の位置にもひずみゲージを貼り、2点間のモーメント差から杭頭に作用する水平力を求めている。各杭の頭部は鋼製フーチングに剛結され、さらにフーチングの回転を拘束するためフーチング上部はパンタグラフに連結した。これは組杭の際に各杭に作用する軸力を等しくし、フーチングの回転による影響を除くためである。載荷は多サイクル荷重制御方式とし、水平載荷槽よりPC鋼棒を介してフーチング中央部を加力した。なお、荷重はセンターホール型ロードセルで測定した。

地盤は試験杭を設置し土槽内を満水にした後グラブバケットにて砂(鹿島砂； $G_s=2.67$ 、最大粒径4.76mm、細粒分0%、均等係数2.54)を落下する方法で作成したが、後の土質調査結果よりほぼ均一地盤であることが確認されている( $\gamma_s=1.68\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ )。

各ケースとも杭の中心間隔は杭径の2.5倍(254mm)とした。

本実験の、実験フローおよび実験概要図を図-2.1.1および図-2.1.2に示す。

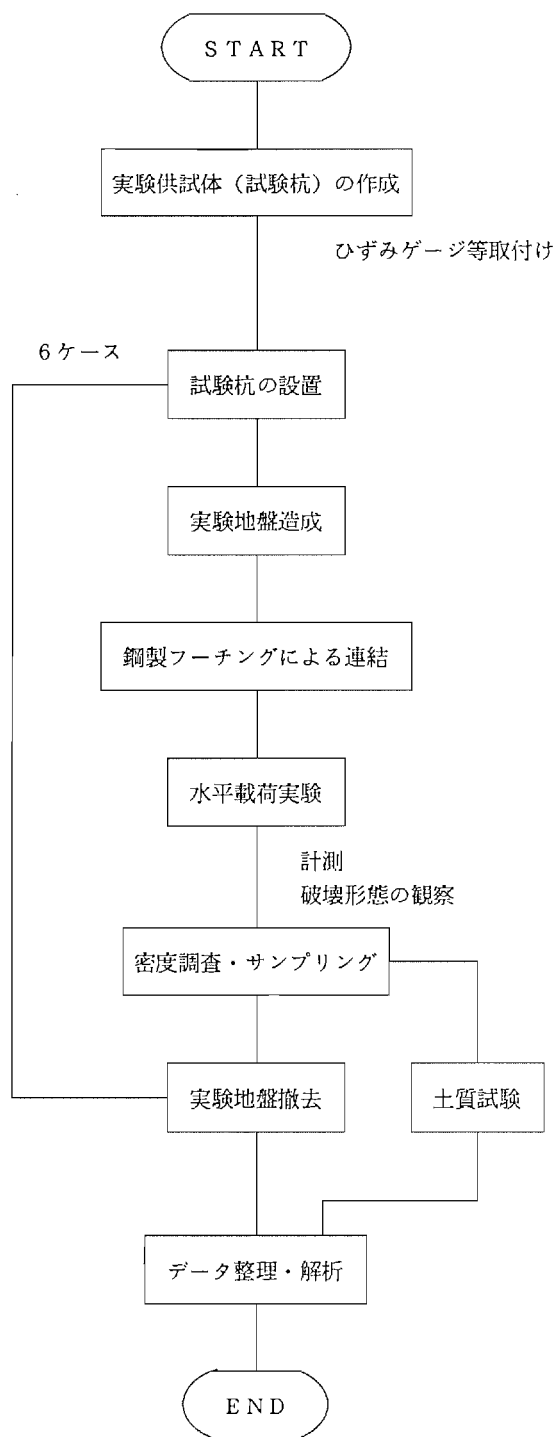
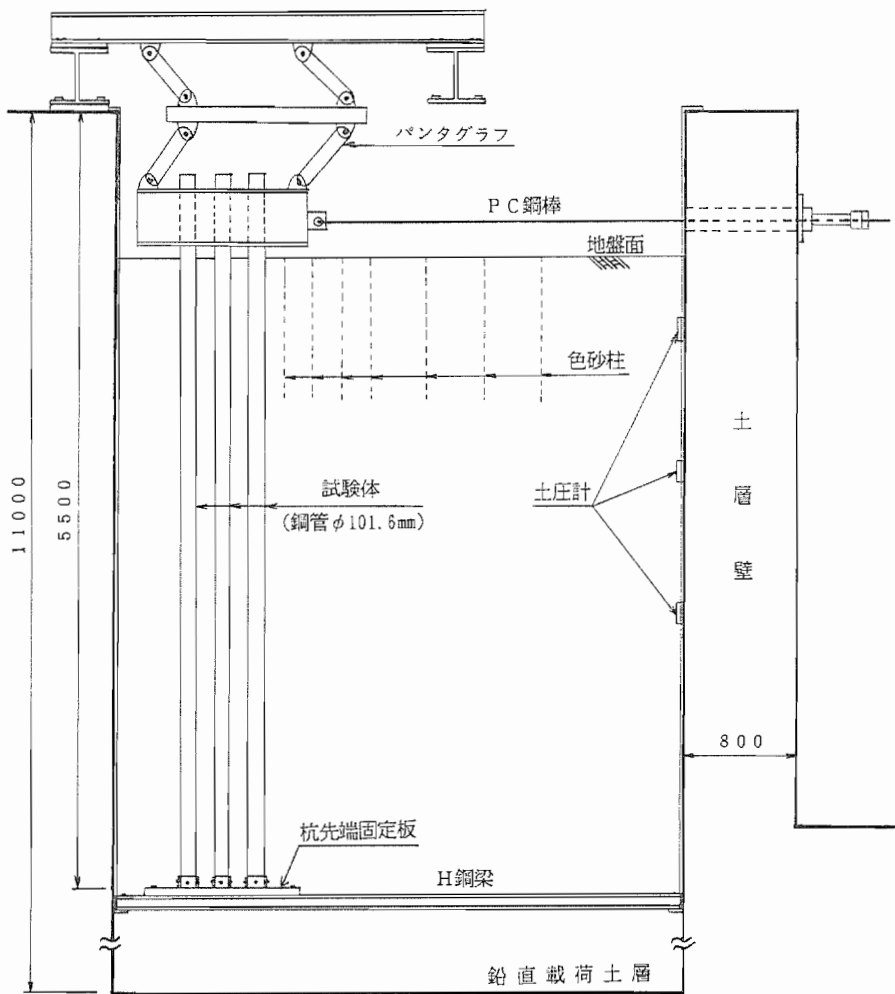


図-2.1.1 実験フロー

側面図



平面図

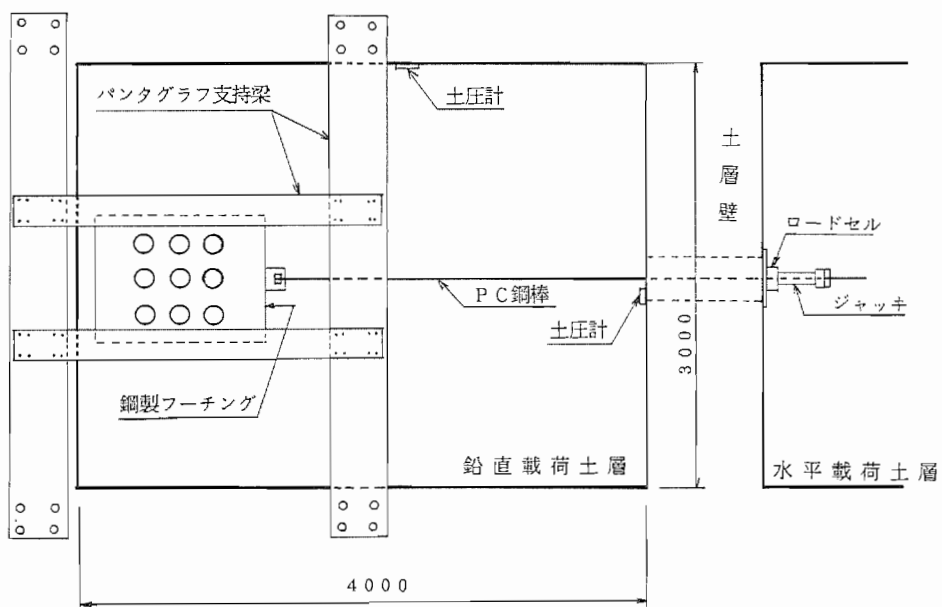


図-2.1.2 実験概要図

## 2. 2 実験地盤

実験地盤は土木研究所基礎特殊実験棟内の深層土層に鹿島砂を使用して作成した。深層土層は、幅3m、長さ4m、深さ11mのRC製である。本実験の対象深度は上部約5mであることから、それ以深には同じ鹿島砂をバイブレーターによって締固めた（写真-2.2.1）。その後は、各ケースともに次の要領によって作成した。

① 試験杭を所定の位置にセットし、地盤の作成中に杭が移動しないように杭上下端部を鋼材によって固定した（写真-2.2.2）。

② 土層内に水を満たした後、土層天端にグレーチングを敷き詰め土の落下による衝撃や密度等のむらを防ぐようにした。

③ 天井クレーンに装着したグラブバケットを使用して、一定の高さ（1.5m）から土層内に砂を落させた（写真-2.2.3）。

④ 所定の深度まで砂を投入後、土層の水を排水し地表面を平坦に敷均した（写真-2.2.4）。

⑤ 地表面変状を観察するため、地表面を色付けし20cmのメッシュを施した（写真-2.2.5）。

⑥ 地中における地盤変状を確認するためメッシュ交点のうち主要な箇所、 $\phi 1\text{m}$ 、深さ1mの孔をあけ、色砂を詰めて色砂柱を作成した。

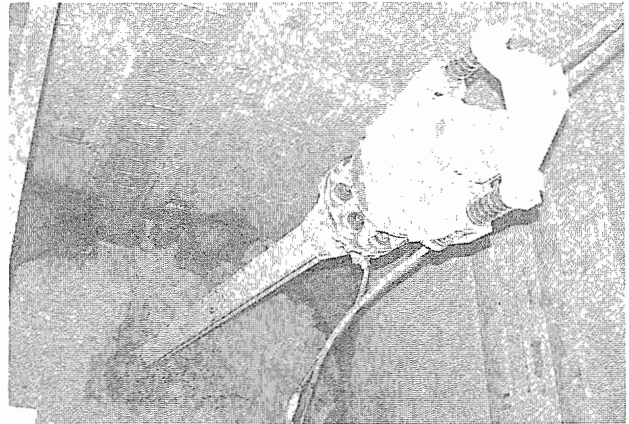


写真-2.2.1 バイブプロによる締固め



写真-2.2.2 杭の仮固定

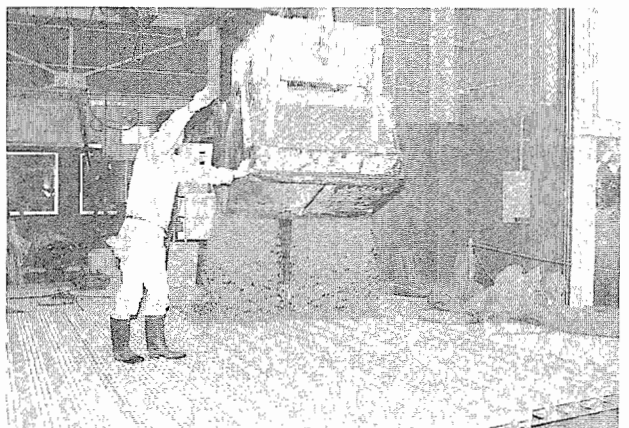
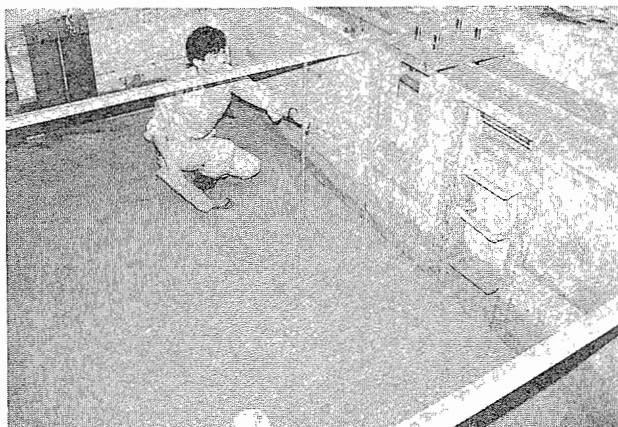


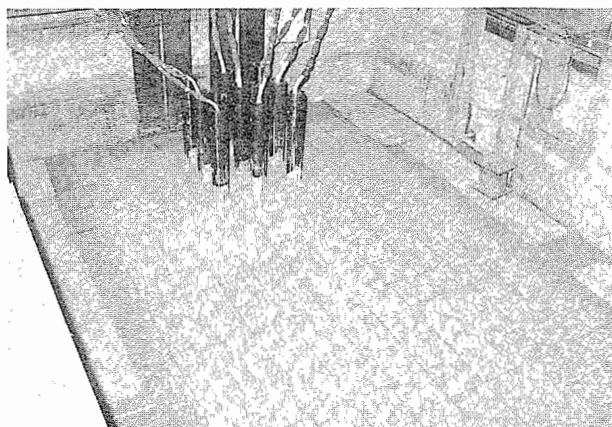
写真-2.2.3 砂の投入



⑦ 地盤が完成した後、実験が開始されるまでは地表面に養生マットを敷き散水して地盤の乾燥を防止した。なお、地盤が完成してから載荷試験開始まではすべてのケースについて同一期間（4日）とした。



写真－2.2.4 地表面の敷均し



写真－2.2.5 地盤完成

## 2. 3 試験杭

試験杭の諸元は表－2.3.1のとおりである。

表－2.3.1 試験杭の諸元

区分	材質	降伏点 ( $\text{kg}/\text{mm}^2$ )	引張り強さ ( $\text{kg}/\text{mm}^2$ )	外径 (mm)	肉厚 (mm)	断面積 ( $\text{cm}^2$ )	断面二次 モーメント ( $\text{cm}^4$ )	試験長 (m)
規格値 ミリット	STK55	40 62	55 65	101.6	11.75	33.2	340	4.4

ここで杭長については、実験後行った土質調査結果から逆算k値を算出したところ、 $\beta l = 4.0$ を得た。

## 2. 4 実験ケース

実験は次の6ケースについて行った。

ケース1……1本杭（以下、単杭という）

ケース2……載荷軸直角方向2本杭（以下、2本並列杭という）

ケース3……載荷軸方向2本杭（以下、2本直列杭という）

ケース4……載荷軸直角方向3本杭（以下、3本並列杭という）

ケース5……載荷軸方向3本杭（以下、3本直列杭という）

ケース6……9本（3×3本）平方配列杭群（以下、9本組杭という）

なお、杭間隔は全てのケースにおいてそれぞれ2.5Dとした。

## 2. 5 杭端固定

試験杭の両端は以下の方法で固定した。

### (1) 杭先端（下端）

先端位置に、杭を差し込んで固定する治具（平板にボルト付き鞘管を杭間隔に溶接したもの）を土層壁で支えられたビーム（H鋼）の上に固定して、そこへ試験杭を差し込んでボルトで固定した（図-2.5.1～2.5.2）。

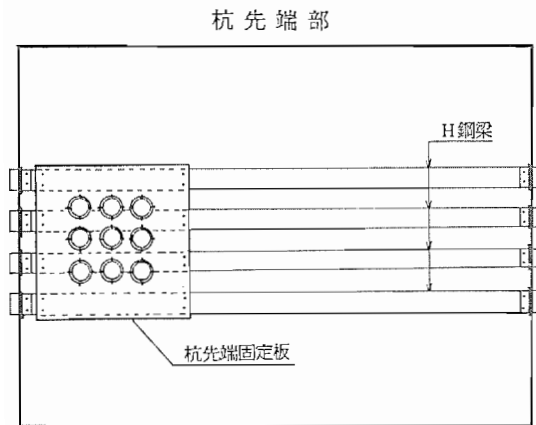


図-2.5.1 杭先端部の固定方法（平面図）

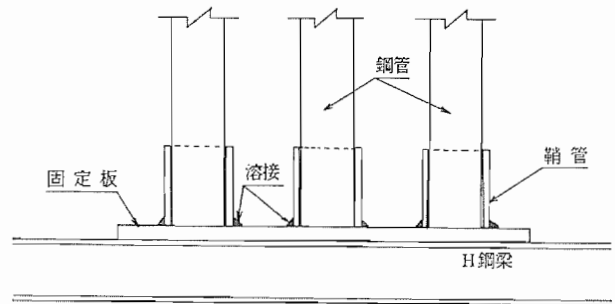


図-2.5.2 杭先端部の固定方法（断面図）

### (2) 杭頭（上端）

各杭は連結するため鋼製フーチングに剛結しておりその接合に際しては溶接およびエポキシ樹脂系接着剤によった。フーチング内には接合用の鞘管がとりつけられておりその中に試験杭を差し込み鞘管と杭体との隙間（平均3mm）にエポキシ接着剤を電動ポンプにて圧入した。さらにフーチング上端に鞘管をかぶせ杭体およびフーチングにそれぞれ溶接した。

フーチング接合部詳細図を図-2.5.3に示す。

さらにフーチングの回転を拘束するための鋼製パングラフに連結した。パングラフの上端はコンクリート床のアンカーに固定された不動梁に連結されている（図-2.1.2 参照）。

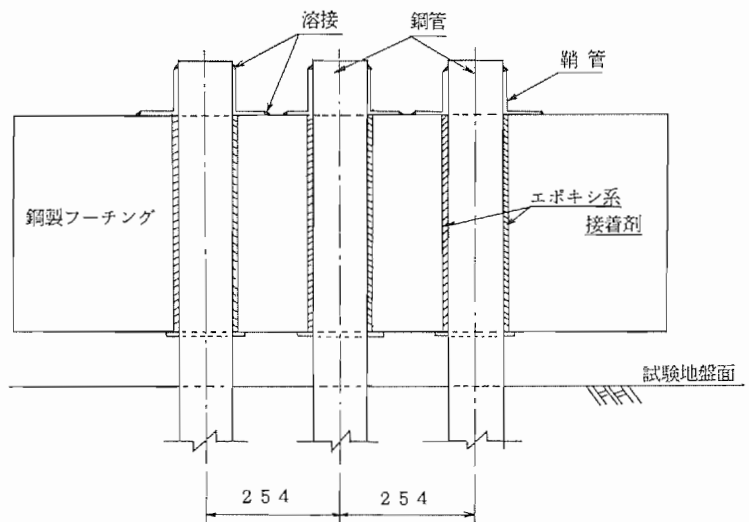


図-2.5.3 杭頭部の固定方法

## 2. 6 載荷方法

### (1) 載荷装置

載荷はセンターホール型の手動式油圧ジャッキを用いて、フーチングに連結されているP C鋼棒を引張ることにより行った。試験中の載荷荷重の制御はP C鋼棒とジャッキとの間に取り付けたロードセルの値によって行っている。

### (2) 載荷方法

載荷方法は、「杭の水平載荷試験方法・同解説」（土質工学会）に準じた荷重制御式とした。各ケースの載荷サイクルを表-2.6.1~2.6.4に示す。ここで、各荷重保持時間は3分（無荷重時は15分）としている。なお、これらの設定は以下の要領で行った。

- ① 杭体応力度が鋼材の降伏点に達すると予想される降伏載荷荷重を5ステップに分割する事によった。ここで降伏載荷荷重は、杭の降伏強度を $40\text{ kg f/mm}^2$ 、地盤の内部摩擦角を $35^\circ$ と仮定して、極限地盤反力法により算出した。
- ② 複数杭の載荷ステップは、基本的には単杭の杭本数倍として設定した。ただし9本組杭については、並列杭および直列杭の実験結果を参照して設定荷重を低減した。

## 2. 7 計測項目

### (1) 杭頭変位

杭頭変位の測定は不動梁に変位計を取り付けることで行った。なお、フーチングはパンタグラフに連結され回転を拘束していたが杭を大変形させることからフーチングの回転・偏心等が起こる可能性があることから、念のためフーチングの上下・左右端部の4箇所には摺動型を、また巻込型変位計をP C鋼棒引張高さのフーチングの左右に2箇所、それぞれ設置した(写真-2.7.1)。

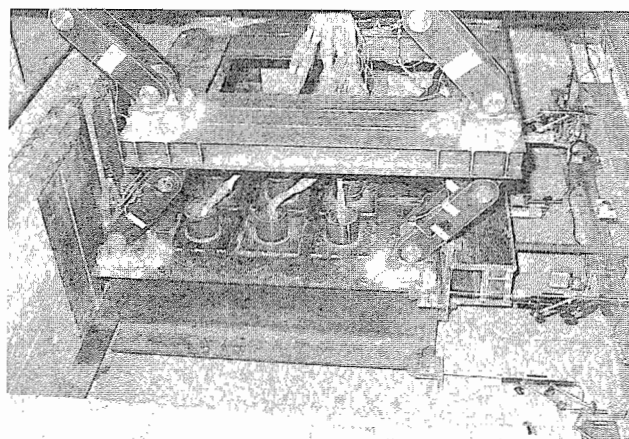


写真-2.7.1 杭頭変位の計測

### (2) 杭体ひずみ

杭体ひずみの計測は、試験時における杭体降伏の判定、および後に杭体の曲げひずみから前面地盤反力度および杭体変位等を求める目的で施しており、全ての杭にひずみゲージを、各深度において圧縮側および引張側の2点に貼付した。なお、試験杭はひずみゲージを密に貼付したAタイプと、比較的粗く貼付したBタイプを杭の位置によって図-2.7.1のとおり使い分けている。

表-2.6.1 載荷サイクル (単杭)

サイクル	載 荷 ス テ ッ プ ( t o n )
1	0.0, 0.4, 0.8, 0.4, 0.0
2	0.0, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 1.2, 0.8, 0.4, 0.0
3	0.0, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0, 2.4, 2.0, 1.6, 1.2, 0.8, 0.4, 0.0
4	0.0, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0, 2.4, 2.8, 3.2, 2.8, 2.4, 2.0, 1.6, 1.2, 0.8, 0.4, 0.0
5	0.0, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0, 2.4, 2.8, 3.2, 3.6, 4.0, 3.6, 3.2, 2.8, 2.4, 2.0, 1.6, 1.2, 0.8, 0.4, 0.0

表-2.6.2 載荷サイクル (2本並列・直列杭)

サイクル	載 荷 ス テ ッ プ ( t o n )
1	0.0, 0.8, 1.6, 0.8, 0.0
2	0.0, 0.8, 1.6, 2.4, 3.2, 2.4, 1.6, 0.8, 0.0
3	0.0, 0.8, 1.6, 2.4, 3.2, 4.0, 4.8, 4.0, 3.2, 2.4, 1.6, 0.8, 0.0
4	0.0, 0.8, 1.6, 2.4, 3.2, 4.0, 4.8, 5.6, 6.4, 5.6, 4.8, 4.0, 3.2, 2.4, 1.6, 0.8, 0.0
5	0.0, 0.8, 1.6, 2.4, 3.2, 4.0, 4.8, 5.6, 6.4, 7.2, 8.0, 7.2, 6.4, 5.6, 4.8, 4.0, 3.2, 2.4, 1.6, 0.8, 0.0

表-2.6.3 載荷サイクル (3本並列・直列杭)

サイクル	載 荷 ス テ ッ プ ( t o n )
1	0.0, 1.2, 2.4, 1.2, 0.0
2	0.0, 1.2, 2.4, 3.6, 4.8, 3.6, 2.4, 1.2, 0.0
3	0.0, 1.2, 2.4, 3.6, 4.8, 6.0, 7.2, 6.0, 4.8, 3.6, 2.4, 1.2, 0.0
4	0.0, 1.2, 2.4, 3.6, 4.8, 6.0, 7.2, 8.4, 9.6, 8.4, 7.2, 6.0, 4.8, 3.6, 2.4, 1.2, 0.0
5	0.0, 1.2, 2.4, 3.6, 4.8, 6.0, 7.2, 8.4, 9.6, 10.8, 12.0, 10.8, 9.6, 8.4, 7.2, 6.0, 4.8, 3.6, 2.4, 1.2, 0.0

表-2.6.4 載荷サイクル (9本組杭)

サイクル	載 荷 ス テ ッ プ ( t o n )
1	0.0, 2.7, 5.4, 2.7, 0.0
2	0.0, 2.7, 5.4, 8.1, 10.8, 8.1, 5.4, 2.7, 0.0
3	0.0, 2.7, 5.4, 8.1, 10.8, 13.5, 16.2, 13.5, 10.8, 8.1, 5.4, 2.7, 0.0
4	0.0, 2.7, 5.4, 8.1, 10.8, 13.5, 16.2, 18.9, 21.6, 18.9, 16.2, 13.5, 10.8, 8.1, 5.4, 2.7, 0.0
5	0.0, 2.7, 5.4, 8.1, 10.8, 13.5, 16.2, 18.9, 21.6, 24.3, 27.0, 24.3, 21.6, 18.9, 16.2, 13.5, 10.8, 8.1, 5.4, 2.7, 0.0

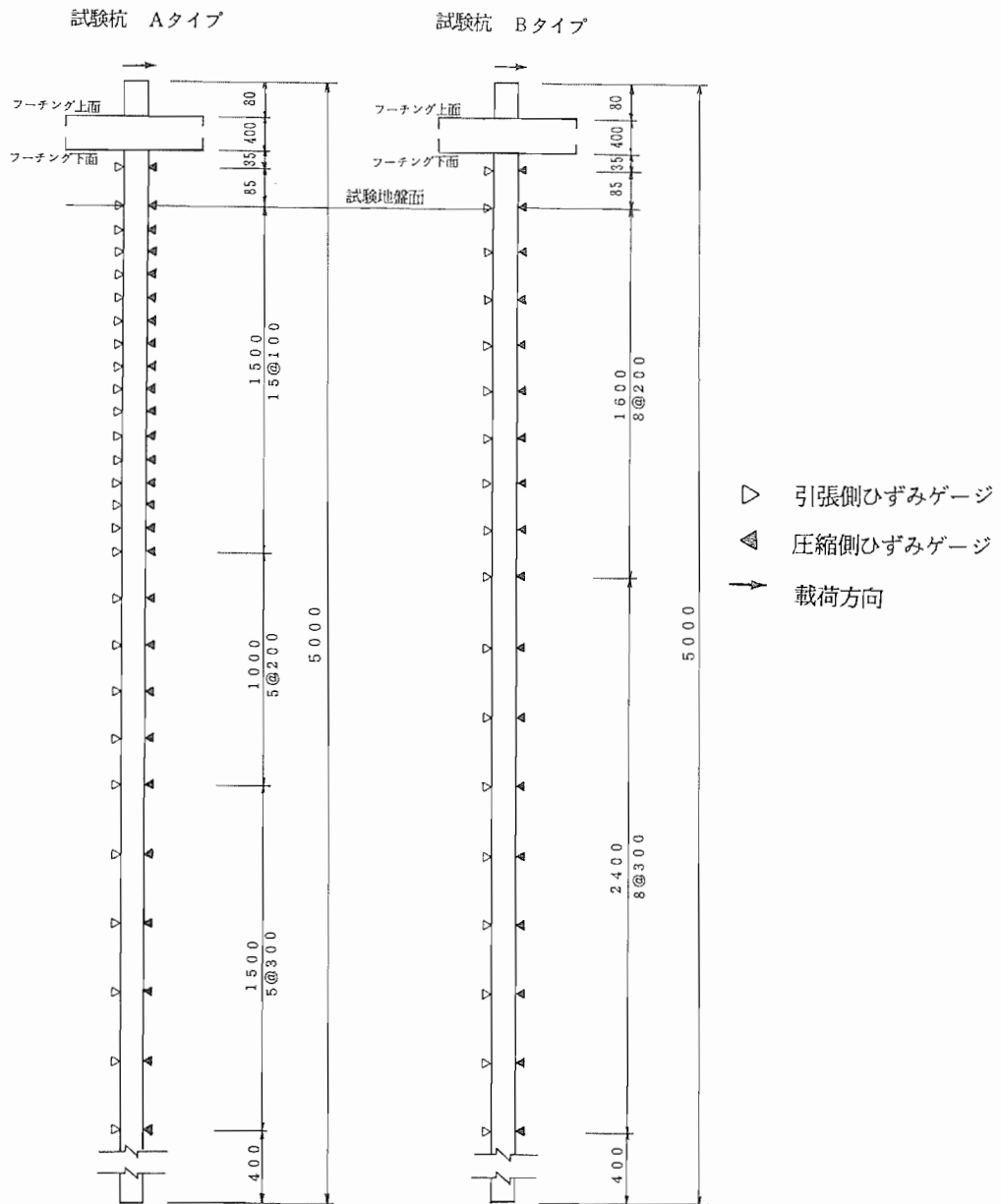
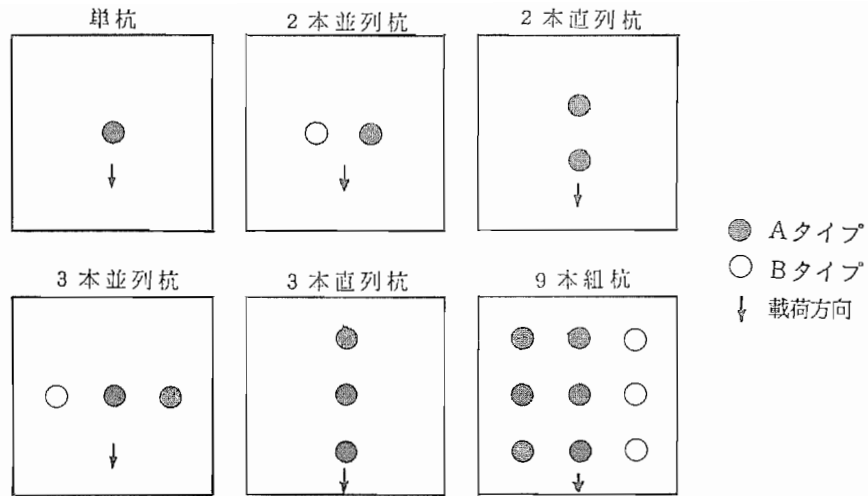


図-2.7.1 杭体ひずみの計測位置

### (3)土層壁土圧

土層壁土圧の計測は、杭（杭群）の変位とともに地盤が変状した際、逆に土層によってその変状が拘束を受けることが予想されたため、その程度を観察する目的で土層壁面に圧力センサーを設置した。ここで、測定深度はG L -1.5m, -2.5m, -3.5mとし、載荷軸方向壁面および載荷軸直角方向壁面にそれぞれ設置した（図-2.1.2 参照）。

### (4)地中変位

地盤中の変状の程度および位置を観察するために深さ1m、 $\phi$ 1cmの砂柱を載荷方向地盤に施した。使用した色砂は地盤と同じ鹿島砂を赤色に着色したものである。

### (5)地表面変位

地表面を着色し、その上に20cm四方のメッシュを描き、実験終了後地表面の変状およびひび割れの状態を観察するものとした。

### (6)地盤性状調査

実験地盤の均一性および力学的特性を把握するため、次の試験を行った。

- ・ 粒度試験 …………… 1 試料
- ・ 比重試験 …………… 8 ヶ所× 6 ケース
- ・ 密度試験 …………… 1 6 ヶ所× 6 ケース
- ・ コーン試験 …………… 1 2 ヶ所
- ・ 三軸圧縮試験（C D） ……… 1 2 試料（深度 0.5m, 1.0m）

### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重～変位曲線

図-3.1.1～3.1.6に各ケースの載荷荷重～フーチング変位曲線を示す。ここで荷重の値はP C鋼棒にセットされたロードセルによるものである。

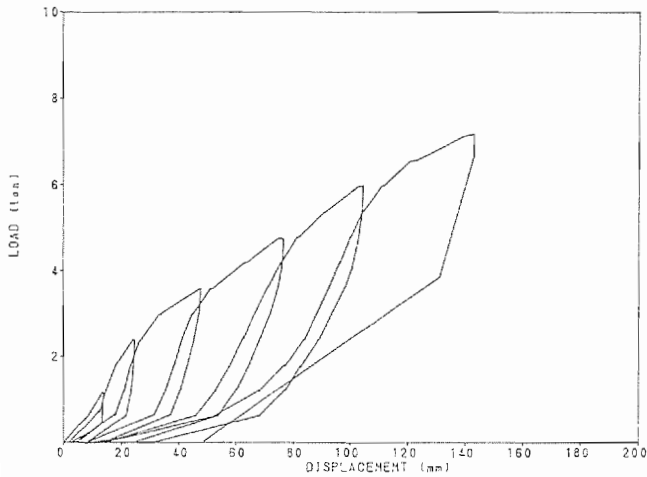


図-3.1.1 荷重 変位曲線 (単杭)

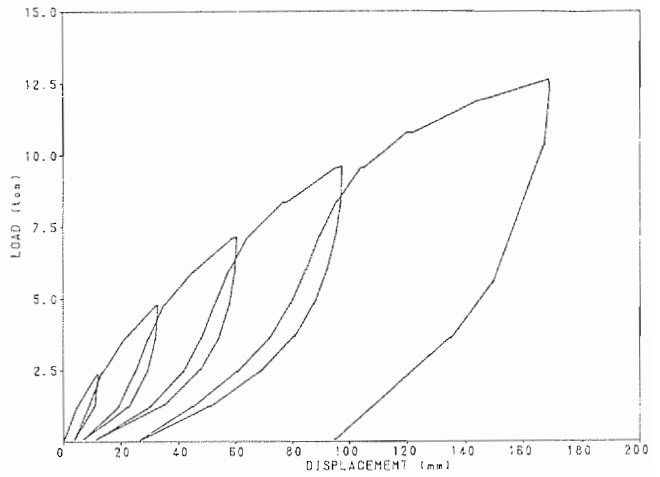


図-3.1.2 荷重-変位曲線 (2本並列杭)

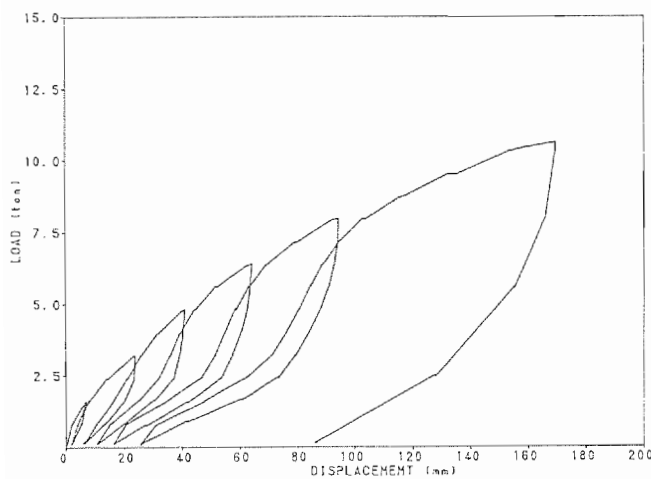


図-3.1.3 荷重-変位曲線 (2本直列杭)

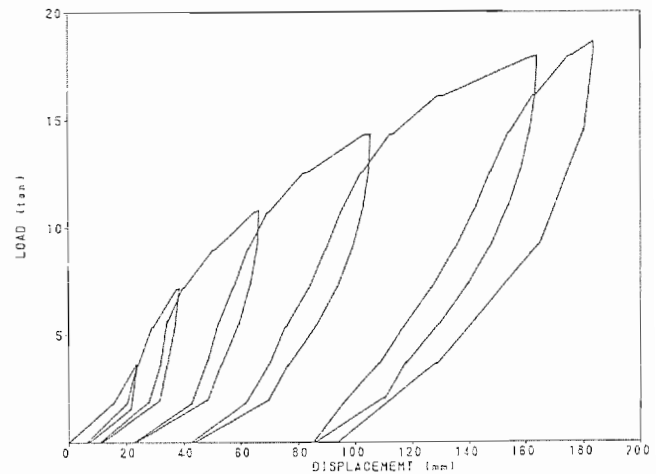


図-3.1.4 荷重 変位曲線 (3本並列杭)

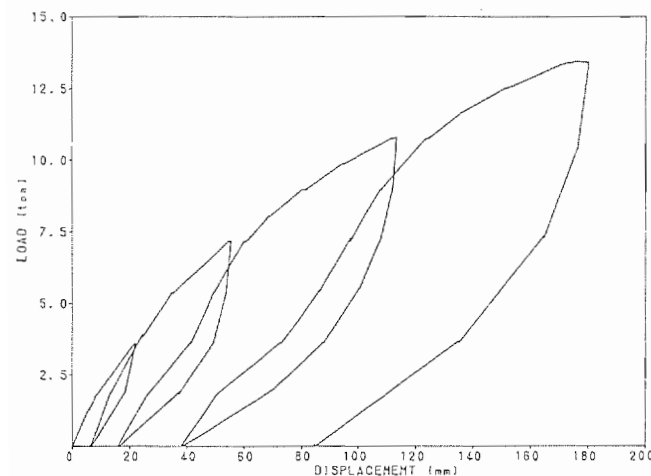


図-3.1.5 荷重-変位曲線 (3本直列杭)

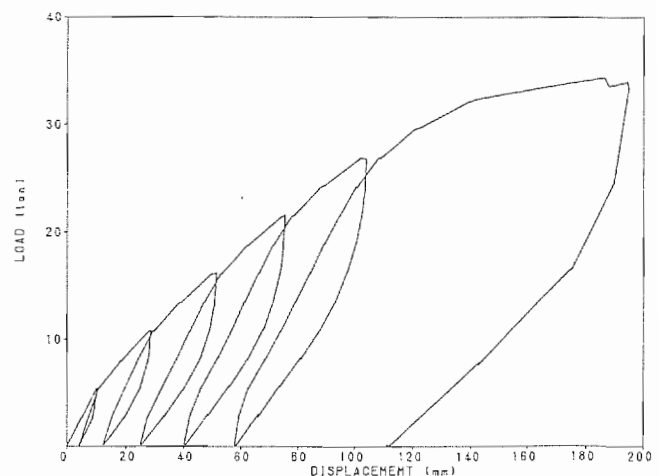


図-3.1.6 荷重-変位曲線 (9本杭)

図-3.1.7 は各ケースの処女荷重時における荷重～変位曲線を比較したものであり、図中の荷重はロードセルで計測した値を杭本数で除し、杭1本当たりの平均荷重を示している。

なお単杭および3本並列において初期荷重時にS字曲線となったのは杭頭のパンタグラフ装置の自重によって載荷方向と逆の水平力が働いたため、杭前面にわずかな隙間が生じたものと考えられ、その他のケースについてはパンタグラフの自重による負荷重がかからないよう装置を改良した。

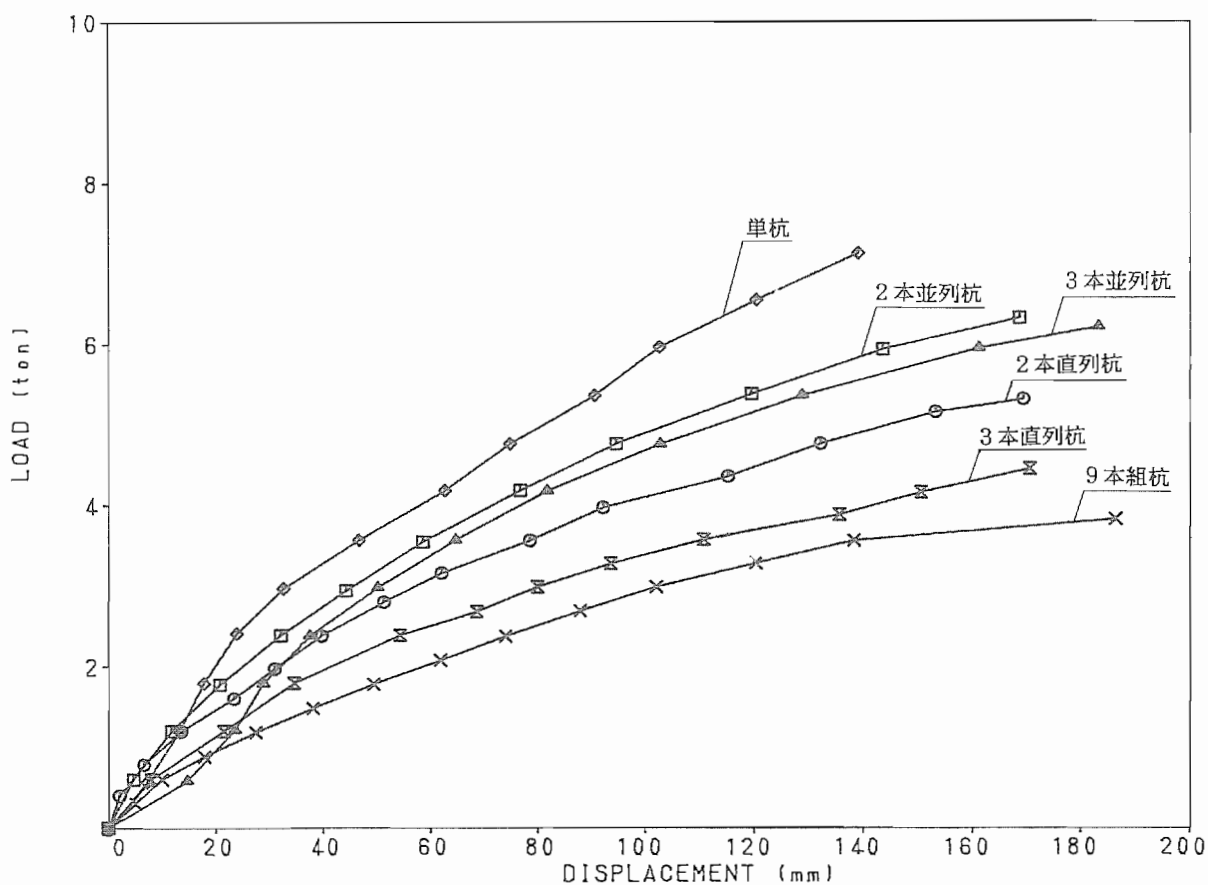


図-3.1.7 荷重—変位曲線

図-3.1.8～図-3.1.12は各ケースにおける単杭と各ケースの杭頭荷重（杭頭せん断力）～変位量関係を示したものである。この図より杭の載荷軸方向に対する配置位置によって分担する水平反力が顕著に異なることがわかる。その場合、前方杭は単杭の値と同程度を示しており後方になるにつれて反力が低下している。



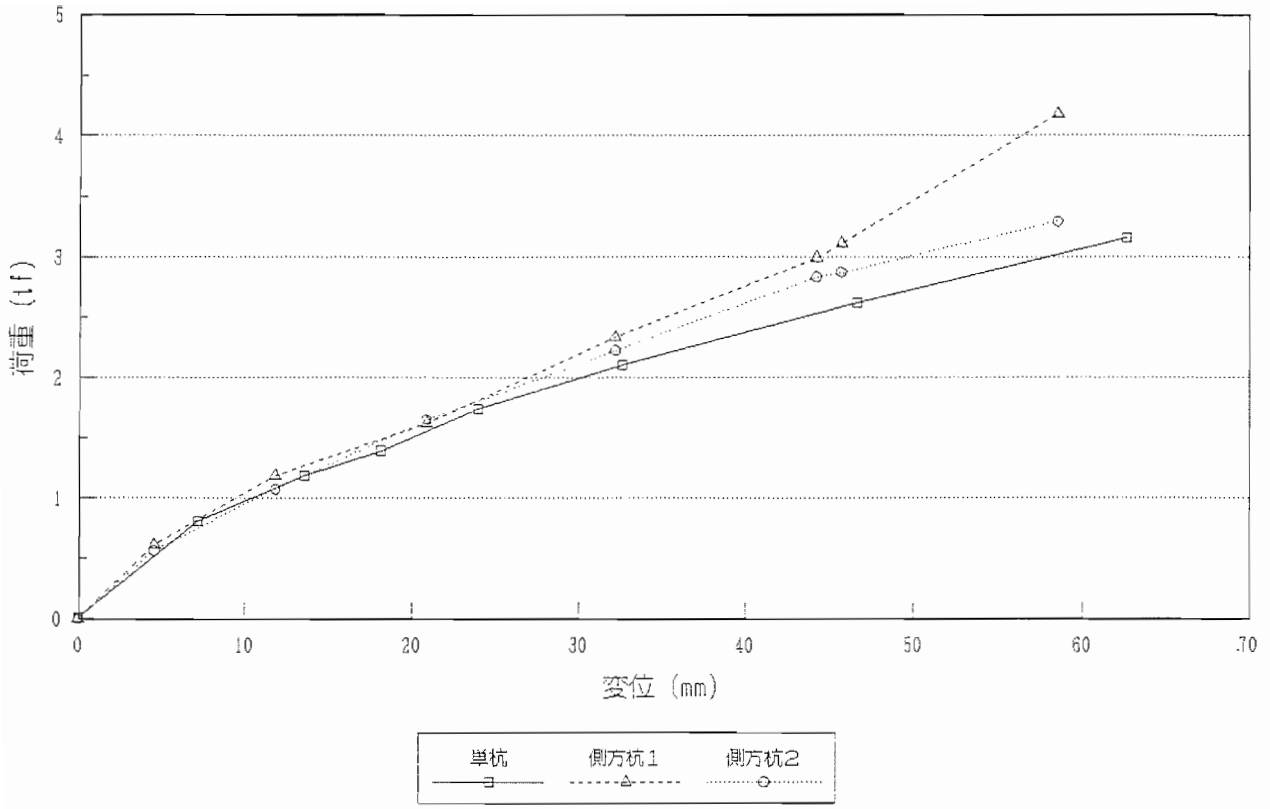


図-3.1.8 杭頭荷重-変位置量曲線 (2本並列杭)

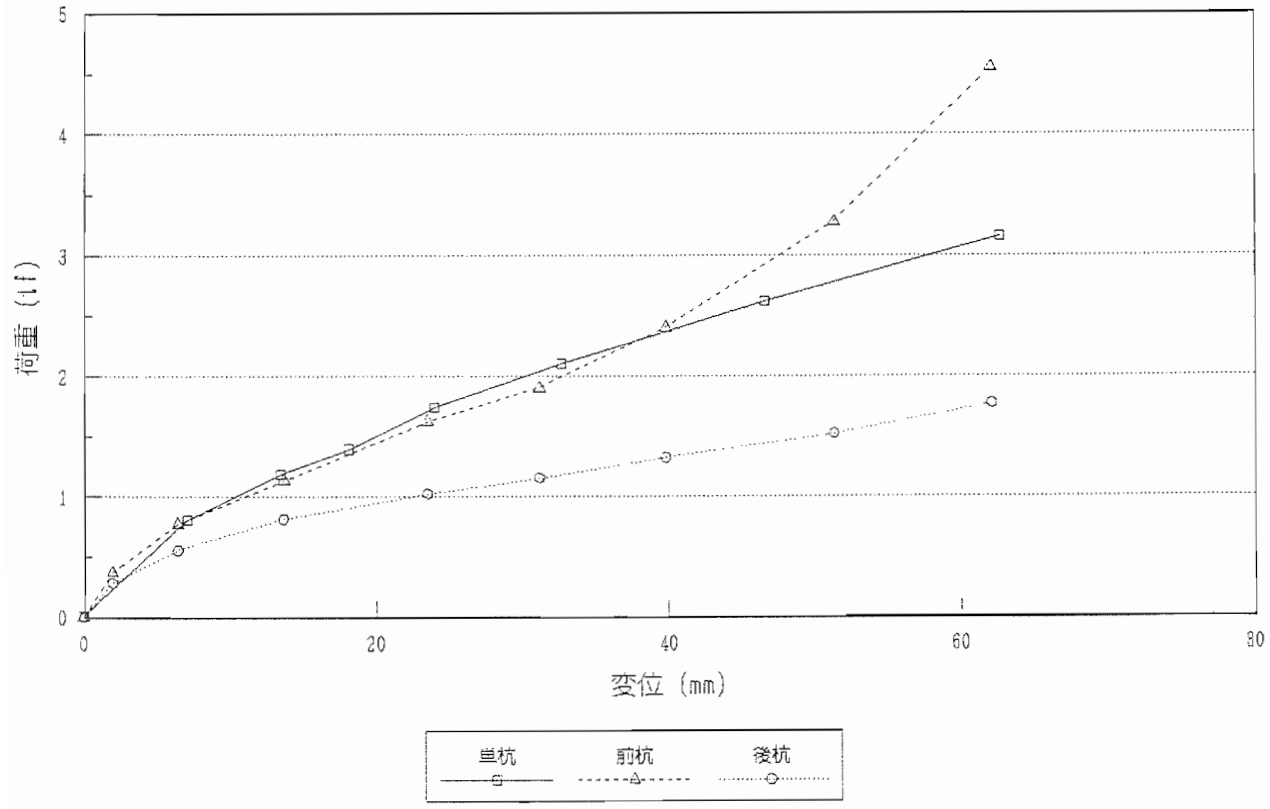


図-3.1.9 杭頭荷重-変位置量曲線 (2本直列杭)

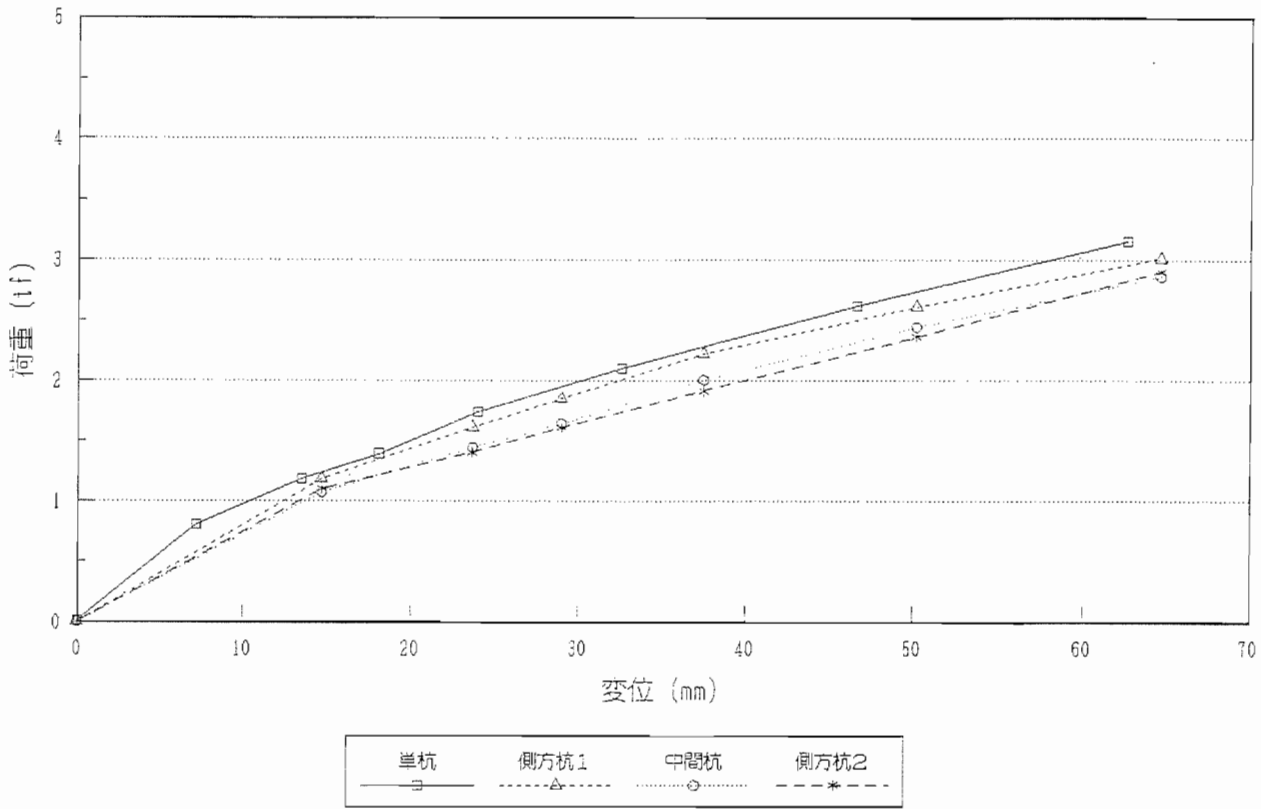


図-3.1.10 杭頭荷重-変位量曲線 (3本並列杭)

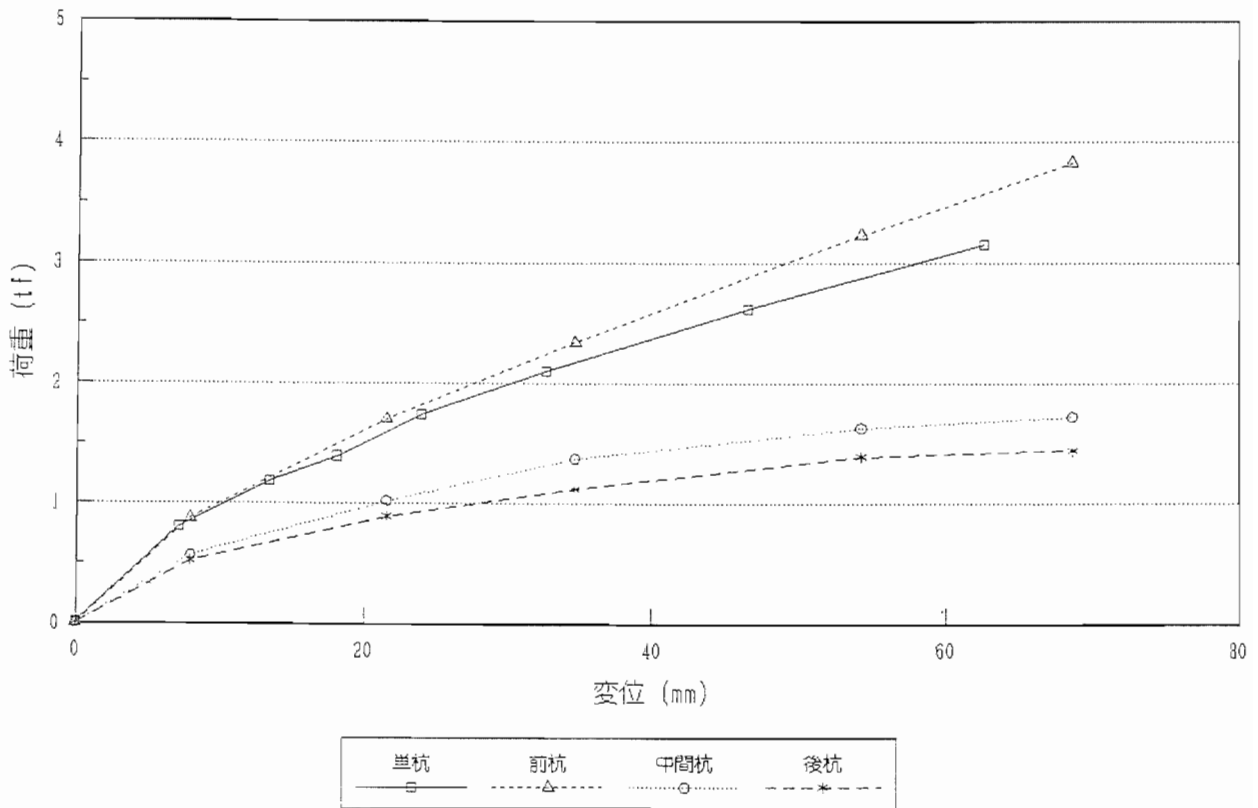


図-3.1.11 杭頭荷重-変位量曲線 (3本直列杭)

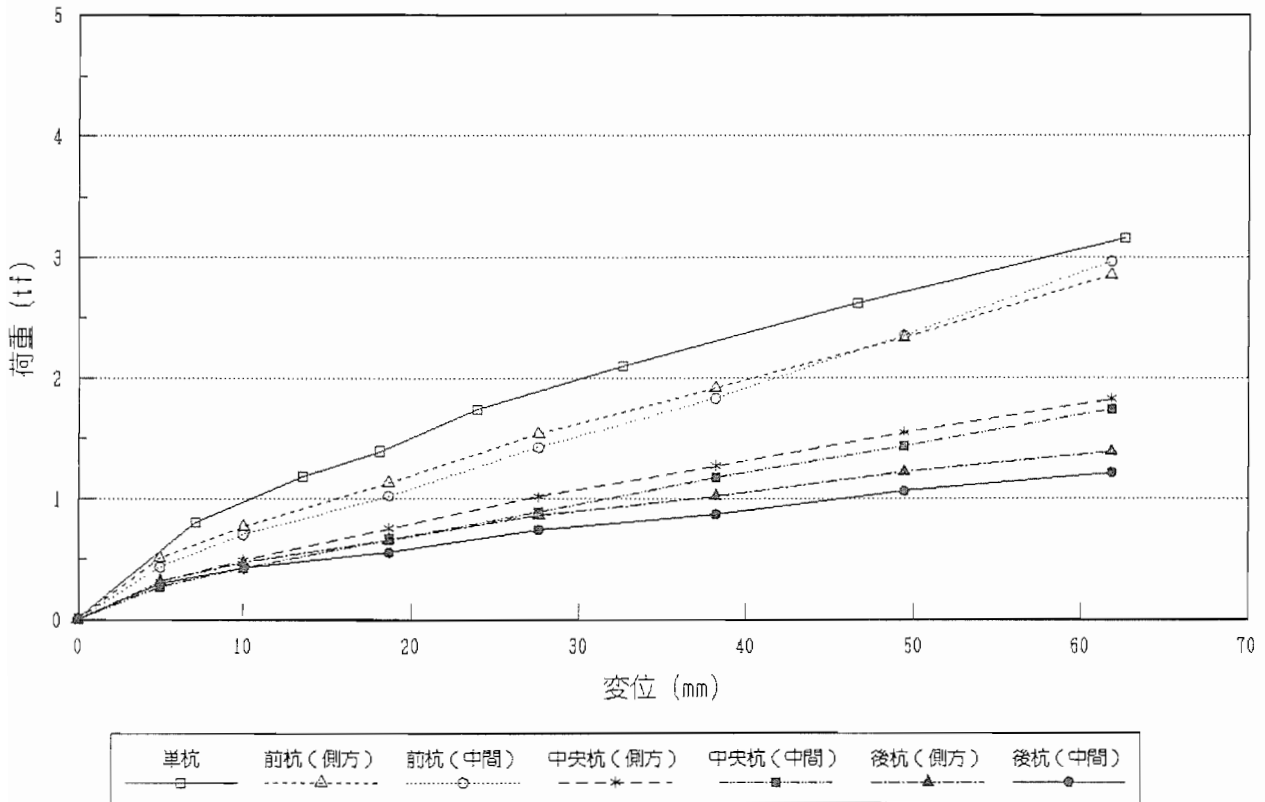


図-3.1.12 杭頭荷重-変位量曲線 (9本組杭)

### 3. 2 曲げモーメント分布

図-3.2.1~3.2.6は各ケースにおいて各々の杭体に取り付けたひずみゲージから曲げモーメントの分布を求めたものである。ここで、曲線はそれぞれ杭体が降伏する直前の荷重状態を示している。

本実験における杭の地中長は、すべて4.4mで前述のように $\beta l = 4.0$ となり通常の弾性計算法では杭先端の拘束の影響はでないこととなる。しかしながら、曲げモーメント分布を計算すると直列杭の後方杭および9本組杭の全ての杭先端の曲げモーメントは見かけ上、杭先端以深となることから、これらの杭は先端の拘束の影響を受けていることがわかる。その原因として、変位量が大きくなると前方杭の影響で後方杭に作用する水平方向地盤反力が低下したこと、さらに9本組杭では杭間の土塊が単一基礎の挙動も起こし仮想基礎幅が広く( $\beta l$ が小さく)なったことが考えられる。

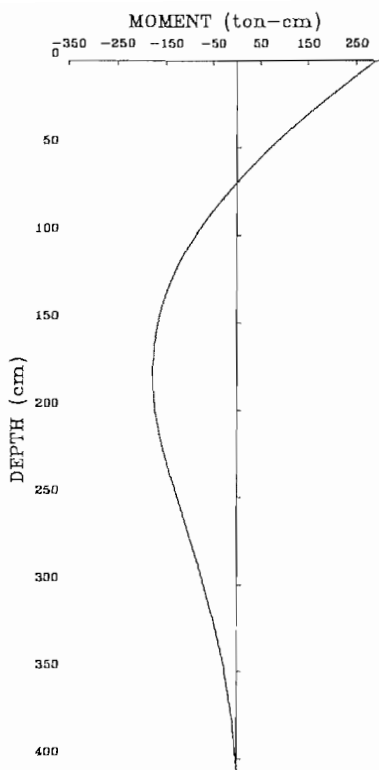


図-3.2.1 曲げモーメント分布図  
(単杭)

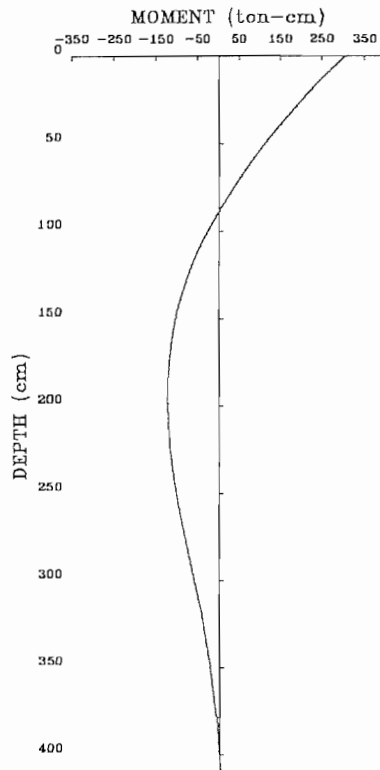


図-3.2.2 曲げモーメント分布図  
(2本並列杭)

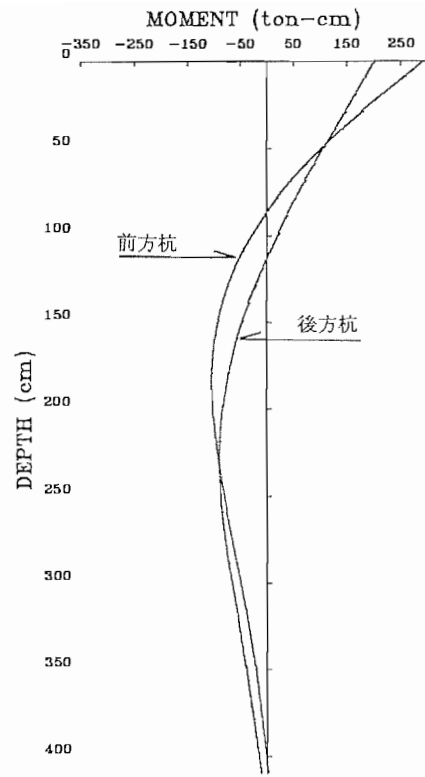


図-3.2.3 曲げモーメント分布図  
(2本直列杭)

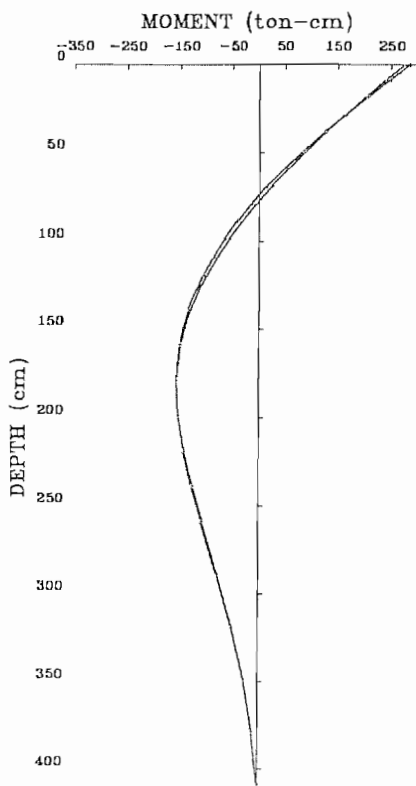


図-3.2.4 曲げモーメント分布図  
(3本並列杭)

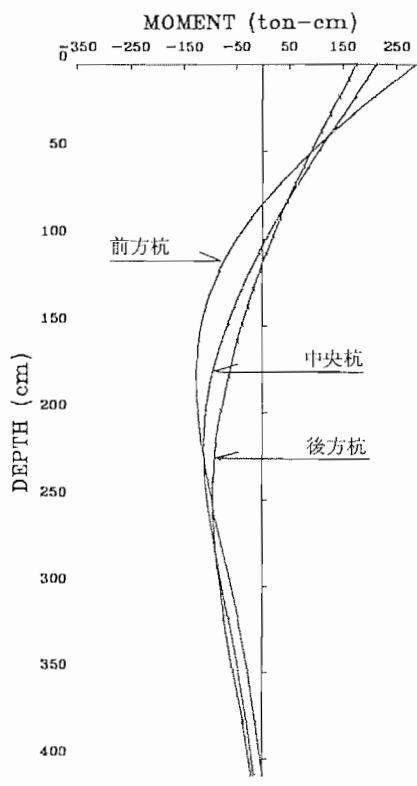


図-3.2.5 曲げモーメント分布図  
(3本直列杭)

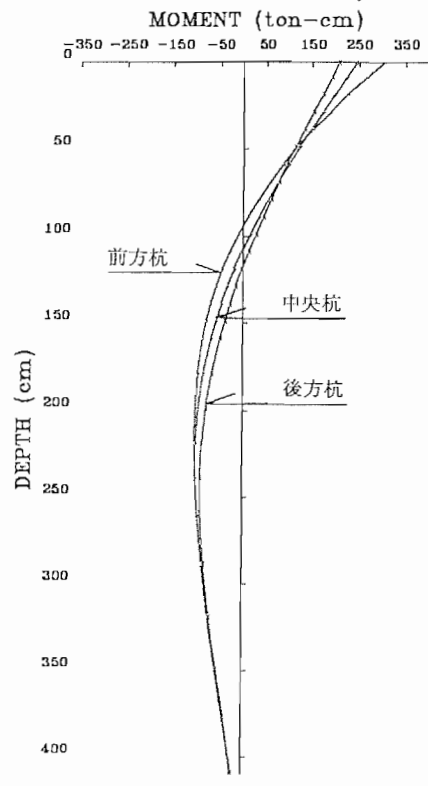


図-3.2.6 曲げモーメント分布図  
(9本組杭・中央杭)

### 3.3 杭体変位量

図-3.3.1～3.3.6に、3本並列杭、3本直列杭、及び9本組杭の実験結果より得られた杭体変位分布の比較図を示した。図中、横軸は深度毎の変位量の地表面変位量に対する比率であり、同程度の地表面変位量が生じるときの杭の曲がり形状を比較していることとなる（地表面変位量10mm時、及び100mm時）。

これらの図より以下の事項が判断される。

- ① 載荷方向と直角に配置した杭群（並列杭）では、全ての位置において杭の変形形状は同一であり、単杭の形状とほぼ一致する。なお、この傾向は変形レベルの小さい段階から大きな段階まで同様である。
- ② 載荷方向と直列に配置した杭群（直列杭）では、載荷最前方の杭の変形形状は単杭の形状と一致するものの、後方杭の曲がり小さく杭先端を中心として回転したような形状となっている（この傾向は変位レベルの小さい段階から発生している）。これは、後方杭前面の地盤抵抗が前方杭の変位により低下するためであると考えられる。
- ③ 9本組杭においては、変位レベルの小さい段階から既に、全ての杭が回転したような形状となっており、単杭の変形状態とは異なった性状を示している。このことから、基礎全体が杭に囲まれた土塊も含めて単一基礎的に変形している様子が見える。

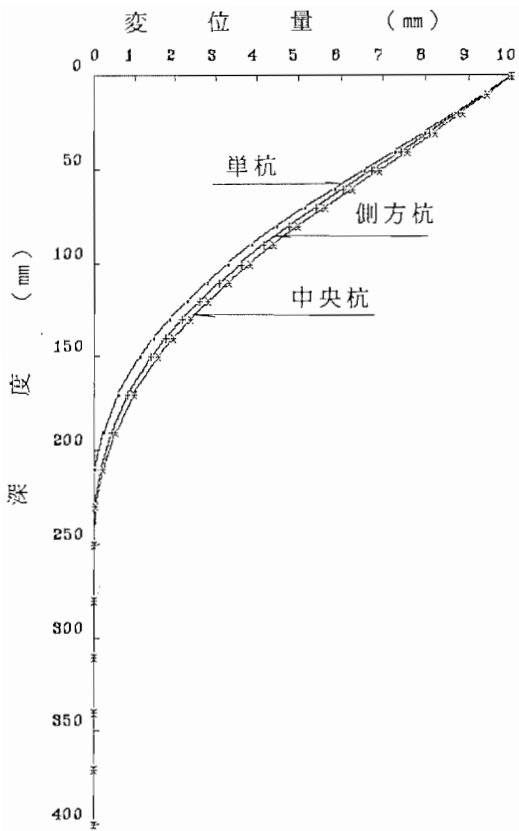


図-3.3.1 杭体変位の比較 (3本並列杭)  
【地表面変位量 10mm時】

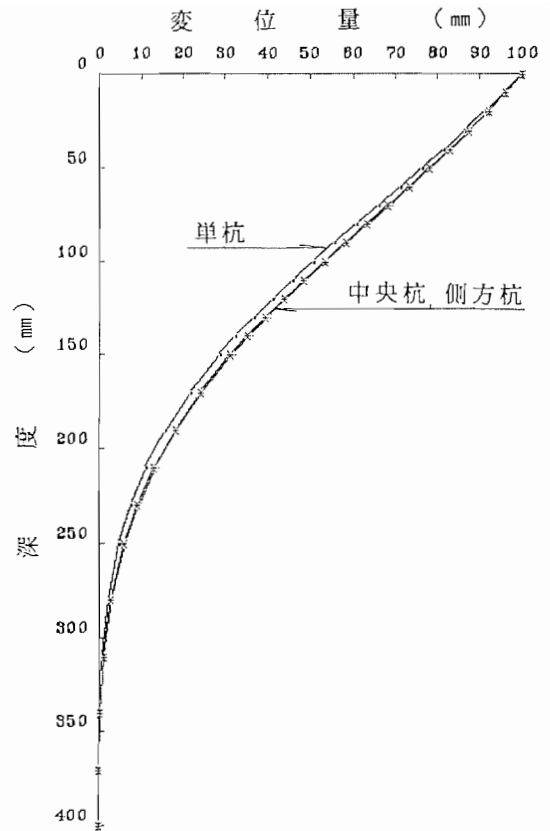


図-3.3.2 杭体変位の比較 (3本並列杭)  
【地表面変位量 100mm時】

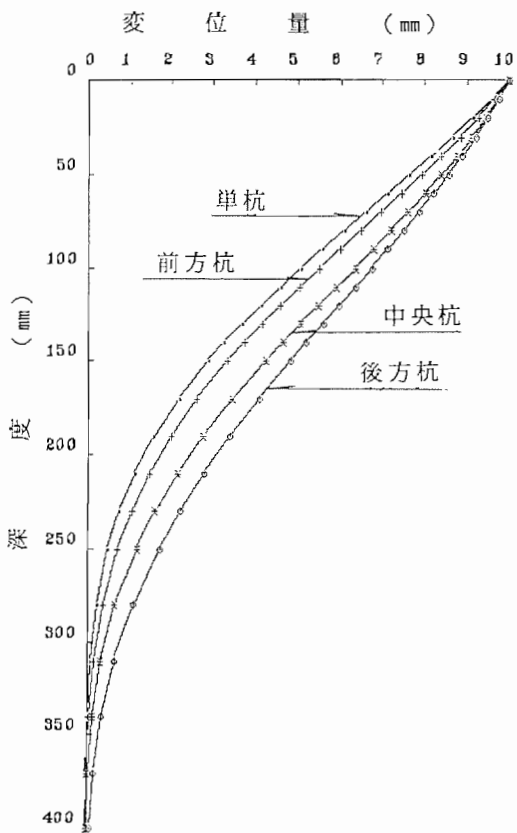


図-3.3.3 杭体変位の比較 (3本直列杭)  
【地表面変位量 10mm時】

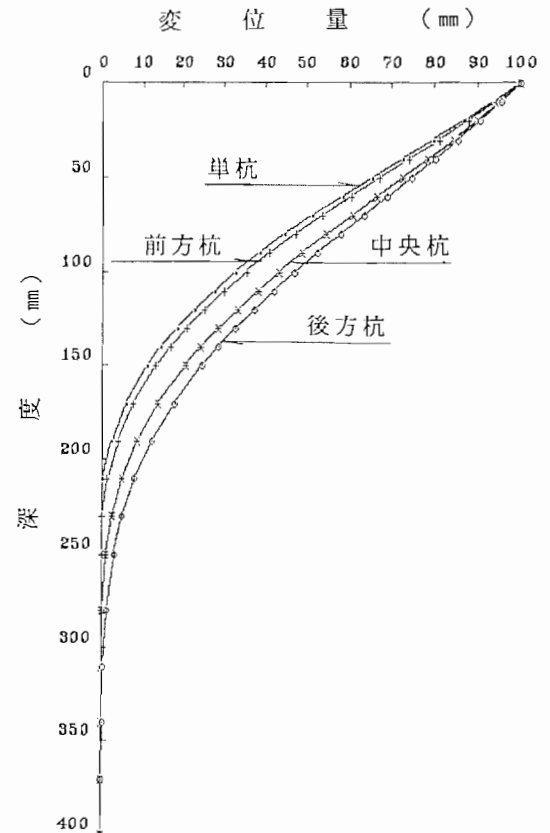


図-3.3.4 杭体変位の比較 (3本直列杭)  
【地表面変位量 100mm時】

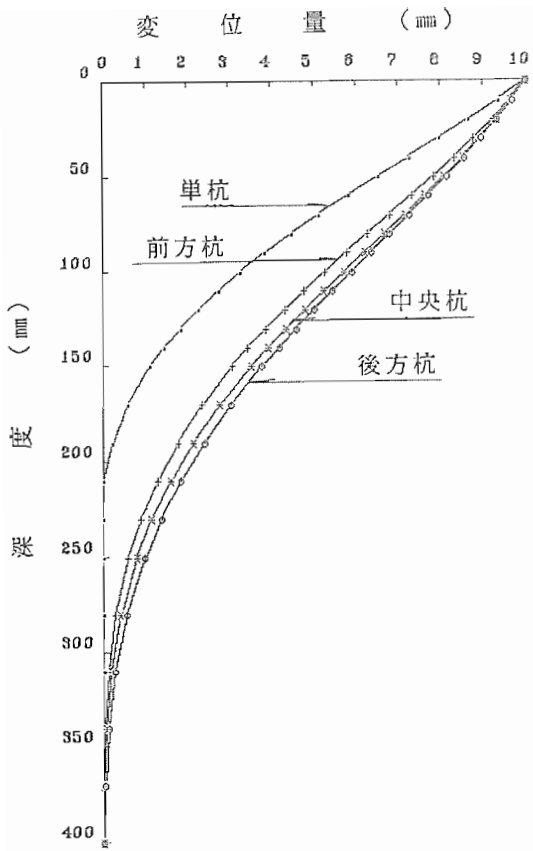


図-3.3.5 杭体変位の比較（9本組杭・中央列）  
【地表面変位量 10mm時】

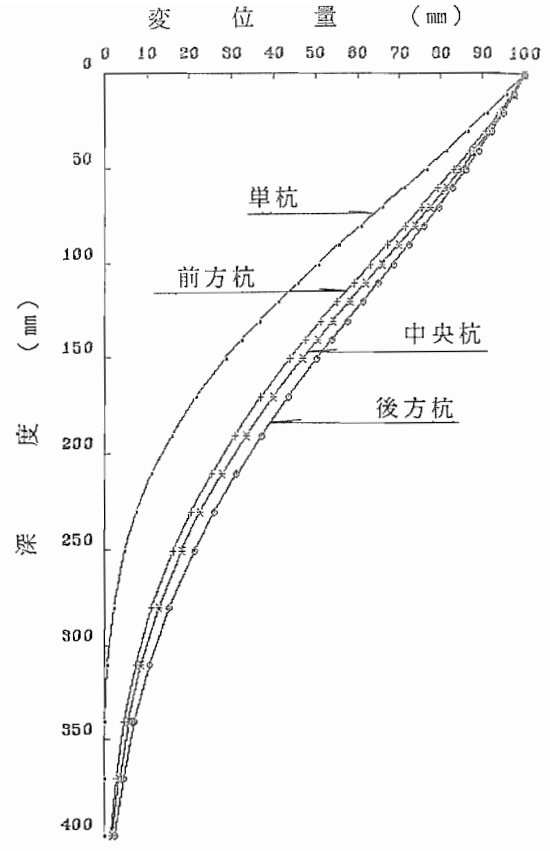


図-3.3.6 杭体変位の比較（9本組杭・中央列）  
【地表面変位量 100mm時】

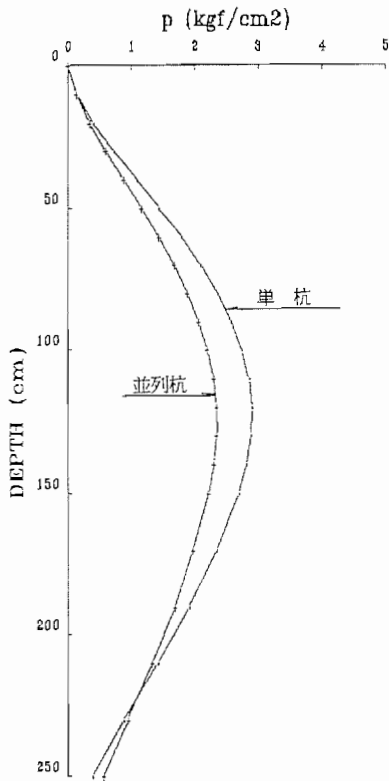
### 3.4 地盤反力分布

曲げモーメントを2回微分処理することにより杭体に作用した地盤反力度を示したのが図-3.4.1~3.4.6である。ここで、実測した曲げひずみの値をそのまま使用すると測定値のばらつきが地盤反力度の算出に大きく影響することから、曲げひずみの値を5次の平衡化スプライン関数によってスムージング処理を行った(詳細は巻末の参考資料による)。その際の近似程度の尺度であるスムージング係数は地盤反力度の計算値に大きく影響するため、ここでは全ケースについて一定にして取り扱っている。また、図-3.4.7~3.4.21は地盤反力分布の違いを各ケースごとに示したものである。

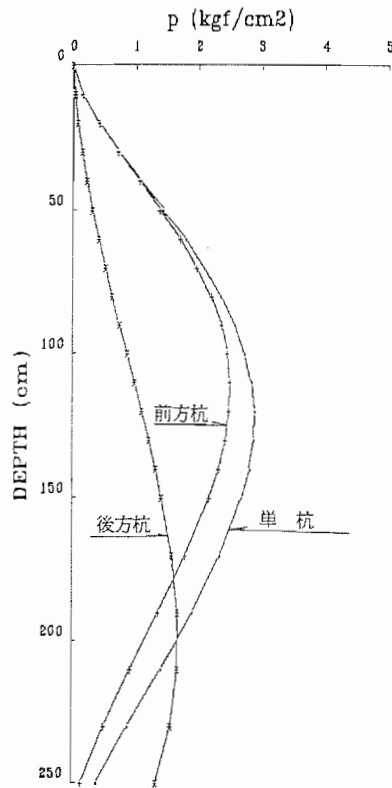
これらの図から以下のことが確認された。

- ① 各深度における地盤反力度は載荷荷重とともに増加するが、地表面に近い部分ではある上限値に達するとそれ以上は増加しない傾向がある。この上限値を水平方向極限抵抗力( $P_u$ )とすると、 $P_u$ は地表面から深度方向に直線的に増加していることがうかがえる。
- ② 杭の配置位置(載荷軸方向)によって $P_u$ の差異が見られる。単杭、および並列杭においては各杭の $P_u$ は同程度を示すが、直列杭、組杭においては最大地盤反力度の生じる位置、およびその値は杭の配置位置によって著しく異なる。

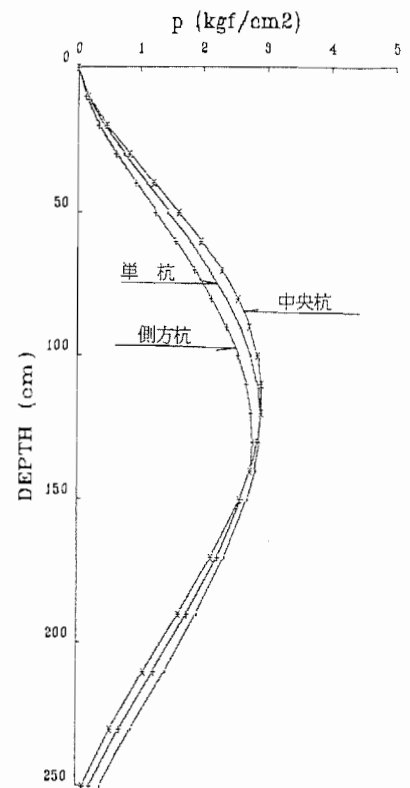




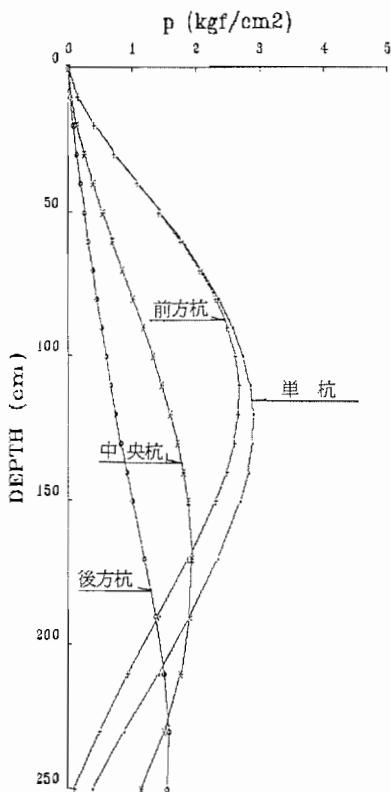
圖一 3.4.1 地盤反力度分布比較  
(2本並列杭)



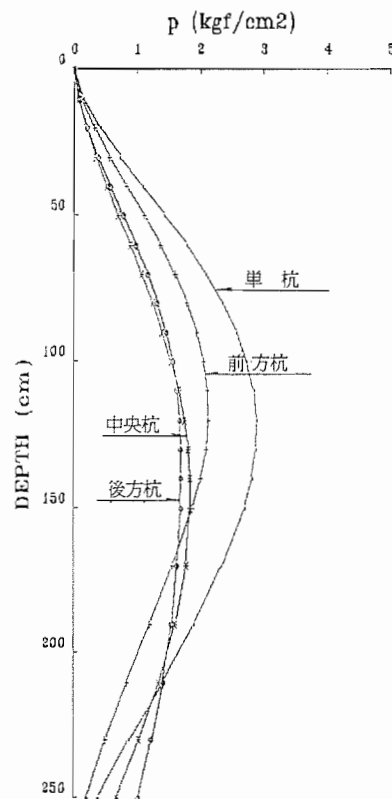
圖一 3.4.2 地盤反力度分布比較  
(2本直列杭)



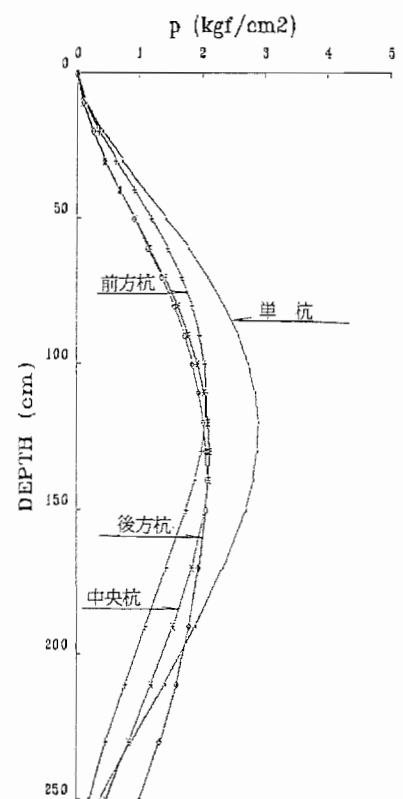
圖一 3.4.3 地盤反力度分布比較  
(3本並列杭)



圖一 3.4.4 地盤反力度分布比較  
(3本直列杭)



圖一 3.4.5 地盤反力度分布比較  
(9本組杭・側方列)



圖一 3.4.6 地盤反力度分布比較  
(9本組杭・中央列)

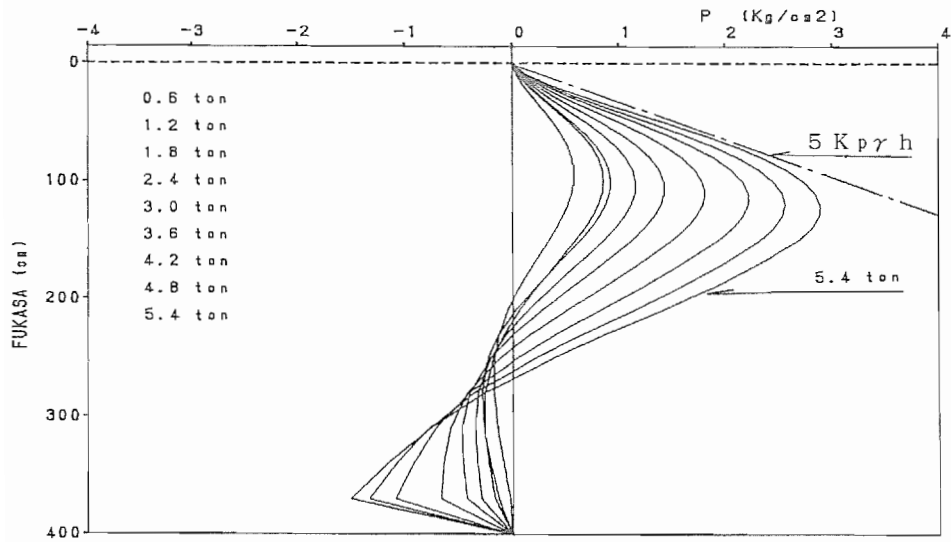


图-3.4.7 地盤反力度分布 (单杭)

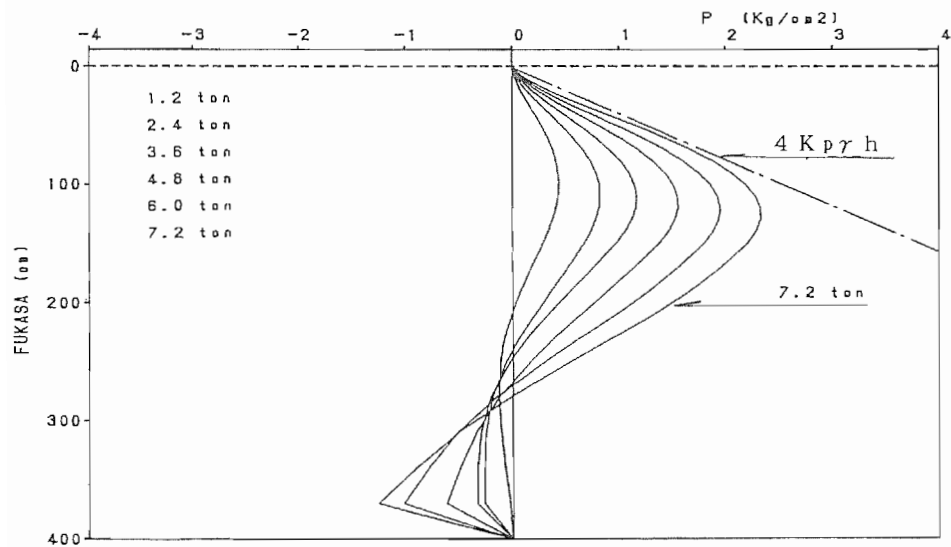


图-3.4.8 地盤反力度分布 (2本並列杭)

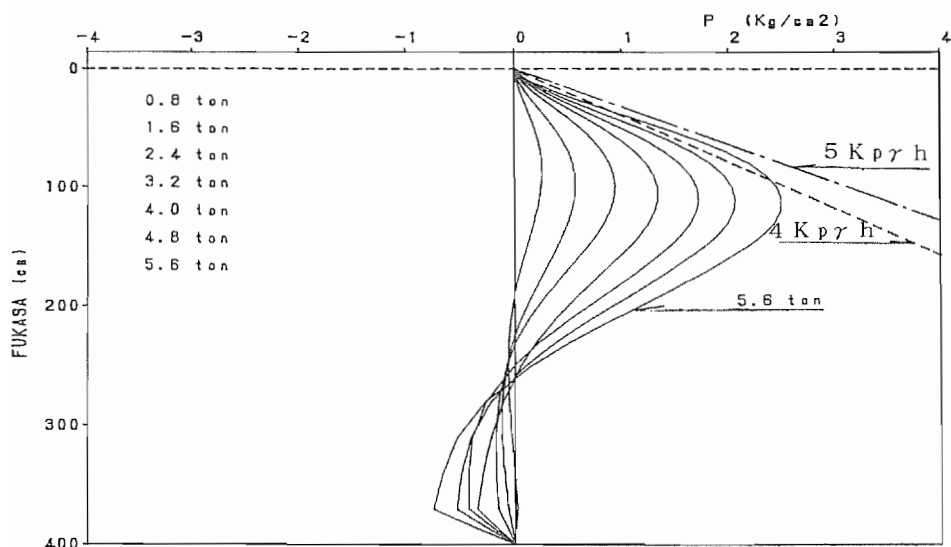
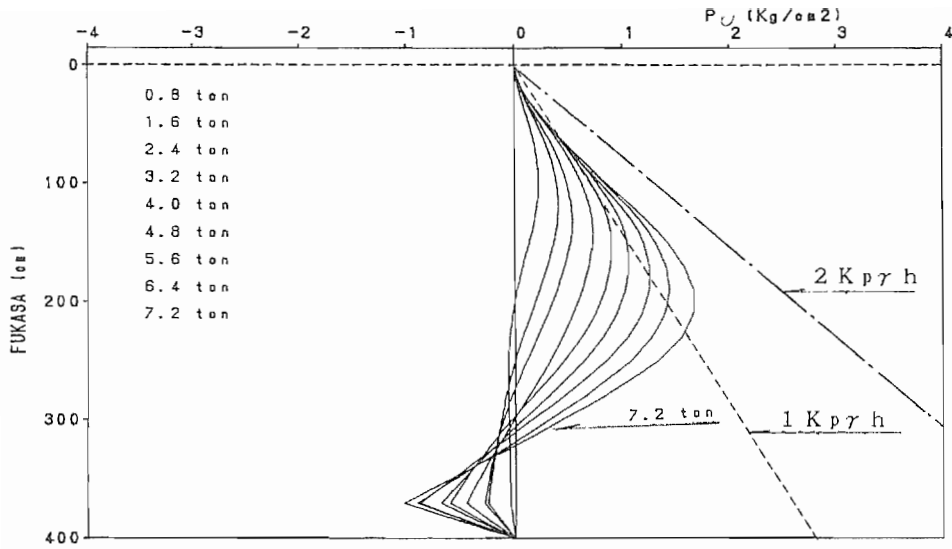
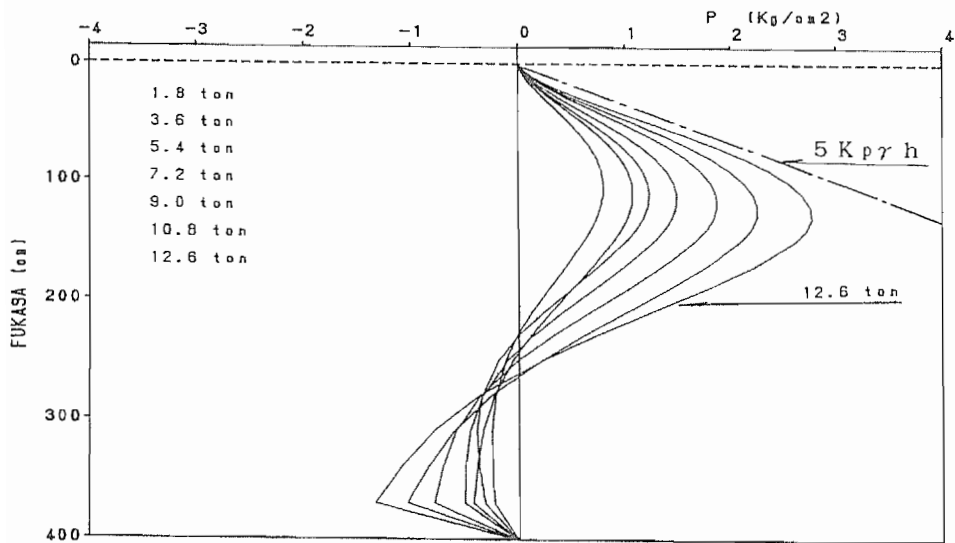


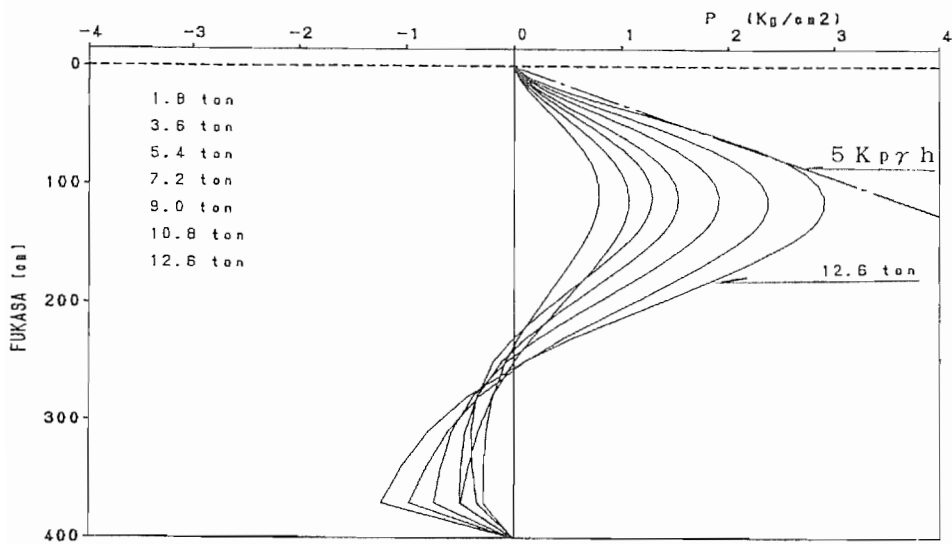
图-3.4.9 地盤反力度分布 (2本直列・前方杭)



図—3.4.10 地盤反力度分布 (2本直列・後方杭)



図—3.4.11 地盤反力度分布 (3本並列・側方杭)



図—3.4.12 地盤反力度分布 (3本並列・中央杭)

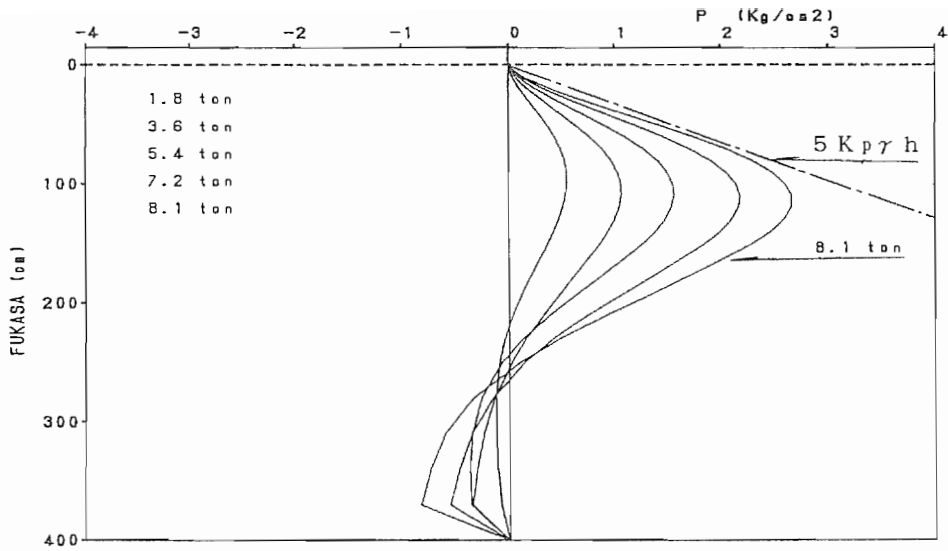


図-3.4.13 地盤反力度分布 (3本直列・前方杭)

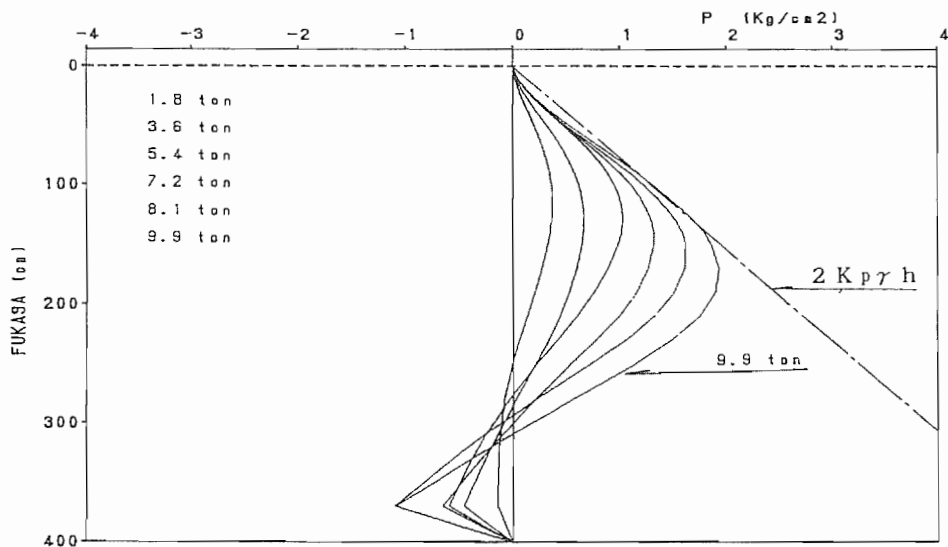


図-3.4.14 地盤反力度分布 (3本直列・中央杭)

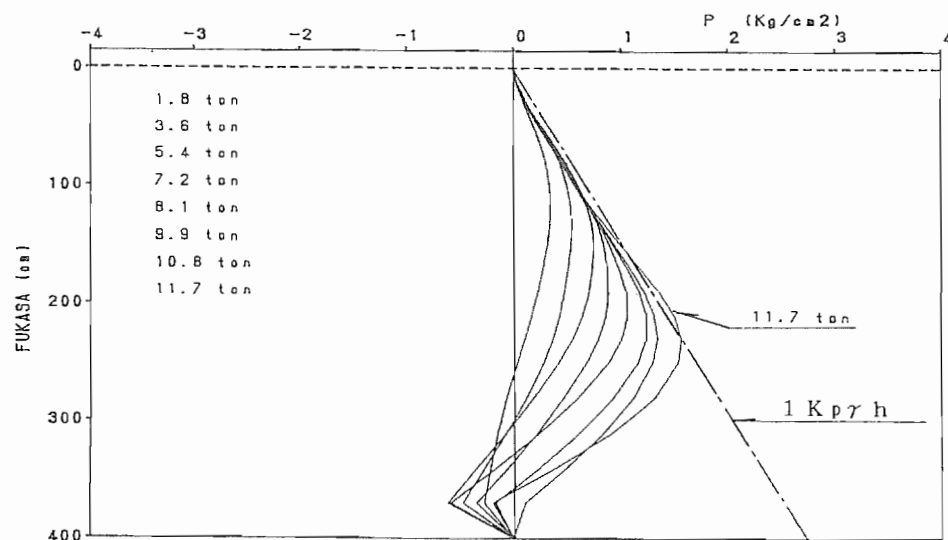


図-3.4.15 地盤反力度分布 (3本直列・後方杭)

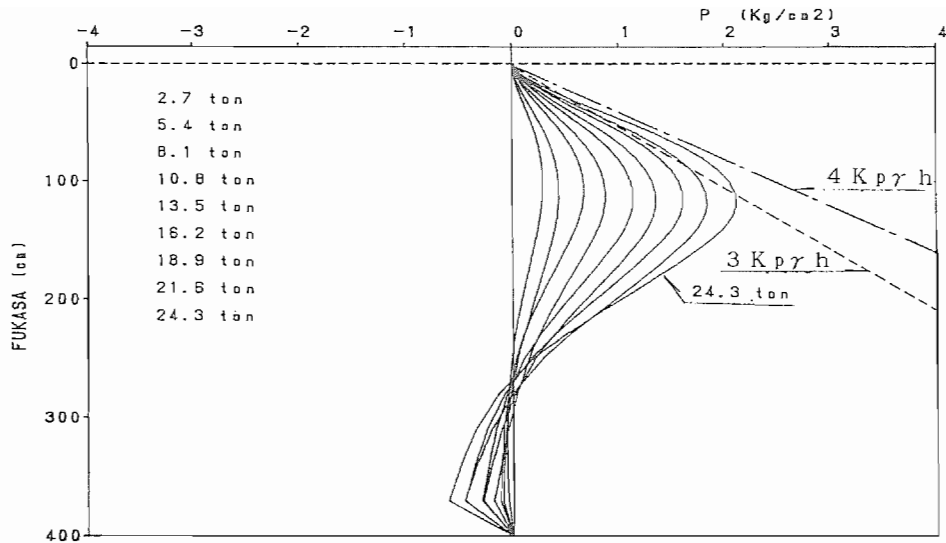


図-3.4.16 地盤反力度分布 (9本組杭・側方列・前方杭)

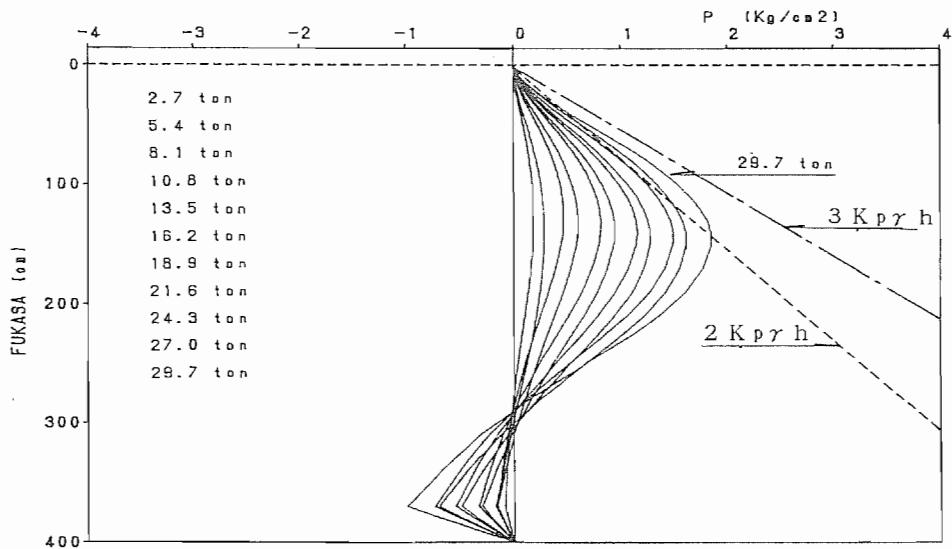


図-3.4.17 地盤反力度分布 (9本組杭・側方列・中央杭)

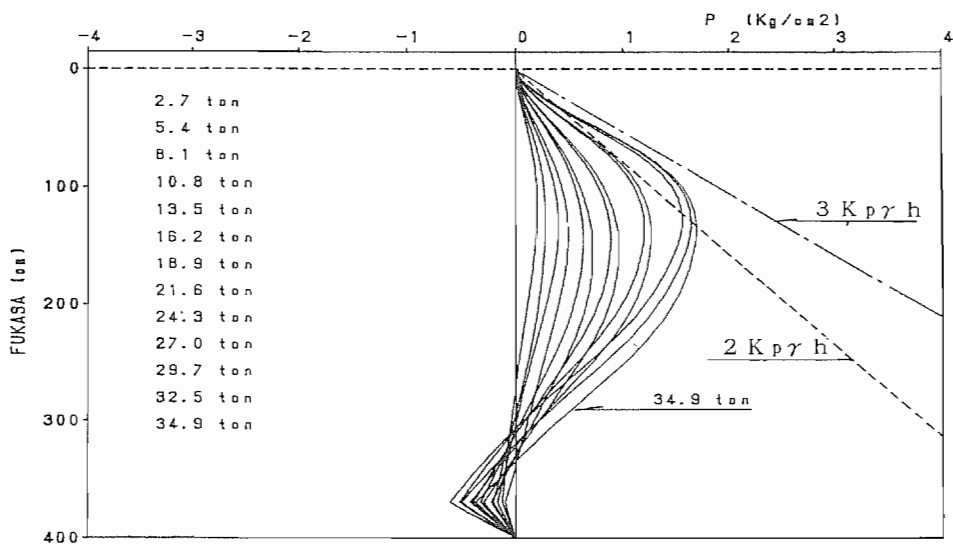
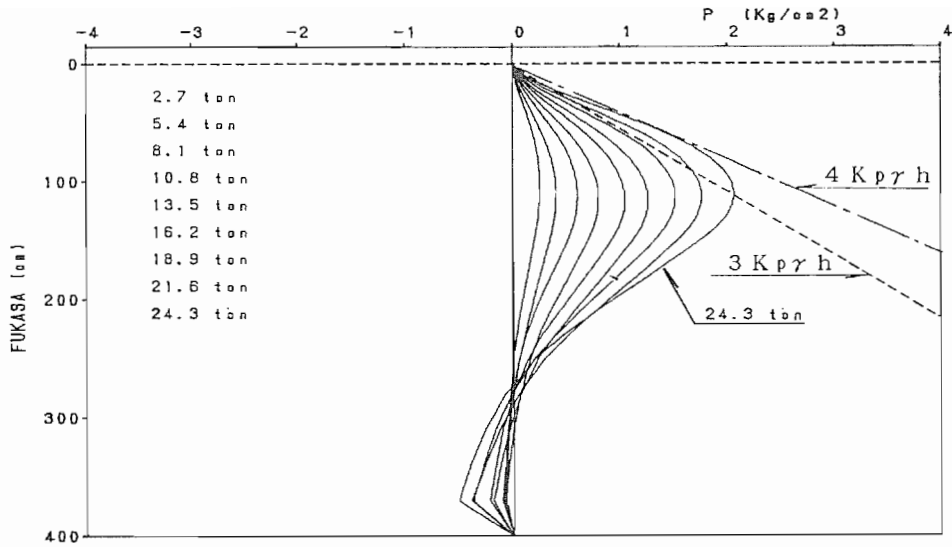
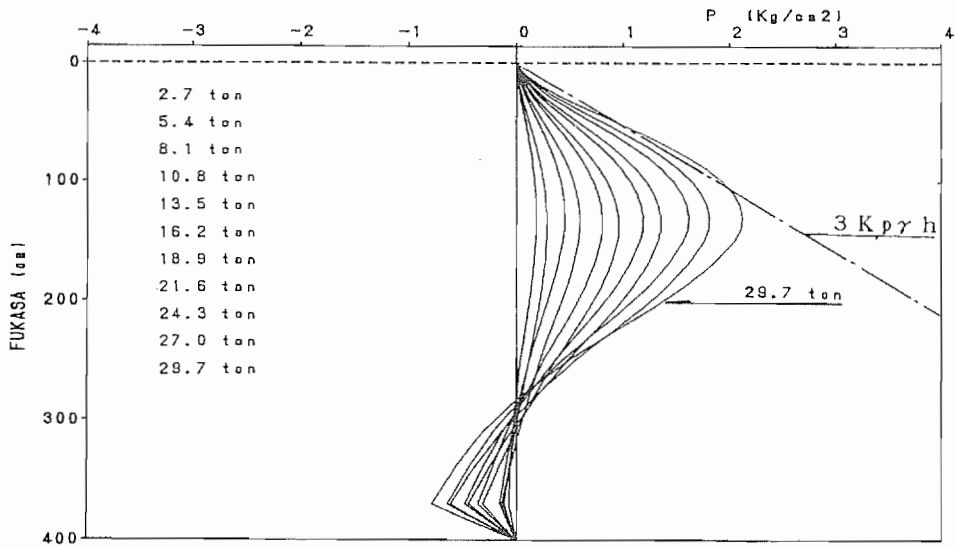


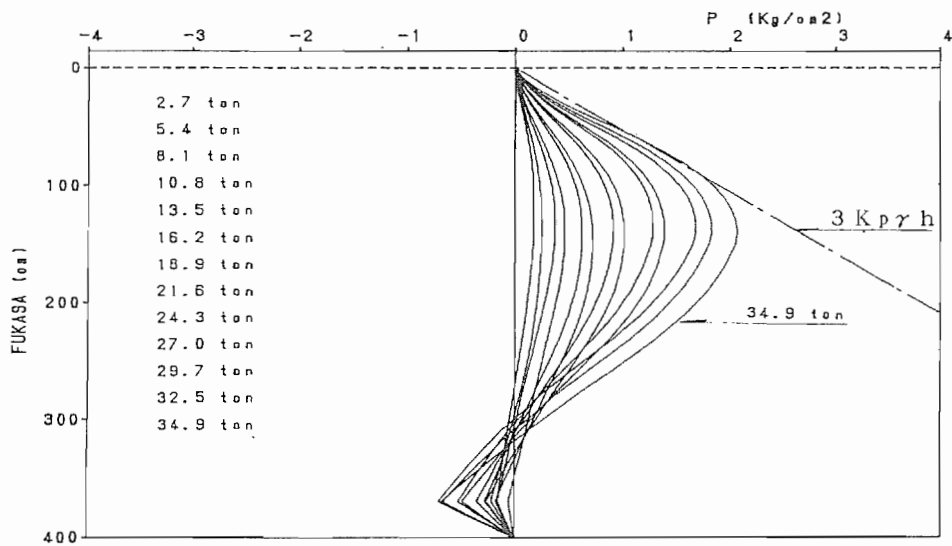
図-3.4.18 地盤反力度分布 (9本組杭・側方列・後方杭)



図—3.4.19 地盤反力度分布 (9本組杭・中央列・前方杭)



図—3.4.20 地盤反力度分布 (9本組杭・中央列・中央杭)



図—3.4.21 地盤反力度分布 (9本組杭・中央列・後方杭)

また図-3.4.22~3.4.30は、3本並列、3本直列、9本組杭における地盤の $p \sim y$ 曲線を深度ごとにまとめたものである。

これらの図から次のことが考えられる。

- ① 深度ごとの水平地盤反力度～水平変位置量曲線の形状は、変位の小さい領域から異なっており、深度とともに初期接線勾配は増加する傾向となっている。これは、地盤反力係数が深度とともに大きくなることを示している。
- ② 地表面近傍における水平地盤反力度～水平変位置量曲線によると、地盤反力度は載荷荷重の小さい領域で既にピーク値に近い値となっている。したがって、このことから地表面に近い部分の地盤は低い荷重レベルで塑性化することが判断される。
- ③ 単杭、並列杭、直列前方杭においては、 $GL-120cm$ 以深の曲線形状に大きな差異は認められず、したがって地盤反力係数は $GL-120cm$ 以深においては一定値になるものと推測される。なお、直列後方杭においては、 $GL-210cm$ 程度まで深度とともに初期接線勾配が増加する傾向がみられる。
- ④ 杭位置による曲線形状の差異を比較すると、並列杭、直列前方杭において、その性状は単杭実験結果と全ての深度において概ね一致している。また直列後方杭についてみると、その勾配は単杭実験結果と比べてはるかに小さいものとなっている。
- ⑤ 9本組杭においても、直列杭と同様に、前方杭と後方杭とでは、曲線形状・初期接線勾配に明らかな差異が認められる（地盤反力係数は最前列において最大となる）。しかしながら、載荷最前列における地盤反力係数は単杭実験より得られる地盤反力係数と比較して小さい値となる傾向である。これは、前述のように、基礎全体が単一基礎的な挙動を示すため、‘ $k$ 値の載荷幅による依存性’が現れた結果ではないかとも考えられる。

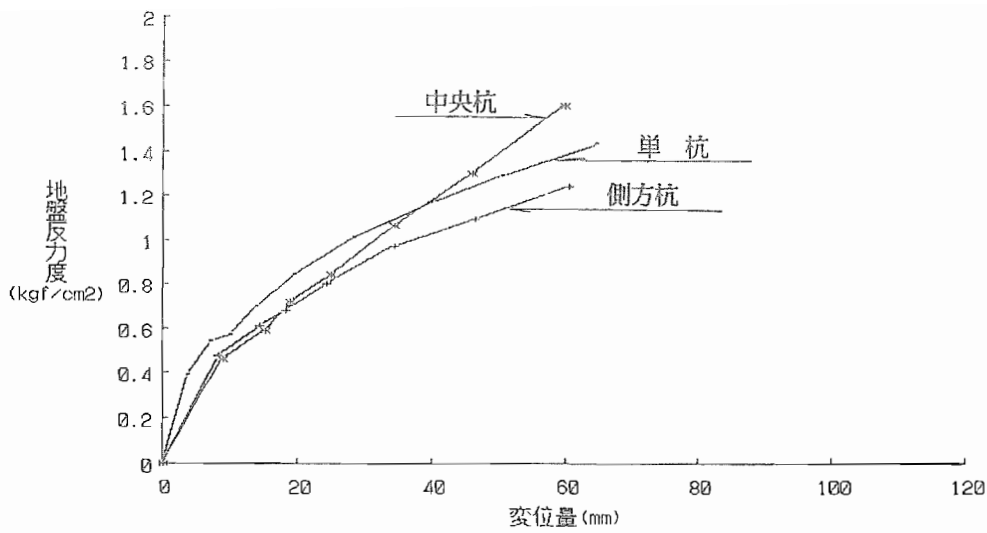


図-3.4.22 地盤のP～y 曲線比較 (3本並列杭)  
【深度GL-0.5m】

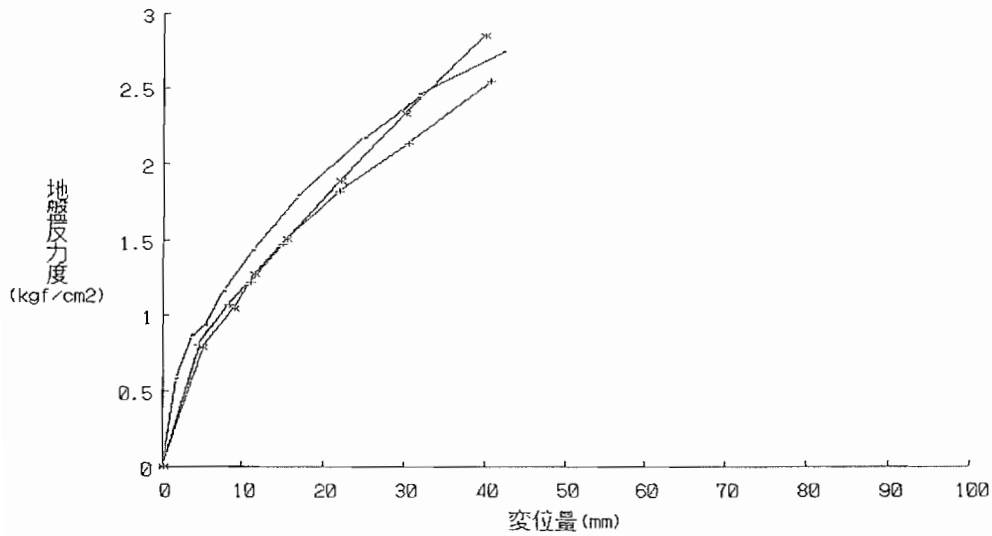


図-3.4.23 地盤のP～y 曲線比較 (3本並列杭)  
【深度GL-1.0m】

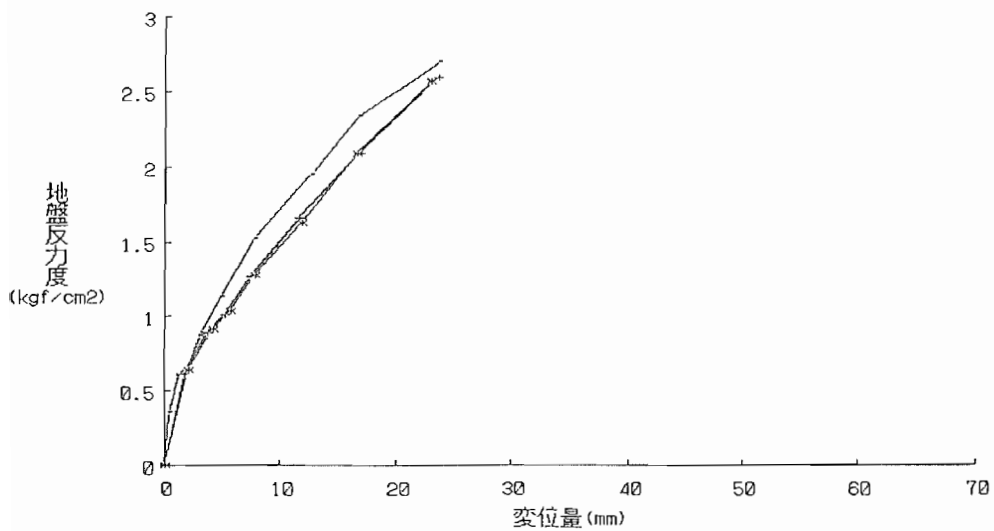


図-3.4.24 地盤のP～y 曲線比較 (3本並列杭)  
【深度GL-1.5m】



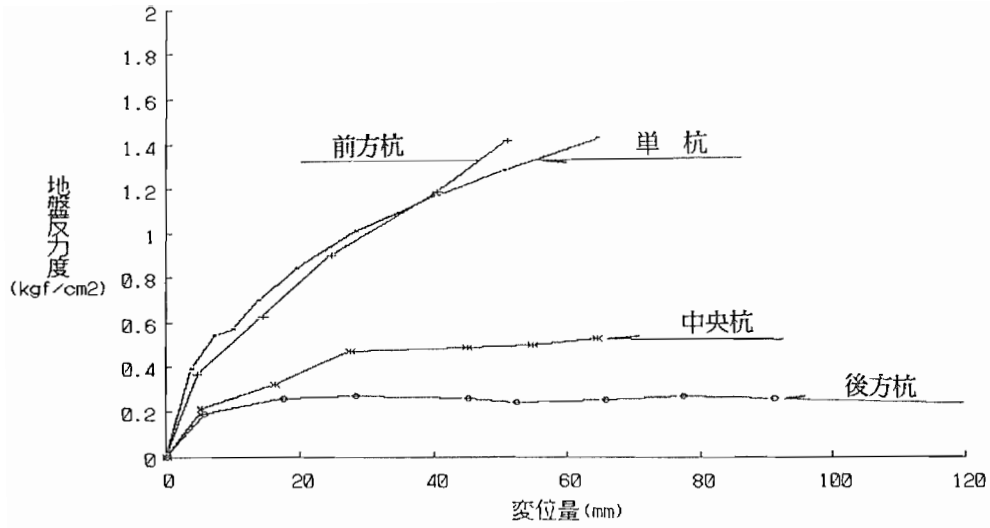


図-3.4.25 地盤のP～y 曲線比較 (3本直列杭)  
【深度GL-0.5 m】

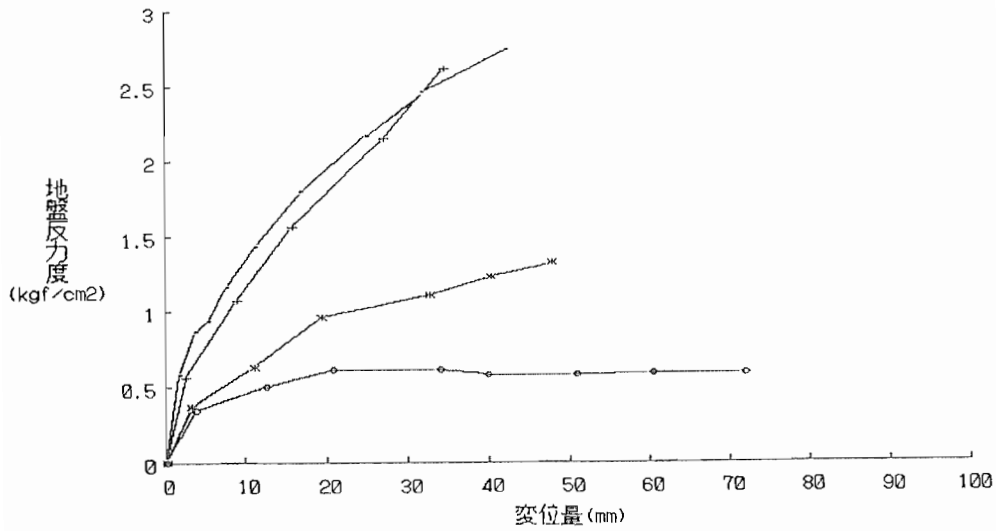


図-3.4.26 地盤のP～y 曲線比較 (3本直列杭)  
【深度GL-1.0 m】

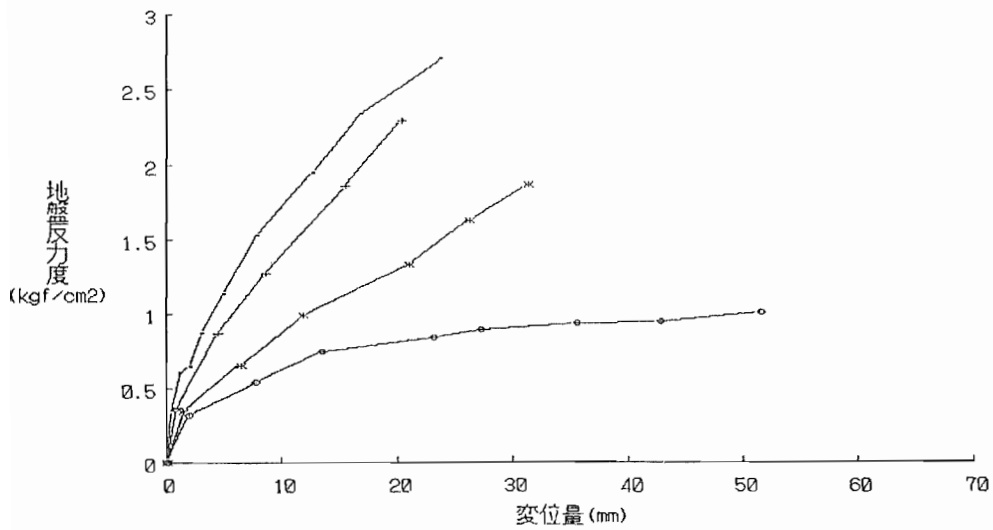


図-3.4.27 地盤のP～y 曲線比較 (3本直列杭)  
【深度GL-1.5 m】

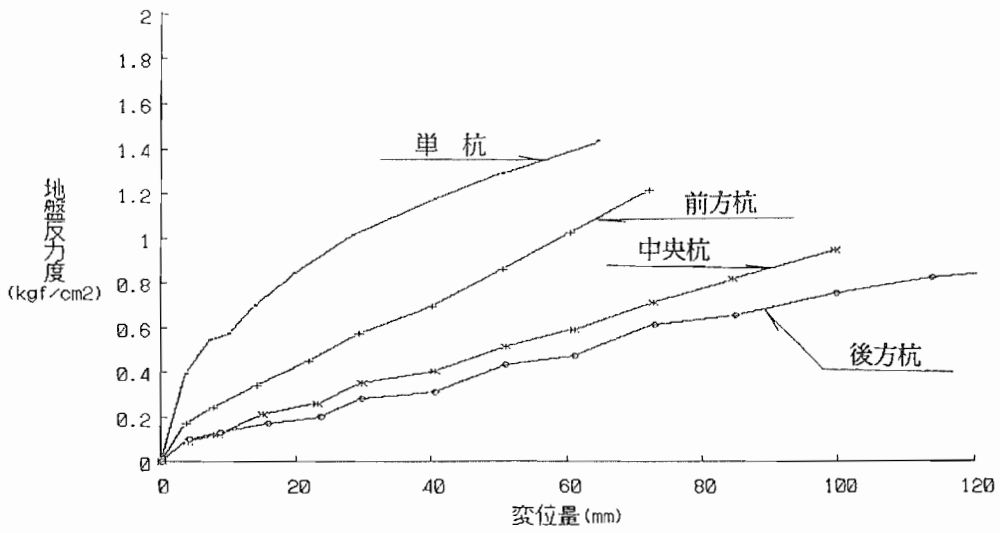


図-3.4.28 地盤のP～y曲線比較（9本組杭・中央列）  
【深度GL-0.5 m】

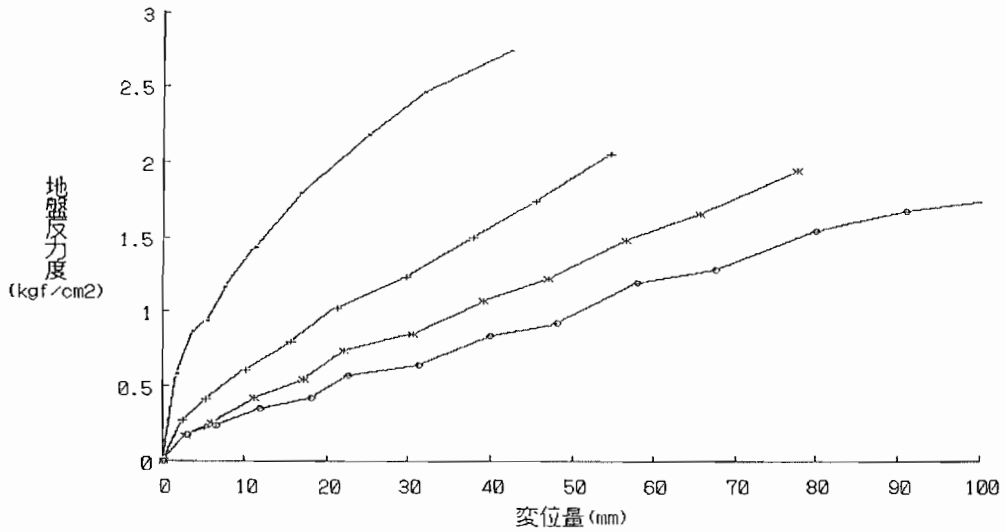


図-3.4.29 地盤のP～y曲線比較（9本組杭・中央列）  
【深度GL-1.0 m】

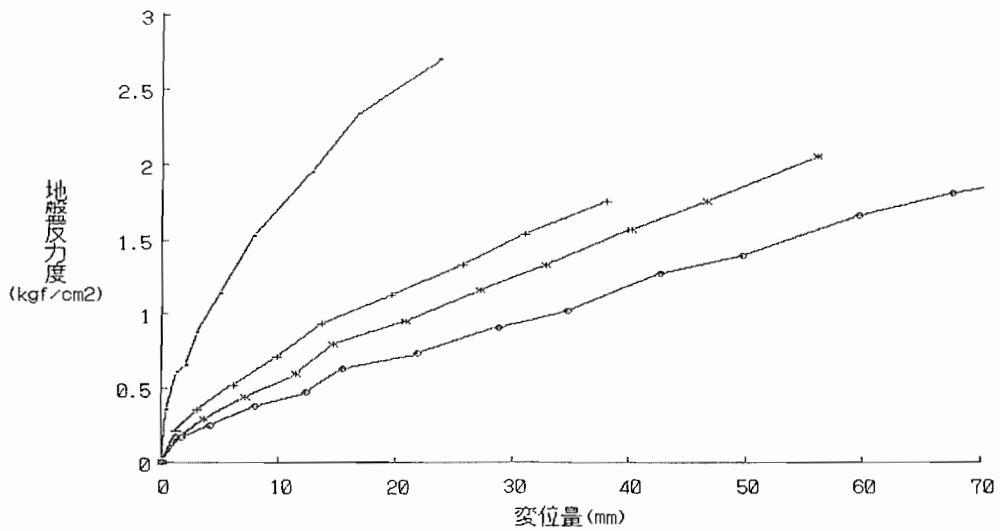


図-3.4.30 地盤のP～y曲線比較（9本組杭・中央列）  
【深度GL-1.5 m】

### 3. 5 土層壁土圧

2. 7 (3)で述べたように、土層壁面には土層による拘束の有無を調べるため圧力センサーを設置して、各ケースの載荷試験における壁面土圧を測定した。その結果特に大きい値が出た3本直列杭と9本組杭における土層壁圧変化を図-3.5.1~3.5.4に示す。これらの図から、壁面における土圧増加がどの程度であれば無限地盤の拘束圧と同程度であるか判定は出来ないものの、9本組杭については土層壁により基礎全体の变形が拘束されている可能性がある。したがって变形が大きくなったときの地盤反力分布は無限地盤のときとは若干異なった可能性がある。

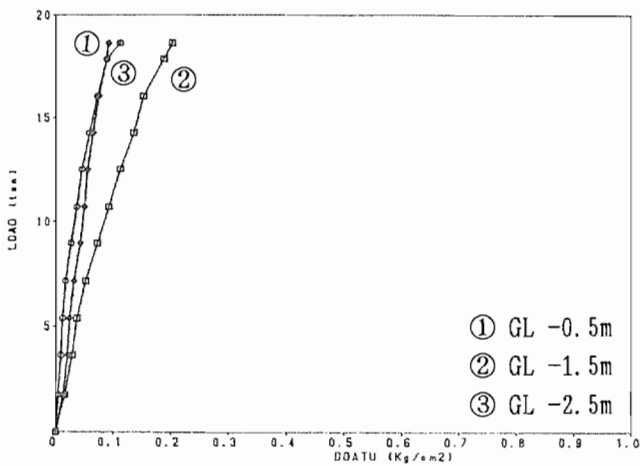


図-3.5.1 荷重-側圧曲線  
(3本並列杭・載荷方向壁)

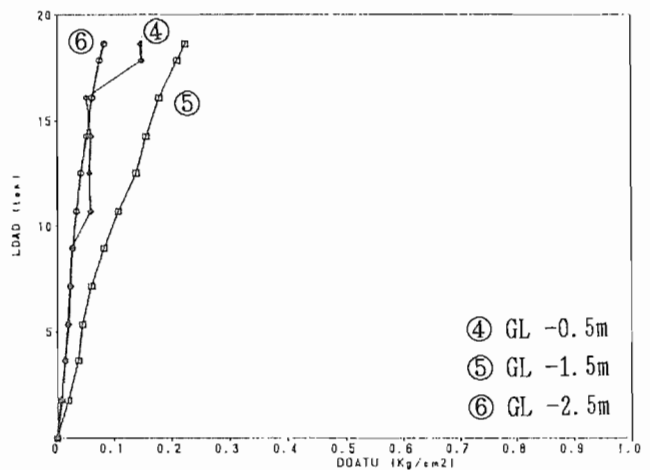


図-3.5.2 荷重-側圧曲線  
(3本並列杭・載荷直角方向壁)

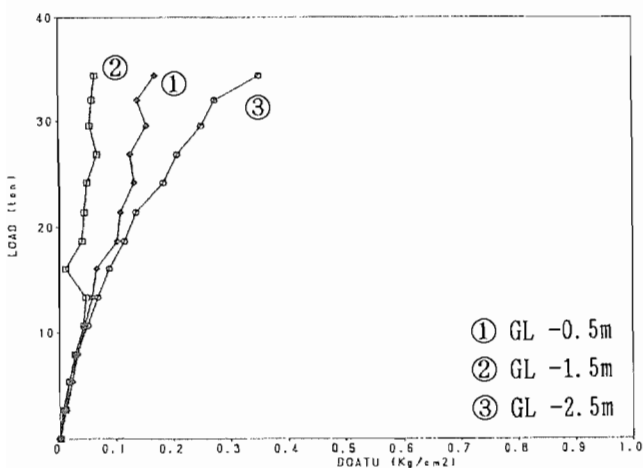


図-3.5.3 荷重-側圧曲線  
(9本組杭・載荷方向壁)

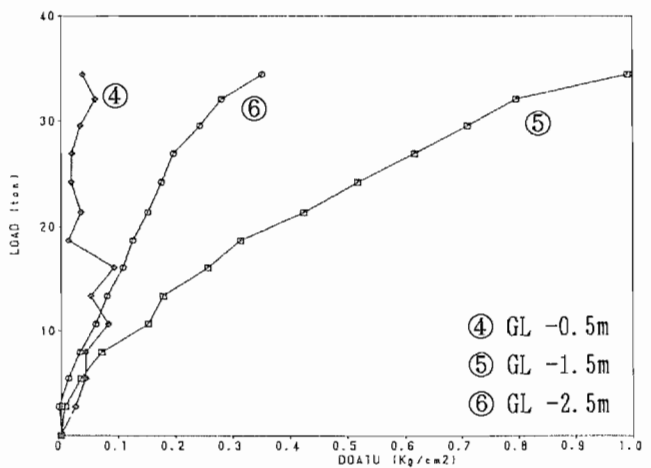


図-3.5.4 荷重-側圧曲線  
(9本組杭・載荷直角方向壁)

### 3. 6 地盤の破壊状況

実験終了後の地盤の破壊状況（地表面ひび割れ、地盤の隆起状況、色砂柱）を観察した結果、つぎのことが認められた。

- ① 地盤の隆起は並列杭が直列杭に比べて広範囲にわたっている。これは、杭間の土がアーチ効果によって杭の変位に追従したため見かけ上載荷面積が広がったためと考えられる（図-3.6.1～3）。
- ② 9本組杭においては、载荷に伴い組杭前面地盤が隆起するとともに、杭側方および後方地盤は载荷によって生じた空洞を埋める方向へ移動していることが確認された。（図-3.6.3、写真-3.6.1）
- ③ 9本杭の場合、色砂柱観察結果ではAライン（载荷中心）の80～90cmの深度において大きな変状が確認された。（写真-3.6.2）

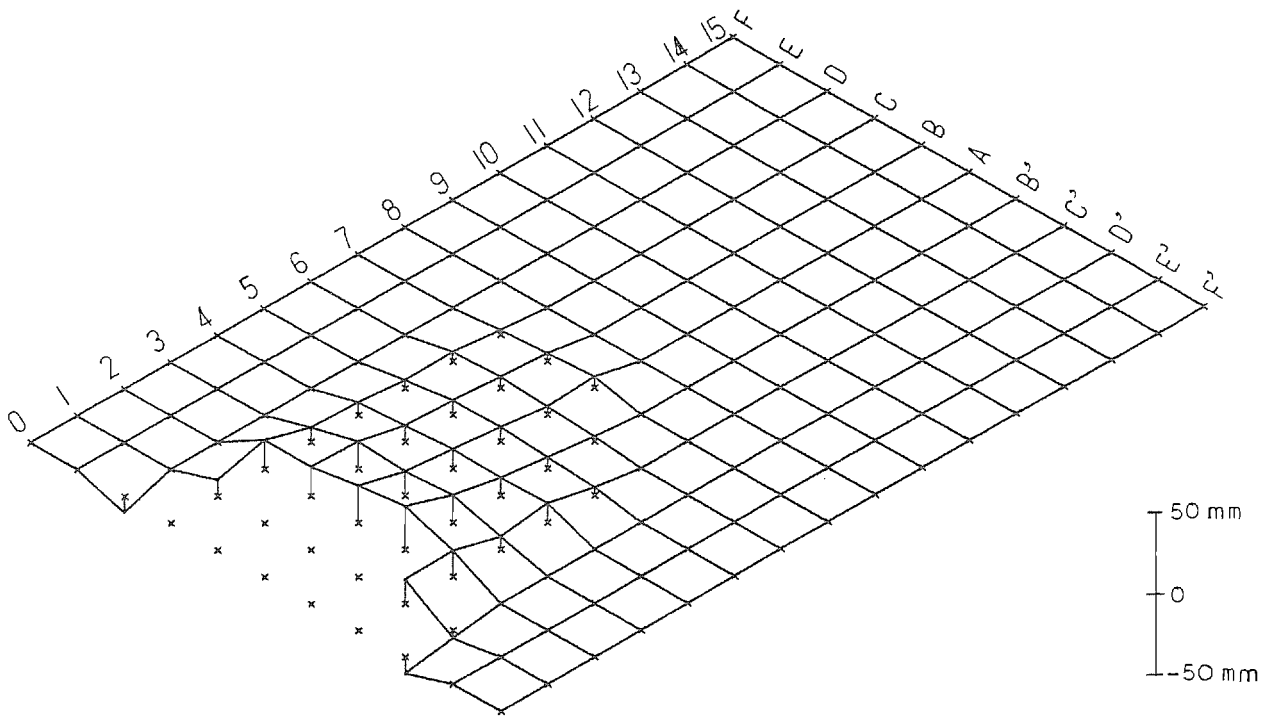
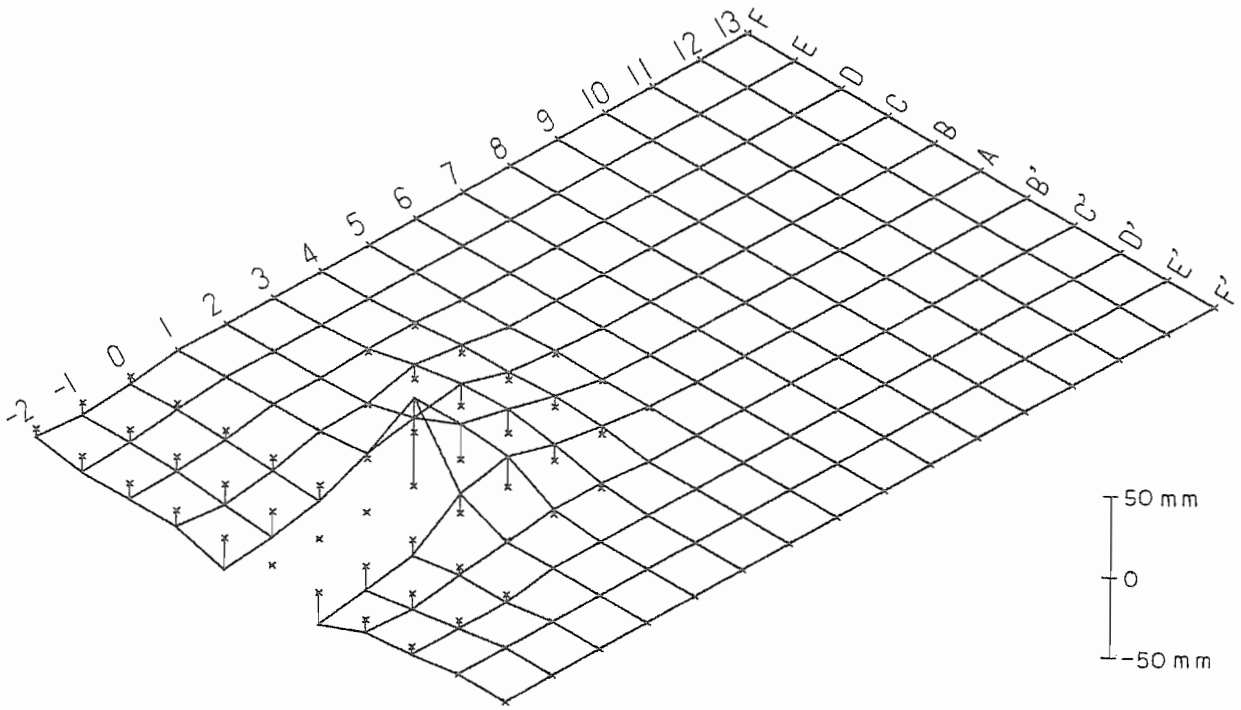
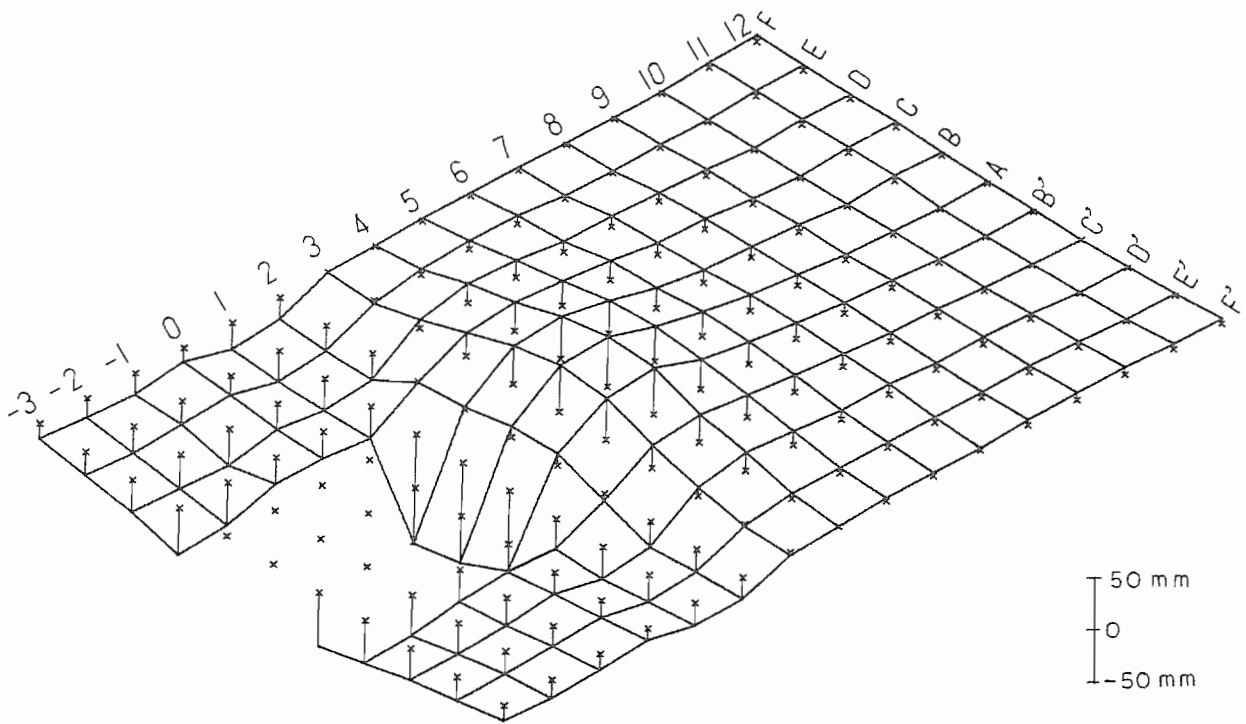


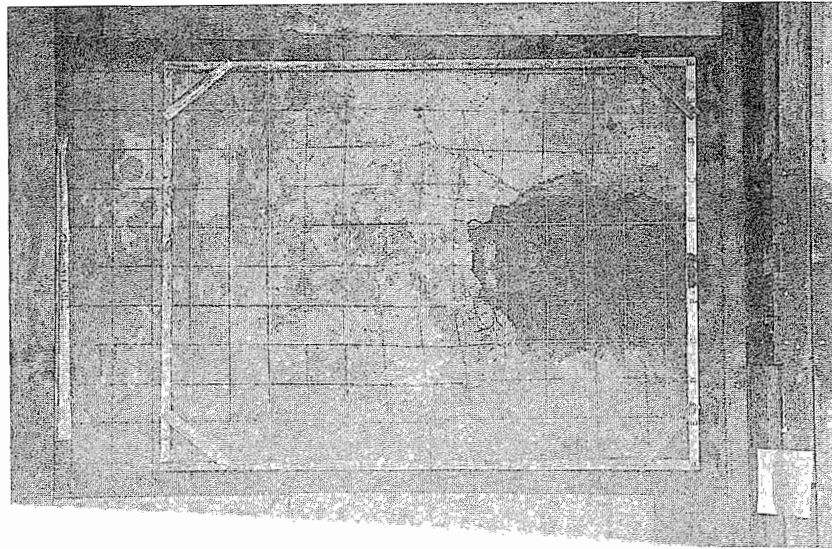
図-3.6.1 地表面変化観察図（3本並列杭）



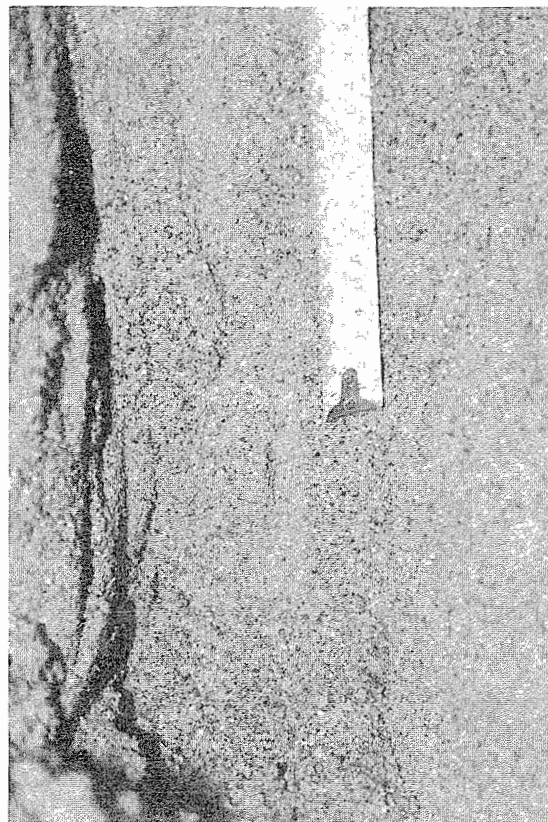
图—3.6.2 地表面変位観察図（3本直列杭）



图—3.6.3 地表面変位観察図（9本杭）



写真－3.6.1 地表面変状（9本組杭）



写真－3.6.2 色砂柱変状（9本組杭）

### 3. 7 フーチング回転角

フーチングは、パンタグラフによって固定されており、水平力を加えても回転を起こさないような構造になっている（図-2.1.2）。しかし図-3.7.1に示すように、大変形になるにしたがって回転が生じている。これはパンタグラフを支持しているH鋼梁などの治具の変形やパンタグラフの接合ボルトのずれなどによって生じている。特にフーチングに大きな回転モーメントが生じる3本直列杭および9本組杭において著しい。

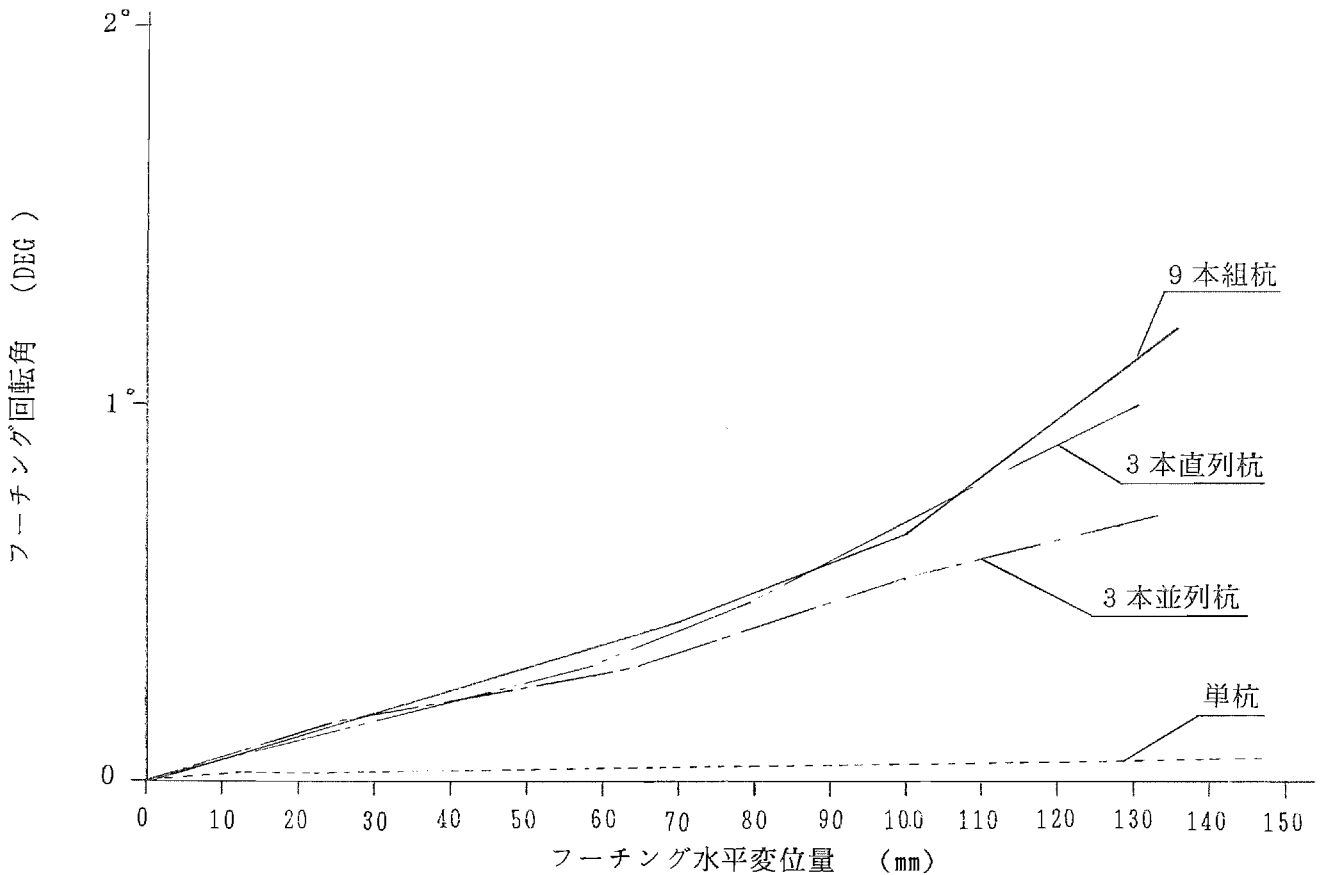


図-3.7.1 変位～フーチング回転角曲線

## 4. 考察

### 4.1 群杭効率について

ある変位量が生じる時、杭頭での杭1本当たりの平均反力と単杭の場合の反力との比を群杭効果 ( $E_r$ ) として取り扱うと、群杭効果は次式で表される。

$$E_r = \frac{\text{群杭の1本当たりの平均反力}}{\text{単杭の反力}} \quad (\text{変位量は同一とする})$$

図-4.1.1は本実験における、群杭効率 ( $E_r$ ) を示したものである。群杭効率は変位の小さいレベルから発現してきておりその値は変位が進行してもほぼ一定であり、並列杭、直列杭、組杭の順で低下している。

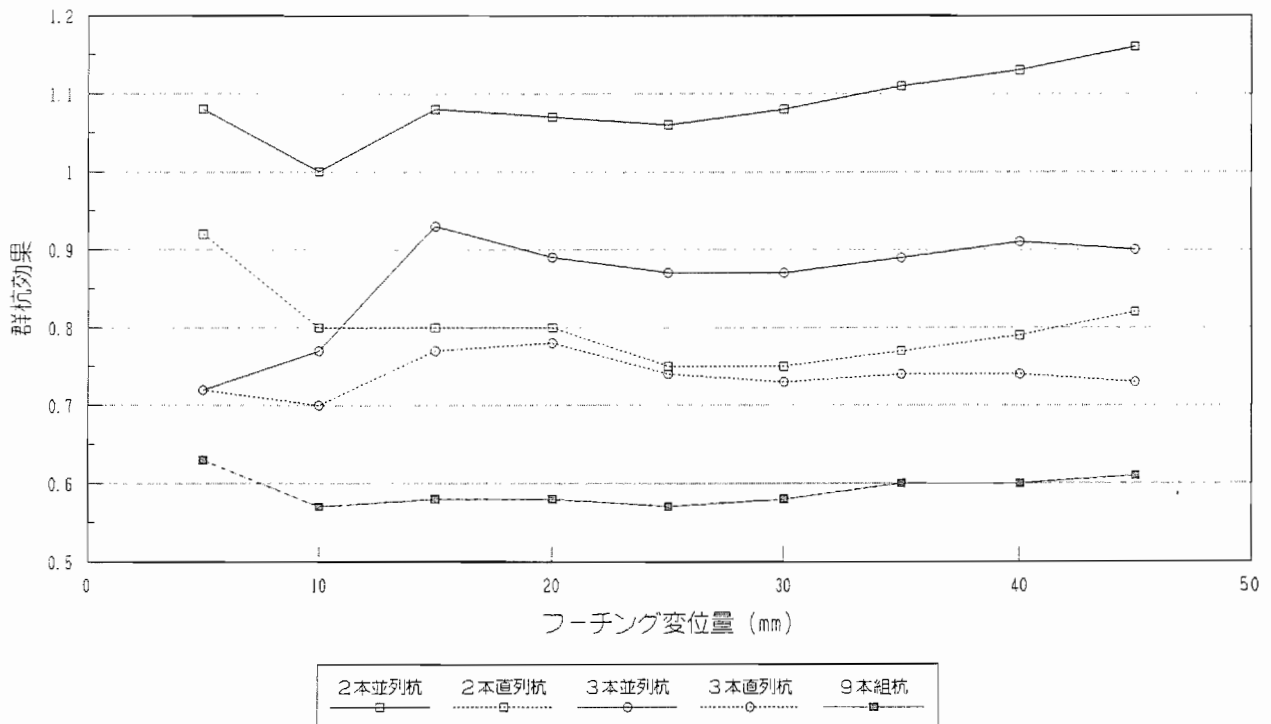


図-4.1.1 群杭効率



#### 4. 2 杭頭反力分担比

図-3.1.12で9本組杭における杭頭の水平反力を示しているが、これを中央杭を基準にしたときの分担比率として取り扱おうと図-4.2.1のようになる。中央杭に対して前方杭の分担率は杭径の30%の変位で1.5~1.7程度、後方杭の分担率は0.5~0.8程度となっている。前方杭は、杭頭変位が杭径の50%程度まで側方杭のほうが分担率が高く、50%を超えると前方中央杭のほうが分担率が高くなっている。

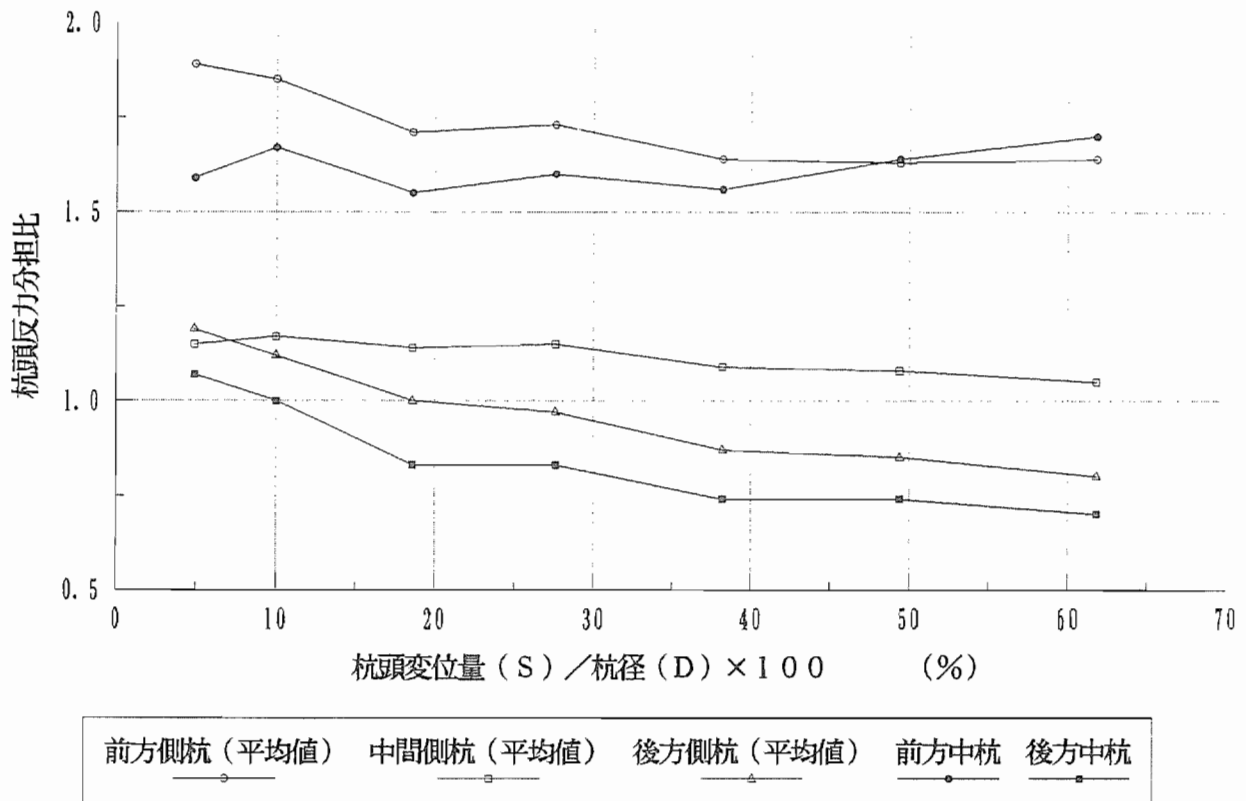


図-4.2.1 9本群杭の杭頭反力分担比

#### 4. 3 杭頭自由状態の実験結果との比較

杭頭条件の相異が杭の挙動に与える影響を把握するため、昨年度（杭頭自由）と今回（杭頭固定）実施した単杭載荷実験結果の比較を行った（図-4.3.1～図-4.3.2）。

ここで、昨年度と今回とでは杭諸元が異なるものの、両者の比較より以下の事項が判断される。

① 図-4.3.1は地表面変位量が杭径の50%に達した時の各杭の変形形状を比較している。図より、(i) 杭体上部の曲げ曲率は‘杭頭自由’がはるかに大きい、(ii) ‘杭頭拘束’では杭体変形がより深部に及んでいる、など、両者の間では明らかに変形モードが異なっていることがわかる。

② 図-4.3.2は水平地盤反力度分布比較を、また図-4.3.3は水平地盤反力度～水平変位量曲線比較を示している。これらより、地表面付近における極限抵抗力分布は両者間で若干異なっているものの（図-4.3.2）、地盤の $p \sim y$ 曲線形状は全ての深度において一致しており（図-4.3.3）、したがって、杭頭条件の相異は地盤の $p \sim y$ 特性にはほとんど影響しないことが推測される。

以上から、杭の変形形状・載荷の影響深度・曲げモーメント分布などは、杭頭条件により異なるものの、杭の弾塑性解析法の適用にあたって最も重要な要因となる地盤の $p \sim y$ 特性は、杭頭条件とは無関係に一定であることがわかった。これは杭頭自由であっても地盤の $p \sim y$ 特性を十分に把握できることを示すものであり、今後の実物レベルの載荷試験計画にあたって非常に参考になる事項と思われる（載荷装置の規模の問題）。

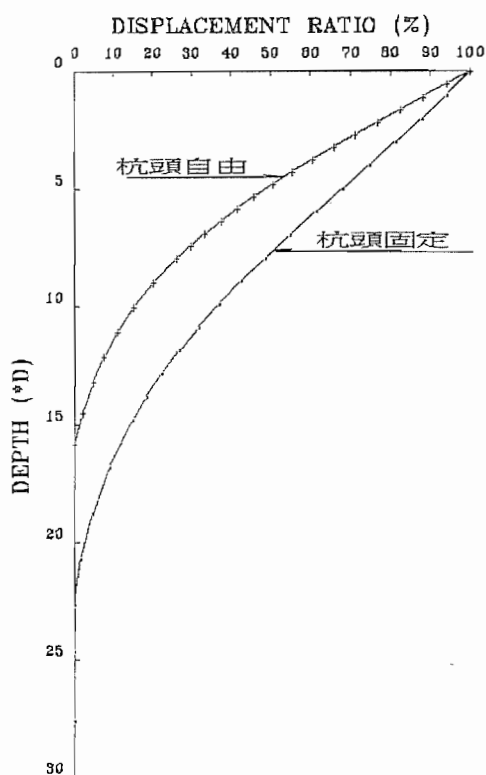


図-4.3.1 変形形状比較図

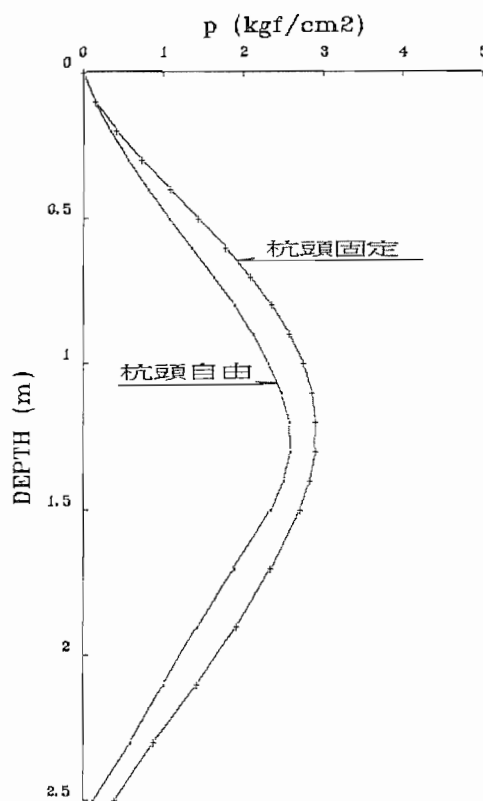
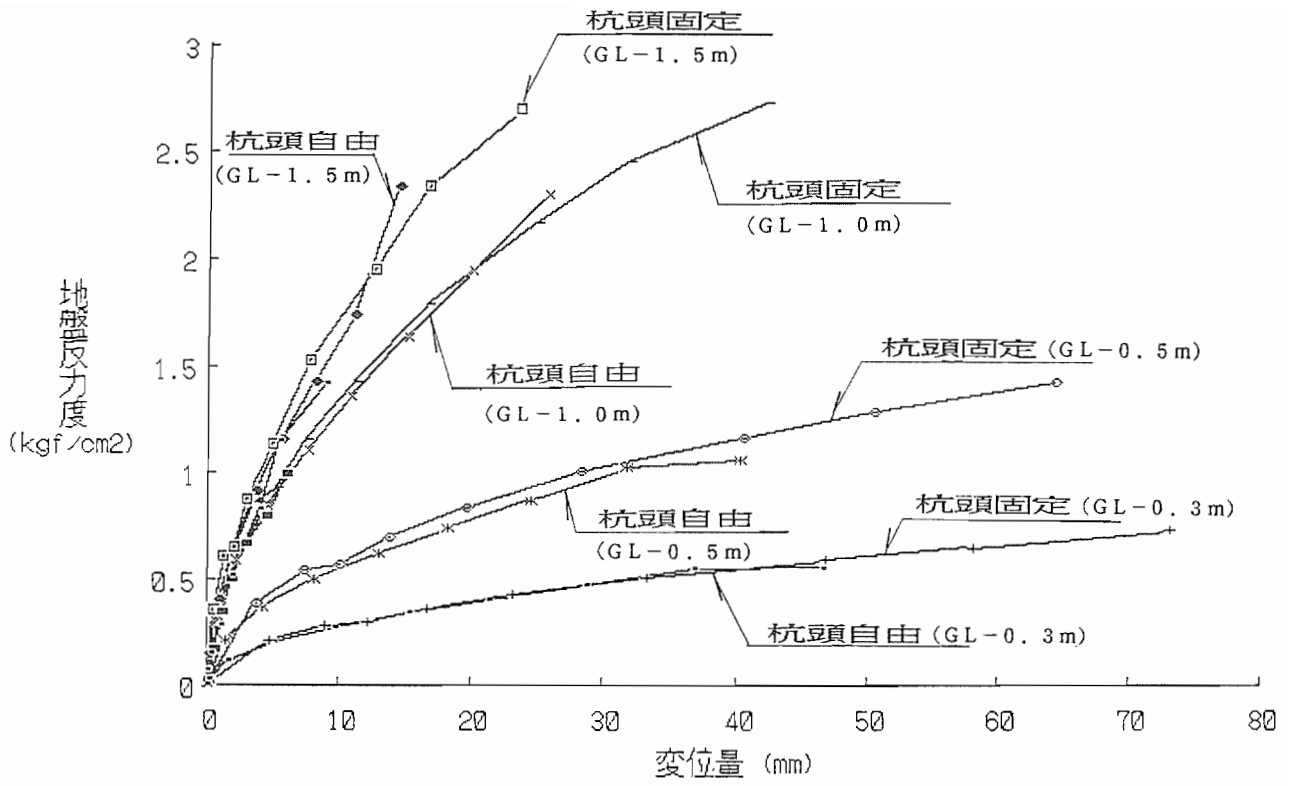


図-4.3.2 地盤反力度分布比較図



圖一 4. 3. 3 水平地盤反力度~水平變位量曲線比較

#### 4. 4 極限地盤反力度

本実験によって得られた水平方向の極限地盤反力に関しては以下のことがわかった。

- ① 各深度における地盤反力は載荷荷重とともに増加し、地表面に近い部分ではある荷重に達するとそれ以上は増加しない傾向がある。その荷重を極限荷重 ( $P_u$ ) とすると、概ね表-4.4.1に示すような傾向になった。

表-4.4.1 極限地盤反力

ケース	極限地盤反力 ( $P_u$ )		
	前方杭	中央杭	後方杭
単杭	$5 \times P_u$	—	—
3本並列杭	$5 \times P_u$	—	—
3本直列杭	$5 \times P_u$	$2 \times P_u$	$1 \times P_u$
9本組杭	$4 \times P_u$	$3 \times P_u$	$3 \times P_u$

ここで、 $P_u$ は受働土圧強度で、土質調査結果より  $\gamma_t = 1.68 \text{ tf/m}^3$ 、 $\phi = 35^\circ$ 、 $c = 0 \text{ tf/m}^2$ とした。

- ② 並列杭では、各杭に作用する極限地盤反力は、杭位置によらず同程度であり、その値は単杭の場合とほぼ一致する。
- ③ 直列杭では前杭の極限地盤反力が最も大きく、後方になるにつれて小さくなる。
- ④ 9本組杭における極限地盤反力は、載荷軸方向には3本直列杭のように、前方杭が最も大きく後方になるに従って小さくなるが、その比率は3本直列杭の場合ほど大きくない。また、前方杭の極限地盤反力は単杭や3本杭に比べるとやや小さい。これは、3.2で述べたように仮想載荷幅が広くなり  $\beta l$  が小さくなったことによると考えられる。

#### 4. 5 残留変位量について

現在の道路橋示方書によると、基礎に有害な残留変位量が生じることを防ぐために、許容変位量に上限を設けている。図-4.5.1 は本実験の3本直列杭および単杭において、載荷荷重と除荷時の残留変位量との関係を示したものである。この図によると単杭または組杭のなかでも前面位置にある杭は残留変位が10mmを超えるとその増加が著しくなってくるのがわかる。

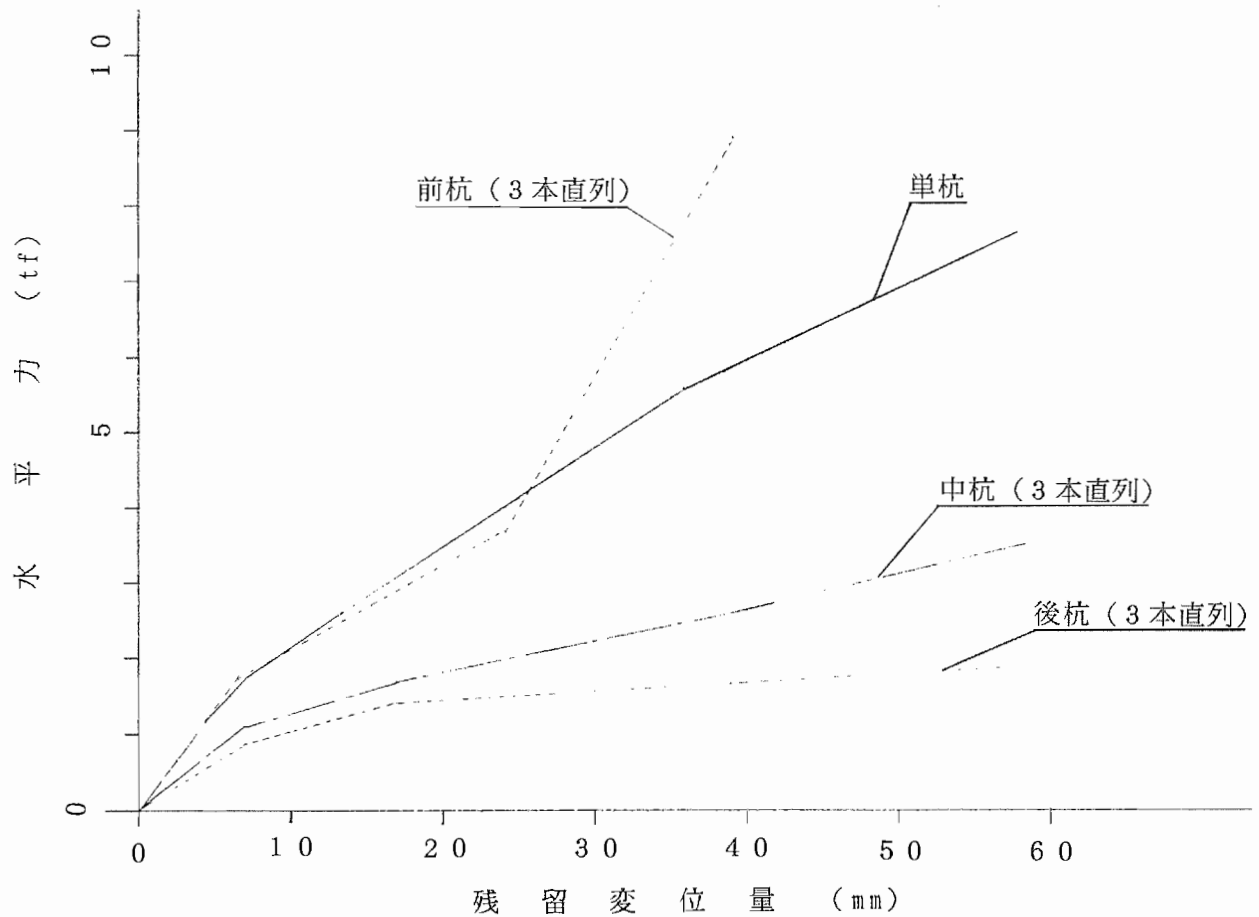


図-4.5.1 荷重～変位量曲線

#### 4. 6 杭鉛直方向力（軸力）について

一般に杭基礎は各杭がフーチングによって剛結され、フーチングは地盤バネによって支持されている。したがってフーチングに水平力が作用すると、フーチングの回転によって各杭に異なる軸力が作用する。図-4.6.1のように直列杭の場合は、前杭と後杭で杭の鉛直反力（軸力）が逆となる。本実験では水平力による軸力が各杭に作用しないようパンタグラフ装置をフーチングに取りつけてフーチングが回転しないようにしている。図-4.6.2はパンタグラフがない場合（図-4.6.1のモデルによる計算値）と、パンタグラフがある場合（9本組杭の実験計測値）について水平力がフーチングに作用した時の杭頭部の軸力を比較したものである。この図より本実験においてはわずかに軸力が生じているもののパンタグラフが有効に働き、軸力のほとんどを排除していることがわかる。

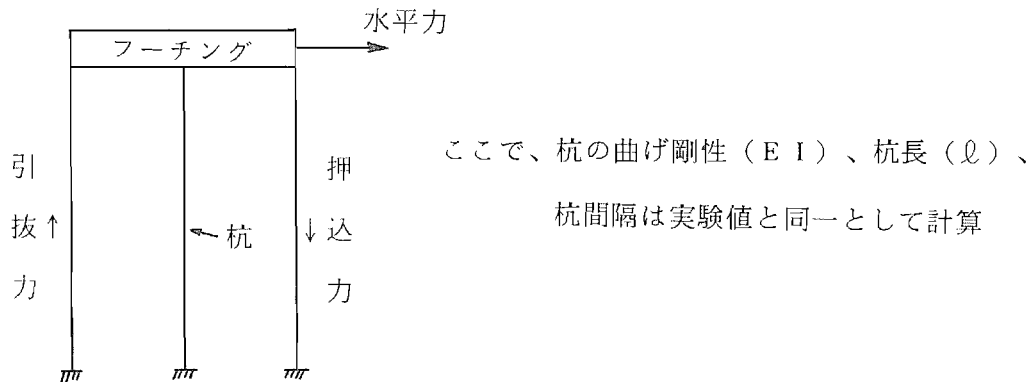


図-4.6.1 フーチングの回転を拘束しないモデル  
(パンタグラフ無し)

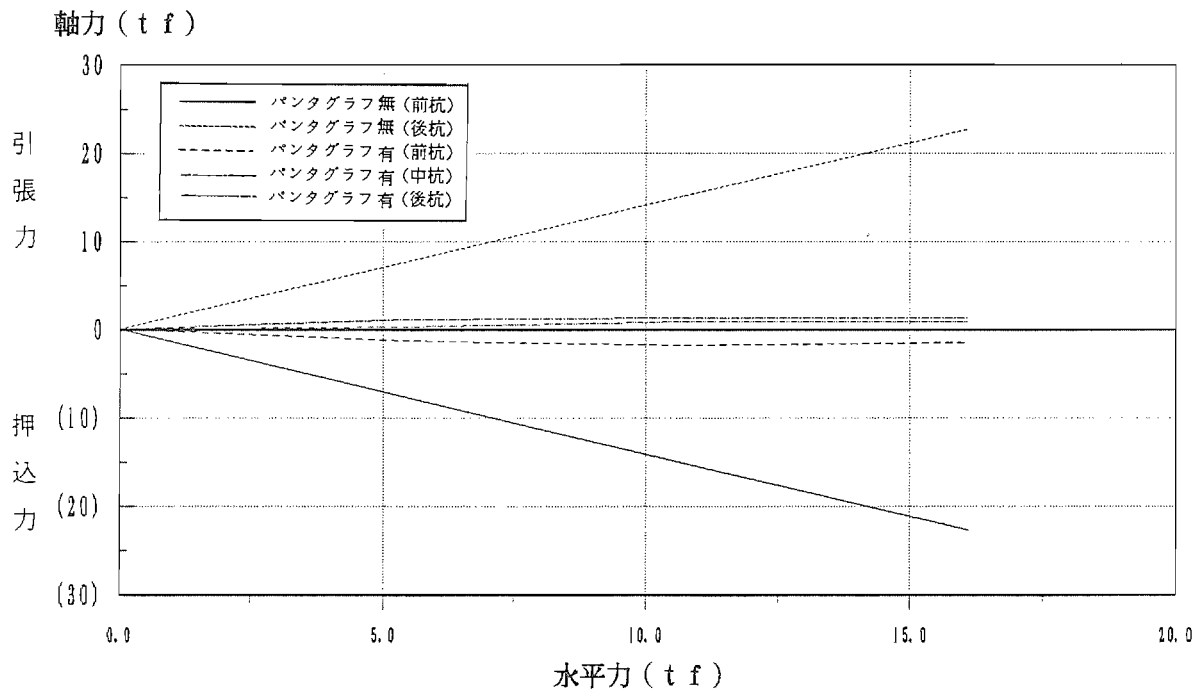


図-4.6.2 杭頭に作用する軸力の比較（パンタグラフの有無）

## 5. あとがき

今回の実験より、水平力を受ける群杭基礎の大変形時における挙動に関して、以下の事項が明らかとなった。

- ① 各杭が地盤及びフーチングを介して相互に干渉し合う度合い（群杭効果）は、杭本数が多いほど、また同じ杭本数であっても載荷方向の杭本数が多いほど顕著に現れる傾向にある。なお、この現象は変位レベルの小さい段階から発生しているようである。
- ② フーチングに作用する水平荷重は各杭が均等に分担するのではなく、杭群を構成する各杭の位置に応じて異なる分担荷重となる。すなわち、載荷前方に位置する杭群が後方に位置する杭群より大きな荷重を受け持ち、後方に位置するにしたがって分担荷重は小さくなる傾向である。ただし、載荷方向と直角に位置する杭群（並列配置）のみに着目すると、杭相互間の分担荷重に大きな差異は認められなかった。
- ③ 群杭基礎では、作用する水平力に対して杭に囲まれた土塊が周囲の杭と一体となり、基礎全体が単一基礎的な挙動を示す。

また、杭基礎の設計に弾塑性解析法を適用する場合の基礎的データとして以下の知見が得られた。

- ① 群杭の直列方向においては、載荷に伴う前方杭の変位により、後方杭前面の極限地盤抵抗力及び地盤反力係数は減少する傾向にある。また、載荷方向と直角に位置する並列方向に着目すると、杭相互間で、地盤の極限抵抗及び地盤反力係数の発生傾向、またその値に大きな差異はない。
- ② 9本組杭における地盤の極限抵抗力及び地盤反力係数の設定においては、地盤を含めた基礎全体が、水平力に対して単一基礎的に挙動することから以下の点を考慮する必要がある（以下のとおり）。
  - ・地盤の極限抵抗力は、一体基礎としてのブロック的な地盤すべりにより決定される可能性がある。
  - ・地盤反力係数は、基礎の一体化に伴う仮想基礎幅の増加を考慮して決定しなければならない可能性がある。
- ③ 基礎に大変形をもたらすような大きな水平力が作用する時、その影響は杭の地中深くまで及んでくる。したがって、大変形時における群杭基礎の挙動を予測するためには、各杭の先端条件及び杭全長にわたる周辺地盤の土質性状（特に  $p \sim y$  特性）を明確にする必要がある（今回の実験では、杭長 =  $44 \times$  杭径でも先端拘束の影響が出た）。
- ④ 杭頭拘束条件の相違（自由、固定）が地盤の  $p \sim y$  特性（極限抵抗力、地盤反力

係数) に与える影響は少ない。

- ⑤ 上記①～④を考慮すると、群杭基礎の弾塑性解析に用いる地盤の  $p \sim y$  特性は、単杭に関する特性を土質調査、載荷試験等により推定した後、これを杭間隔・杭位置に応じて低減することにより求めることが可能である。

例えば、バイリニアモデルを想定すると

$$p_{yn} = \alpha_n p_y。$$

$$k_{nn} = \beta_n k_n。$$

$p_{yn}$ 、 $k_{nn}$ ；群杭を構成する各杭位置における地盤の極限抵抗力及び地盤反力係数

$p_y$ 、 $k_n$ ；単杭に対して推定される地盤の極限抵抗力及び地盤反力係数

$\alpha_n$ 、 $\beta_n$ ；各杭位置における低減係数 ( $\leq 1.0$ )

以上、今回の実験より大変形をしたときの群杭基礎の挙動及び群杭を構成する個々の杭位置における周辺地盤の  $p \sim y$  特性に関して基礎的データを得ることができた。

今後は、実物杭の水平耐力に関して多くのデータ収集・整理をおこない、設計法で取り扱うべき変位レベルを明確にすると共に、弾塑性法の解析手法の整備など、より合理的で信頼性のある設計手法を確立することが重要であると考えます。

なお、本実験は鋼管杭協会との共同研究でおこなったものであり、多大な協力を頂いた方々に厚く謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 土質工学会基準 杭の水平載荷試験方法・同解説；土質工学会、昭和58年10月
- 2) 土木学会第46回年次講演会概要集 (No. 3)；土木学会、平成3年9月
- 3) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編；日本道路協会、平成2年2月
- 4) 杭基礎の設計法とその解説；土質工学会、昭和60年12月
- 5) パソコンによるスプライン関数；吉村和美、高山文雄；東京電機大出版局、昭和63年11月
- 6) 単杭の水平方向載荷実験報告書；土木研究所基礎研究室、平成2年2月
- 7) 杭の水平方向載荷実験報告書；土木研究所基礎研究室、平成3年1月
- 8) 実験地盤の力学的特性に関する地盤調査業務；鋼管杭協会、平成3年1月





## 参 考 資 料

- (1) スプライン関数による平衡化处理……47
- (2) 土質試験結果……………48



(1) スプライン関数による平衡化処理

本実験においては、曲げモーメントを2回微分処理することによって杭体に作用する地盤反力度を算出している。実測データには僅かなばらつきがあるため、そのまま2回微分すると図-参-1.1のようにばらつきが増幅されてしまう。これを防ぐためには実測データをスプライン関数によってスムージングする必要がある。図-参-1.2は実測値とスムージング処理を行った場合の差異を示したものである。このようなことから本報告では実測データを5次スプラインによる平衡処理を行った後に杭体変位、および地盤反力度等を算出している。

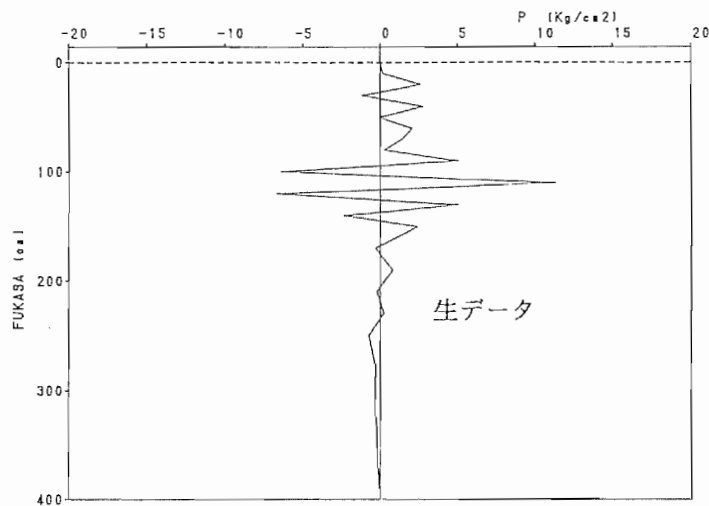
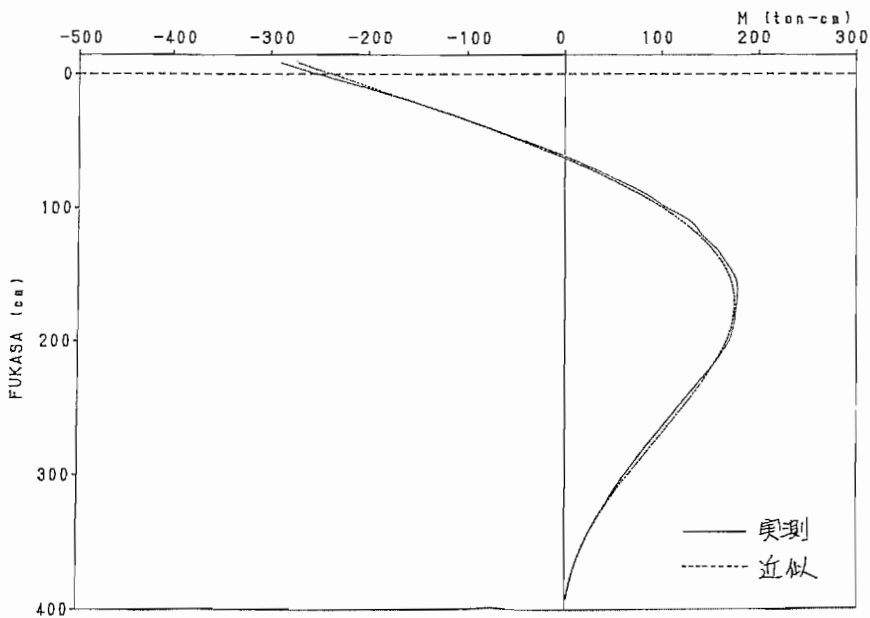


図-参-1.1 実測データを2回微分



曲げモーメント (単杭)

図-参-1.2 実測値と平衡化処理した値との差異

(2) 土質試験結果

① 粒度試験

材料砂は S P u (日本統一土質分類) に分類される均一な砂で、 $G_s = 2.672$ である。粒度特性は、礫分 1%、砂分 93%、細粒分 1%、最大粒径 4.76mm、均等係数  $U_c = 2.48$ である。粒径加積曲線を図-参-2.1に示す。

相対密度は、 $e_{max} = 0.894$ 、 $e_{min} = 0.462$ である。

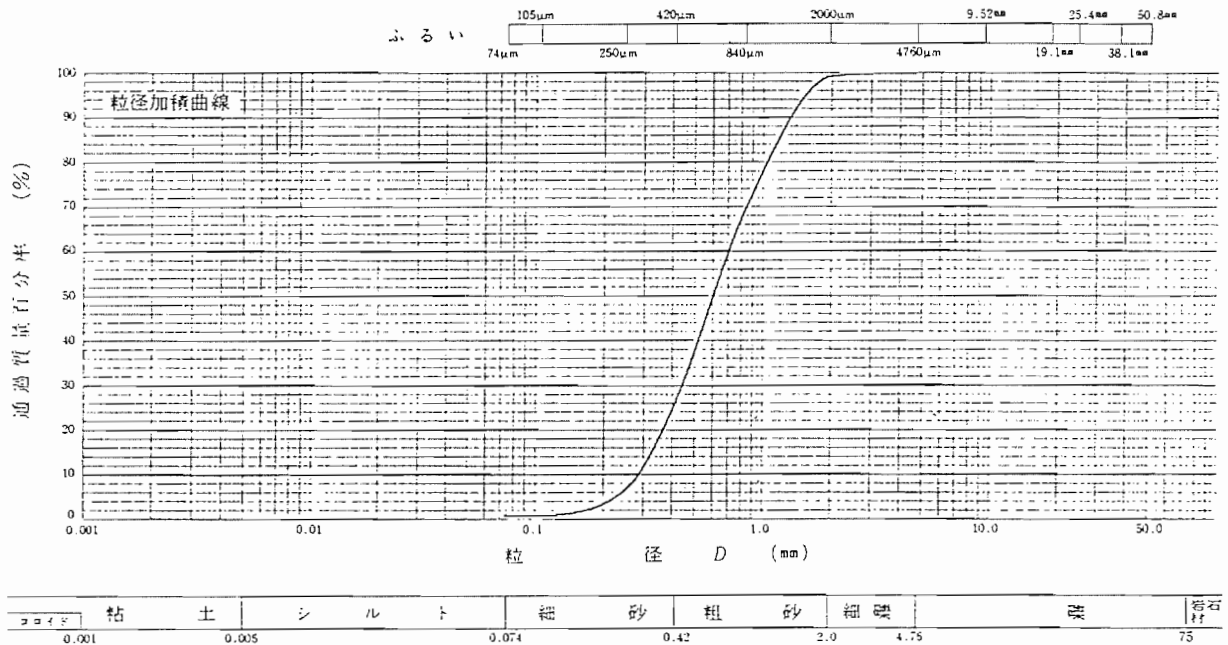


図-参-2.1 材料砂の粒径加積曲線

② 三軸圧縮試験 (C D) の結果

実験地盤より採取した乱さない試料の三軸圧縮試験の結果は、巻末に整理している。表-参-2.1は、三軸供試体の初期状態及び圧密後の物理特性及び  $C_d$ 、 $\phi_d$ を示したものである。同表において圧密後の含水比の算出は、圧密に伴う体積変化分だけ排水されたと仮定して、次式で算出した。

$$W = W_o - \Delta V / (V_s * G_s)$$

Duncan-Changモデルは、三軸試験で得られた非線形な曲線群を精度の高い双曲線で近似するもので、次の双曲線式が用いられる。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\alpha + \beta \varepsilon_1}$$

ここに  $\sigma_1$  : 軸圧

$\sigma_3$  : 側圧

$\varepsilon_1$  : 軸ひずみ

$\alpha \cdot \beta$  : 実験によって得られる定数

定数  $\beta$  は、軸差応力の極限值

$$\frac{1}{\beta} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \text{を示し、}$$

破壊時の主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3) f$  は

$$(\sigma_1 - \sigma_3) f = Rf \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \text{と表される。}$$

また定数  $\alpha$  は初期弾性係数  $\frac{1}{\alpha} = E_i$  を示す。

ところで、地盤材料の強さがMohr-Coulombの降伏規準  $\tau = C + \sigma \cdot \tan \phi$  に従うとすると、破壊時の強さは

$$(\sigma_1 - \sigma_3) f = \frac{2C \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \text{で表される。}$$

これより接線弾性係数は

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = \frac{1/E_i}{\{1/E_i + Rf \cdot Ei / (\sigma_1 - \sigma_3) f\}^2}$$

で示される。これに Janbu の実験式

$E_i = KPa \cdot (\sigma_3/Pa)^n$  (ここに  $Pa$  は大気圧) を用いると、結局次式で示されるものが、Mohr-Coulomb モデルである。

$$E_t = \left\{ 1 - \frac{Rf(1 - \sin \phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}^2 \cdot K \cdot Pa \cdot \left( \frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n$$

ここに  $E_t$  : 接線弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$Rf$  :  $Rf = (\sigma_1 - \sigma_3) f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$

$(\sigma_1 - \sigma_3) f$  : 破壊時の主応力差 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  : 応力～ひずみ関係の極限值 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$C$  : 粘着力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\phi$  : 内部摩擦角 (°)

$\sigma_1$ : 軸圧	(kgf/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_3$ : 側圧	(kgf/cm <sup>2</sup> )
Pa : 大気圧	(kgf/cm <sup>2</sup> )
K, n : 実験的に求められる定数	

表-参-2.2, 3は、双曲線近似における係数を示したものである。

図-参-2.2~13は、応力ひずみ曲線の双曲線近似解析図と試験値と近似式を対比したものである。

表-参-2.4は、Duncan-Chang モデルのパラメータを示したものである。



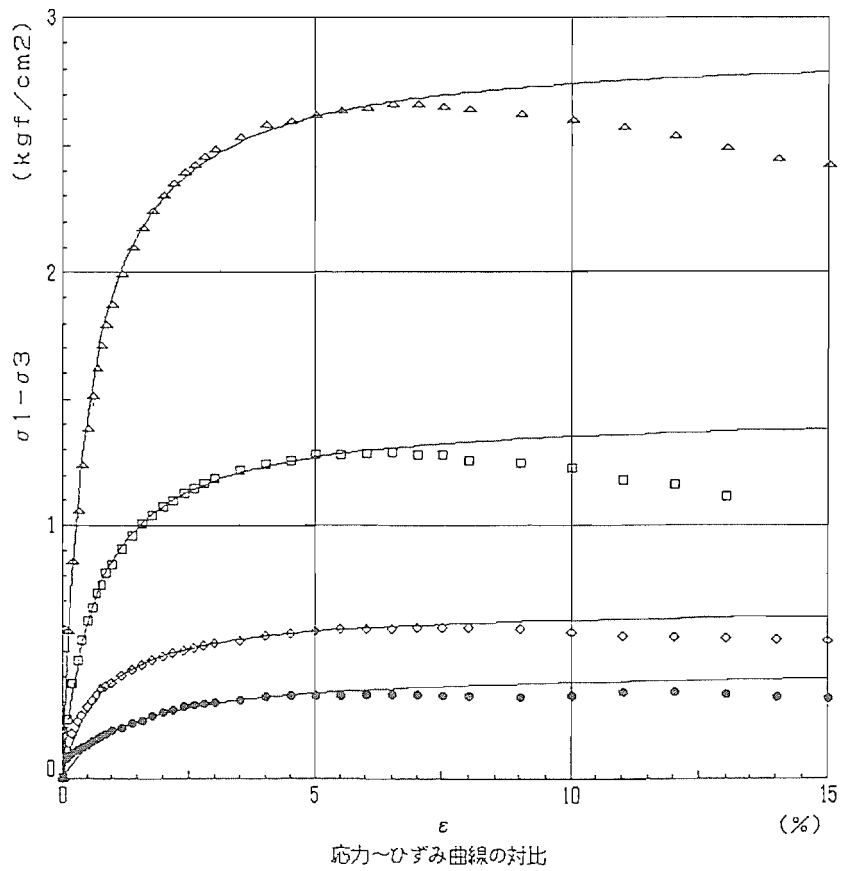
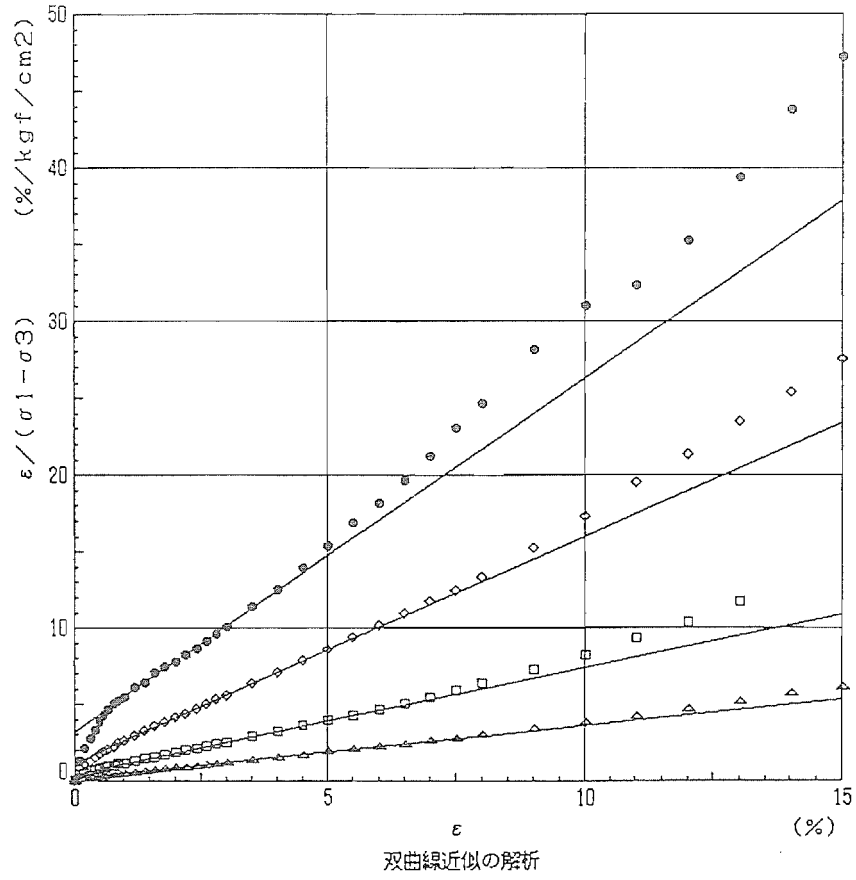


表一参一2.2 双曲線近似における係数

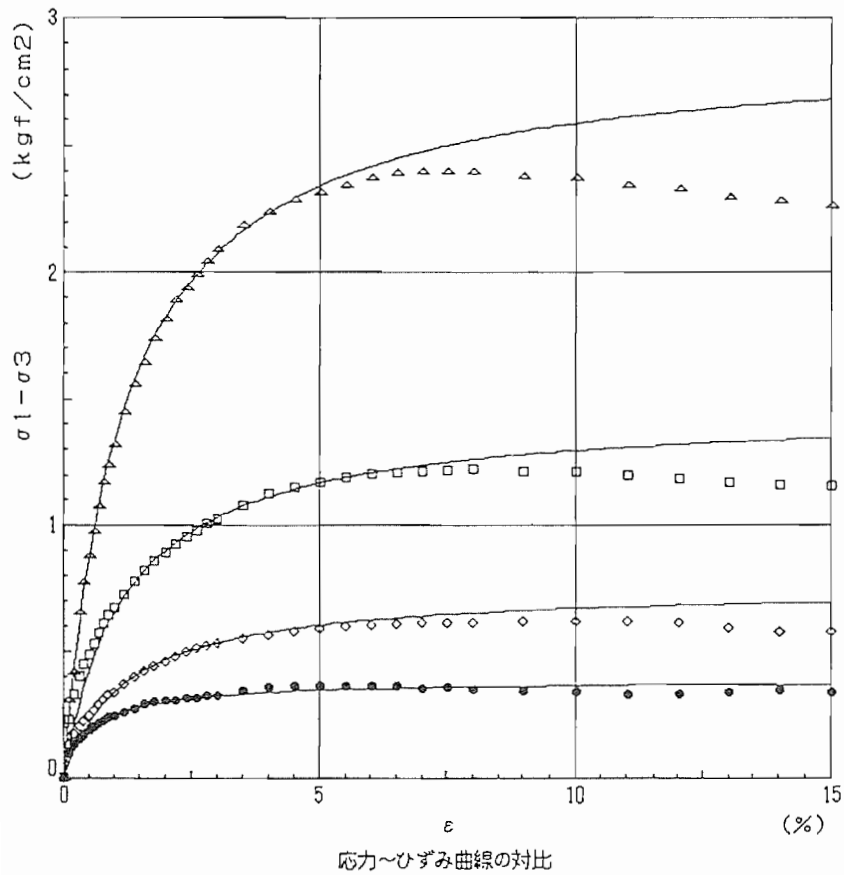
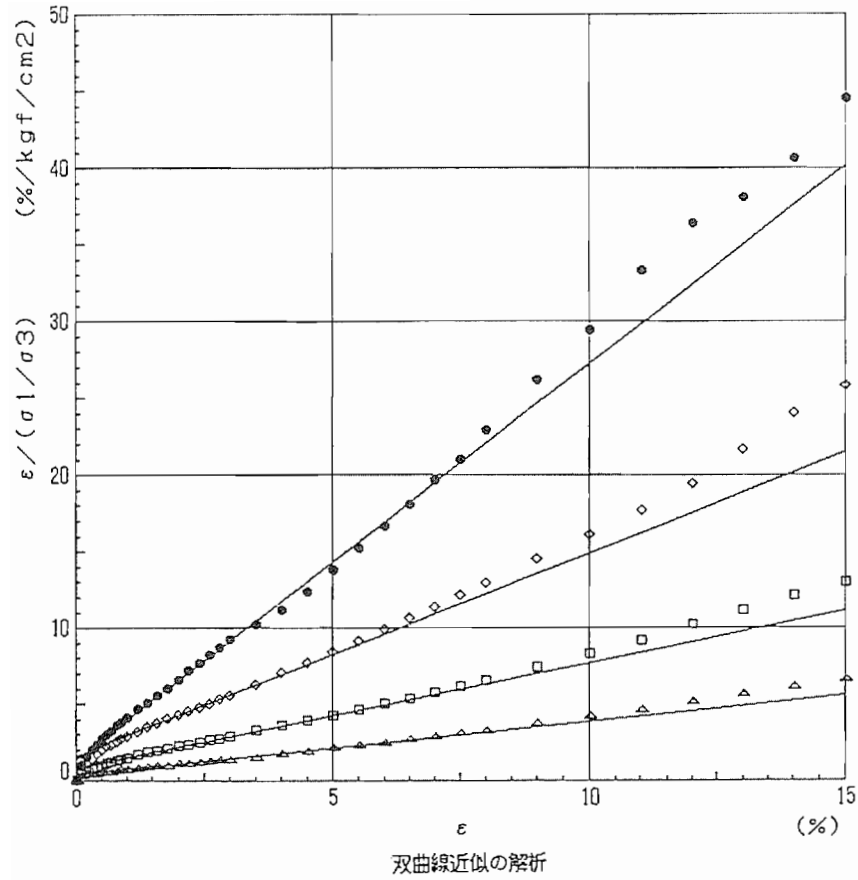
CASE	深度	記号	$\sigma_3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%/kgf/cm <sup>2</sup> )	$\beta$ (cm <sup>2</sup> /kgf)
1	0.5m	●	0.1	3.175	2.317
		◇	0.2	1.186	1.481
		□	0.4	0.479	0.692
		△	0.8	0.181	0.347
	1.0m	●	0.1	1.449	2.582
		◇	0.2	1.640	1.324
		□	0.4	0.849	0.687
		△	0.8	0.408	0.346
2	0.5m	●	0.1	6.133	2.871
		◇	0.2	2.360	1.479
		□	0.4	0.741	0.739
		△	0.8	0.789	0.348
	1.0m	●	0.1	0.969	3.678
		◇	0.2	1.017	1.747
		□	0.4	0.795	0.828
		△	0.8	0.425	0.467
3	0.5m	●	0.1	3.680	2.235
		◇	0.2	1.583	1.179
		□	0.4	0.449	0.588
		△	0.8	0.402	0.287
	1.0m	●	0.1	3.006	2.249
		◇	0.2	1.636	1.671
		□	0.4	1.336	0.604
		△	0.8	0.738	0.335

表一参—2.3 双曲線近似における係数

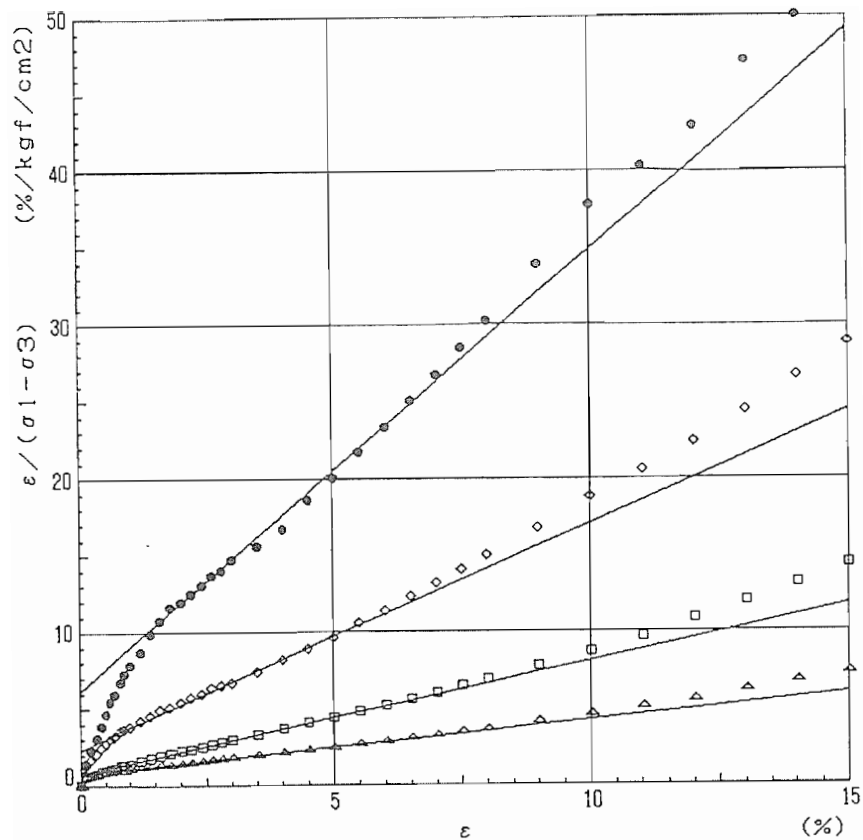
CASE	深度	記号	$\sigma_3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%/kgf/cm <sup>2</sup> )	$\beta$ (cm <sup>2</sup> /kgf)
4	0.5m	●	0.1	1.614	2.943
		◇	0.2	1.008	1.518
		□	0.4	0.645	0.699
		△	0.8	0.875	0.360
	1.0m	●	0.1	1.805	2.858
		◇	0.2	2.480	1.384
		□	0.4	1.168	0.889
		△	0.8	0.489	0.370
5	0.5m	●	0.1	1.208	3.001
		◇	0.2	1.191	1.490
		□	0.4	1.286	0.741
		△	0.8	1.049	0.480
	1.0m	●	0.1	1.278	3.021
		◇	0.2	1.973	1.367
		□	0.4	1.707	0.710
		△	0.8	0.668	0.372
6	0.5m	●	0.1	1.349	2.451
		◇	0.2	1.169	1.516
		□	0.4	0.934	0.712
		△	0.8	0.785	0.409
	1.0m	●	0.1	2.479	2.485
		◇	0.2	2.617	1.535
		□	0.4	0.546	0.801
		△	0.8	0.342	0.835



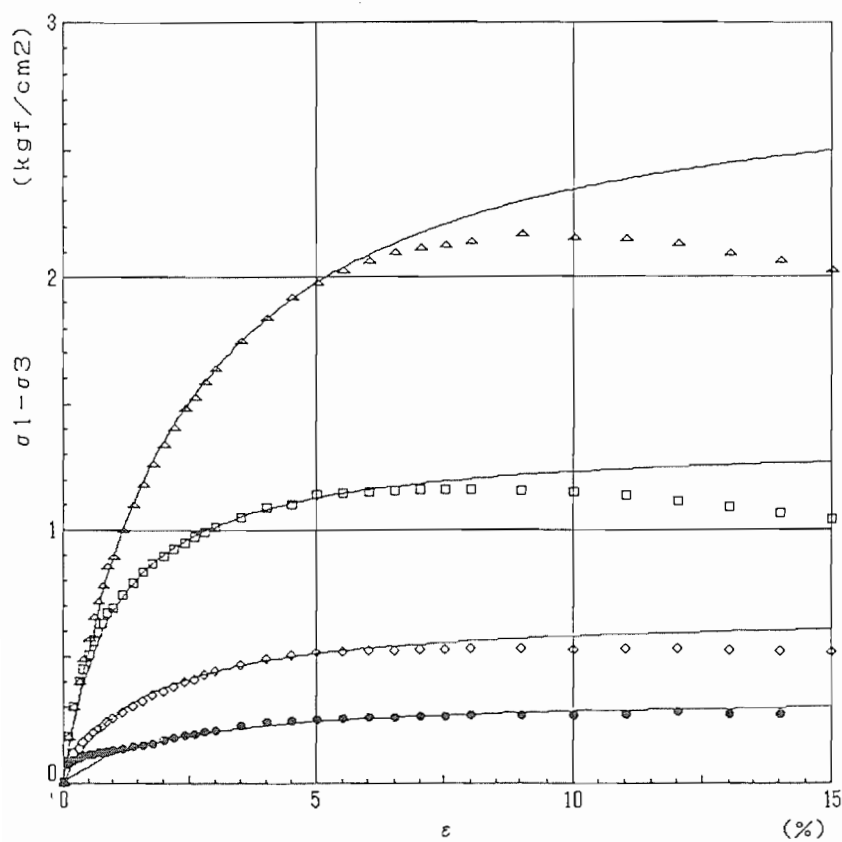
図一参-2.2 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE1 0.5 m)



図一参-2.3 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 1 1.0 m)

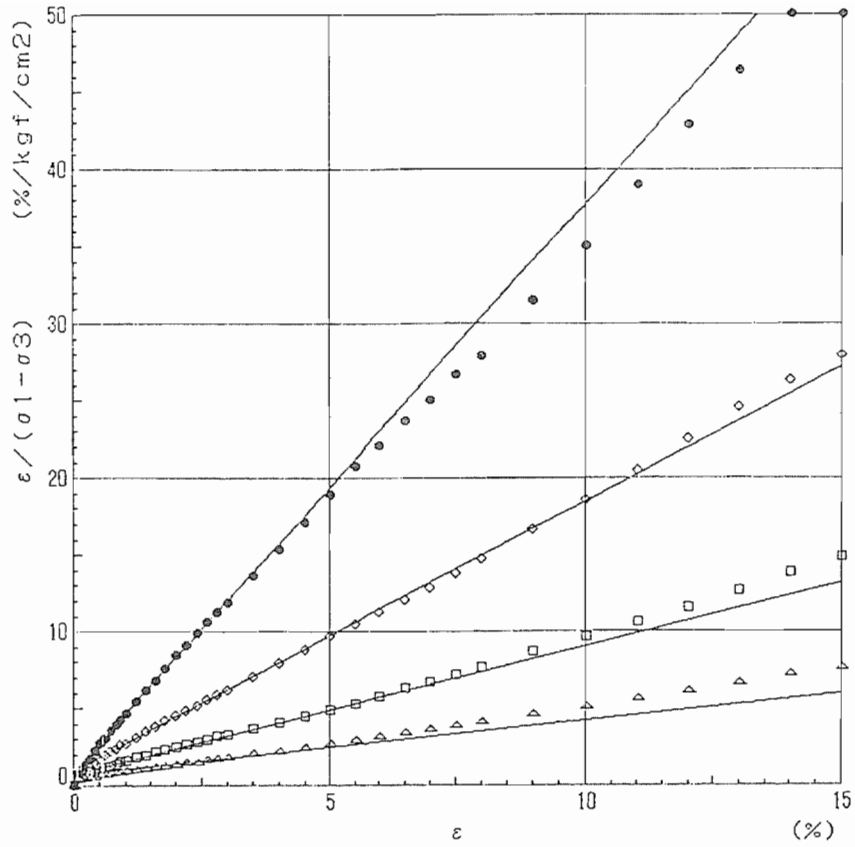


双曲線近似の解析

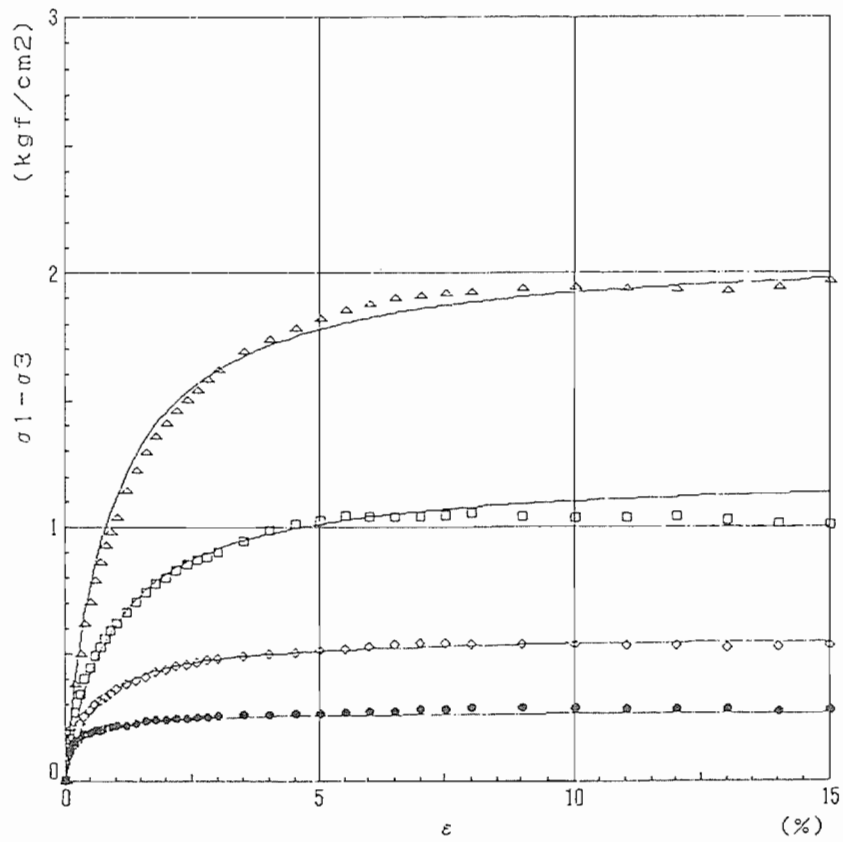


応力～ひずみ曲線の対比

図一参一 2.4 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 2 0.5 m)

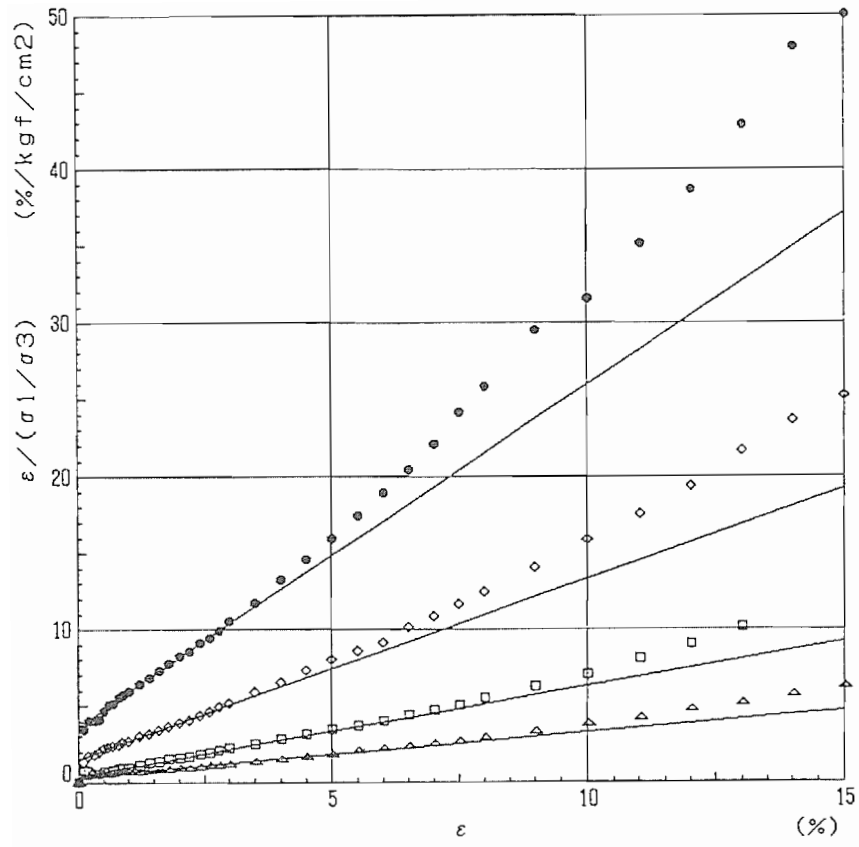


双曲線近似の解析

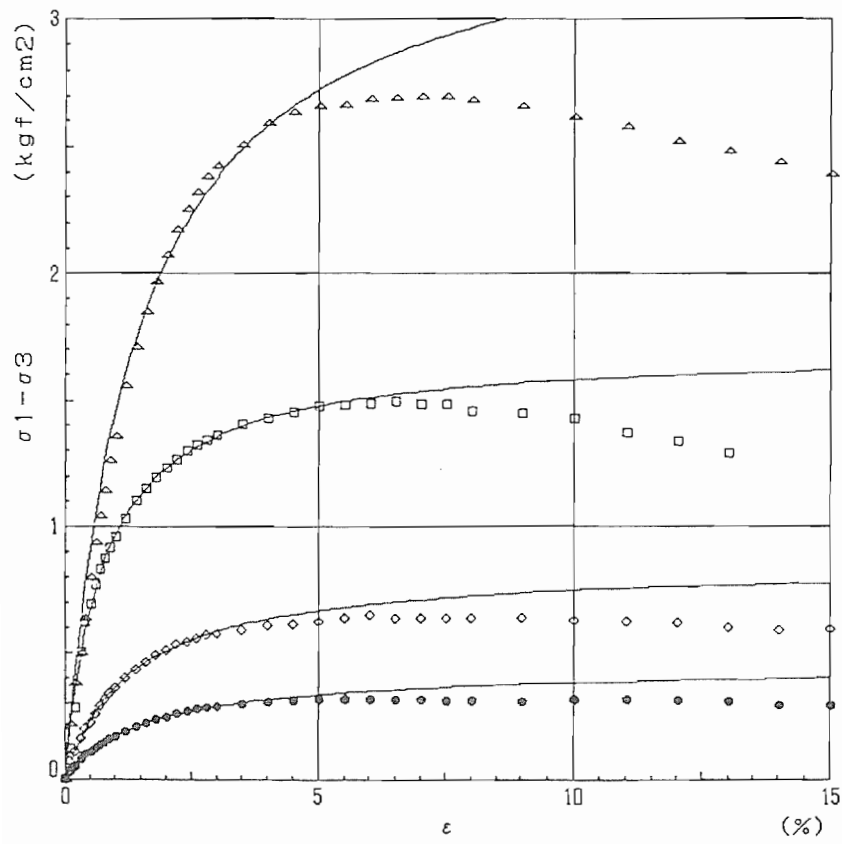


応力～ひずみ曲線の対比

図一参-2.5 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE2 1.0 m)

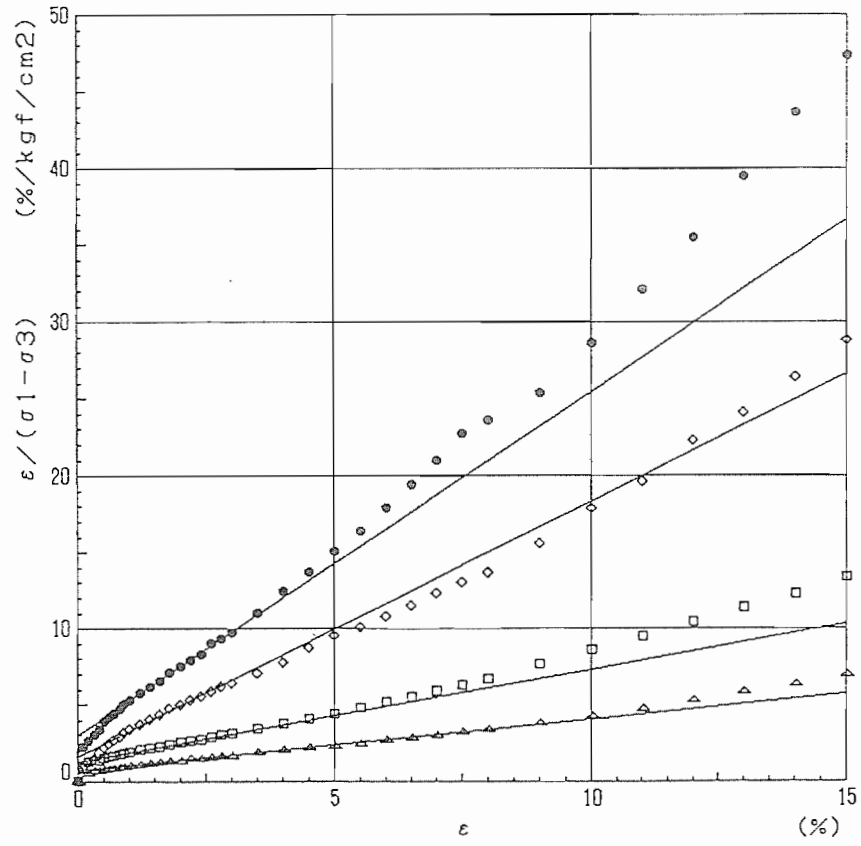


双曲線近似の解析

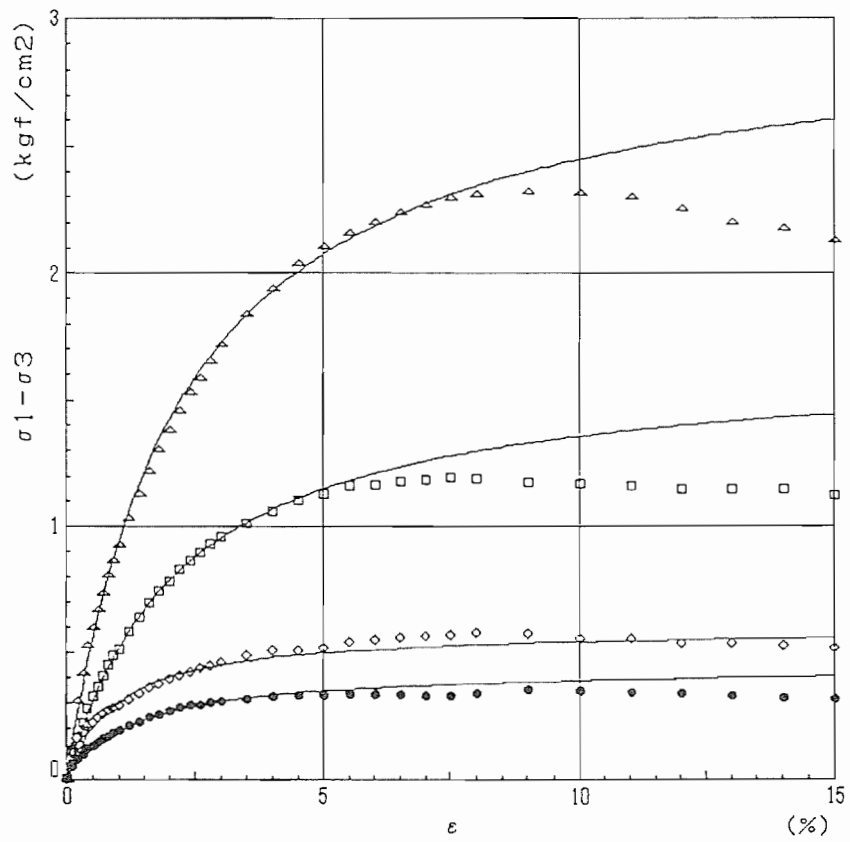


応力~ひずみ曲線の対比

図一参-2.6 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 3 0.5 m)



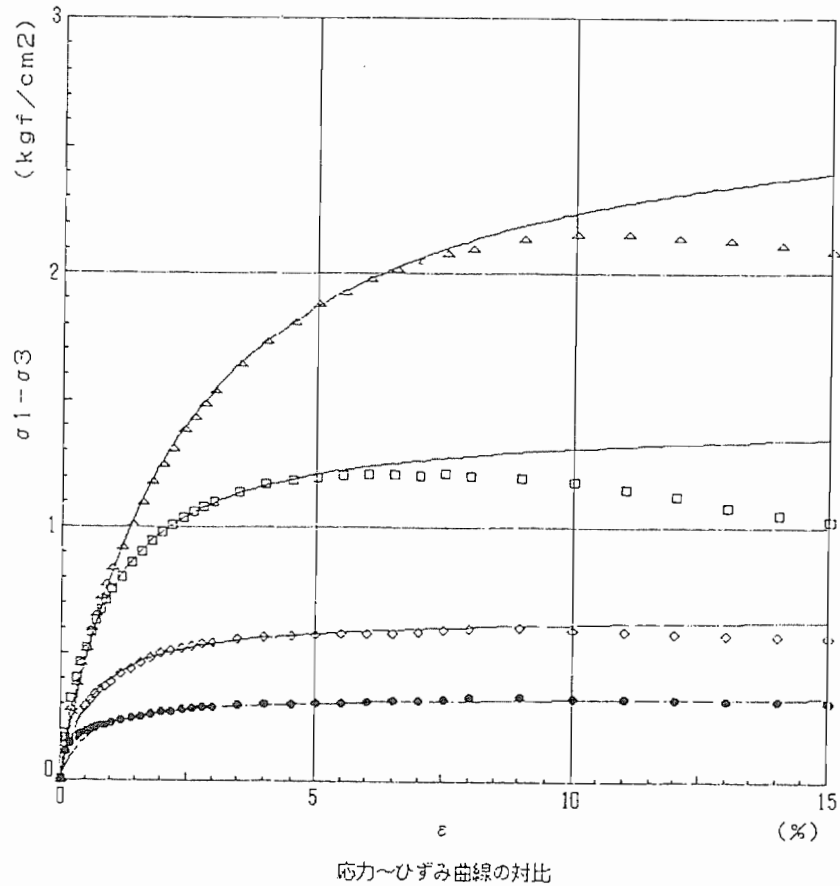
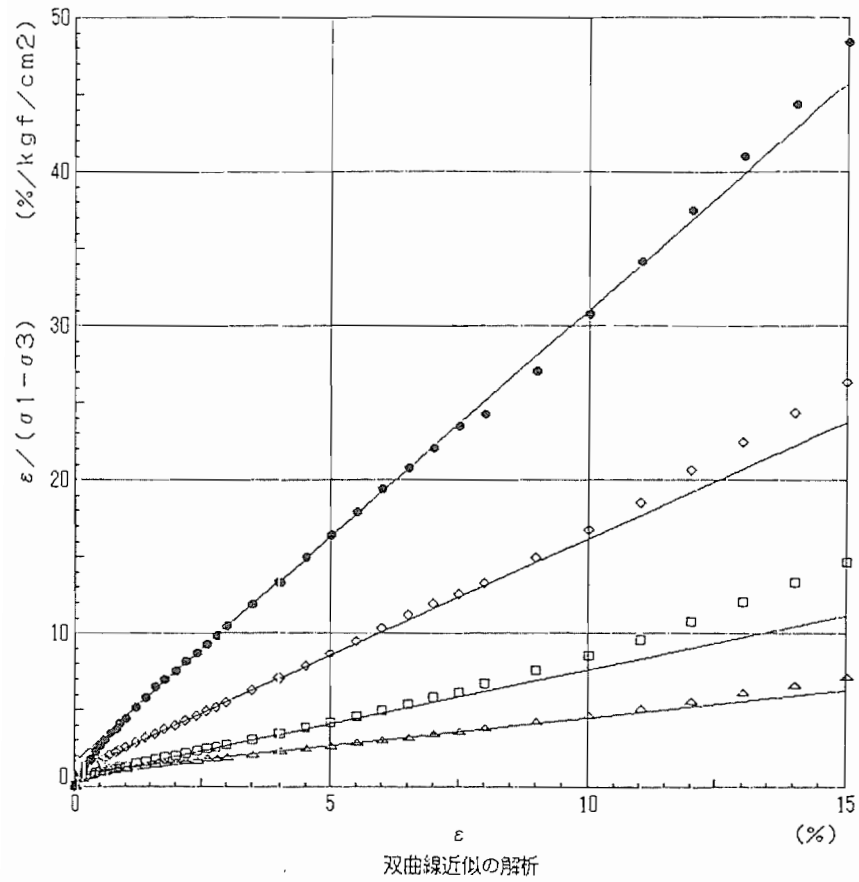
双曲線近似の解析



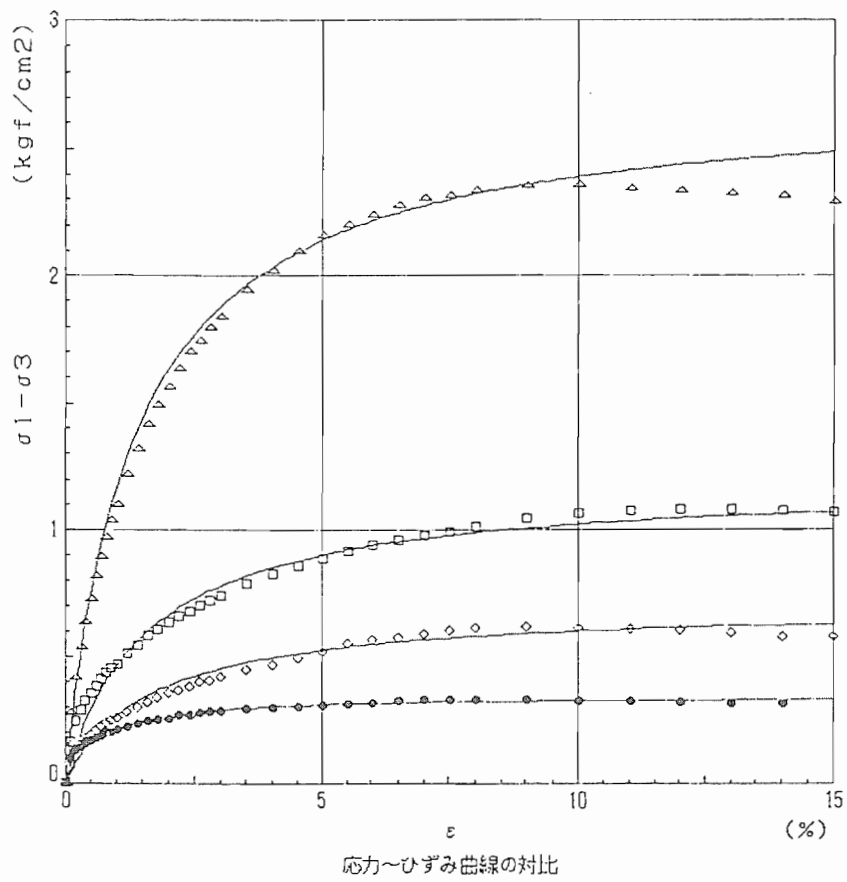
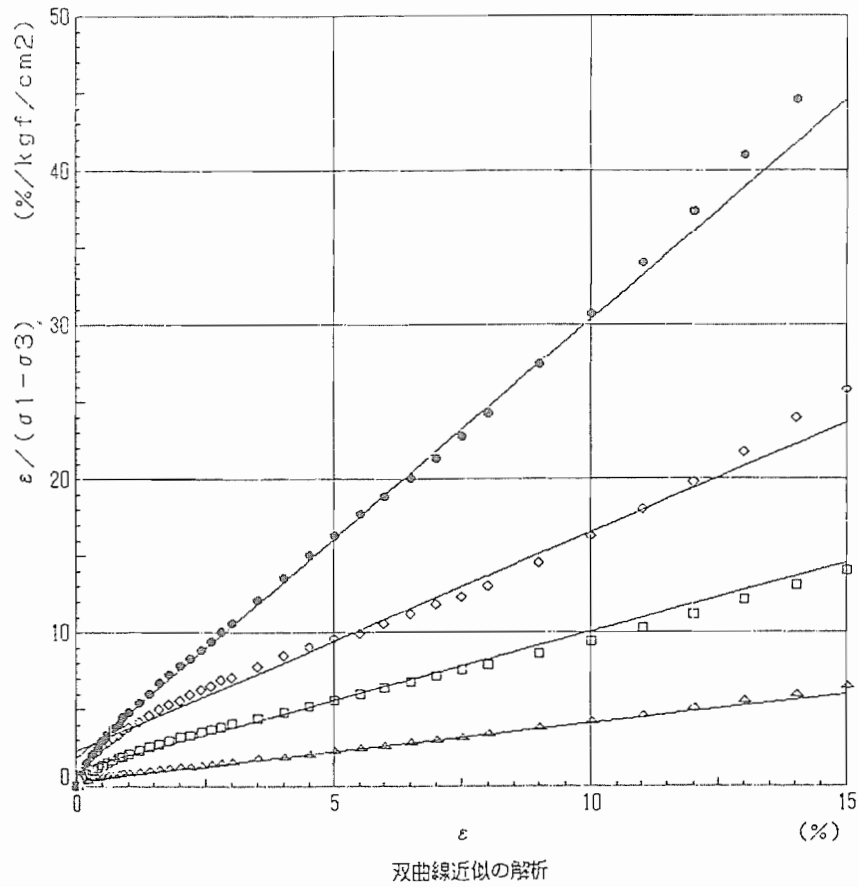
応力~ひずみ曲線の対比

図一参-2.7 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 3 1.0 m)

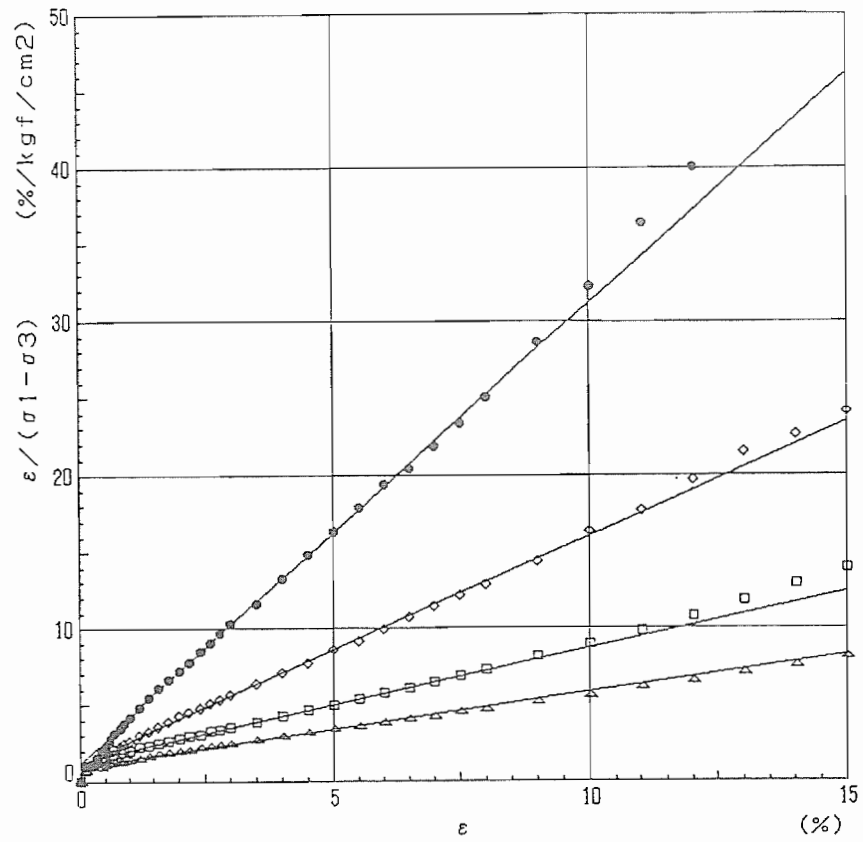




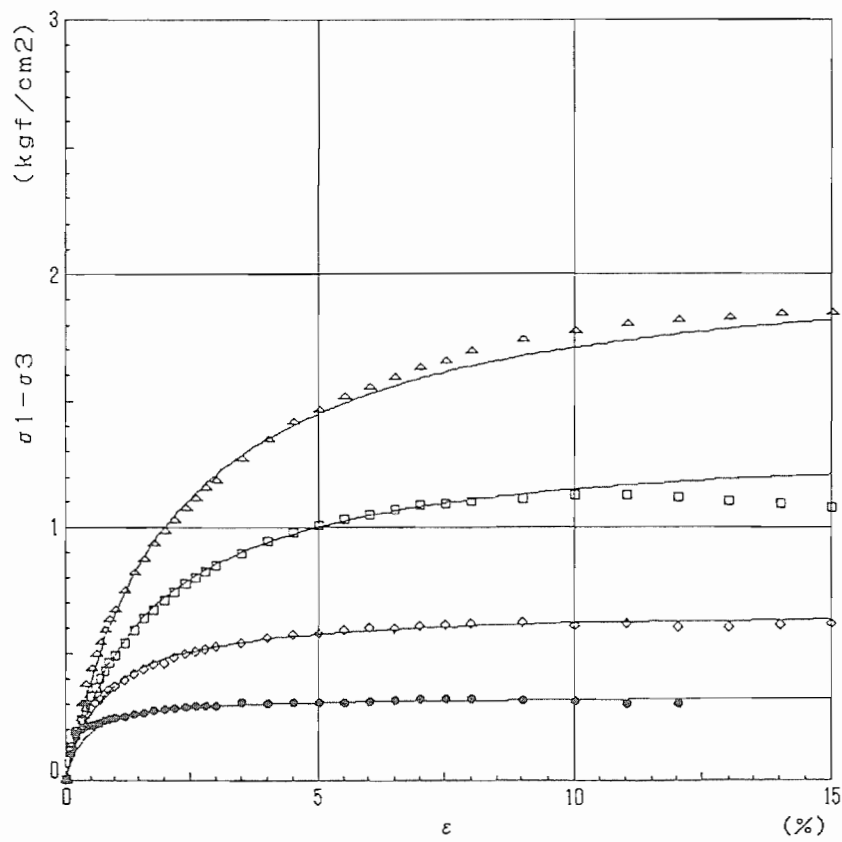
図一参—2.8 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 3 1.0 m)



図一参-2.9 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 4 1.0 m)

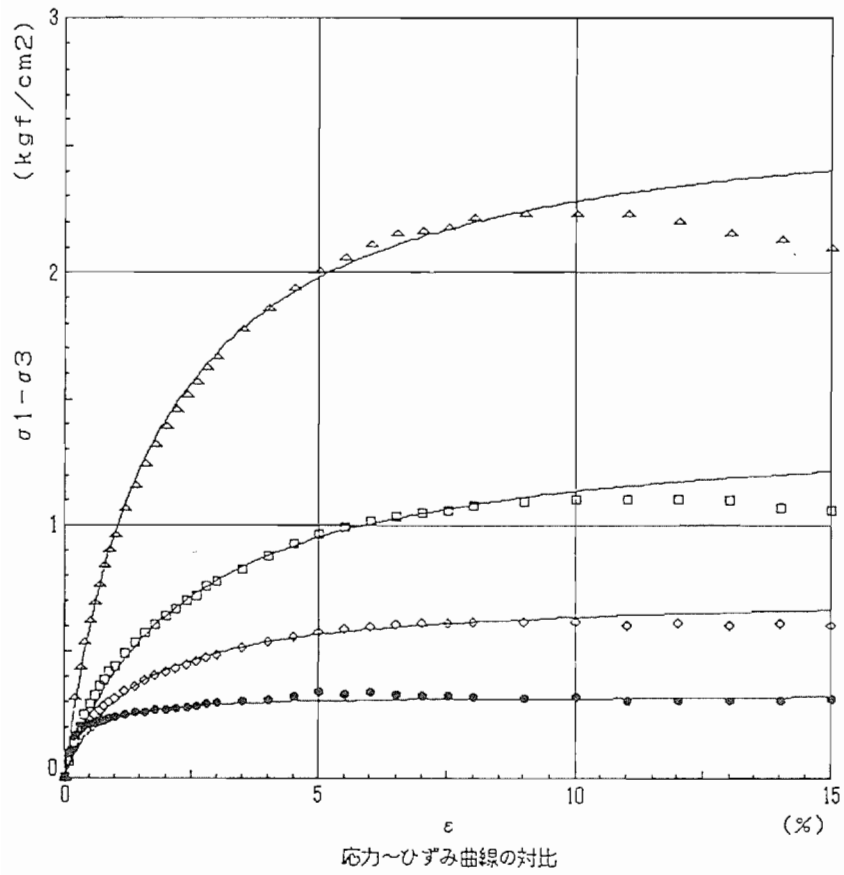
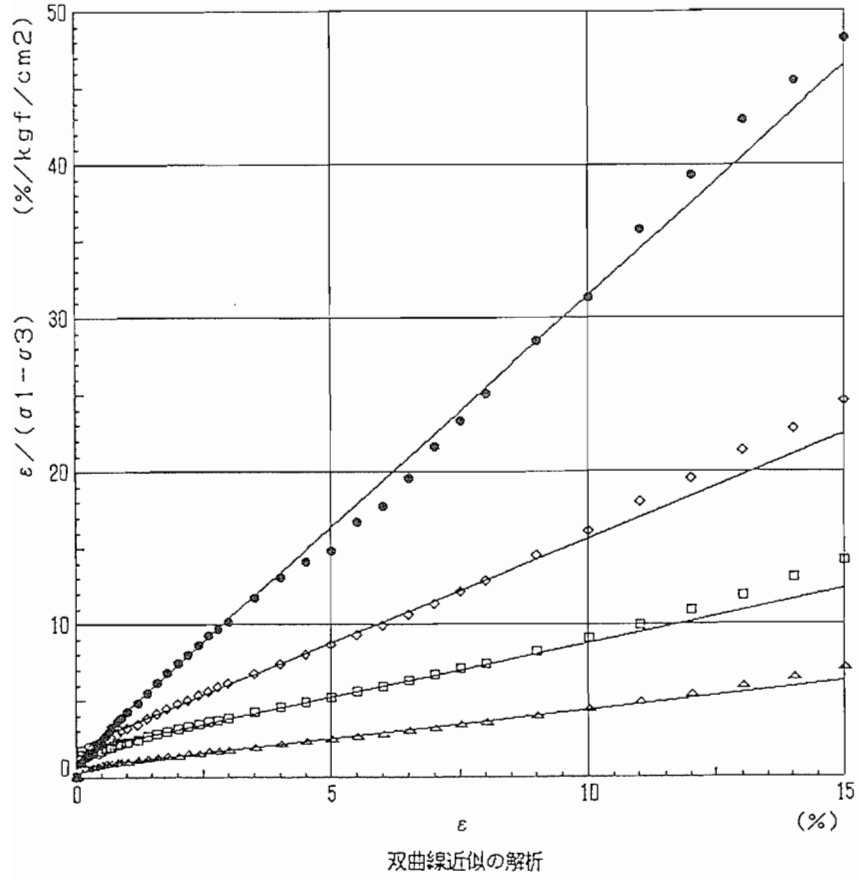


双曲線近似の解析

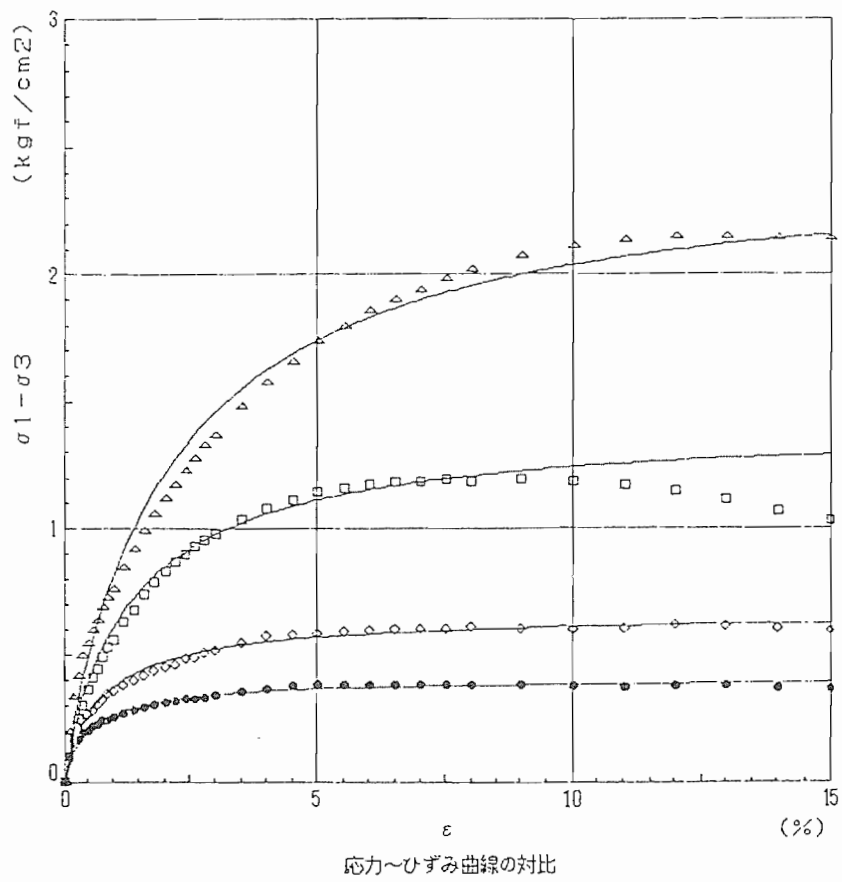
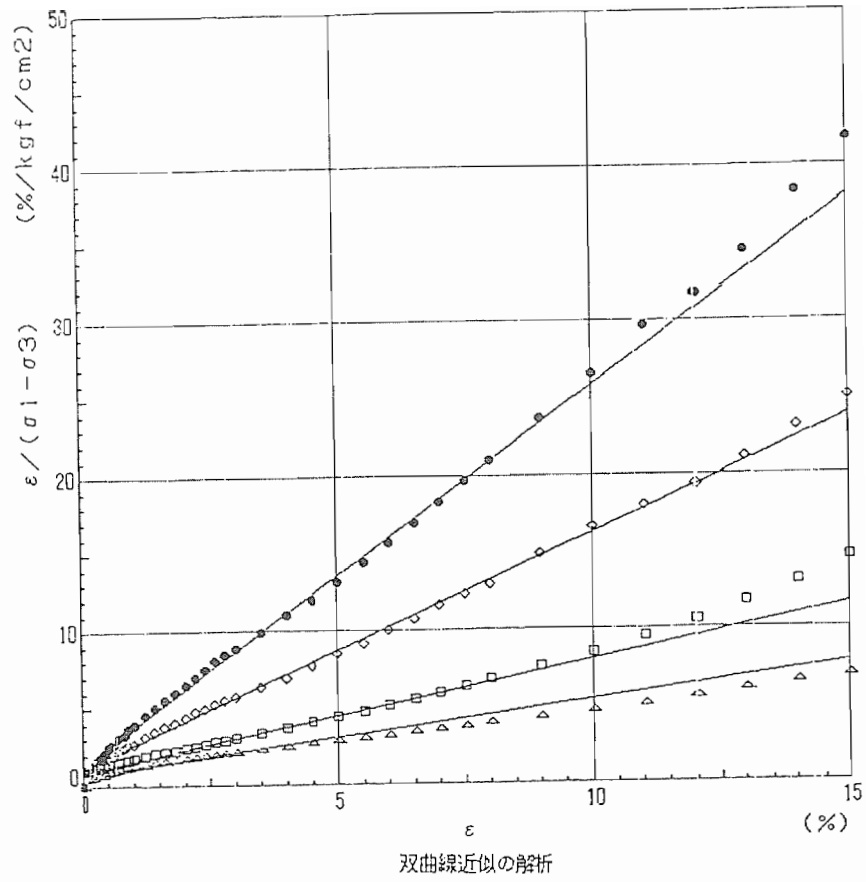


応力～ひずみ曲線の対比

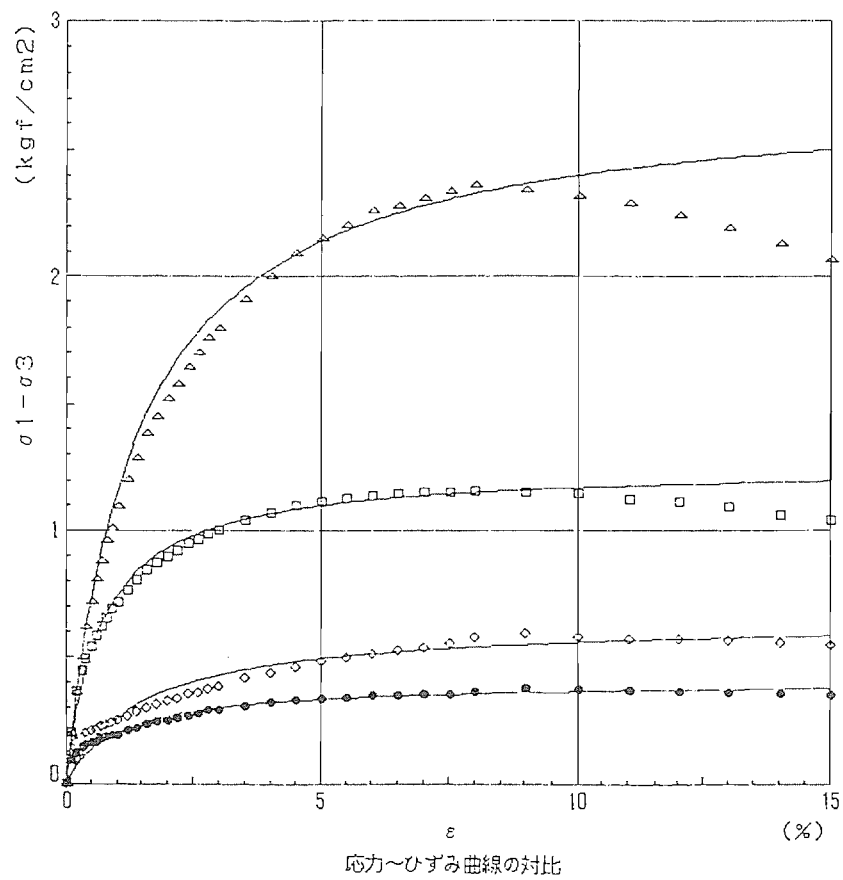
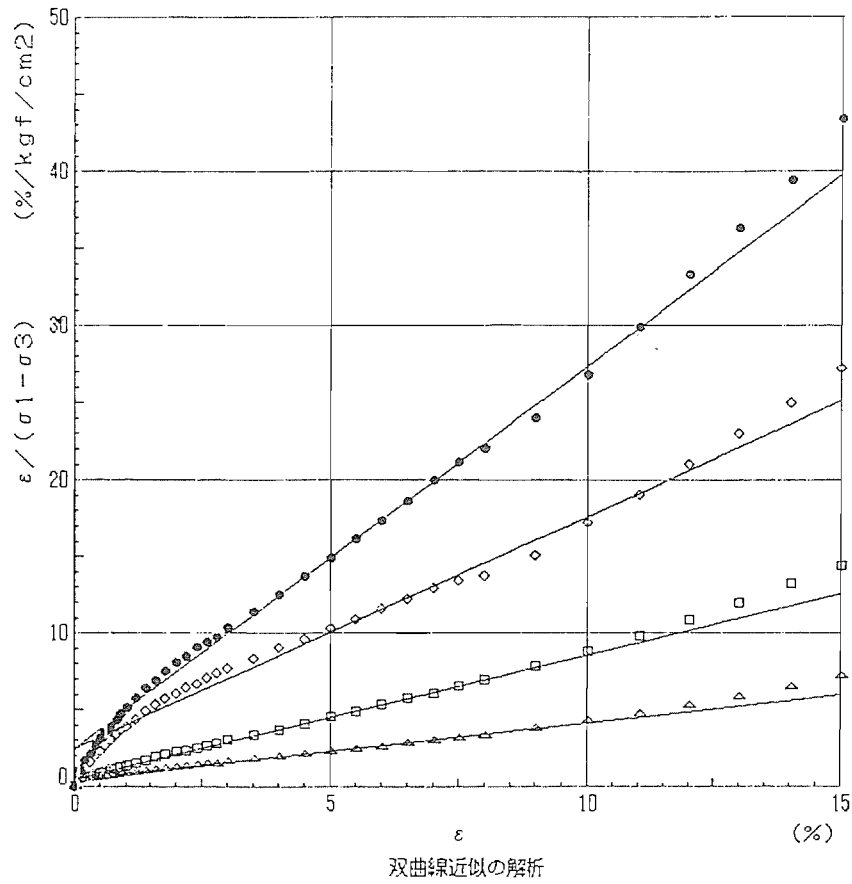
図一参一 2.10 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 5 0.5 m)



図一参一2.11 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 5 1.0 m)



図一参-2.12 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 6 0.5 m)



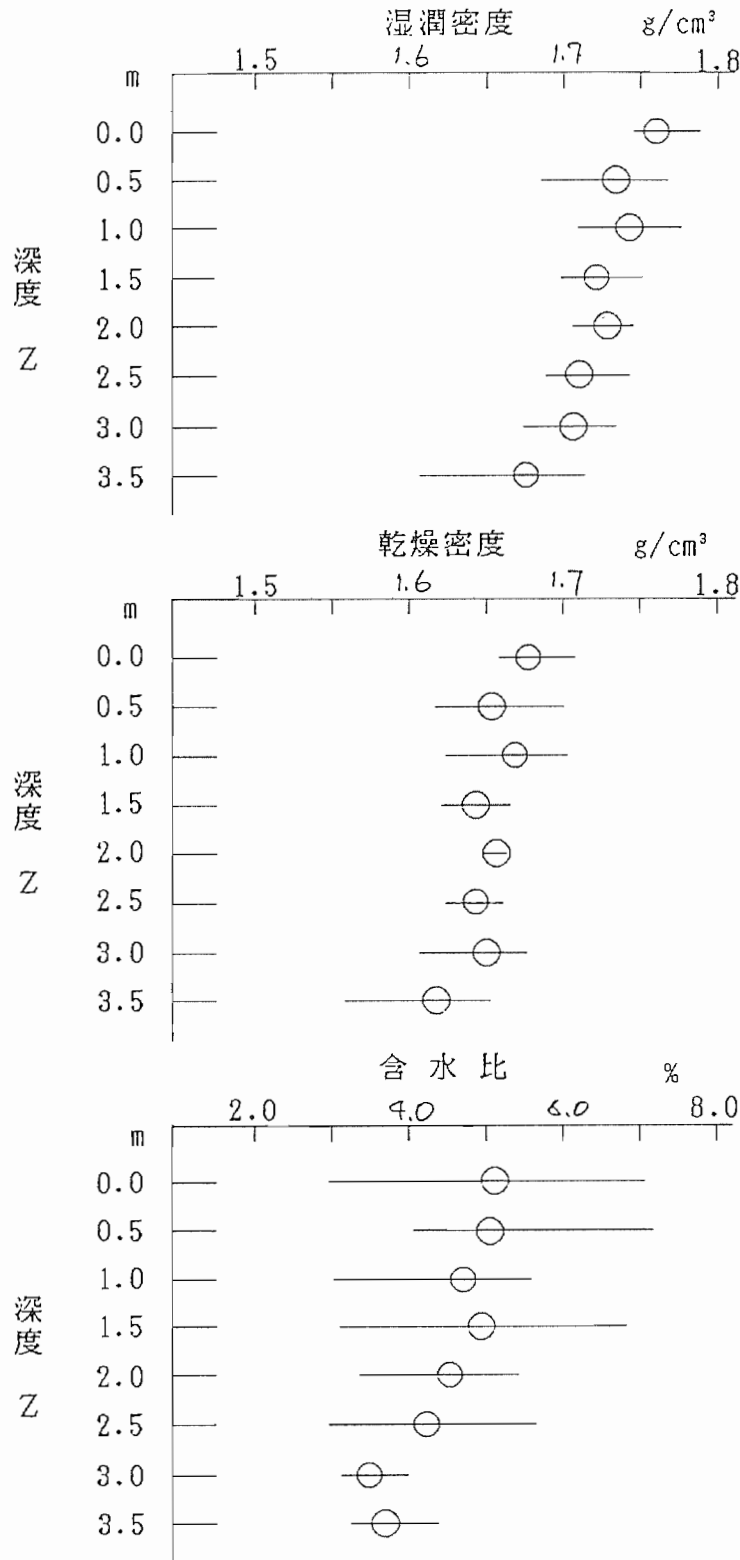
図一参一 2.13 三軸圧縮試験の双曲線近似 (CASE 6 1.0 m)

表一参一2.4 Dunkan-chang モデルのパラメータ

CASE No.		C (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ ( $^{\circ}$ )	Rf	K	n
1	0.5	0.004	37.7	0.88	760	1.38
	1.0	0.011	36.4	0.82	240	0.65
2	0.5	0.006	35.1	0.81	225	1.06
	1.0	0.018	33.0	0.91	220	0.39
3	0.5	0.003	39.0	0.77	420	1.15
	1.0	0.013	35.9	0.79	150	0.64
4	0.5	0.026	34.4	0.88	155	0.33
	1.0	0.004	36.2	0.91	190	0.68
5	0.5	0.051	31.1	0.91	90	0.05
	1.0	0.017	35.0	0.84	115	0.30
6	0.5	0.036	34.0	0.91	135	0.27
	1.0	0.010	36.2	0.93	380	1.09

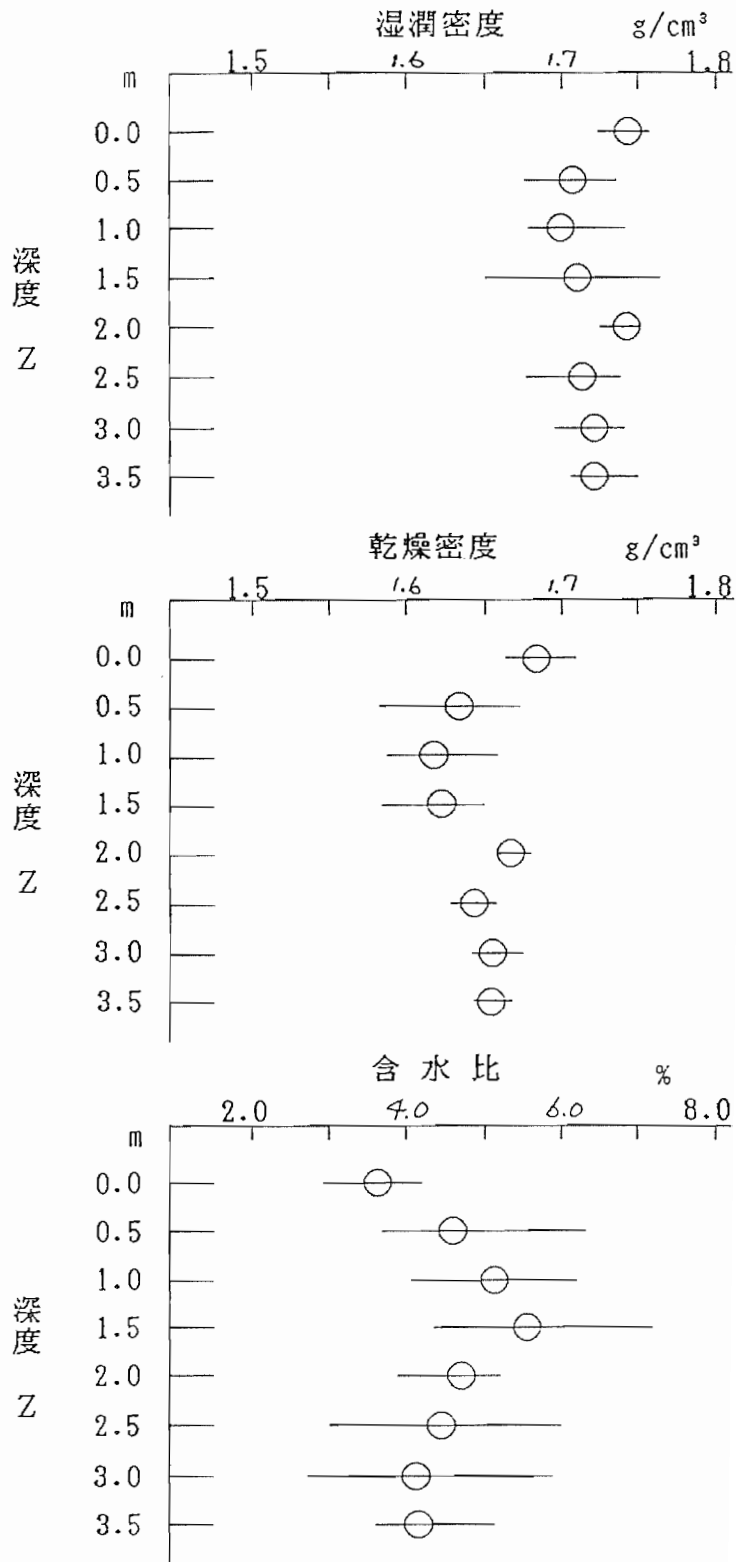
② 密度、含水比

図一参-2.14~19はコアカッター法により深度方向に密度測定を行った結果の分布図を示したものである。また、図一参-2.20~25はこれらの値を頻度分布図に整理したものである。

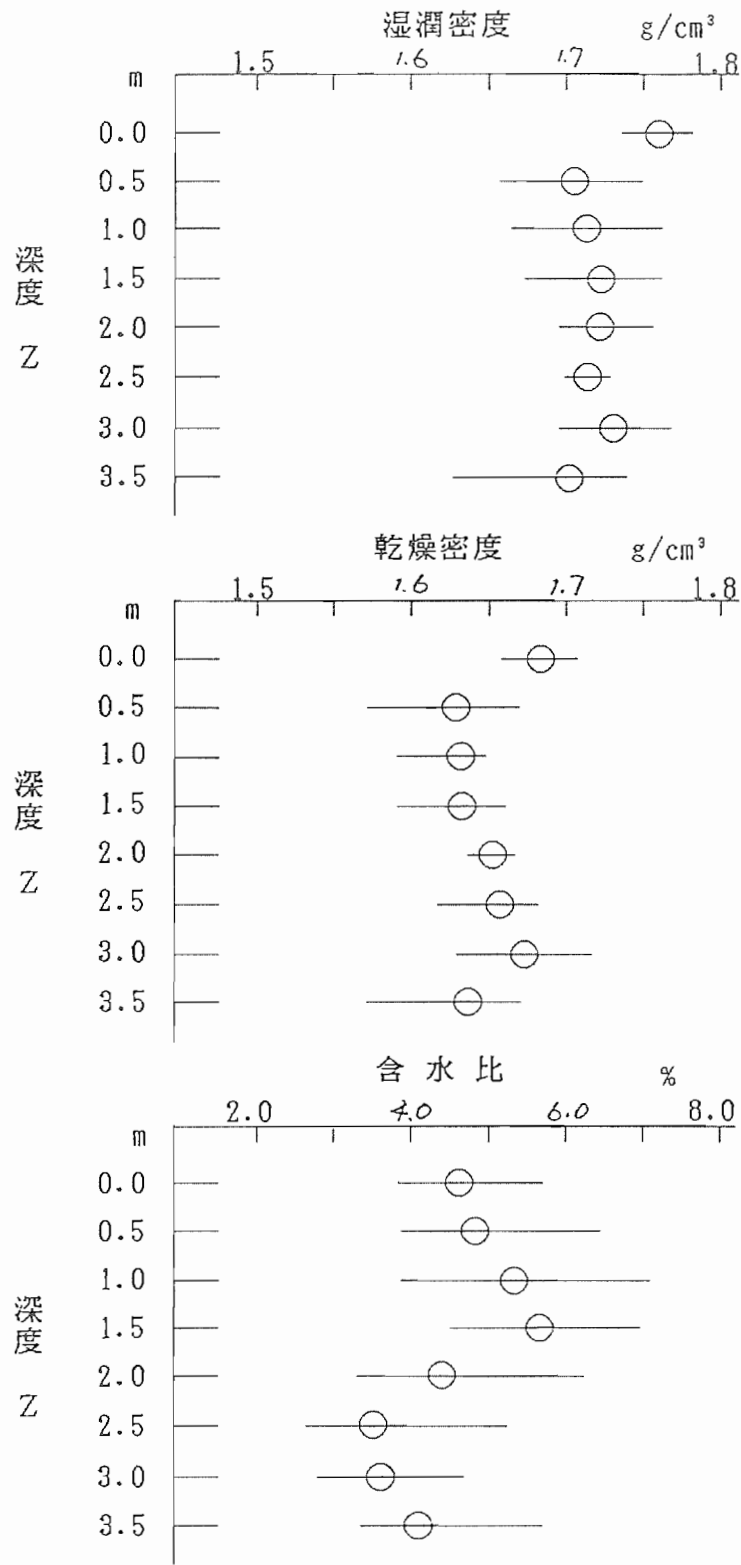


図一参-2.14  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$ の深度分布図 (CASE 1)

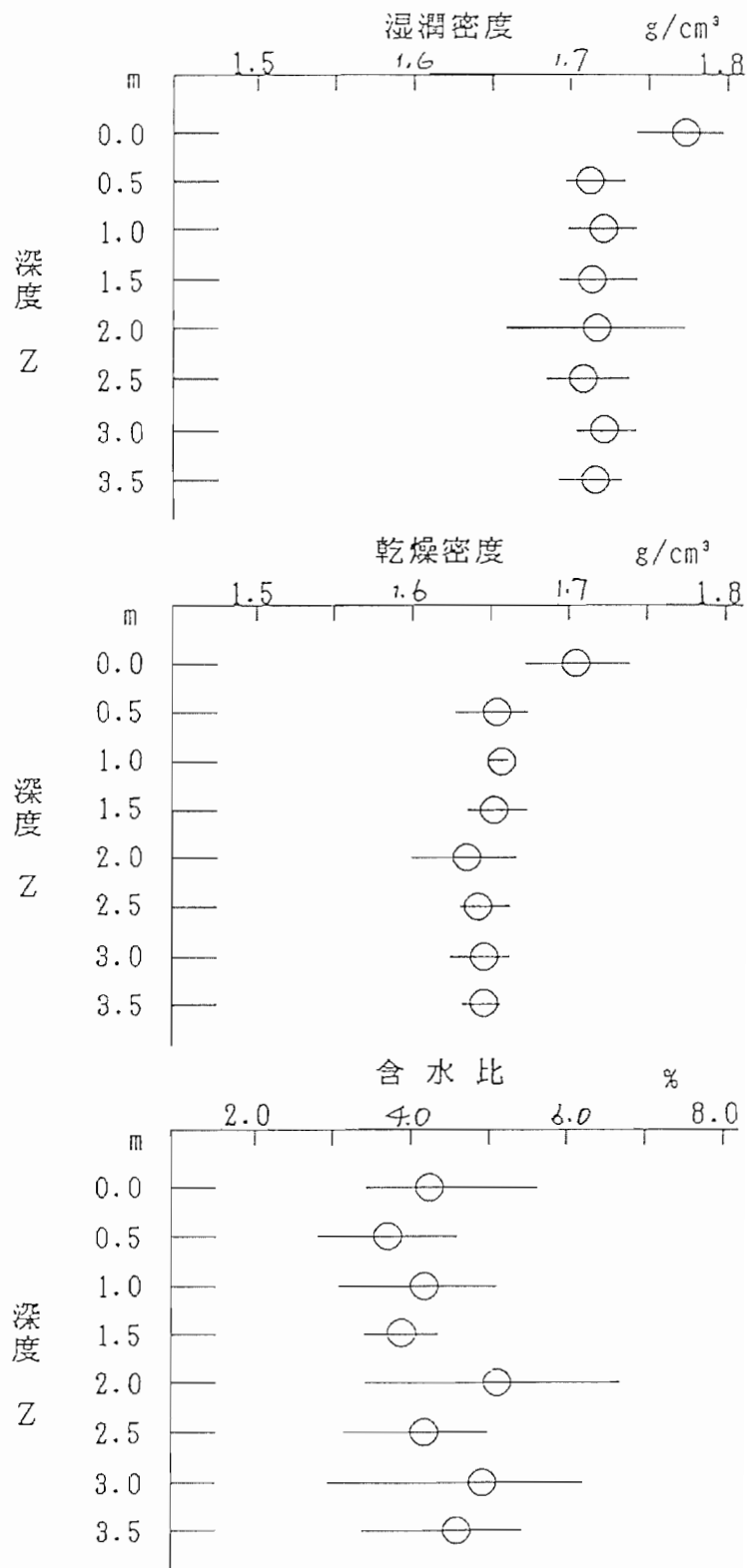




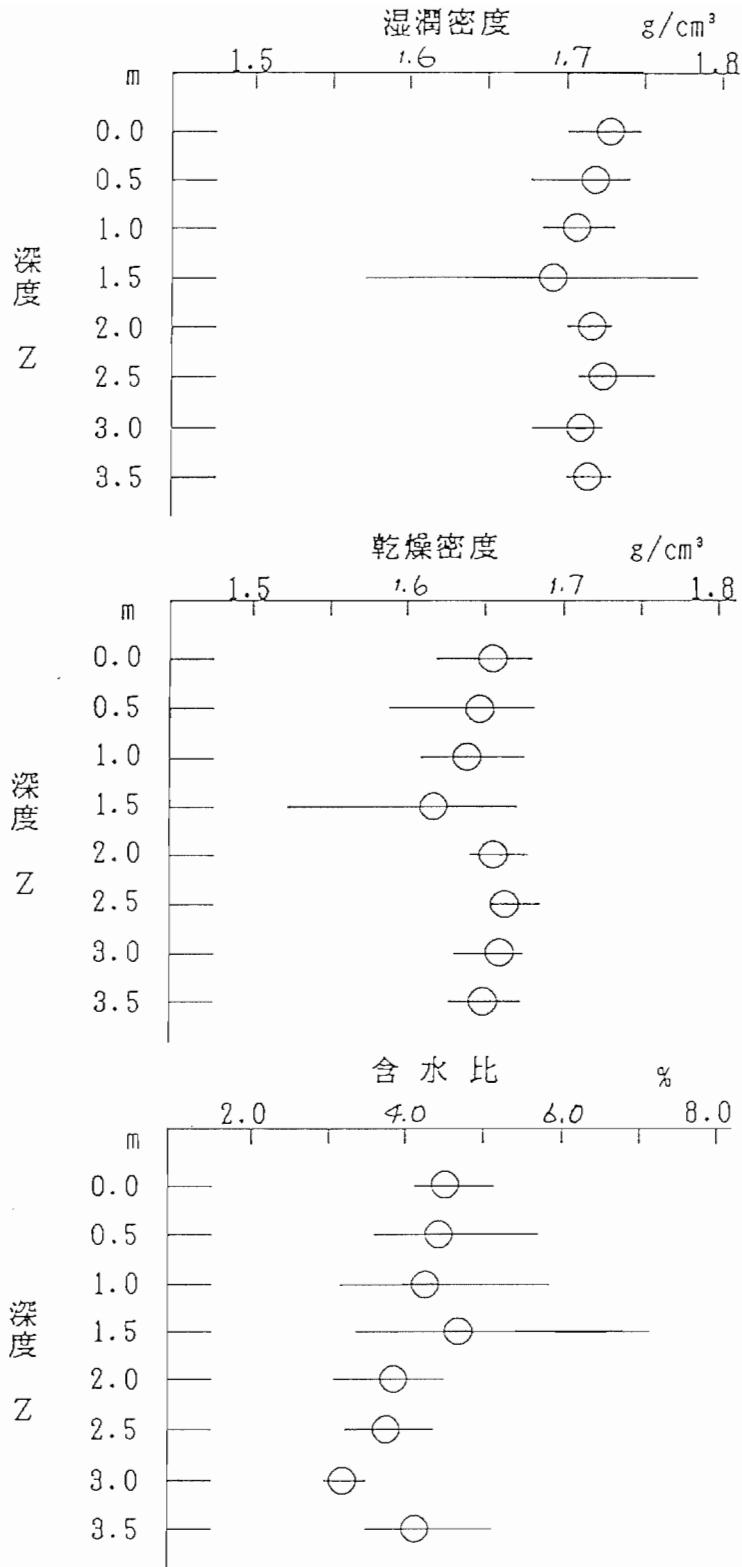
図一参-2.15  $\sigma_t$ ,  $\rho_{dW}$ の深度分布図 (CASE 2)



図一参一 2.16  $\sigma_t, \rho_{dW}$ の深度分布図 (CASE 3)



図一参一 2.17  $\sigma_t, \rho_d W$ の深度分布図 (CASE 4)



図一参-2.18  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$ の深度分布図 (CASE 5)

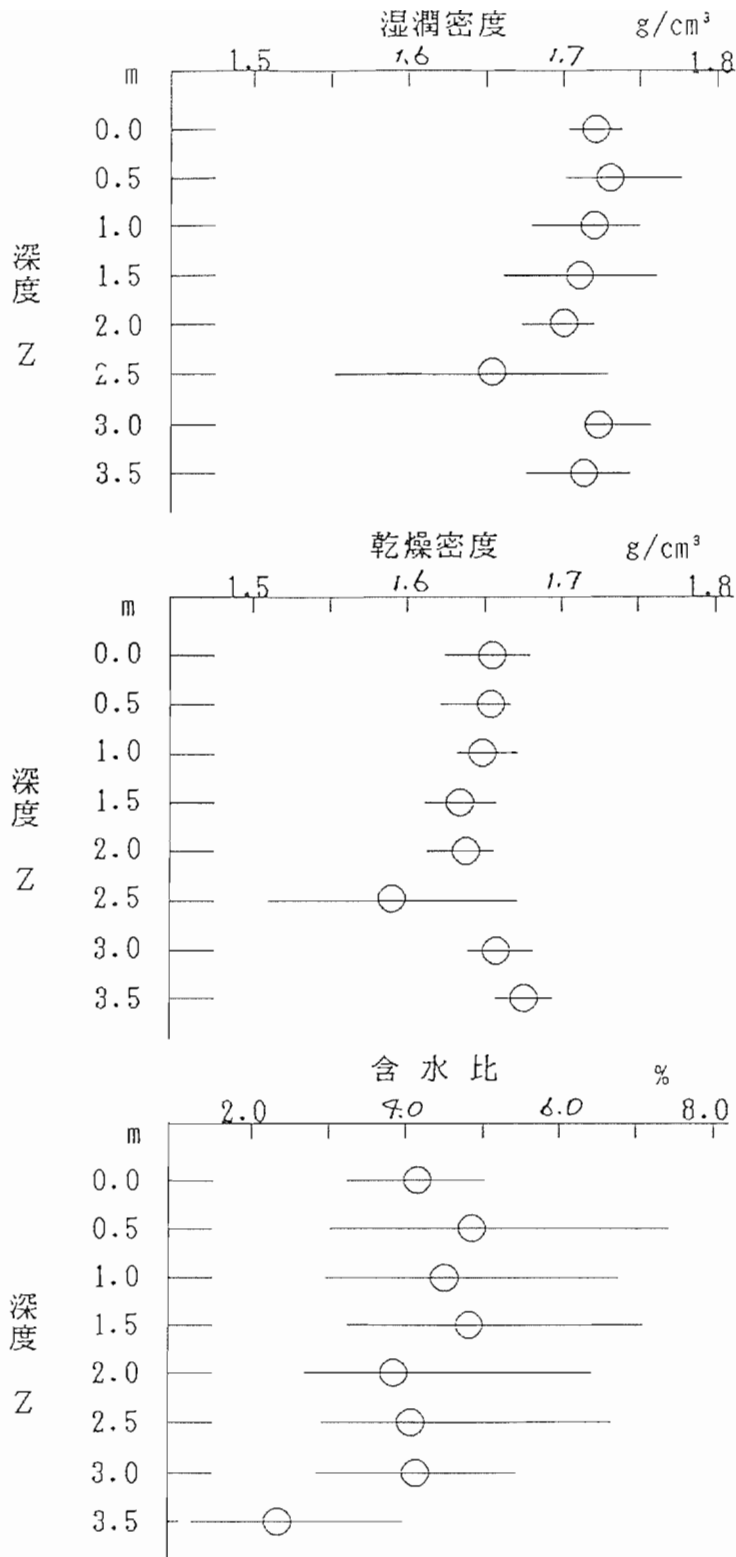
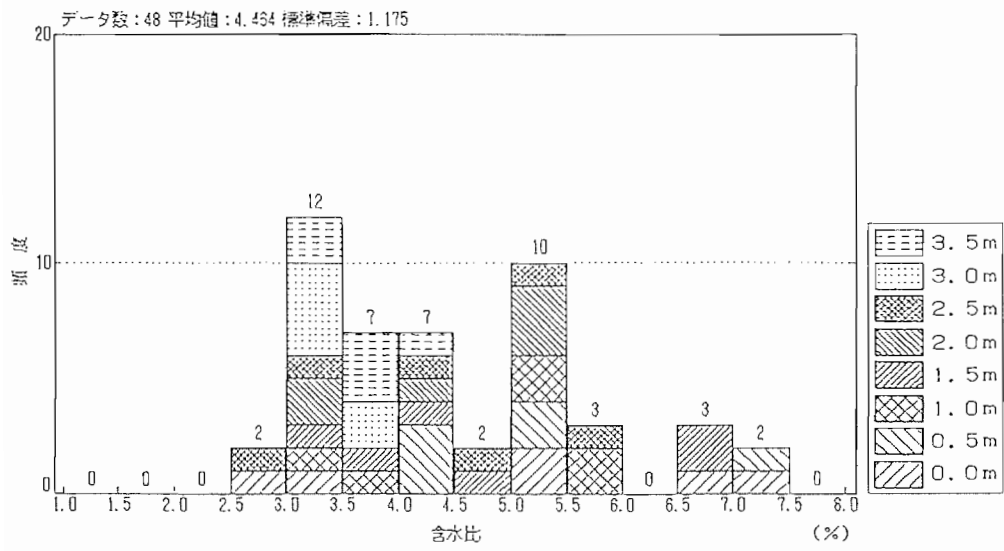
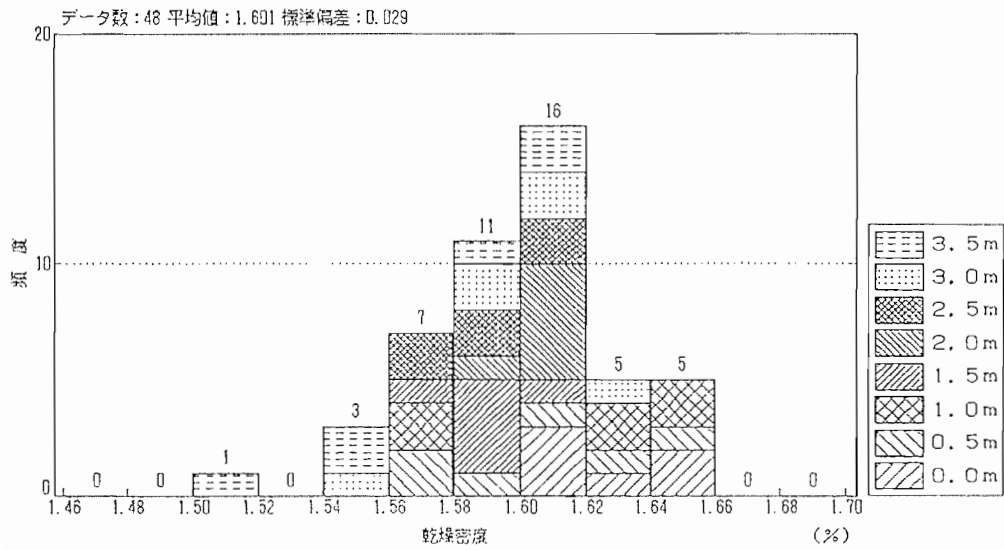
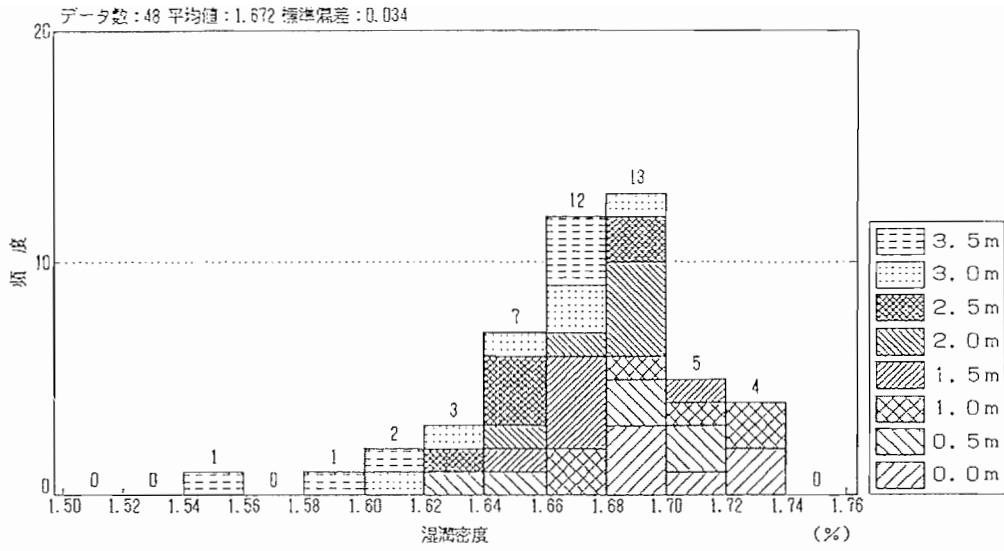
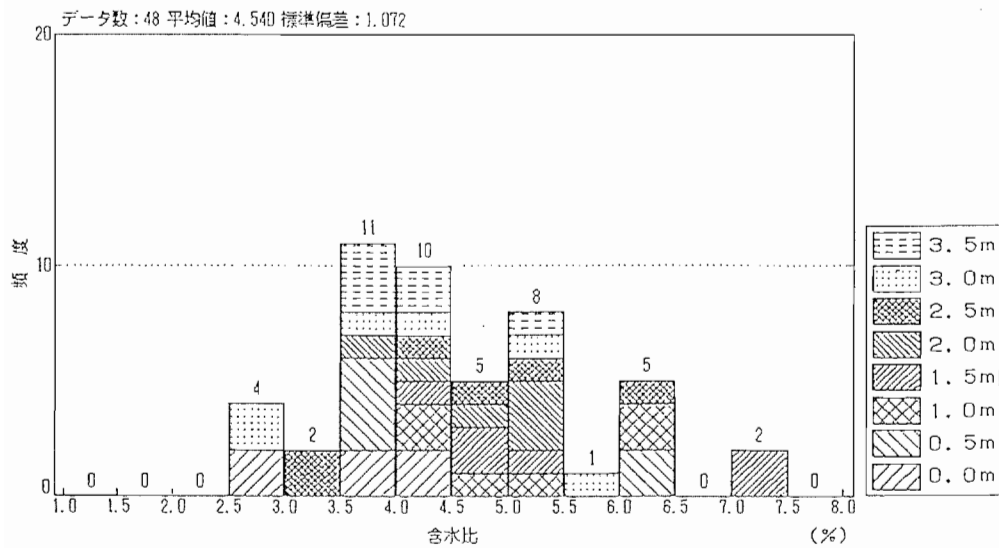
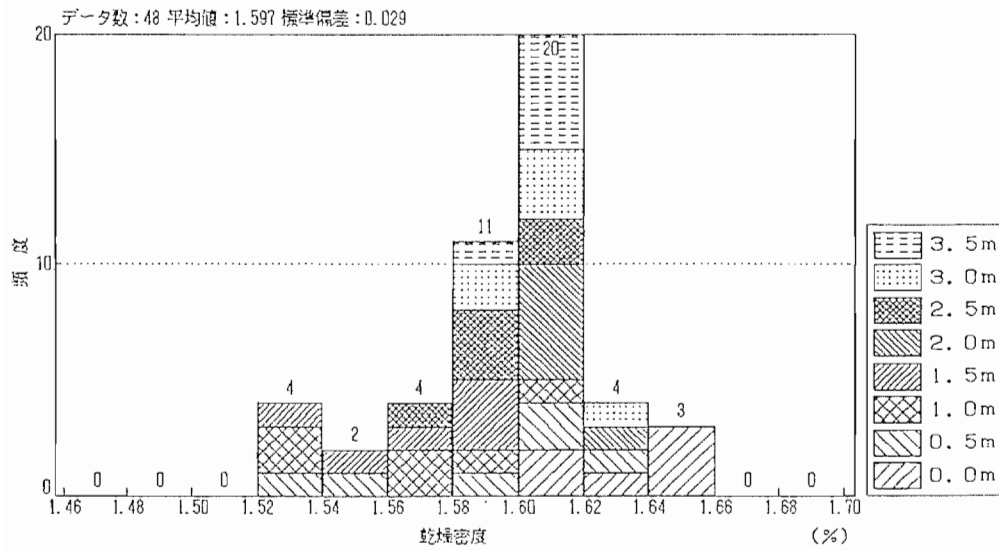
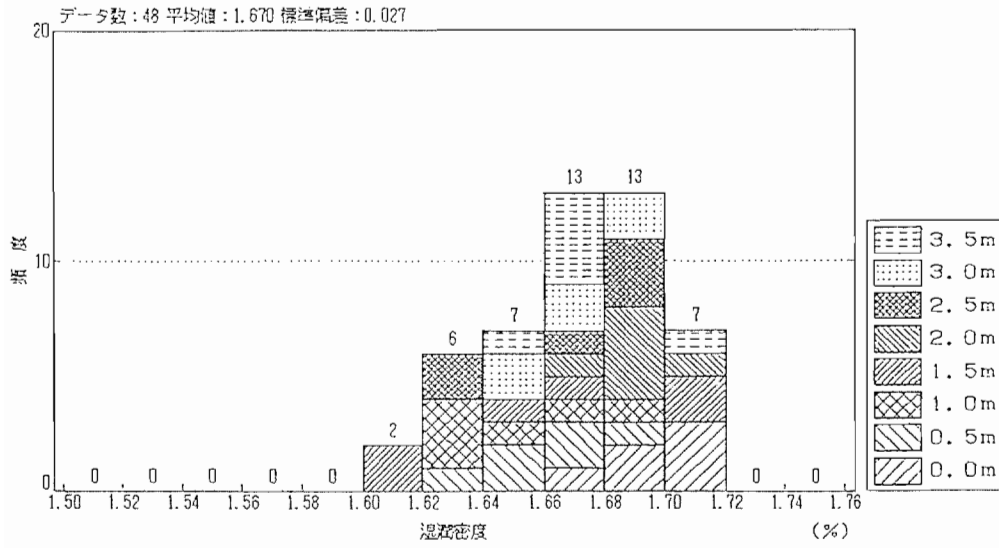


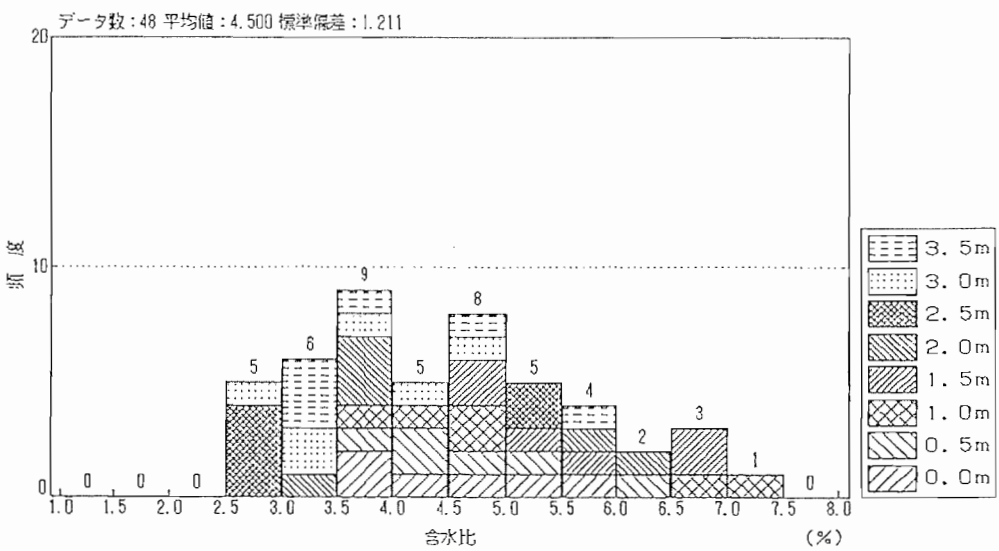
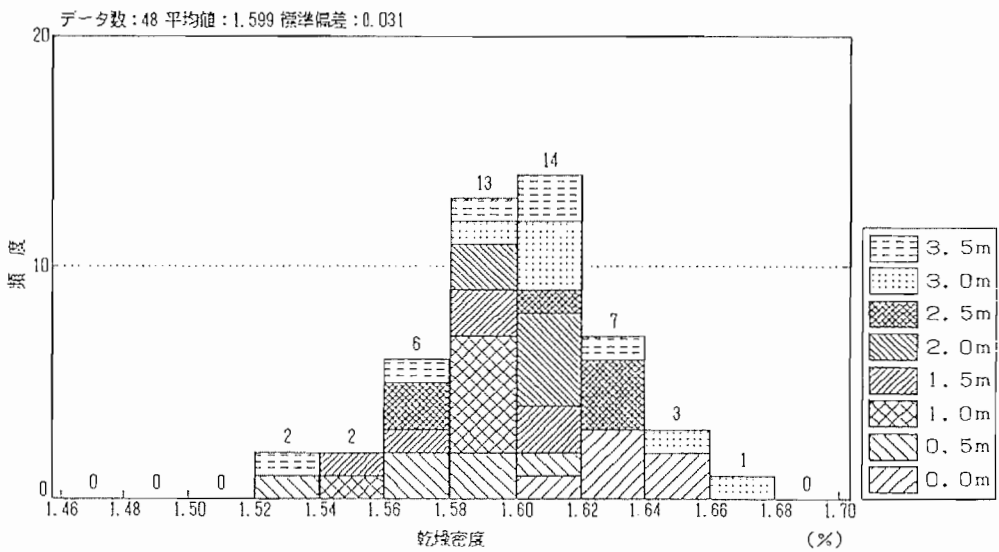
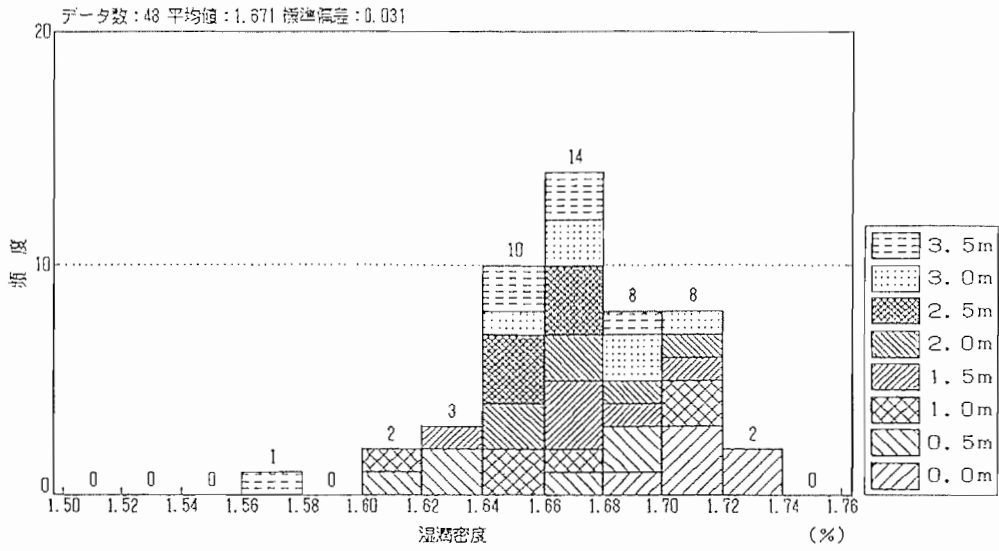
図-参-2.19  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$ の深度分布図 (CASE 6)



図一参一 2.20 三軸圧縮試験  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$  の頻度分布図 (CASE 1)

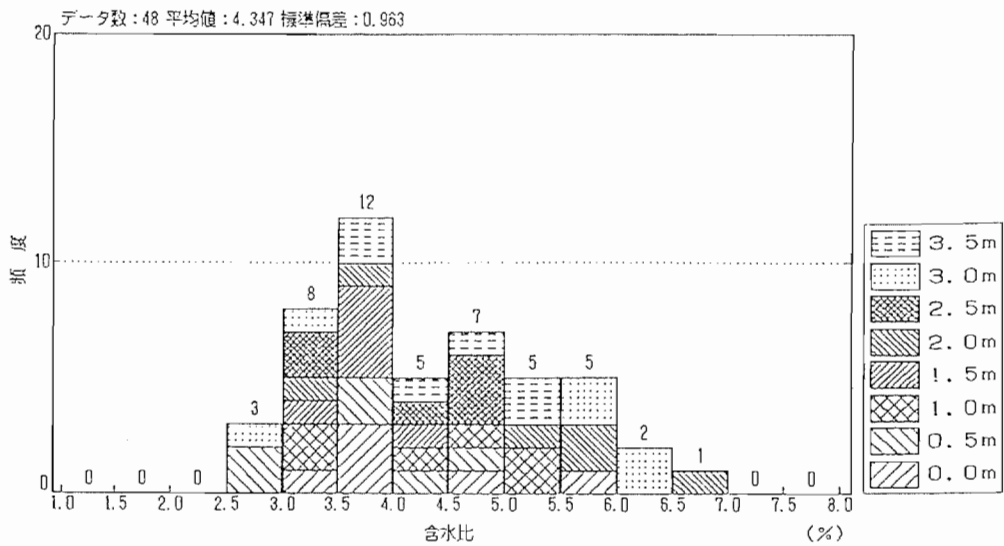
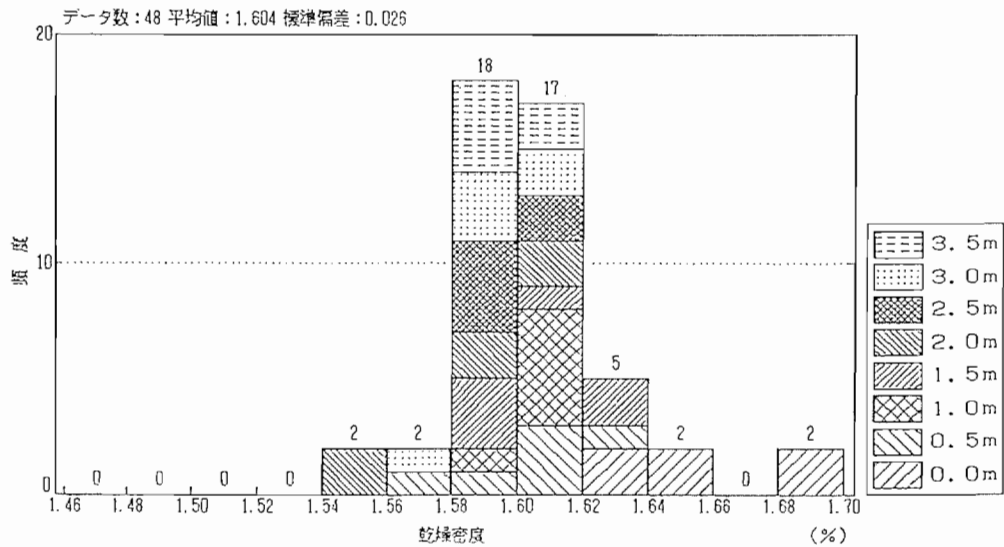
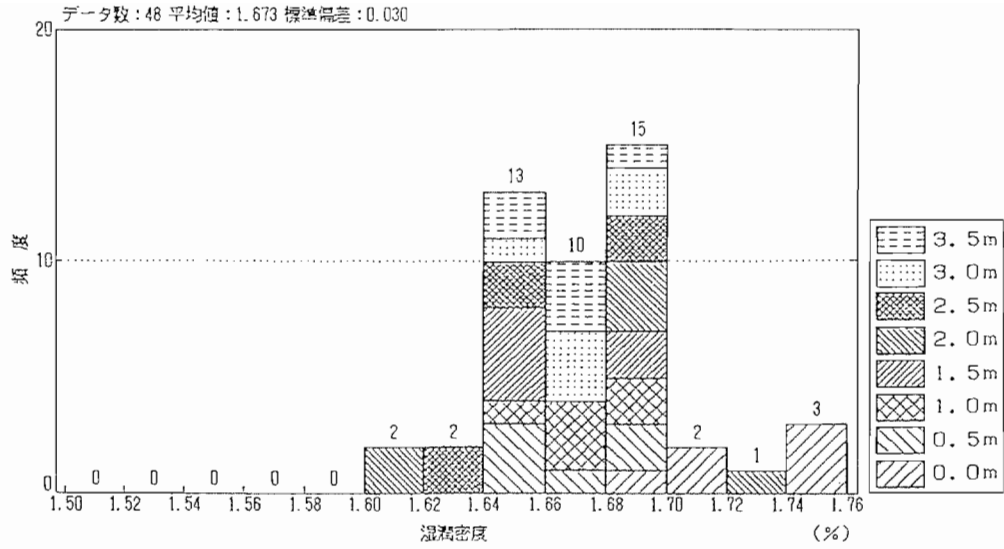


図一参一2.21 三軸圧縮試験  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$  の頻度分布図 (CASE 2)

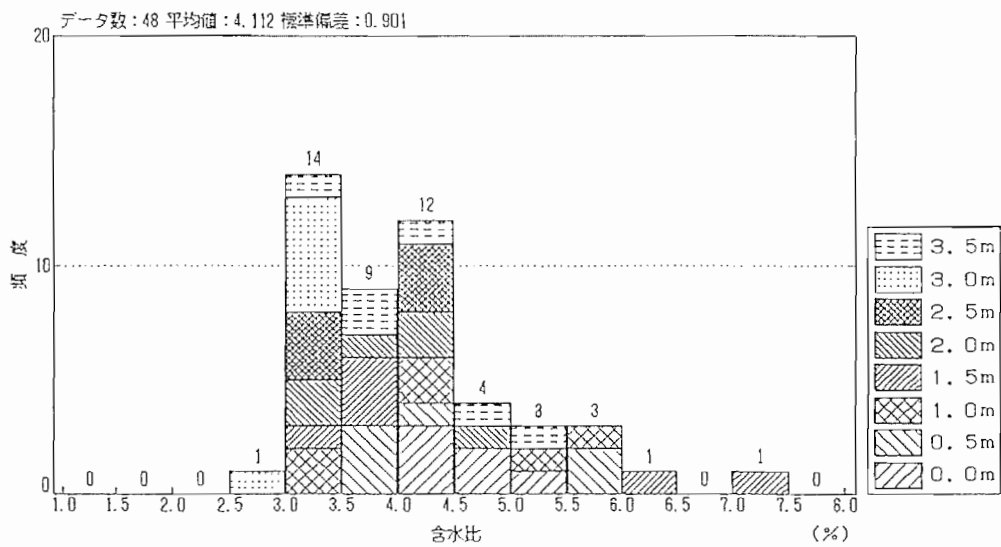
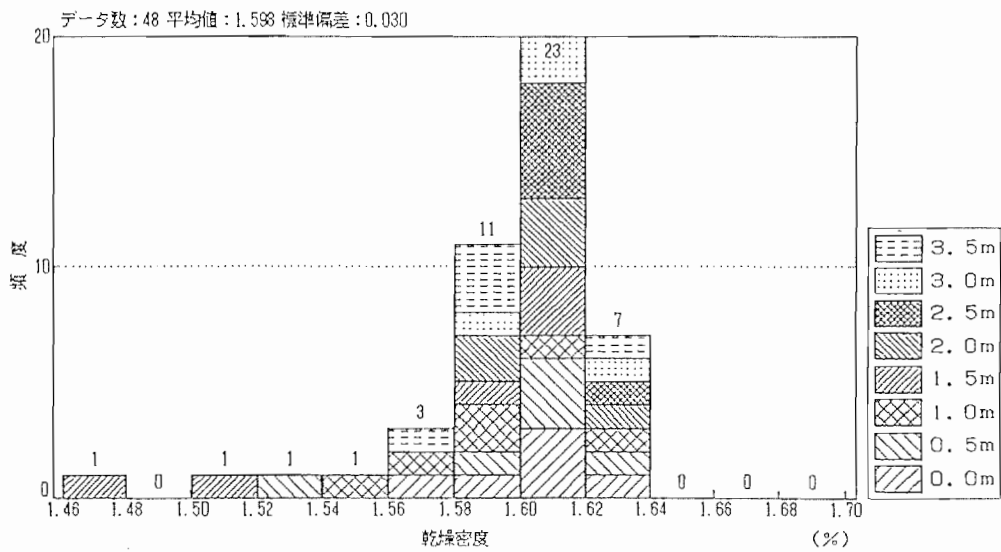
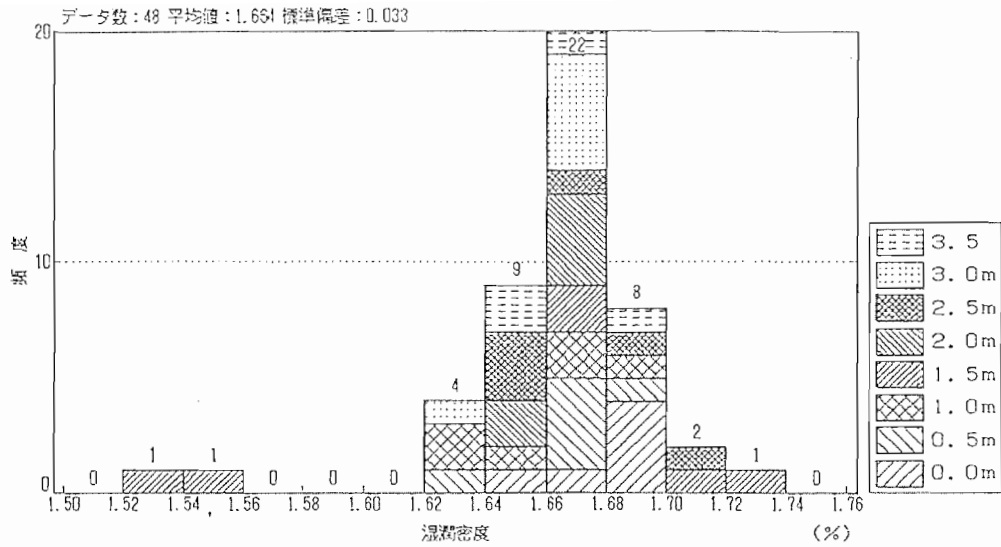


図一参一 2.22 三軸圧縮試験  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$  の頻度分布図 (CASE 3)





図一参-2.23 三軸圧縮試験  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$  の頻度分布図 (CASE 4)



図一参一 2.24 三軸圧縮試験  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$  の頻度分布図 (CASE 5)

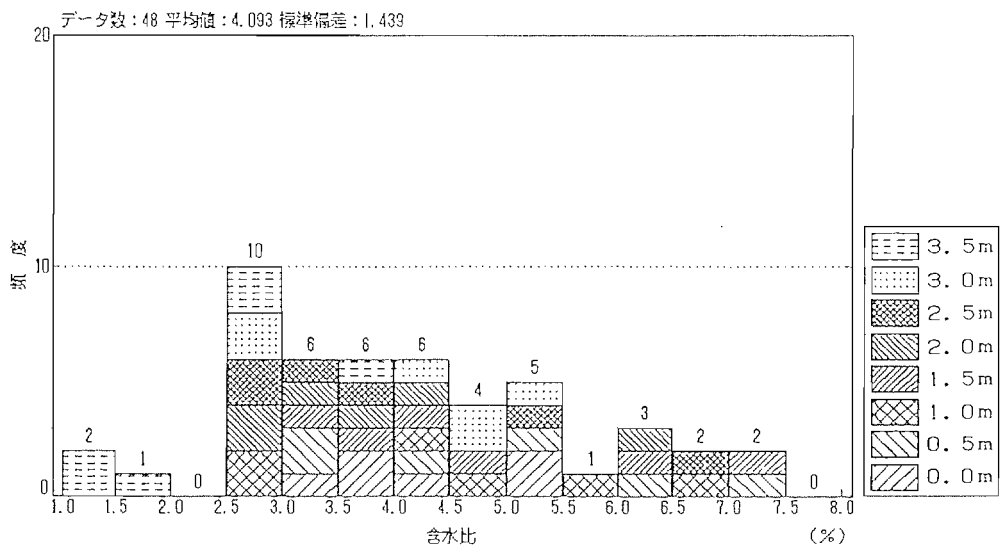
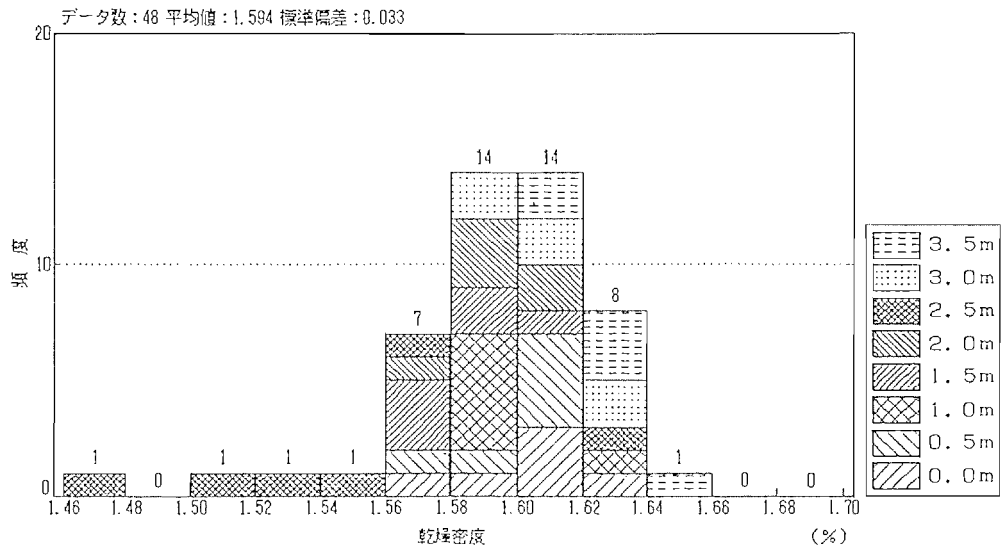
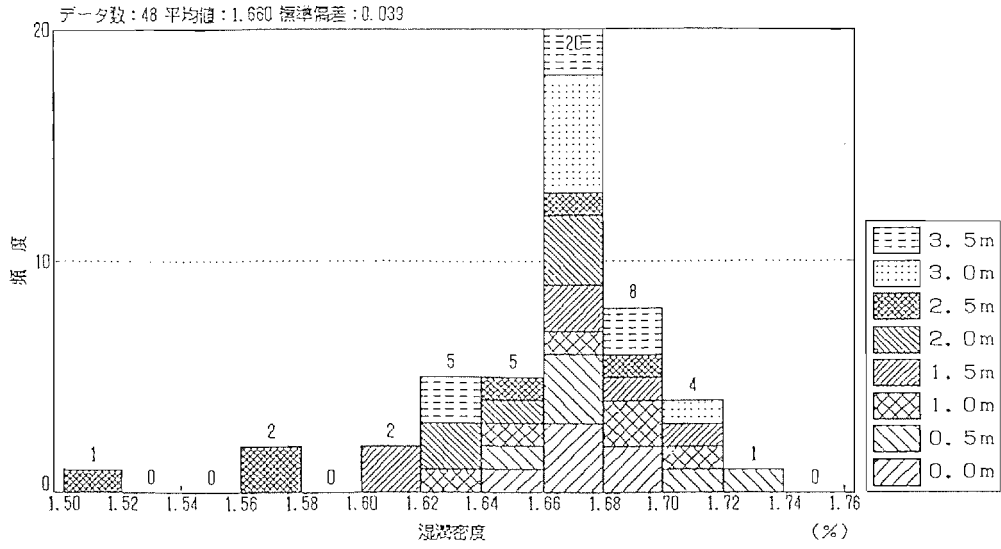
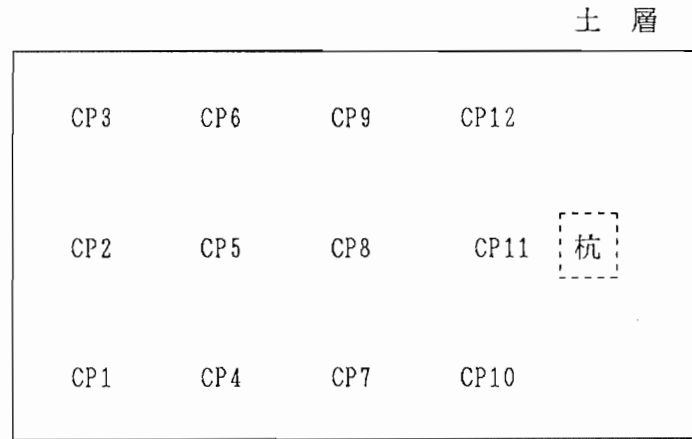


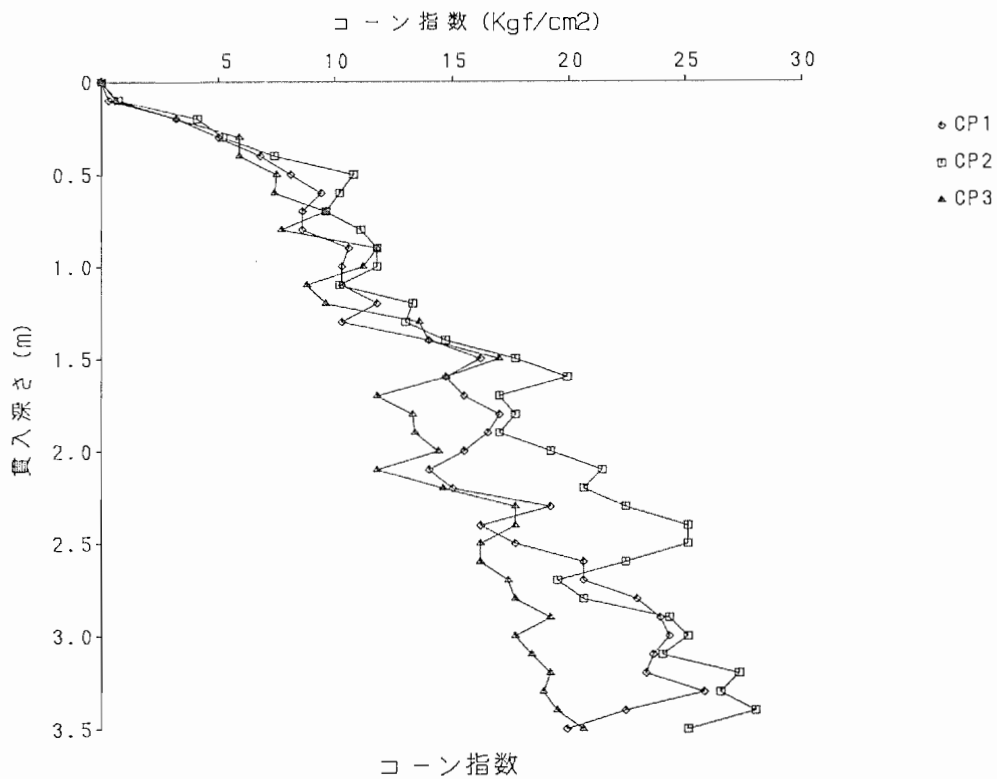
図-参-2.25 三軸圧縮試験  $\sigma_t$ ,  $\rho_d W$  の頻度分布図 (CASE 6)

③ コーン試験結果

実験地盤をポータブル型コーンペネトロメーターでコーン指数を調査した。  
 図一参一2.26は調査位置を、また図一参一2.27～30は調査結果を示す。



図一参一2.26 試験位置図



図一参一2.27 コーン指数 (CP1～3)

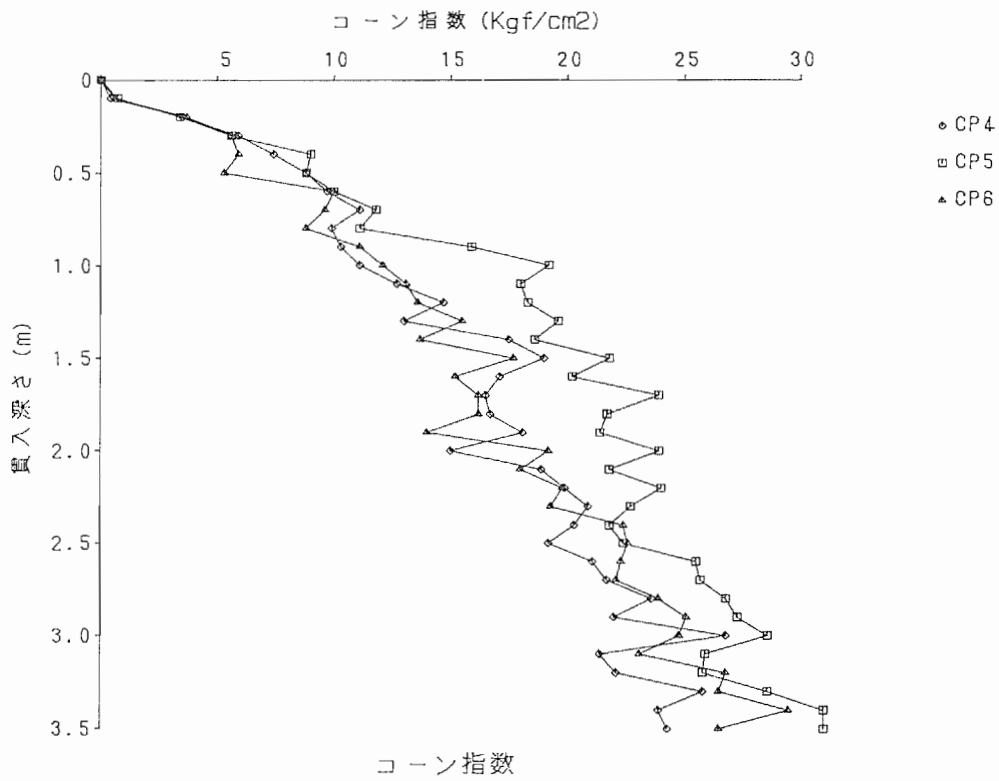


図-参-2.28 コーン指数 (CP4~6)

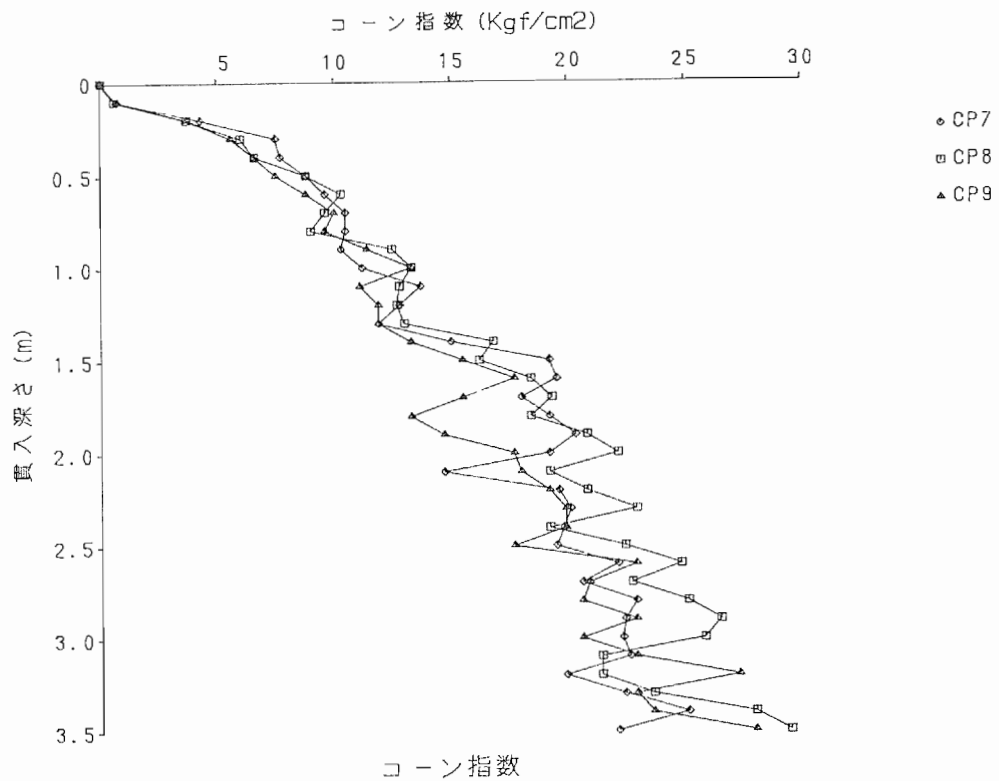


図-参-2.29 コーン指数 (CP7~9)

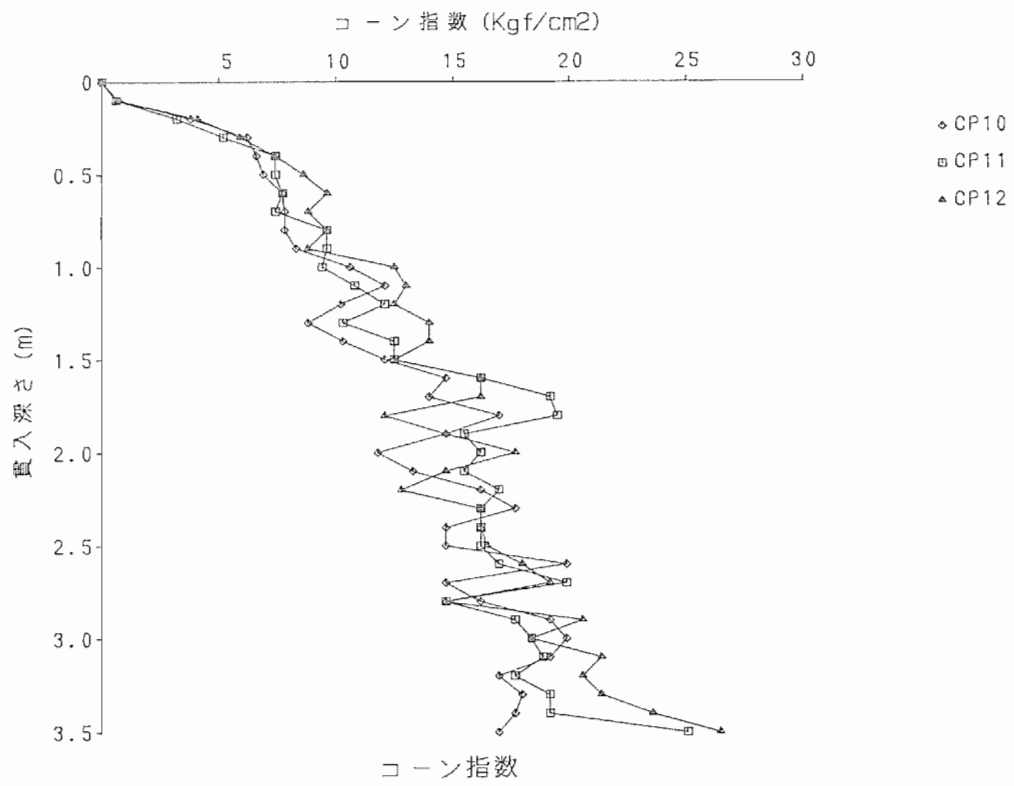


図-参-2.30 コーン指数 (CP10~12)