

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

題目(和文)	砂地盤中の単杭の水平抵抗に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	神田政幸
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3390号, 授与年月日:2000年1月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3390号, Conferred date:2000/1/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

# 砂地盤中の単杭の水平抵抗に関する研究

神 田 政 幸

# 論文概要

1995年に起こった兵庫県南部地震を契機として、我が国の基礎設計は基礎の水平変位を許容する靱性設計に移行することとなった。また世界的に基礎設計は、従来の仕様設計から性能設計、信頼性設計に移行しつつあり、地震被害を被る可能性の高い我が国では、特に小変位から大変位域に至る連続的な基礎の水平抵抗挙動、つまり基礎の水平荷重-水平変位関係の把握および評価が急務となってきている。そこで、本研究では砂地盤中の単杭を対象とし、単杭の杭頭水平荷重-杭頭水平変位関係に与える地盤密度、杭径および深さ等の各種要因の影響を明らかにし、水平力を受ける単杭の合理的な水平変形予測法の提案を目指した。本論文の構成は以下の通りである。即ち、

第1章「序論」では、我が国および世界の基礎設計の動向を概観し、これより水平力を受ける杭基礎の設計上の課題として、(1)水平力を受ける杭の大幅変位時の水平抵抗挙動の測定、(2)小変位から大幅変位域までの杭の水平地盤反力-水平変位関係( $p$ - $y$ 関係)の測定およびモデル化、(3)現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係の各パラメータ(地盤反力係数と極限地盤反力)の設定方法、ならびに各パラメータの変動の影響の把握、そして(4)より合理的な  $p$ - $y$  関係の評価法の提案を挙げ、特に砂地盤中の単杭の水平抵抗に着目し、既往の研究をまとめ、本研究の位置づけを明らかにした。

第2章「試料および模型杭の物理・力学特性」では、本研究で実施した砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験および分割杭の水平載荷実験に用いた豊浦砂、稲城砂および模型鋼管杭の物理・力学特性についてまとめた。

第3章「水平力を杭頭に受ける単杭の水平抵抗」では、重力場ならびに遠心場における単杭の杭頭水平載荷実験より載荷方法、地盤密度、杭剛性、杭径、杭長をパラメトリックに変化させ、砂地盤中の単杭の大幅変位域までの水平抵抗の違いを調べた。即ち、載荷方法の違いによる単杭の水平抵抗の差異を調べる目的として、重力場で締固めた不飽和稲城砂地盤中の模型鋼管杭の一方単調杭頭水平載荷実験、一方繰返し杭頭水平載荷実験および正負交番杭頭水平載荷実験を実施し、これら3者の杭頭水平荷重-杭頭水平変位関係、曲げひずみ分布の比較を行った。さらに遠心力場での砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験を実施する上で、シングルホッパーを用いて作製した模型地盤の基本的性能(模型地盤の相対密度およびコーン貫入抵抗のばらつき)を調べた。その後、同方法で作製した豊浦砂地盤にて一方単調杭頭水平載荷実験および一方繰返し杭頭水平載荷実験を杭剛性と長さの異なる6種の模型鋼管杭を用い、2種の地盤密度、6種の遠心加速度比のもと実施し、杭頭水平荷重-水平変位関係に与える地盤密度、杭径および杭剛性の影響を調べた。また、同一の実物換算寸法を有する modeling of models について杭頭水平荷重-水平変位関係および曲げモーメント分布を比較し、それぞれに与える粒子寸法効果について考察した。

第4章「単杭の  $p$ - $y$  関係の測定およびモデル化」では、単杭の  $p$ - $y$  関係を各深さ毎に直接求めることが可能な分割杭および分割杭の水平載荷システムを新たに開発し、小変位から大幅変位域までの単杭の  $p$ - $y$  関係の測定およびそのモデル化を行った。その結果、砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係は双曲線によって精度良く近似できることを示し、双曲線型  $p$ - $y$  関係のパラメータである初期地盤反力係数と極限地盤反力に与える杭径、深さおよび地盤密度の影響を

明らかにした。さらに実験結果より得られた双曲線型  $p-y$  関係を用いて、第 3 章で示した遠心場での単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートし、本研究で開発した分割杭および分割杭の水平載荷システムの有用性を明らかにした。

第 5 章「双曲線型  $p-y$  関係と現行  $p-y$  関係の比較およびパラメータの設定方法」では、現行の設計法で用いられるバイリニア型  $p-y$  関係のパラメータである地盤反力係数および極限地盤反力の設定に着目し、これらのパラメータの変動の影響について調べ、更に第 4 章で示した双曲線型  $p-y$  関係とバイリニア型  $p-y$  関係との比較を行い、バイリニア型  $p-y$  関係のパラメータの設定の違いが、砂地盤中の単杭の水平抵抗の予測値に与える影響について検討した。次に砂の弾性係数に与える地盤密度、応力レベル、ひずみレベルの影響ならびに杭の寸法の影響を考慮した初期地盤反力係数の評価方法、また内部摩擦角  $\phi'$  に与える応力レベル、杭径の影響を考慮した極限平衡法により極限地盤反力の評価手法を提案し、第 3 章で行った遠心模型実験結果との比較により、同評価法の妥当性を検証した。

第 6 章「重力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション」では、第 5 章で提案した双曲線型  $p-y$  関係および評価手法を用いて第 3 章で実施した重力場での締固め不飽和稲城砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを試みた。極限地盤反力の評価にあたっては、締固め不飽和稲城砂地盤の見かけの粘着力  $c'$  の影響を示すとともに、その影響を正しく取り入れることができれば、締固め不飽和稲城砂地盤中の単杭の水平抵抗についても双曲線型  $p-y$  関係を用いて杭頭水平荷重-杭頭水平変位関係および曲げモーメント分布について精度の高い予測が可能であることを示し本手法の合理性を明らかにした。

第 7 章「結論」では本論文の各章にて得られた知見をとりまとめた。

# ABSTRACTS

After the Hyogoken-Nambu earthquake in 1995, the foundation design has changed conceptually to the ductile design that allows larger lateral displacement of foundation. To introduce such a design to the pile foundation design, it shall be clarified that the lateral resistance behaviour of pile foundation up to larger displacement is related to various factors such as the lateral displacement of pile, pile diameter, relative density of ground and pile flexural rigidity. To examine the effects of the lateral displacement, pile diameter, relative density and pile flexural rigidity on the lateral resistance behaviour of single pile in sandy ground, two series of modeled single pile loading tests were conducted in this study. One is in an geotechnical centrifugal field and the other in a gravitational field. Another series of centrifuge tests were also carried out by using newly developed divided piles to directly measure the  $p$ - $y$  curves at different depths, where  $p$  is the horizontal subgrade reaction of pile and  $y$  is the horizontal displacement of pile. In conclusion, a rational method to estimate the behaviour of laterally loaded single pile was proposed. This thesis is composed of the following seven chapters.

In Chapter 1, problems and issues on the current pile foundation design subjected to lateral loads are described. The problems and issues are :

- (1) Measurement of laterally loaded pile behaviour up to large displacement.
- (2) Reliable measurement and modeling of the  $p$ - $y$  curves from small to large displacement.
- (3) Setting up the parameters of the bi-linear  $p$ - $y$  curves used in the current pile foundation design and evaluation on the effect of variation in parameters on the simulation of laterally loaded single pile.
- (4) Reasonable evaluation of  $p$ - $y$  curves from geotechnical parameters.

The previous studies on the behaviour of laterally loaded single pile in sand are also reviewed. Finally, the recent trends of the foundation design standard in the world and Japan are presented.

In Chapter 2, physical properties of Toyoura sand, Inagi sand and the modeled steel piles used both in the lateral pile loading tests and in the divided pile loading tests are described.

In Chapter 3, a number of single piles in sand are loaded laterally to investigate the effects of loading sequences (monotonic loading or repeated loading), relative density  $D_r$  of model ground, pile flexural rigidity  $EI$ , pile diameter  $D$  and pile embedded length  $L$  on the behaviour of single pile. First, three kinds of lateral loading tests are conducted to examine the influence of loading sequences on the lateral resistance of single pile in compacted unsaturated Inagi sand. These tests are the monotonic lateral loading test, repeated lateral loading test in one direction and repeated lateral loading test in two directions. Second, variations of relative density and strength for modeled sandy ground (Toyoura sand) prepared by the air pluviation method are investigated before a series of lateral loading single pile tests in a centrifugal field are conducted. According to the strength of ground, cone penetration

tests are performed in a geotechnical centrifuge and the relationships between the cone resistance  $q_c$  and depth  $z$  are obtained. After that, two kinds of loading tests (monotonic lateral loading test and repeated lateral loading test in one direction) are performed for various combinations of six flexible rigidities of pile, pile embedded lengths and two model ground relative densities ( $D_r=60\%$  and  $85\%$ ). The influences of pile diameter, pile flexural rigidity and relative density of the model ground on the  $P_o$ - $Y_o$  relations are examined, where  $P_o$  is the lateral load at the pile head and  $Y_o$  is the lateral displacement at the pile head. The particle size effect on the  $P_o$ - $Y_o$  relations and bending moment profiles are studied in comparison with a series of lateral loading tests. It is shown that the centrifuge model tests on the lateral loaded single pile are also important.

In Chapter 4, the measurement and modeling of  $p$ - $y$  curves of single pile from small to large displacement are stated. Instead of the technique to measure the  $p$ - $y$  curves from the bending moment of pile, the divided piles and its loading system are developed to directly measure the relations at different depths. The  $p$ - $y$  curves at every depth are measured by a series of divided pile loading tests in a centrifugal acceleration field. The directly measured  $p$ - $y$  curves are modeled by hyperbolic  $p$ - $y$  curves with two parameters, normalized initial coefficient of subgrade reaction  $k_{hi}/n\gamma$ , and normalized ultimate subgrade reaction  $p_{max}/n\gamma D$ , where  $n$  is the centrifuge acceleration ratio;  $\gamma$  is the unit weight of soil;  $k_{hi}$  is the initial coefficient of subgrade reaction and  $p_{max}$  is the ultimate subgrade reaction. The effects of pile diameter  $nD$  in the prototype, depth  $z$  and relative density  $D_r$  of model ground on  $k_{hi}/n\gamma$  and  $p_{max}/n\gamma D$  are investigated. It is confirmed that the divided piles and their loading system are useful to show good agreement between the simulations with two parameters, hyperbolic  $p$ - $y$  curves and the test results shown in Chapter 3.

In Chapter 5, the effect of variations in the parameters of bi-linear  $p$ - $y$  curves used in the current pile foundation design,  $k_h$  and  $p_{max}$ , on the simulations of lateral single pile loading tests is investigated. The initial coefficient of subgrade reaction  $k_{hi}$  and ultimate subgrade reaction  $p_{max}$  are also evaluated by considering the effects of the density, stress level, the strain of model ground and pile diameter on the elasticity  $E$  of ground and the effects of stress level and pile diameter on the internal friction angle  $\phi'$ . Finally, the proposed evaluation method is verified by comparing the simulations of lateral loading tests and test results shown in Chapter 3.

In Chapter 6, laterally loaded single pile tests in compacted unsaturated sandy ground shown in Chapter 3 are simulated with the proposed hyperbolic  $p$ - $y$  curves. Before the simulations, the effect of cohesion  $c'$  in compacted unsaturated Inagi sand is shown. It is indicated that the behaviour of laterally loaded single pile in compacted unsaturated Inagi sand can be estimated with hyperbolic  $p$ - $y$  curves proposed in Chapter 5, if the effect is evaluated correctly. It is clear that the proposed method is valid from the simulations with the proposed hyperbolic  $p$ - $y$  curves.

In Chapter 7, a series of conclusions shown in the above chapters are generalized.

# 目次

第1章 序論	1
1.1 研究の目的と背景	1
1.2 研究方法と研究ターゲット	3
1.3 本論文の内容と構成	4
1.4 既往の研究	5
1.4.1 砂の力学特性	6
1.4.2 単杭の水平抵抗	9
1.5 基礎設計の歴史と現状	14
1.5.1 世界の基礎設計の動向	14
1.5.2 日本の基礎設計の動向	15
1.6 まとめ	18
図表	23
第2章 試料および模型杭の物理・力学特性	36
2.1 はじめに	36
2.2 豊浦砂の物理・力学特性	36
2.2.1 豊浦砂の物理特性	36
2.2.2 豊浦砂の変形特性	37
2.2.3 豊浦砂の強度特性	38
2.3 稲城砂の物理・力学特性	40
2.3.1 稲城砂の物理特性	40
2.3.2 稲城砂の変形特性	41
2.3.3 稲城砂の強度特性	42
2.4 模型杭の力学特性	43
2.4.1 模型杭の種類	43
2.4.2 模型杭の設計	43
2.4.3 曲げ変形および曲げ破壊特性	45
2.5 まとめ	48
図表	51
第3章 水平力を杭頭に受ける単杭の水平抵抗	83
3.1 はじめに	83
3.2 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験	84
3.2.1 実験条件および実験方法	84
3.2.2 単杭の水平抵抗に及ぼす載荷方法の影響	86
3.3 遠心力場での単杭の杭頭水平載荷実験	89

3.3.1 遠心模型実験と相似則	89
3.3.2 実験条件および実験方法	95
3.3.3 模型地盤の物理特性および力学特性のばらつき	99
3.3.4 単杭の水平荷重—杭頭水平変位関係の再現性	103
3.3.5 modeling of models	103
3.3.6 単杭の水平抵抗に及ぼす載荷方法および地盤と杭の剛性比の影響	104
3.4 まとめ	106
図表	109

## 第4章 単杭の p-y 関係の測定およびモデル化 192

4.1 はじめに	192
4.2 分割杭および水平載荷システムの開発	192
4.2.1 分割杭	192
4.2.2 分割杭の水平載荷システム	193
4.3 遠心力場での分割杭の水平載荷実験	194
4.3.1 実験条件および実験方法	194
4.3.2 p-y 関係の再現性	195
4.3.3 modeling of models	196
4.3.4 p-y 関係に及ぼす載荷方法の影響	197
4.3.5 周辺地盤の変形	197
4.4 双曲線による p-y 関係のモデル化と分割杭の p-y 関係の検証	198
4.4.1 検証手法	198
4.4.2 双曲線による p-y 関係のモデル化	198
4.4.3 杭体の曲げ破壊特性のモデル化	203
4.4.4 解析手法	203
4.4.5 解析結果と実験結果の比較	204
4.5 まとめ	205
図表	207

## 第5章 双曲線型 p-y 関係と現行 p-y 関係の比較

### およびパラメータの設定方法 278

5.1 はじめに	278
5.2 バイリニア型 p-y 関係	278
5.2.1 現行設計法の p-y 関係	278
5.2.2 双曲線型 p-y 関係とバイリニア型 p-y 関係の比較	281
5.2.3 最適バイリニア型 p-y 関係	282
5.3 初期地盤反力係数の評価	282
5.4 極限地盤反力の評価	283
5.4.1 極限平衡法による極限地盤反力の評価	284
5.4.2 解析結果と実験結果の比較	288
5.5 双曲線型 p-y 関係による遠心力場での単杭の杭頭水平載荷実験の	



シミュレーション	288
5.6 まとめ	289
図表	291
第6章 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション	324
6.1 はじめに	324
6.2 単杭の p-y 関係のモデル化	324
6.2.1 バイリニア型 p-y 関係によるモデル化	324
6.2.2 双曲線型 p-y 関係によるモデル化	327
6.3 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション	331
6.3.1 水平荷重-水平変位関係	331
6.3.2 単杭の水平変位分布, 曲げモーメント分布および曲げ歪み分布	331
6.4 まとめ	332
図表	334
第7章 結論	346
謝辞	349
Appendix	A-1

# 第1章 序論

## 1.1 研究の目的と背景

杭基礎をはじめとする基礎構造物の機能は上部構造物のそれと比較して複雑である。例えば道路橋・鉄道橋といった橋梁は、交通をスムーズに通過させる明確な機能を有する。一方、基礎構造物に要求される機能は上部構造物の機能を満足させ、上部構造物を安全に支持することであり、かつ基礎構造物自体の安定性および耐久性が確保されなければならない。このように基礎構造物の機能は上部構造物を介して評価される特殊性を有し、一般的に全工事費の約 3 割程度を占める重要構造物である。現在では鉄道橋あるいは道路橋などの土木構造物の基礎には杭基礎が多く用いられ、全基礎形式で約 60%を占めるようになってきた(五瀬, 1997)。

杭基礎の研究は 1820 年代にさかのぼる。鉛直支持力に関して最初に研究が始まり、浅い基礎の支持力の研究と比較して 1 世紀も前から行われてきた非常に古い歴史を有する(坂本, 1980; 日下部, 1990)。現在のように杭基礎が多用されるようになった理由として、まず我が国における地盤条件の特殊性が挙げられよう。我が国は、大都市の多くが軟弱な沖積平野に位置する。このような地盤条件のもとでは、直接基礎に代表される浅い基礎よりも、支持力発揮の確実性や圧密による地盤沈下による上部構造物の機能低下を回避するため、杭基礎が頻繁に用いられるようになった。また、杭打設時の大幅な機械化による新工法の開発が杭基礎の普及をもたらしたことは、無視し得ない事実である。このような地盤の特殊性の他に基礎構造物をとりまく最重要課題が地震である。アメリカ西海岸と並んで我が国は世界に類を見ない地震多発帯に位置することから、地震力に代表される水平力を受ける場合の基礎と地盤の相互作用に関する数多くの研究が行われ、これらの成果が実設計に生かされてきた。地震荷重が震動として地盤から杭に伝わるとともに、上部構造物が慣性力によって揺れ戻し、地盤に支えられた杭はこれに抵抗する。また地表近くでの地盤振動の振幅は地表に近づくにつれ、一般的に増幅することが知られている(地盤工学会, 1973; 田蔵, 1993)。このように基礎構造物は、上部構造物と比較して境界条件、作用荷重が複雑であると言える。

杭基礎は一般に、ケーソン基礎、連壁井筒基礎、鋼管矢板井筒基礎といった他の深い基礎と比較して部材剛性が小さく、水平荷重に対して曲がりやすい性質を有する。これを示す指標として $\beta l$  ( $l$  は基礎の長さ)がよく用いられる。 $\beta$  は地盤と基礎を構成する部材の剛性比を表し、以下の式(1.1)で表現される。

$$\beta = \sqrt{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (1.1)$$

ここで、 $k_h$  は基礎構造物が水平変位した際、基礎と地盤間に生じる地盤反力(応力)と水平変位(長さ)関係の傾きであり、水平地盤反力係数と呼ばれる。 $D$  は基礎部材径、 $EI$  は基礎部材の曲げ剛性である。 $\beta$  は長さの逆数の次元を有することから、基礎の長さ  $l$  を掛けることにより、 $\beta l$  は無次元量となる。一般的に $\beta l$  が大きければ曲がりやすく、小さいと逆に曲がりにくい。深い基礎であるケーソン基礎、連壁井筒基礎および鋼管矢板井筒基礎では $\beta l < 3$  が一般的であり、杭基礎は $\beta l > 3$ となることが多い(日本道路協会, 1997; 鉄道総合技術研究所, 1997)。つまり、

他の深い基礎は剛体的に水平力に抵抗し、基礎前面の地盤反力を基礎深部まで無理なく活用するのに対して、曲げ剛性の小さな杭基礎は深さ方向の地盤反力が杭の変位と連携して発生し、杭基礎の挙動に依存するものである。最近では杭基礎の多様化から非常に短い杭や杭長 60m を超える杭まで出現し、広い範囲の $\beta l$  で水平力を受ける杭の挙動を把握する必要性が生じてきた。

1995年1月17日に発生した神戸地震では、杭基礎の被害は少なかったものの、土木構造物や建築構造物を問わず多数の構造物が倒壊し、都市型大地震の恐ろしさを露呈した形となった(鉄道施設耐震構造検討委員会,1995; Kimura,M.,1996; Matsui,T.&Oda,K.,1996; Karube,D.&Kimura,M.,1996)。この被害により杭の設計では、地盤と杭の相互作用からなる水平地盤反力-変位関係( $p$ - $y$  関係)において、神戸地震以前では杭の水平変位に対して直線と仮定してきた  $p$ - $y$  関係を、以後神戸地震クラスの大地震には水平変位を許容し、荷重に対して変位で抵抗する設計体系(靱性設計)に移行することとなった(日本道路協会,1997; 鉄道総合技術研究所,1997)。このため、最近になって大変位を考慮した杭の水平抵抗に関する研究が増加してきている(例えば岡原ら,1991; 五瀬,1997; 幸左ら,1995, 1998)。また世界的に基礎設計を取り巻く現状は、仕様設計から限界状態設計法を代表とする性能設計、信頼性設計に移行しつつあり(例えば, CEN/TC250,1993,1997abc), ISO/TC98/SC2,1998), 地震による震災を受ける可能性が非常に高い我が国では、大地震時の杭基礎を含む基礎の水平抵抗挙動、特に小変位から大変位域までの連続的な把握および評価が急務となっている(例えば田村,1996; 桑原,1996; 日下部・神田,1996; 日下部,1997)。

これらを踏まえ、現行の杭基礎の設計法の課題を列挙すると以下のようになる。つまり、(1)水平力を受ける杭の大変位時の挙動の測定、(2)小変位から大変位域までの杭の  $p$ - $y$  関係の測定およびモデル化、(3)現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係の各パラメータ(地盤反力係数と極限地盤反力)の設定、ならびにこのパラメータの変動の影響の把握、そして(4)より合理的な  $p$ - $y$  関係の評価法の提案である。

(1)については、最近比較的大変位を杭基礎に与えた水平載荷実験が増加してきたが、未だにその数は少ないと言え、(2)の小変位から大変位域までの杭の  $p$ - $y$  関係の測定およびモデル化に関連して、課題が多い研究事項である。つまり、杭基礎の水平載荷実験結果を用いた  $p$ - $y$  関係の評価法では、曲げモーメントの深さ方向の微分および積分をそれぞれ 2 回行うことにより  $p$ - $y$  関係を導くことが常套手段として用いられてきた。杭の曲げモーメントの変動が比較的大きな杭頭付近では、微分および積分には誤差は入りにくい。一方、曲げモーメントの変動の小さな杭深部では積分よりもむしろ微分に誤差が入りやすく、2 階微分することにより得られる地盤反力の信頼性は非常に低いものとなる。また得られた  $p$ - $y$  関係の評価に至っては、原地盤でのサウンディング結果と関連づける方法がとられ、地盤強度および剛性の指標の一つである、標準貫入試験の  $N$  値から地盤反力係数  $k_{hb}$  および極限地盤反力  $p_{maxb}$  を算出するといった方法が用いられるのが現状である。ここで、 $k_{hb}$ ,  $p_{maxb}$  の  $b$  はバイリニア型  $p$ - $y$  関係に用いる地盤反力係数および極限地盤反力を意味し、後に議論される双曲線型  $p$ - $y$  関係に用いる初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  と区別した。以上のことおよび地盤の強度および剛性にはばらつきが大きいこと、これに加え土木構造物は単一生産であり多数の同一条件のデータが得られないことから、大変位域に至る杭基礎の水平載荷実験データが少ない今日では杭の  $p$ - $y$  関係の客観的な評価は非常に困難をきたすと言える。

(3)では各機関が定めている  $p$ - $y$  関係には様々のものが存在するが、 $p$ - $y$  関係の変動の影響についての報告がないという問題である。これまでの杭の  $p$ - $y$  関係に関する研究は杭基礎の水平載荷実験の結果と比較し、モデルの適用性を述べたものが主であった。我々が求めるべきところは、実際の  $p$ - $y$  関係と比較しどの程度異なり、結果として杭の水平抵抗挙動にどの程

度影響を与えるかである。

(4)は、一般的な杭基礎の  $p$ - $y$  関係の評価方法についてである。現在では考慮すべき荷重レベル、水平変位の増大、杭の大口径化に加え、さらに荷重の繰返しの影響の考慮、また動的解析にも応用可能な  $p$ - $y$  関係の評価が重要課題となってきた。このように正確な  $p$ - $y$  関係の評価、つまり杭と地盤との相互作用の評価があつてこそ、現在進められている基礎構造物の信頼性設計法や限界状態設計法といったより高度な設計体系の確立へと結びつくものと考えられる。この意味からも(4)は非常に重要な課題である。

以上 4 つの杭基礎を取り巻く課題を述べたが、本研究では砂地盤中の単杭を対象とし水平力を杭頭に受ける単杭の水平抵抗挙動を明らかにする目的として(1)大変位時の単杭の水平抵抗挙動の測定、(2)小変位から大变位域までの単杭の  $p$ - $y$  関係の測定およびモデル化、(3)現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係のパラメータの設定方法および変動の影響の把握、(4)砂地盤中の単杭のより合理的な  $p$ - $y$  関係の評価手法の提案を行った。(1)では重力場および遠心力場において合計

## 1.2 研究方法と本研究のターゲット

前述した 4 つの課題を明らかにすべく以下により研究を進めた。

(1)大变位時の単杭の水平抵抗挙動の測定では、基本的な単杭の水平荷重-杭頭水平変位関係、曲げモーメント分布に与える模型地盤の相対密度、杭径、曲げ剛性そして載荷方法(一方向単調杭頭水平載荷実験、一方向繰返し杭頭水平載荷実験、正負交番繰返し杭頭水平載荷実験)の影響を調べる目的で重力場、遠心力場にて合計 42 ケース(同一条件の載荷試験を含む。)の単杭の杭頭水平載荷実験を大变位域まで実施した。その際、水平荷重、杭頭水平変位の計測はもちろんのこと、杭体内部に貼り付けた歪みゲージで杭体の曲げひずみを正確に測定した。また曲げひずみから曲げモーメントへの評価方法は、別途杭の曲げ変形試験および曲げ破壊試験を実施し、杭体の非線形領域まで曲げモーメントを算出できるように配慮している。このように杭体の曲げ試験を実施し、合わせて多くの単杭の杭頭水平載荷試験を実施した研究例は今までない。

(2)小変位から大变位域までの単杭の  $p$ - $y$  関係の測定およびモデル化では、精度の高い  $p$ - $y$  関係の計測と地盤密度、杭径、深さの影響を加味した  $p$ - $y$  関係のモデル化に努めた。現在の所、 $p$ - $y$  関係は単杭の杭頭水平載荷実験より得られる曲げモーメントより、これを 2 階微分、2 階積分しそれぞれ地盤反力、水平変位を求めているが、正確性に欠けるとの指摘がある。本研究では、模型砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係を直接求めることが可能な分割杭、および分割杭の水平載荷システムを新たに開発した。模型地盤の相対密度、模型杭径をコントロールすることはもちろんのこと、分割杭の水平載荷システムを遠心模型実験装置に搭載し、遠心加速度を付与し、全 53 ケースの分割杭の水平載荷試験より  $p$ - $y$  関係を計測した。得られた  $p$ - $y$  関係と地盤の相対密度、杭径、深さの影響を調べることにより今まで明らかにすることが不可能であった深部での単杭の  $p$ - $y$  関係やこれらに与える影響要因を明確にでき、これをもとに双曲線を用いて  $p$ - $y$  関係のモデル化を実施した。得られた双曲線型  $p$ - $y$  関係を用いて単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートすることにより、水平荷重-杭頭水平変位関係および曲げモーメント分布において実験結果と一致したシミュレート結果が得られたことから、信頼性の高い  $p$ - $y$  関係を得ている証明となった。

(3)現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係のパラメータの設定方法および変動の影響の把握では、直接得られた  $p$ - $y$  関係をもとに、現行設計法で用いられる代表的な  $p$ - $y$  関係

1 つであるバイリニア型  $p$ - $y$  関係を挙げ、分割杭の水平載荷試験より得られた  $p$ - $y$  関係との比較をおこなった。設計上用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係には考慮されていない要因を導き出し、それらの要因が  $p$ - $y$  関係に与える影響を明らかにし、その重要性を指摘している。また設計上の指摘や今後の課題を明らかにするために、最適バイリニア型  $p$ - $y$  関係を求めることを試みた。つまり、バイリニア型  $p$ - $y$  関係の傾きと上限値を変動させ、得られる単杭の水平荷重-杭頭水平変位関係を双曲線でモデル化した  $p$ - $y$  関係から得られた水平荷重-杭頭水平変位関係と比較し、この両者が一致するバイリニア型  $p$ - $y$  関係の傾きと上限値を求めた。

(4)砂地盤中の単杭のより合理的な  $p$ - $y$  関係の評価手法の提案では、モデルとして得られた双曲線型  $p$ - $y$  関係の初期地盤反力係数と極限地盤反力の 2 つのパラメータを導くこととした。初期地盤反力係数は地盤の弾性係数に与える地盤の相対密度、歪みレベル、載荷方向が地盤の堆積方向と異なる異方性および杭径の影響を考慮し求められることを示した。一方、極限地盤反力については極限平衡法を用いたくさび形の破壊メカニズムを仮定し、地盤の内部摩擦角に与える応力依存性および杭径の影響を考慮し求められることを示した。地盤の相対密度が密なものから緩いものへ、あるいは地盤の浅い領域から深い領域への変化により杭前面の地盤の破壊メカニズムは全般せん断破壊から局所せん断破壊に変化することが予想できるが、本研究では同一の破壊メカニズムを用い、局所せん断破壊に対しては内部摩擦角を低減することで簡略化し工学上の便宜を図った。しかしながら、本研究で求めた解析結果は極限地盤反力の実験結果と良く一致しており、本研究の有用な知見の 1 つとなっている。

### 1.3 本論文の内容と構成

本論文は「砂地盤中の単杭の水平抵抗に関する研究」と題し、以下の 7 章から成る。

第 1 章「序論」では、我が国および世界の基礎設計の動向を概観し、それに対応した水平力を受ける杭基礎の設計上の課題として、(1)水平力を受ける杭の大変位時の水平抵抗挙動の測定、(2)小変位から大変位域までの杭の水平地盤反力-水平変位関係 ( $p$ - $y$  関係)の測定およびモデル化、(3)現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係の各パラメータ(地盤反力係数と極限地盤反力)の設定方法、ならびに各パラメータの変動の影響の把握、そして(4)より合理的な  $p$ - $y$  関係の評価法の提案を挙げ、特に砂地盤中の単杭の水平抵抗に着目し、既往の研究をまとめ、本研究の位置づけを明らかにした。

第 2 章「試料および模型杭の物理・力学特性」では、本研究で実施した砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験および分割杭の水平載荷実験に用いた豊浦砂、稲城砂および模型鋼管杭の物理・力学特性についてまとめた。

第 3 章「水平力を杭頭に受ける単杭の水平抵抗」では、重力場ならびに遠心力場における単杭の杭頭水平載荷実験により載荷方法、地盤密度、杭剛性、杭径、杭長をパラメトリックに変化させ、砂地盤中の単杭の大変位域までの水平抵抗の違いを調べた。即ち、載荷方法の違いによる単杭の水平抵抗の差異を調べる目的として、重力場で締固めた不飽和稲城砂地盤中の模型鋼管杭の一方単調杭頭水平載荷実験、一方繰返し杭頭水平載荷実験および正負交番杭頭水平載荷実験を実施し、これら 3 者の杭頭水平荷重-杭頭水平変位関係、曲げ歪み分布の比較を行った。さらに遠心力場での砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験を実施する上で、シングルホッパーを用いて作製した模型地盤の基本性能(模型地盤の相対密度のばらつき、およびコーン貫入抵抗のばらつき)を調べた。その後、同方法で作製した豊浦砂地盤で一方単調杭頭水平載荷実験および一方繰返し杭頭水平載荷実験を杭剛性と長さの異なる 6 種の模型鋼管杭を用い、2 種の地盤密度、6 種の遠心加速度比のもと実施し、

杭頭水平荷重-水平変位関係に与える地盤密度, 杭径および杭剛性の影響を調べた. また, 同一の実物換算寸法を有する modeling of models について杭頭水平荷重-水平変位関係および曲げモーメント分布を比較し, それぞれに与える粒子寸法効果について考察した.

第4章「単杭の p-y 関係の測定およびモデル化」では, 単杭の p-y 関係を各深さ毎に直接求めることが可能な分割杭および分割杭の水平載荷システムを新たに開発し, 小変位から大変位域までの単杭の p-y 関係の測定およびモデル化を行った. その結果, 砂地盤中の単杭の p-y 関係は双曲線によって精度良く近似できることを示し, 双曲線型 p-y 関係のパラメータである初期地盤反力係数と極限地盤反力に与える杭径, 深さおよび地盤密度の影響を明らかにした. さらに実験結果より得られた双曲線型 p-y 関係を用いて, 第3章で示した遠心力場での単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートし, 本研究で開発した分割杭および分割杭の水平載荷システムの有用性を明らかにした.

第5章「双曲線型 p-y 関係と現行 p-y 関係の比較およびパラメータの設定方法」では, 現行の設計法で用いられるバイリニア型 p-y 関係のパラメータである地盤反力係数および極限地盤反力の設定に着目し, これらのパラメータの変動の影響について調べ, 更に第4章で示した双曲線型 p-y 関係とバイリニア型 p-y 関係との比較を行い, バイリニア型 p-y 関係のパラメータの設定の違いが, 砂地盤中の単杭の水平抵抗の予測値に与える影響について検討した. 次に砂の弾性係数に与える地盤密度, 応力レベル, ひずみレベルの影響ならびに杭の寸法の影響を考慮した初期地盤反力係数の評価方法, また内部摩擦角 $\phi'$ に与える応力レベル, 杭径の影響を考慮した極限平衡法により極限地盤反力の評価法を提案し, 第3章, 第4章で行った遠心模型実験結果との比較により, 同評価方法の妥当性を検証した.

第6章「重力場で実施した単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション」では, 第5章で提案した双曲線型 p-y 関係および評価手法を用いて, 第3章で実施した重力場での不飽和稲城砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを試みた. 極限地盤反力の評価にあたっては, 不飽和稲城砂地盤の見かけの粘着力  $c'$  の影響を示すとともに, それについても双曲線型 p-y 関係を用いて杭頭水平荷重-杭頭水平変位関係および曲げモーメント分布について精度の高い予測が可能であることを示し, 本手法の合理性を明らかにした.

第7章「結論」では本論文の各章で得られた知見をとりまとめた.

Fig.1.1 に以上説明した研究の流れを示す.

## 1.4 既往の研究

本節では本研究に用いた地盤材料である砂の力学特性および単杭の水平抵抗に関する既往の研究成果をまとめた. 単杭の水平抵抗は, これを支持する地盤材料の力学特性と密接な関係を有することはもちろんのこと, 砂の強度・変形特性は応力状態, 歪みレベルにより著しく変化することが知られており, これらの砂地盤の強度および変形特性を正確に評価するためには強度特性に与える応力依存性, また変形特性に与える応力依存性, ひずみ依存性を評価する必要がある. したがって, これらの情報は「第5章 双曲線型 p-y 関係と現行 p-y 関係の比較およびパラメータの設定方法」で述べる p-y 関係の評価において用いている.

## 1.4.1 砂の力学特性

### (1) 砂の変形特性

大型構造物の変形を予測する場合、現行設計法では変形量を過大に見積もり、その結果、実構造物は最適設計と比較してさらに過大設計となることが指摘されている(龍岡ら,1997). 龍岡ら(1997)の示したケーススタディーのほとんどが、大規模構造物でしかも支持地盤が岩盤にあるような安全率の高い構造物であり、本来の設計法が大規模構造物を軟弱地盤上に構築する場合の設計であったことから生じた問題であると彼らは指摘している. このような視点から原位置での正確な変形係数の測定への試みがなされるようになってきた.

Goto(1987)の研究において、局所軸変位測定装置(L.D.T.=Local Displacement Transducer)の開発がなされ、ベッディングエラー(bedding error:三軸供試体上下のゆるみ領域の影響、キャップペダスタル面との間の不完全接触による影響)の影響を含まない微小歪みレベルでの局所歪みの計測に成功した. Fig.1.2 は拘束圧一定の三軸圧縮試験での地盤材料の応力-ひずみ関係における各種変形係数の定義である(澁谷ら,1997). これを以下に示す.

割線弾性係数  $E_{sec}$ , 割線せん断弾性係数  $G_{sec}$

$$E_{sec} = q/\varepsilon_a, G_{sec} = \tau/\gamma \quad (1.2)$$

接線弾性係数  $E_{tan}$ , 接線せん断弾性係数  $G_{tan}$

$$E_{tan} = dq/d\varepsilon_a, G_{tan} = d\tau/d\gamma \quad (1.3)$$

等価弾性係数  $E_{eq}$ , 等価せん断弾性係数  $G_{eq}$

$$E_{eq} = q_{SA}/(\varepsilon_a)_{SA}, G_{eq} = \tau_{SA}/\gamma_{SA} \quad (1.4)$$

履歴減衰率  $h$

$$\begin{aligned} h &= \Delta W / (2\pi W) \\ W &= W_1 + W_2 \end{aligned} \quad (1.5)$$

$q$  ( $\tau$ )および $\varepsilon_a$  ( $\gamma$ )はそれぞれ偏差応力(せん断応力)および軸歪み(せん断歪み), また  $q_{SA}$  ( $\tau_{SA}$ )および $(\varepsilon_a)_{SA}$  ( $\gamma_{SA}$ )は片振幅繰返し軸差応力(繰返しせん断応力), 軸ひずみ(せん断歪み)を表す. ひずみレベルがおおよそ 0.001%より小さな範囲で  $E_{tan}=E_{sec}$  および減衰定数  $h$  がゼロに近いこと, この時の弾性係数は最大値つまり  $E_{max}$  になること,  $E_{max}$  は载荷周波数, 繰返し载荷履歴, 初期せん断応力の有無, 载荷パターン等にはほとんど影響されない安定した定数であることが分かっている(Shibuya,S. et al.,1992). 彼らはこの弾性係数を疑似弾性係数と呼び, Fig.1.3 に示す粘土に用いられる降伏曲面の考え方を砂に適用した. つまり, 応力空間内に移動しない降伏曲面  $C$  および空間内を応力状態によって常に移動する準降伏局面  $A$  および  $B$  が存在する.  $A$  は歪みレベルで 0.001%,  $B$  は 0.01%,  $C$  は 1%にある.  $OA$  間では材料は線形弾性挙動をとり,  $AB$  間では剛性の低減および塑性歪みの発生を伴うが, ダイレイタンスーは生じない.  $BC$  間では塑性せん断歪みおよびダイレイタンスーが生じ, 最終的に破壊に至る.

一般的にセメンテーションのない土質材料のせん断弾性係数  $G_{max}$  は次の経験式で表される。(Hardin, B.O. & Richart, F.E., 1963; Iwasaki, T. et al., 1978)

$$G_{max} / p_r = CF(e)(p' / p_r)^n (OCR)^k \quad (1.6)$$

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (1.7)$$

ここで、 $C$  は実験定数、 $F(e)$  は間隙比関数、 $p'$  は平均有効応力、 $p_r$  は基準応力、 $OCR$  は過圧密比、 $n, k$  は指数である。Fig.1.4 はこれまで提案された実験式の  $CF(e)$  (図中は  $AF(e)$  となっている。)部分をまとめたものであり、共通して  $n=0.5$  である(澁谷ら, 1997)。特にきれいな砂の  $G_{max}$  の推定には Hardin & Richart (1963) が提案した式(1.7)に示す間隙比関数  $F(e)$  がよく用いられ、豊浦砂のせん断弾性係数についても同様である。一方、弾性係数についても式(1.6)と同様の形を用いて式(1.8)に示す整理を行った研究が多い(例えば Kohata, Y. et al., 1994; Hoque, E. et al., 1994; 中村, 1998; 中村ら, 1998)。

$$E_{max} / p_r = CF(e)(p' / p_r)^n (OCR)^k \quad (1.8)$$

最近の研究成果から弾性係数については平均有効応力  $p'$  の関数ではなく、以下に示す直応力  $\sigma_v'$  のみの関数であるという実験事実も得られている(Tatsuoka, F. & Kohata, Y., 1994)。

$$E_{maxv} / p_r = CF(e)(\sigma_v' / p_r)^{m_v} \quad (1.9)$$

$$E_{maxh} / p_r = (1 - I_0) CF(e)(\sigma_h' / p_r)^{m_h} \quad (1.10)$$

ここで、 $I_0$  は、初期構造異方性を表し、等方材料ならば  $I_0=0$  である。上式から  $m_v=m_h=m$  と仮定すると、

$$\frac{E_{maxv}}{E_{maxh}} = \frac{(\sigma_v' / \sigma_h')^m}{1 - I_0} \quad (1.11)$$

となり、異方応力状態( $I_0 \neq 1$ )では  $E_{maxv}$  と  $E_{maxh}$  が必然的に異なることが理解される。Fig.1.5 には Tatsuoka, F. & Kohata, Y. (1994) が行った豊浦砂の等方および異方圧密供試体の疑似弾性係数を縦軸に、 $\sigma_v'$  あるいは  $\sigma_h'$  を横軸にとり整理した図である。 $E_{maxh}$ ,  $E_{maxv}$  の比が横軸  $\sigma_h'$ ,  $\sigma_v'$  の変化に対してほぼ一定であり、同一の  $\sigma_h'$ ,  $\sigma_v'$  における等方、異方圧密供試体の弾性係数は若干の差はあるものの、彼らが言うように全体の profile から判断して一定と見なした方が良いようである。以上より求める方向と直交方向の直応力を変化させても、求める方向の直応力が同一ならば、弾性係数の変化は少ないことが示唆される。

従来、地盤材料のポアソン比は一定であるとされてきたが、鉛直歪み、側方歪みの微小歪み



レベル計測が可能となり、ポアソン比が応力状態によって変化するという非線形性が実験的事実として確認されてきた。これも Goto(1987)が開発した L.D.T.の功績によるところが大きい。**Fig.1.6** は砂および礫のポアソン比と鉛直有効応力 $\sigma_v'$ と水平有効応力 $\sigma_h'$ の比との関係である (Hoque, E. et al., 1994; 将ら, 1996)。応力比 $\sigma_v'/\sigma_h'$ の増加と共に漸増するポアソン比( $\nu_{vh}$ )を応力比 $\sigma_v'/\sigma_h'$ の  $m/2$  乗とし、これを点線で示している。ここで  $m$  は式(1.11)に示す  $m$  である。

## (2) 砂の強度特性

砂の強度は Mohr-Coulomb の破壊基準に照らし合わせれば、粘着力  $c'$  はゼロと見なせることから  $\phi'$  のみに依存する、いわゆる摩擦材料( $\phi$ 材)として取り扱われてきた。 $\phi'$  の要因として粒子の破碎がないと仮定すれば、固体摩擦、インターロッキング効果、ダイレイタンシー効果の 3 種からなり、このうち固体摩擦、インターロッキング効果の和は体積変化のない状態での粒子集合体がせん断される時の摩擦角であり、残留強度 $\phi_r'$  に等しいことがわかっている。 $\phi'$  は間隙比  $e$  の関数であることはもちろんのこと、拘束圧、異方性および中間主応力の影響を受けることが一般に知られていることから、これらが固体摩擦、インターロッキング効果、ダイレイタンシー効果に影響を及ぼし、 $\phi'$  が変化するものと考えられる。中でも間隙比  $e$  の影響および拘束圧の影響は無視し得ない。

典型的な例として **Fig.1.7** は Tatsuoka, F. et al.(1986) による三軸圧縮試験および平面歪み圧縮試験により得られた  $\phi'$  を縦軸に、 $\sigma_3'=5\text{kPa}$  時の間隙比を横軸にとった図であり、 $\phi'$  の間隙比の変化による影響が見てとれる。つまり、間隙比の増加と共に砂の内部摩擦角 $\phi'$  は減少し、平面歪み圧縮試験から得られた  $\phi'$  が三軸圧縮試験のそれよりも 5deg. 程度大きいことが分かる。これは中間主応力の影響  $b=(\sigma_2'-\sigma_3')/(\sigma_1'-\sigma_3')$  であり、平面歪み圧縮試験では粒子の滑りに対する拘束の効果が大きいと生じたものである。Cornforth, D.H.(1964) は Tatsuoka, F. et al.(1986) と同様、三軸・平面歪み圧縮試験を行い、せん断特性を比較した。これより平面歪み圧縮試験の  $\phi'$  は、三軸圧縮試験のそれと比べて大きいこと、破壊時の軸歪みは小さく、その後の歪み軟化傾向は顕著であることを結論としている。

土の自重を考慮すべき支持力問題では、基礎直下の土要素の拘束圧が著しく増加することから、応力レベルの増加に伴う  $\phi'$  の低下(応力依存性)は無視し得ないものとなる。杭の水平抵抗問題に関しても同様で、載荷に伴い土要素の拘束圧は増加し、これに伴って主応力 $\sigma_1'$  および  $\sigma_3'$  も増加し、モールの応力円は  $\tau$ - $\sigma$  グラフ上で右に移動しながら拡大する。これに伴い、応力依存性を有する砂の  $\phi'$  は徐々に小さくなり、 $\phi'=\text{const.}$  と仮定した場合よりも小さな地盤反力で土は塑性化することとなる。このように  $\phi'$  の応力依存性を無視すれば、極限地盤反力を過大評価することが理解される。Fukushima, S. & Tatsuoka, F.(1984) は、Ponce, V.M. & Bell, T.M.(1971) や Stroud, M.A. (1971) の  $\sigma_3' < 50\text{kPa}$  での  $\sigma_3'$  が減少するに従い、 $\phi'$  が増加していることに異論を唱え、メンブレン張力の補正および供試体自重の補正を加えた低拘束圧下での三軸圧縮試験を実施した。これより 50kPa 以下の低拘束圧下では、 $\phi'$  はほぼ一定値である結論を得ている。**Fig.1.8** は Tatsuoka, F. et al.(1986) がまとめた豊浦砂の  $\phi'$  の  $\sigma_3'$  依存性を示す図である。三浦, 山内(1971) は大きな  $\sigma_3'$  のもと三軸圧縮試験を緩詰めおよび密詰め供試体に対して実施した。これによると、 $\sigma_3'$  が 7500kPa を超える場合、緩詰め供試体の  $\phi'$  が密詰め供試体のそれより大きくなる結果を得ている。これに対して彼らは測定されるせん断抵抗は材料の摩擦特性 + ダイレイタンシー効果 + 粒子破碎と再配列効果の 3 種の強度から表されるとする Lee, K.L. & Seed, H.B.(1967) の考えを支持し、高拘束下では緩詰め供試体でのダイレイタンシー効果の不足分を粒子の破碎と再配列効果で補うために、密詰め供試体のせん断抵抗を上回ると解釈した。

ダイレイタンスー特性が $\phi'$ に影響を与えることは前に述べたが、これまでの多くの研究によると $R(=\sigma_1'/\sigma_3')$ と $D(=-\dot{\epsilon}_3/\dot{\epsilon}_1)$ の間には直線関係がある。これを以下のように表す。

$$R = KD \quad (1.12)$$

この関係式は Rowe のストレス-ダイレイタンスー式(Rowe,P.W.,1962)と呼ばれるものであり、現在の応力状態と変形は密接な関係があることを示すものである。またこの $K$ の値は応力状態、相対密度に依存しない。Fig.1.9 に Tatsuoka,F. et al.(1986)が整理したストレス-ダイレイタンスー特性と応力比の関係を示した。三軸圧縮試験および平面歪み圧縮試験より $K=3.1, 3.5$ をそれぞれ得ている。式(1.12)は flow rule と呼ばれ、 $\sigma_1'/\sigma_3'$ と体積歪み $\epsilon_v(=\epsilon_1+\epsilon_3)$ の関係が砂の密度、拘束圧、異方性によって変化するにも関わらず、 $K$ の値は余り変化しない特徴を有する。式(1.12)が成り立つとすると、 $\phi'$ とダイレイション角 $\varphi(=-(\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3)/(\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3))$ の間には、

$$\sin \varphi = \frac{(1 + \sin \phi') - K(1 - \sin \phi')}{(1 + \sin \phi') + K(1 - \sin \phi')} \quad (1.13)$$

の関係が存在し、特に $K=1.0$ の場合に限り

$$\phi' = \varphi \quad (1.14)$$

となる。この時直交条件が成り立つといい、塑性歪み増分は降伏曲面に直交する方向に増加すると仮定できる。

以上、砂の力学特性について既往の研究成果をまとめた。本論文では、砂地盤中の単杭の $p$ - $y$  関係の評価する上で砂の力学特性、特に砂の弾性係数に与える応力レベル、地盤密度の影響、歪みレベルの影響そして砂の強度 $\phi'$ に与える応力レベルの影響が重要となる。

## 1.4.2 単杭の水平抵抗

### (1) 解析的および実験的研究

水平力を受ける単杭の挙動の評価方法には大きく分けて2つのアプローチがとられる。一つは杭-地盤の相互作用を地盤バネ( $p$ - $y$  関係)により表現し、杭の曲げモーメントと曲率の関係から導いた支配方程式に初期条件、境界条件を導入し解く方法である。もう一方は地盤および杭の力学特性(応力-ひずみ関係)を構成則を用いて表現し、適合条件および応力の釣り合い式を用いて、更に初期条件および境界条件も加え全体系で解く FEM 解析である。前者は周辺地盤の挙動について情報を得ることはできないが、地盤と杭の相互作用を  $p$ - $y$  関係として簡単な形で表現することから計算が容易であり、杭の  $p$ - $y$  関係が妥当であれば杭体の設計において必要となる情報(曲げモーメント、地盤反力)を十分な精度で評価することができる。また、この方法は杭の地盤反力が杭の変位の関数で直接表現され、パラメータが少ないことから、計算結果の良し悪しを判断し、入力データの修正が容易であることから、杭の設計の主流となっている。後者については、近年 3 次元弾塑性 FEM を適用した研究も増加している。木村(1993)は降伏規準、塑性ポテンシャルともに Drucker-Prager 式を用い、関連流れ則を適用したモデル化を、Brown,D.A.&Shie,C.F.(1990)は降伏規準、塑性ポテンシャルとして Mohr-Coulomb 式の近似曲面を提案し、これに非関連流れ則を適用したモデルを、また若井、鶴飼

(1995)は降伏規準に Mohr-Coulomb 式, 塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式を採用し, 非関連流れ則を適用した 3 次元弾塑性 FEM 解析を行っている。これらの解析では特に異なる物性である杭と地盤との相互作用の表現および 3 次元化に伴う計算時間の増加等の問題がある。更に現在では杭-地盤の力学モデルによっては入力パラメータが多くなり, 非常に複雑な計算となることから, 設計に用いられることは希である。むしろ実設計の確認あるいは被害の事後解析に用いられることが多い。

地盤バネによる杭の水平抵抗の考え方は, そのバネの特性によって弾性地盤反力法, 極限地盤反力法および複合地盤反力法の 3 種に分けられ, この地盤バネの評価方法に関する研究が数多くなされてきた。

Chang, Y.L.(1937)は水平力を受ける杭の挙動を弾性地盤反力法を用いて最初に取り扱った。彼は, 半無限長の単杭について式(1.15)の杭の支配方程式を用い, 地盤反力  $p(y,z)$  を杭の水平変位  $y$  に対して線形と仮定した式(1.16)を導入することによって, 基礎方程式を解いた。これは弾性地盤反力法のうち線形弾性地盤反力法と呼ばれる。

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Dp(y,z) = 0 \quad (1.15)$$

$$p(y,z) = k_h y \quad (1.16)$$

ここで,  $EI$  は杭の曲げ剛性であり,  $D$  は杭径,  $y$  は杭の水平方向の変位を表し,  $z$  は地盤表面からの深さ,  $p(y,z)$  は地盤反力,  $k_h$  は地盤反力と杭の変位を関係づける比例定数, 即ち地盤反力係数である。これを用いて Chang, Y.L.(1937)は Feagin, L.B.(1937)が行ったミシシッピー川砂地盤に打ち込まれた単杭および群杭の杭頭水平載荷実験の内, 杭頭回転固定条件での水平載荷実験結果をシミュレートした。これより杭の第 1 不動点の 1/3 の深さにおける地盤反力係数  $k_h$  を用いれば,  $k_h$  を深さに対して一定と仮定しても精度の良い予測が可能であるとしている。非線形性を有する地盤材料に対して, このような線形弾性の仮定が適用できたのは, 杭頭に与えた水平変位が比較的小さな実験結果であったためと考えられる。

これに対し Broms, B.B.(1964a,b)も粘土地盤中および砂地盤中の有限長の単杭の水平抵抗挙動を式(1.15)(1.16)の下で解き, 過去の多くの杭の杭頭水平載荷実験結果と比較し, 実験結果に対する式(1.15)(1.16)の整合性を確認している。但し, 彼は粘土地盤では  $k_h$  は深さに対して一定としているが, 砂地盤では式(1.17)に示すように  $k_h$  は深さに対して比例し, 杭径  $D$  に反比例するとした Terzaghi, K.(1955)の研究成果を用いた。

$$p(z,y) = n_h \frac{z}{D} y = k_h y \quad (1.17)$$

ここで,  $n_h$  は比例定数である。Terzaghi, K.(1955)は地盤種別毎にこの概略値を求めており, 地下水位以上の緩い砂地盤の場合,  $2.4 \times 10^6 \text{ N/m}^3$ , 密な砂地盤の場合,  $1.9 \times 10^7 \text{ N/m}^3$  を得ている。この結果, Broms, B.B.(1964a,b)は杭と地盤の剛性比および杭長の積で表される無次元パラメータ  $\beta l = (k_h/4EI)^{1/4} l$ ,  $\eta l = (n_h/EI)^{1/4} l$  および杭頭水平荷重  $P_0$  を与えることにより杭頭水平変位  $Y_0$  を算出できるチャートを作成している。これを Fig.1.10 に示す。

杭の水平地盤反力が杭の変位  $y$  に対して直線的に増加する Chang, Y.L.(1937)や Broms, B.B.(1964a,b)の考え方(線形弾性地盤反力法)の他に久保(1961,1962)は, 杭の水平載

荷実験から式(1.18)に示すような水平地盤反力が深さと杭の変位の指数関数で表される p-y 関係、いわゆる港研方式を提案した。

$$p(z, y) = k_{hs} z^m y^n \quad (1.18)$$

ここで、 $k_{hs}$  は  $k_h$  とは異なる次元からなる杭の水平地盤反力係数であり、 $m, n$  は、それぞれ地盤固有の値を取り、地盤の強度が深さ方向に増加する砂地盤あるいは正規圧密地盤では、 $m=1, n=0.5$ 、強度がほぼ一定である良く締まった砂地盤や過圧密粘土地盤では、 $m=0, n=0.5$  が推奨されている(久保,1964,1965)。これを弾性地盤反力法のうち非線形弾性地盤反力法と呼ぶ。

Broms, B.B.(1965)は杭が非常に大きな水平変位を受けた極限状態も取り扱い、粘土地盤および砂地盤中の杭の水平支持力を求め、これを安定図表としてまとめた。これは極限地盤反力法と呼ばれ、一種の極限平衡法である。彼は砂地盤の場合、式(1.19)に示すように杭の極限地盤反力としてランキンの受働土圧の3倍を与えている。

$$p_{max} = 3K_p \sigma_v' \quad (1.19)$$

ここで、 $p_{max}$  は杭の極限地盤反力、 $K_p$  はランキンの受働土圧係数、 $\sigma_v'$  は鉛直有効応力である。

上記弾性地盤反力法および極限地盤反力法の中間的な方法として複合地盤反力法がある。この方法では、比較的大きな水平変位を考慮しつつ杭の断面力および地盤反力の計算が可能となる。Reese, L.C. et al.(1974)は p-y 曲線を表す上で極限地盤反力および数点のポイントを設定し、これを直線および放物線で補間する方法を提案している(Fig.1.11)。この方法は1975年に API(American Petroleum Institute)で採用されて以来、修正が加えられ現在ではハイパボリック関数を用いた独特な p-y 関係が用いられるようになった(API,1993)。Reese, L.C. et al.(1974)は地盤表面近くと深部で破壊メカニズムを変化させた極限地盤反力分布を提案し(Fig.1.12)、API ではこの考え方をそのまま受け継いでいる。岸田, 中井(1979)は Reese, L.C. et al.(1974)の研究を参考に、砂地盤および粘土地盤中の単杭の p-y 関係を地盤反力係数  $k_h$  および極限地盤反力  $p_{max}$  で与えられるバイリニアモデルで理想化した。土質試験および標準貫入試験結果からそれぞれのパラメータを推定し、12種の現場での単杭の杭頭水平載荷実験結果をシミュレートし、実験結果と良い一致を得ている。岡原ら(1991)や幸左ら(1995,1998)も同様にバイリニアモデルを用い、現行の地盤反力係数およびクーロンの受働土圧のそれぞれ  $\alpha_k, \alpha_p$  倍とし、かなり大きな変位まで載荷した実大杭の水平載荷実験から  $\alpha_k$  および  $\alpha_p$  を求めた(Fig.1.13)。この考え方は、神戸地震後に改訂された道路橋仕方書 IV 下部工編(1997)に採用されている。最近では Wu, D. et al.(1998)が三軸試験の結果を適用し、双曲線関数で仮定した p-y 関係を導き、これを粘性土地盤中の杭径 90mm から 600mm、全 21 の鋼管単杭の水平載荷実験のシミュレートに用いた(Fig.1.14)。また、Li, Y.& Peter, M.B.(1992)は Morison, C.S.& Reese, L.C.(1986)が行った単杭の杭頭水平載荷実験について API p-y 関係および提案した放物線 p-y 関係でシミュレートし比較した結果、放物線 p-y 関係の有効性を確認している(Fig.1.15)。

以上のように地盤バネを用いた地盤反力法は杭の p-y 関係を如何に評価するかが重要な課題であり、特に初期の勾配である初期地盤反力係数および最大値である極限地盤反力は、

p-y 関係を決定する要素となることから、これらに与える杭径の影響および応力レベルの影響は基本的な問題であり、未だに未解明な点が多い。沢口(1968)は杭の水平地盤反力係数に関する杭径の影響について単杭の杭頭水平載荷実験から調べ、杭径が 200~300mm 以上になると杭径の影響がなくなるという結果を得ている。同様に水平地盤反力係数の杭径の影響を実験的に求めた研究として Yoshida,I.&Yoshinaka,R.(1972)がある(Fig.1.16,17)。彼らは関東ローム層および湿潤砂層に作製した孔内で、載荷幅 300~1200mm の範囲の水平方向平板載荷実験を行い、基準変位量を 10mm としたときの地盤反力係数が載荷面の直径の-3/4 乗に比例する関係を得た。以来、我が国における道路橋および鉄道橋等の主な杭の設計(鉄道総合技術研究所,1997; 日本道路協会,1997)では、このいわゆる-3/4 乗則を地盤反力係数の基礎幅の寸法効果として用いるようになった。しかしながら、彼らが求めた地盤反力係数は基準変位量を 10mm とし、載荷幅 300mm の水平地盤反力係数を 1 としたときのものであり、着目する変位や杭径が異なる場合、地盤反力係数に与える基礎寸法の影響は異なる可能性を有する。

重力場における杭頭水平載荷実験に加えて遠心模型実験を用いた杭の p-y 関係に関する研究も増加している。Terashi,M. et al.(1989)は長杭の p-y 関係に与える杭径、杭の剛性についてパラメトリックに変化させた遠心模型実験を行っている(Fig.1.18~21)。彼らは、久保(1961,1962)が示した p-y 関係に関する経験則の有効性を確認すると共に、p-y 関係に与える杭剛性の影響は小さいこと、 $p(z,y)=k_{hs}zy^{0.5}$  で表された水平地盤反力係数  $k_{hs}$  は杭径  $D$  の平方根に対して反比例することを示した。同様に Bouafia,A.&Garnier,J.(1991)も遠心模型実験による砂地盤中の模型杭の水平載荷実験から杭の曲げモーメントを求め、これを 2 階積分して杭の変位を、2 階微分して地盤反力を算出し杭の p-y 関係を得た。このような p-y 関係の求め方は一般的ではあるが、曲げモーメントを 2 階微分して得られる地盤反力は測定誤差の影響を強く受けるという問題が存在する。この問題に対して沢口、山田(1988)はフリクションリボンを用いて杭の水平地盤反力を直接測定する方法を採用した。彼らは、曲げモーメントから地盤反力を求める方法について、算定精度の低さを指摘し、フリクションリボンを用いた地盤反力の計測を行い、港研方式で計算した結果と比較し同方式の適用性の高さを示している。その他の砂地盤を対象とした遠心力場での単杭の p-y 関係に関する研究として Fig.1.22 に示す Georgiadis,C. et al.(1991)の研究がある。彼らは砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験を双曲線型 p-y 関係を用いて解析し、他の方法(Reese,L.C. et al.,1974; Det Norske Veritas,1980; Scott,R.F.,1980; Murchison,J.M.&O'Neil,M.W.,1984)と比較した。Georgiadis,C. et al.(1991)は初期地盤反力係数に Terzaghi,K.(1955)が提案した深さ方向に増加する地盤反力係数を用い、極限地盤反力には Reese,L.C. et al.(1974)が用いた極限地盤反力を採用している。

このように、水平力を受ける単杭の挙動、特に単杭の p-y 関係に関する研究が数多くなされてきたが、いずれも杭頭の変位が、杭径の 10%程度の比較的小さな範囲までのものであり、大きな杭頭水平変位まで加えた杭頭水平載荷実験例は非常に少ない。これはこれまでの設計で考慮していた変位量が比較的小さかったことが主たる理由であるが、1995 年に発生した神戸地震以来、杭を含めた基礎の設計法は比較的大きな変位を許容する設計法(靱性設計)に移行しつつある。また、世界的に基礎の設計法が仕様設計から性能設計へ移行する過渡期にあり(Ovesen,N.K.,1993)、基礎構造物の水平抵抗挙動に対して根拠のある正確な評価手法が必要となってきた。

## (2) 現行設計法での単杭の水平抵抗の考え方

現行設計法における水平力を受ける単杭の水平抵抗の考え方は、式(1.15)を基本として、杭

の p-y 関係を如何に設定するかによって決定される。これらの p-y 関係は大きく分けて、港研方式と呼ばれる(1)指数関数型 p-y 関係、鉄道および道路分野で用いられる(2)バイリニア型 p-y 関係、海外での実績しかないが特殊なモデルとして、API で採用されている(3)ハイパボリック関数型 p-y 関係(双曲線型 p-y 関係)に分けられる。ここでは、砂地盤上の単杭の p-y 関係の設定方法に限定し、同一の地盤条件のもとで各 p-y 関係を比較した。詳細については各設計書(日本道路協会,1997; 鉄道総合技術研究所,1997; 日本港湾協会,1991; API,1993)に委ねるものとする。これらの関数を以下に示す。

指数関数型 p-y 関係(港研方式)

$$\begin{aligned} p &= k_{hs} z^m y^n \\ &= k_{hs} z y^{0.5} \end{aligned} \quad (1.20)$$

バイリニア型 p-y 関係(道路・鉄道)

$$\begin{aligned} p &= k_h y \quad p \leq p_{\max} \\ p &= p_{\max} \quad p \geq p_{\max} \end{aligned} \quad (1.21)$$

ハイパボリック関数型 p-y 関係(API)

$$\begin{aligned} P &= P_{\max} \tanh\left(\frac{k_h z y}{P_{\max}}\right) \\ p &= \frac{P}{D} = \frac{P_{\max}}{D} \tanh\left(\frac{k_h z y / D}{P_{\max} / D}\right) \\ &= p_{\max} \tanh\left(\frac{k_h \frac{z}{D} y}{p_{\max}}\right) \end{aligned} \quad (1.22)$$

ここで、 $p$  および  $p_{\max}$  はそれぞれ地盤反力、極限地盤反力であり、応力の次元を有する。つまり、杭表面単位面積当たりの力となる。 $k_{hs}$ 、 $k_h$  は地盤反力係数と呼ばれ、それぞれ次元が異なり、 $k_{hs}$  は力を長さの 3.5 乗で除した次元を、 $k_h$  は力を長さの 3 乗で除した次元を有する。 $z$  は深さであり、 $y$  はその深さにおける杭の水平変位である。式(1.20)(1.22)には深さ  $z$  が考慮されているのに対し、式(1.21)では深さの効果は比例定数である  $k_h$  および極限地盤反力  $p_{\max}$  に反映されている。それぞれの p-y 関係を概観する目的として、内部摩擦係数  $\phi' = 35 \text{deg}$  の砂地盤中にある杭径  $D = 500 \text{mm}$ 、肉厚  $t = 10 \text{mm}$  の鋼管杭の p-y 関係を深さがそれぞれ  $z = 5 \text{m}, 10 \text{m}, 20 \text{m}$  について計算した。これを Fig.1.23 に示す。縦軸に地盤反力、横軸に水平変位をとった。なお、ほとんどの基準で  $N$  値からの地盤反力係数、極限地盤反力の算定をしていることから、鉄道構造物等設計標準基礎構造物・抗土圧構造物編(1997)で用いられている以下の  $N$  値からの内部摩擦角  $\phi'$  の算定式を利用し、 $N$  値への変換を行った。なお、API では内部摩擦角  $\phi'$  から直接 p-y 関係を算出できる。

$$\phi' (\text{deg.}) = 1.85 \left( \frac{N}{\sigma'_v (\text{kPa}) / 98 + 0.7} \right)^{0.6} + 26 \quad (1.23)$$

ここで、 $N$  は標準貫入試験から得られる  $N$  値、 $\sigma'_v$  は鉛直有効応力である。これよりすべての

p-y 関係は一致せず、同一のバイリニア型 p-y 関係である鉄道および道路でさえも地盤反力係数  $k_n$ 、極限地盤反力  $p_{max}$  ともに異なるものとなった。API では内部摩擦角から図表を用いて地盤反力係数および極限地盤反力を決定するため、直接他の p-y 関係と比較することはできないが、式(1.23)が高い信頼性を有するとすれば、この図が示すとおり他の p-y 関係と比較して同一水平変位で地盤反力をかなり過大評価するものとなった。

このように p-y 関係には、指数関数型 p-y 関係、バイリニア型 p-y 関係、ハイパボリック関数型 p-y 関係と種々存在するが、同一の地盤条件、杭寸法でさえも異なる p-y 関係、つまり違った地盤抵抗性能として評価し杭の設計を行っているのが周知の事実であり、上部構造物の荷重特性が異なるという理由から、Fig.1.23 に示したように p-y 関係に差が生まれるとは到底説明できない。このような問題が杭基礎の設計には存在し、次節で説明する信頼性設計、限界状態設計法という世界的な基礎設計の動向を鑑みれば早期にこれらの問題点を解決し、実状に合致させる必要がある。

## 1.5 基礎設計の歴史と現状

### 1.5.1 世界の基礎設計の動向

世界的に構造設計では、限界状態設計法の導入が時代の趨勢であり(Meyerhof,1995)、特に海外の基礎構造物の設計基準では、既に実用化に至るところも現れるようになった。Table 1.1 に調査した各国の Code, Standard, Specification, Manual を示す。EU 諸国においては、欧州標準化機構(CEN)を中心に構造物の機能の統一化を図った Eurocode(Structural Standard)をとりまとめている最中である(CEN/TC250,1993)。Eurocode への取り組みは非常に古く、1970 年代半ばから当時の EC が、構造および地盤工学における整合性のある技術ルールづくりの取り組みから始まった。設計の基本方針として、構造物の規模を決定する限界状態を終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に大きく 3 つ定めている。土質基礎の分野に関係する Eurocode7(CEN/TC250,1997a,b,c)は Part1: 「General Rules」が発行され(ENV 案)、現在 CEN 加盟国では Eurocode7,Part1 に沿った National Application Documents(NADs)を執筆中である(Ovesen,N.K.,1993)。他の Part2: 「Standards for Laboratory Testing」, Part3: 「Standards for Field Testing and Sampling」, Part4: 「Rules for Specialized Elements and Structures」は未だ検討中であり(PreENV 案)、各加盟国の基準との照らし合わせが行われるまでにはまだ時間がかかりそうである。

Table 1.1 Codes, Standards & Manuals

Codes, standards and manuals	Eurocode7	C.P.F.E. <sup>1)</sup>
Organization	CEN,TC250 <sup>5)</sup>	Danish Geotech. Institute
Published	1994	1985
Limit states	Ultimate limit state Serviceability limit state	Ultimate limit state Serviceability limit state
S.S.H.B. <sup>2)</sup>	C.F.E.M. <sup>3)</sup>	A.S.P. <sup>4)</sup>
AASHTO <sup>6)</sup>	Canadian Geotech. Society	Council of Standard Australia
1992	1992	1995
Extreme Strength Service	Ultimate limit state Serviceability limit state	Ultimate strength Serviceability Durability

1)Code of Practice for Foundation Eng. 2)Standard Specification for Highway Bridges 3)Canadian Foundation Eng. Manual 3<sup>rd</sup> edition 4)Australian Standard AS 2159 5)European Committee for Standardization, Technical Committee 6)American Association of State Highway and Transportation Officials

CEN 加盟国の 1 つであるデンマークの現行基準 Code of Practice for Foundation Eng.(Danish Geotechnical Institute,1985)では、既に部分安全係数法による限界状態設計法が導入され、既に 40 年以上が経過している。限界状態としては終局限界状態および使用限界状態の 2 つが採用されており、上部構造物の規模が小さく地盤条件が比較的良い場合に適用される簡易基礎から通常レベルの基礎、そして大規模な上部構造物に加え地盤条件が複雑で詳細な調査を必要とするハイレベルな基礎に分けて、設計が行われている。カナダでは 1983 年 The Ontario Highway Bridge Design Code 2<sup>nd</sup> Edition (Ontario Ministry of Transportation and Communications,1983)にデンマークの基準を参考として限界状態設計法が導入された(Becker,D.E.,1996)。1992 年には Canadian Foundation Eng. Manual 3<sup>rd</sup> Edition(Canadian Geotech. Society,1992)が作成され、限界状態として終局限界状態および使用限界状態を定め、アラスカ地震(1964)、新潟地震(1964)、サンフランシスコ地震(1971)等の地震による構造物の被害経験から落橋防止工の重要性を説いている。オーストラリア基準である 1995 年の Australian Standard Piling - Design and Installation(AS 2159)(Standard Australia,1995,1996)も限界状態設計法のフォーマットで示されており、使用限界状態、終局限界状態および疲労限界状態を設定している。形式として一般論および有用な論文を掲載するだけにし、設計者の選択の幅を確保するように配慮がなされているのが特徴である。次に各国が採用している終局限界状態の地盤定数に適用する低減係数  $\gamma_m$  を Table 1.2 に整理した。ここで示す低減係数は以下の値であり、地盤定数の特性値にこれを掛け合わせ、得られた値を設計用値として使用している。すなわち、低減係数の逆数が材料定数安全率となる。

Table 1.2 Safety factors  $\gamma_m$  on ultimate limit state

	Eurocode7	C.P.F.D	C.F.E.M	A.S.P
$\tan \phi'$	0.8	0.77 - 0.83	0.8	0.4 - 0.9
$c'$	0.625	0.5 - 0.56	0.65	
$c_u$	0.714	0.61 - 0.67	0.5	

$$R_d(\text{Design resistance value}) = \gamma_m * R_{sk}(\text{Characteristic resistance value})$$

## 1.5.2 日本の基礎設計の動向

### (1) 現行設計標準の成立まで

我が国は世界的な地震多発帯に位置し、これまでに多くの基礎構造物が地震により甚大な被害を受けてきた。Table 1.3 に道路橋および鉄道橋に関する基礎の設計基準の変遷と日本で起こった地震の年代を示す。

古くは 1964 年におこった新潟地震を契機として現在の基礎構造物の設計基準の原型ができあがったと良い。新潟地震後、液状化による鉄筋コンクリート構造物の転倒、落橋、地下埋設物の浮き上がりといった被害がクローズアップされたが(濱田ら,1986)、まだ研究途上であったことから液状化地盤の判定方法やこれを考慮した基準の制定には至らなかった。これが基礎構造物の設計基準に導入されたのは、道路橋では 1980 年の道路橋仕方書・同解説 IV, 1<sup>st</sup> edition, 鉄道では 1974 年の国鉄建造物設計標準・同解説(基礎構造物)1<sup>st</sup> edition である。その間、1968 年の十勝沖地震では鉄筋コンクリート建築物がせん断破壊による被害を受け、1978 年の宮城沖地震では杭の破壊が建築基礎構造の耐震問題で大きくとり上げられた。鉄道橋では宮城沖地震の耐震設計に関する調査研究をまとめる形で 1979 年に耐震設計指針



(案)がまとめられ、地盤条件および構造物の振動性状による規定が盛り込まれるようになった。このように我が国の基礎構造物の設計基準は地震の被害から多くを学ぶことによって設計レベルが向上し、海外諸国の設計基準と比較して構造物の耐震性は格段に進歩していった(田村,1982)。海外では基礎構造物の設計法に限界状態設計法が導入され始めた 1986 年に日本ではコンクリート部材の設計法に限界状態設計法を取り入れた土木学会コンクリート標準仕方書(1991)が出版されている。これには具体的な荷重の組み合わせや構造解析手法の記載がなく、これらが備わった設計書としては鉄道構造物等設計標準コンクリート構造物(1992)が最初である。基礎構造物に関しては 1997 年に限界状態設計法を導入した鉄道構造物等設計標準基礎構造物・抗土圧構造物編(鉄道総合技術研究所,1997)が公になっている。

**Table1.3 Foundation design standards and earthquakes**

Year	Earthquakes	Standards Concrete Design	Standards Foundation Design in Highway	Standards Foundation Design in Railway
1960	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Niigata earthquake M7.5 (1964)</li> <li>•Tokachi -Oki earthquake M7.9 (1968)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Design and Construction of Concrete Structure 1<sup>st</sup> edition(1949)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Guidelines of Roads Substructures Design</li> <li>1966:Investigation and design</li> <li>1968:Design of abutments and piers</li> <li>Design of Spread Foundations</li> <li>1970:Design of caissons</li> <li>1976:Design of piles</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Guidelines of Soil-structures Design (1968)</li> </ul>
1970	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Miyagi-Ken-Oki earthquake M7.4 (1978)</li> </ul>			<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Design of Railway Structures ,Foundations 1<sup>st</sup> edition (1974)</li> </ul>
1980	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Nihon-Kai-Chubu earthquake M7.7(1983)</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Highway Bridges, PartIV 1<sup>st</sup> edition (1980)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Guidelines of Aseismatic Design (1979)</li> </ul>
1990	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Kushiro-Oki earthquake M7.8(1993)</li> <li>•Hokkaido-Nansei -Oki earthquake M7.8(1993)</li> <li>•Hokkaido-Toho-Oki earthquake M7.9(1994)</li> <li>•Hyogo-Ken-Nambu Earthquake M7.2(1995)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Design and Construction of Concrete Structure 10<sup>st</sup> edition(1986)</li> <li>:LSD introduced</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Highway Bridges, PartIV 2<sup>nd</sup> edition (1990)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Design of Railway Structures ,Foundations 2<sup>nd</sup> edition (1986)</li> <li>•Specifications for Design of Railway Structures,Concrete Structures (1991)</li> <li>:LSD introduced in Concrete Superstructures</li> </ul>
1997			<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Highway Bridges,Part4 3<sup>rd</sup> edition (1997)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Specifications for Design of Railway Structures ,Foundations(1997)</li> </ul>

## (2) 基礎構造物設計法に関する最近の動向

道路橋基礎では国土開発技術センターにおいて 1989 年より 3 年間「道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会」が設けられ、道路橋下部構造の限界状態設計法試案が作成された((財)国土開発技術センター,1989)。その後、日本道路協会「橋梁委員会下部構造小委員会」において「限界状態設計法ワーキンググループ」が設けられ、基準化に向

けた研究が進められた。1997年には兵庫県南部地震の教訓を生かした道路橋標準示方書・同解説 V,IV が出され、上部構造と基礎構造物の大地震時に起こりうる損傷を規定する地震時保有水平耐力法が導入された(一種の限界状態設計法)。しかしながら信頼性設計、性能設計という視点ではまだ発展段階のものと言えよう。(日本道路協会,1997)。

鉄道橋基礎では(財)鉄道総合技術研究所を事務局として1991年から6年間「基礎・坑土圧構造物設計標準に関する委員会」が設けられ、限界状態設計法に基づいた基準作成が行われ、1997年には限界状態設計法に基づいた基礎構造物の設計基準が出されている。この基準の特徴として、Table 1.4 に示すような限界状態および荷重の組み合わせを設定し、限界状態に至らないための必要機能を検討することにある。地盤独自の安全係数として Table 1.5 に示す「地盤調査係数  $f_g$ 」「地盤抵抗係数  $f_r$ 」および「地盤特性係数  $f_p$ 」を新しく導入し、許容応力度設計法で造られた基礎構造物と比較するコードキャリブレーションにより定められた。これらの安全係数の意味を Fig.1.24 に示す。このように安全率を用いる許容応力度設計法と比較して、限界状態設計法は、ばらつきの影響や破壊メカニズムの違いによる安全度や施工性による構造物の品質の違いを詳細に設計に反映させることが可能となる設計法となっている。なお、地震時終局限界状態では地盤抵抗を弾完全塑性体と仮定し、等価エネルギー法により基礎の大地震時の変形性能を照査することとしている(Nishimura, A. et al.,1993)。このような残留変形を許容した設計法は世界的に見ても初めてである。

最近改訂になったこれらの設計法の共通点としては、我が国が地震多発帯に位置することから、大規模地震(L2 地震動)および中規模地震(L1 地震動)の2段階の異なる地震によって構造物の限界状態を設定していることであり、我が国独自の設計思想が盛り込まれるものである。この考え方は1995年の神戸地震以降、構造物の設計コンセプトとして受け入れられ、設計耐用年数に起こる可能性が非常に低い非常に大きな地震動(直下型地震および海洋型地震)に対して構造物が倒壊しない条件および設計耐用年数に数回発生する地震動(中規模地震)に対して上部構造物、基礎構造物が安全性を確保する条件を設計対象構造物に満足させるものである。

しかしながら、道路橋、鉄道橋および港湾構造物の基礎設計法に代表されるように日本では基準の多さから生じる弊害も少なくない。Eurocodeのように国を含めた地域レベルでの基準の統一化が精力的に進められ同一の設計思想を有する努力がなされており、ある意味でこのような動きはヨーロッパの世界的な国際戦略の一つであると言える。このような観点から世界的な基礎設計を含めた構造設計の流れに対して、日本は後れをとっているともとれ、今後、グローバルな視野に立ち、日本国内に存在する設計法を眺める時期にきていると考えられる。

Table 1.4 Limit states and combination of design loads

Limit states	Combination of loads
①Long-term serviceability limit	Permanent loads <sup>1)</sup>
②Serviceability limit	Permanent loads + Variable loads <sup>2)</sup>
③Ultimate limit	Permanent loads + Main variable loads + Sub-variable loads
④Serviceability limit in earthquake	Permanent loads + Accidental loads <sup>3)</sup> + Sub-variable loads
⑤Ultimate limit in earthquake	Permanent loads + Accidental loads + Sub-variable loads

1)These loads scarcely change. (e.g.: dead load, static water pressure, uplift, influence of ground

movement) 2)These loads sometimes change. (e.g.: train load, impact load, centrifugal load, wind load)

3)These loads scarcely happen in life time.(e.g.: earthquake load, clash load)

**Table1.5** General safety factors in foundation design

Limit states	Load Factor $\gamma_f$	Structure analysis factor $\gamma_a$	Structure members		
			Materials factor		Member factor $\gamma_b$
			Concrete $\gamma_c$	Steel $\gamma_s$	
①Long-term serviceability limit	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
②Serviceability limit	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
③Ultimate limit	1.0-1.2	1.0	1.3	1.0-1.1	1.15,1.3
④Serviceability limit in earthquake	1.0	1.0	-	-	-
⑤Ultimate limit in earthquake	1.0	1.0	1.0,1.3	1.0-1.1	1.0,1.15
			Ground		
	Structure factor $\gamma_1$	Investigation factor $f_a^{(1)}$	Resistance Factor $f_r^{(2)}$	Performance factor $f_n^{(3)}$	
	1.0-1.2	<b>0.8-1.0</b>	<b>0-0.85</b>	<b>1.0-1.2</b>	
	1.0-1.2	<b>0.8-1.2</b>	<b>0.15-1.0</b>	<b>1.0-1.2</b>	
	1.0-1.2	<b>0.8-1.2</b>	<b>0.30-1.0</b>	<b>1.0-1.2</b>	
	1.0-1.2	<b>0.8-1.2</b>	<b>0.35-1.0</b>	<b>1.0-1.2</b>	
	1.0-1.2	<b>0.8-1.2</b>	<b>1.0</b>	<b>1.0-1.2</b>	

1)This value is decided by the accuracy and reliability of ground investigation. 2)This value is decided by unreliability and difference of between site soil and specimen soil. 3)This value is decided by loading tests.

## 1.6 まとめ

本章では本研究の目的および背景を示し、砂地盤中の単杭の水平抵抗に関わる問題として砂の力学特性および単杭の水平抵抗に関する既往の研究成果をまとめ、本論文の位置づけを明らかにした。また研究方法と研究ターゲットを示し本論文のオリジナリティー明らかにした。本章の最後に我が国および世界的な基礎設計法の流れをまとめた上で、今後の基礎設計法が抱える問題点を示している。これより以下にまとめることができる。

- 本研究では、大地震時の杭基礎の水平抵抗挙動を明らかにするために、(1)水平力を受ける杭の大変位時の挙動の測定を実施し、載荷実験データの蓄積、(2)小変位から大変位域までの連続した杭の p-y 関係の測定とモデル化、(3)現在用いられる p-y 関係のパラメータの設定方法および変動の影響の把握、そして(4)より合理的な p-y 関係の評価の 4 つの課題を明らかにした。
- これら(1)~(4)を実施すべく、具体的には、
  - ・曲げ変形特性が明らかな単杭を用い、砂地盤中の杭頭水平載荷実験を実施。
  - ・直接単杭の p-y 関係を計測すべく、分割杭および分割杭の水平載荷装置の開発。
  - ・分割杭の水平載荷試験より正確な p-y 関係の取得。
  - ・分割杭の水平載荷実験より得られた p-y 関係を用いて双曲線によるモデル化。
  - ・双曲線型 p-y 関係のパラメータである初期地盤反力係数と極限地盤反力の評価を行い、より合理的な p-y 関係の提案を実施した。

### 【和文参考文献】

- 1) 岡原美知夫,高木肇,中谷昌一,木村嘉富(1991): 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研

- 究, 土木研究所資料, 第2919号.
- 2) 岸田英明,中井正一(1979): 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, No.281, pp.41-55.
  - 3) 木村亮(1993): 水平力を受ける群杭の挙動に関する基礎的研究, 京都大学学位請求論文.
  - 4) 日下部治(1990): 第2章予測できるか支持力の限界(極限支持力の理論), 入門シリーズ「支持力入門」, 地盤工学会, pp.33-114.
  - 5) 日下部治,神田政幸(1996): 特集:建築基礎設計の将来動向「海外における基礎設計法の動向」, 基礎工, Vol.24, No.8, pp.16-19.
  - 6) 日下部治(1997): 小特集:海外での調査「技術規準の国際化の動向」, 地質と調査, No.1, pp.2-9.
  - 7) 久保浩一(1961): 杭の横抵抗に関する実験的研究(その2), 運輸技術研究所報告, Vol.11, No.12.
  - 8) 久保浩一(1962): 杭の横抵抗に関する実験的研究(その3), 運輸技術研究所報告, Vol.12, No.2.
  - 9) 久保浩一(1964): 杭の横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, Vol.2, No.3.
  - 10) 桑原文夫(1996): 限界状態設計法への取り組みの現状, 基礎工, Vol.24, No.8, pp.28-33.
  - 11) 幸左賢二,森田悠紀雄,鈴木直人(1995): 実基礎による大規模水平載荷試験と解析的検討, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集, pp.207-214.
  - 12) 幸左賢二,鈴木直人,木村亮,木村嘉富,森田悠紀雄(1998): 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No.596, III-43, pp.249-260.
  - 13) 五瀬伸吾(1997): 水平荷重を受ける杭基礎の挙動予測と設計への適用に関する研究, 九州大学学位請求論文.
  - 14) 坂本功(1980): 第2章支持力理論の成り立ち, 入門シリーズ「構造物基礎入門」, 地盤工学会 pp.33-70.
  - 15) 沢口正俊(1968): 杭の横抵抗における地盤定数に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.2.
  - 16) 沢口正俊,山田恭央(1988): 地盤の非線形性を考慮した短杭の水平挙動に関する研究, 土質工学会論文報告集, Vol.28, No.2, pp.164-176.
  - 17) (財)国土開発技術研究センター(1989): 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書.
  - 18) 地盤工学会(1973): 土質基礎工学ライブラリー「土と構造物の動的相互作用」,地盤工学会編.
  - 19) 澁谷啓,小高猛司,龍岡文夫(1997): 講座地盤材料の小ひずみでの非線形性と地盤変形問題への適用「3.地盤材料の変形特性(その1)」, 土と基礎, Vol.45, No.4, Ser.471, pp.59-64.
  - 20) 将関魯,龍岡文夫,佐藤剛司,小高猛司,木幡行広,斎藤寅雄(1996): 礫の広範囲な応力状態における微小ひずみレベルでの変形特性とその異方性, 第31回地盤工学研究発表会, pp.693-694.
  - 21) 田蔵隆(1993): 軟弱地盤の非線形性地震応答解析とそれを考慮した杭基礎構造物の地震応答解析法に関する研究, 中央大学学位請求論文.
  - 22) 龍岡文夫,井上昭生,武内俊昭,田中達吉,山本茂樹,和泉公比古,萩原充信,亀谷裕志(1997): 講座地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用「6.ケースヒストリー(その1)」, 土と基礎, Vol.45, No.9, Ser.No.476, pp43-48.
  - 23) 田村昌仁(1996): 特集:建築基礎設計の将来動向「性能設計へ向けて—行政から見た基礎設計の将来」, 基礎工, Vol.24, No.8, pp.9-15.
  - 24) 田村浩一(1982): 震害と基礎の耐震設計の発展, 基礎工, Vol.10, No.12, pp.2-8.
  - 25) 鉄道総合技術研究所(1997): 鉄道構造物等設計標準・同解説, 基礎構造物・抗土圧構造物編, 丸善.
  - 26) 鉄道施設耐震構造検討委員会(1995): 兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査(中間整理).

- 27) 鉄道総合技術研究所(1992): 鉄道構造物等設計標準・同解説, コンクリート構造物編, 丸善.
- 28) 鉄道総合技術研究所(1992): 鉄道構造物等設計標準・同解説, 鋼合成構造物編, 丸善.
- 29) 土木学会(1991): 土木学会コンクリート標準示方書.
- 30) 中村勇平, 橋本聡, 桑野二郎(1998): 種々の応力状態における豊浦砂の弾性的変形特性, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.523-524.
- 31) 中村勇平(1998): 種々の応力状態における砂の弾性変形特性, 東京工業大学修士論文.
- 32) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利(1986): 液状化による地盤の永久変位の測定と考察, 土木学会論文集, No.541, III-35, pp.211-220.
- 33) 日本港湾協会(1991): 港湾施設の技術上の基準・同解説.
- 34) 日本道路協会(1997): 道路橋仕方書・同解説, I共通編, IV下部工編.
- 35) 三浦哲彦, 山内豊聡(1971): 高拘束圧下における標準砂の排水せん断特性について, 土木学会論文報告集, No.193, pp.69-79.
- 36) 若井明彦, 鶴飼恵三(1995): 単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析, 土木学会論文集, No.517, III-31, pp.159-168.

【英文参考文献】

- 1) American Petroleum Institute(1993): API Recommended Practice for Planning and Constructing Fixed Offshore Platforms – load and resistance factor design, first edition.
- 2) Becker, D.E.(1996): Development for the national bridge code of Canada”, Proc. of 18<sup>th</sup> Canadian Geotech. Colloquium Limit States Design for Foundation, part2, pp.1-18.
- 3) Bouafia, A. & Garnier, J.(1991): Experimental study of p-y curves for piles in sand, Proc. the Int. Conference Centrifuge 91, Boulder Colorado, pp.261-268.
- 4) Broms, B.B.(1964a): Lateral resistance of piles in cohesive soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.90, No.SM2, pp.27-63.
- 5) Broms, B.B.(1964b): Lateral resistance of piles in cohesionless soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.123-156.
- 6) Broms, B.B.(1965): Design of laterally loaded piles, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.91, No.SM3, pp.79-99.
- 7) Brown, D.A. & Shie, C.F.(1990): Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading, Computers and Geotechnics, Vol.10, pp.211-230.
- 8) Canadian Geotechnical Society(1992): Canadian Foundation Engineering Manual, 3<sup>rd</sup> Edition.
- 9) CEN/TC250(1993): Part1: Basis of Design(ENV1991-1), Eurocode1: Basis of Design and Actions of Structures.
- 10) CEN/TC250(1997a): Part1: General Roles(ENV1997-1), Eurocode7: Geotechnical design.
- 11) CEN/TC250(1997b): Part2: Design assisted by laboratory testing(PreENV1997-3), Eurocode7: Geotechnical design.
- 12) CEN/TC250(1997c): Part3: Design assisted by field testing(PreENV1997-3), Eurocode7: Geotechnical design.
- 13) Chang, Y.L.(1937): Discussion on “Lateral pile loading tests” by Feagin, Transaction, ASCE, Vol.102, pp.272-278.
- 14) Cornforth, D.H.(1964): Some experiments on the influence of strain conditions of sand, Geotechnique, No.2, Vol.14, No.2, pp.143-167.
- 15) Danish Geotechnical Institute(1985): Translation into English of Dansk Ingeniorforening’s Code of Practice for Foundation Engineering.

- 16) Det Norske Veritas(DnV)(1980):Rules for the design, Construction and Inspection of Offshore Structure Appendix F:Foundations. Det Norske Veritas, Norway.
- 17) Feagin,L.B.(1937): Lateral pile loading tests, Transaction, ASCE, Vol.102, pp.236-254.
- 18) Fukushima,S.&Tatsuoka,F.(1984): Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.30-48.
- 19) Georgiadis,M.,Anagnostopoulos,C.,&Saflekou,S.(1991): Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand, Can. Geotech., Vol.29, pp.208-216.
- 20) Goto,S.(1987): Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests, Doctoral thesis, University of Tokyo.
- 21) Hardin, B.O. & Richart, F.E.Jr(1963): Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of the SMF Div.*, Proc. ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537.
- 22) Hoque,E.,Kamegai,Y.,Hohata,Y.,Siddiquee,M.S.A.&Tatsuoka,F.(1994): Cross-anisotropic elasticity of sands by large triaxial tests measuring local strains, 第29回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.409-412.
- 23) Iwasaki.T.,Tatsuoka,F.&Takagi.Y.(1978): Shear modulo of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.39-56.
- 24) ISO/TC98/SC2(1998): ISO2394 General principles on reliability for structures.
- 25) Karube,D.&Kimura,M.(1996): Damage to foundations of railway structures, Soils and Foundations, Special ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17th 1995 Hyogoken- Nambu Earthquake, pp.201-210.
- 26) Kimura,M.(1996): Damage statistics, Soils and Foundations, Special ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17th 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.1-6.
- 27) Kohata,Y.,Tatsuoka,F,Teachavorasinskun,S.,Dong,J.&Mizumoto,K.(1994): Stress states affecting elastic deformation moduli of geomaterials, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, pp.3-9.
- 28) Kubo,K.(1965): Experimental study of the behavior of laterally loaded piles, Proc. 6<sup>th</sup> ICSMFE, Vol.2, pp.275-279.
- 29) Kuwabara,F.,Aoki,H.&Kishida,H.(1993): Towards Limit State Design Standards for Pile Foundations, Proc. of Int. Limit State Design in Geotech. Eng., Danich Geotech. Inst., Copenhagen, Denmark, Vol.2/3, pp.523-532.
- 30) Lee,K.L.&Seed,,H.B.(1967): Drained strength characteristics of sands, Proc. ASCE, Vol.93, No.SM6, pp.117-141.
- 31) Li,Y.&Peter,M.B.(1992): Lateral pile response to monotonic pile head loading, Canadian Geotech., No.29, pp.955-970.
- 32) Matsui,T.&Oda,K.(1996): Foundation damage of structures, Soils and Foundations, Special ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17th 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.189-200.
- 33) Meyerhof,G.G.(1995): Development of geotechnical limit state design, Canadian Geotechnical Journal, Vol.32, pp.128-136.
- 34) Morison,C.S.&Reese,L.C.(1986): A lateral load test of a full scale pile group in sand, Geotechnical Centre, Report, GR86-1,Univ. of Texas at Austin.
- 35) Murchison,J.M.&O'Neill,M.W.(1984): Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils, In analysis and design of pile foundations, Edited by Joseph Mayer. American Society of Civil Engineers, New York, pp.174-191.
- 36) Nishimura,A.,Haya,H.&Okumura,F.(1993): Limit state design application to railway foundation

- Design standard, Proc. of Int. Symp. Limit State Design in Geotech. Eng., Copenhagen, pp.543-550.
- 37) Ontario Ministry of Transportation and Communications(1983): Ontario Highway Bridge Design Code.
  - 38) Ovesen,N.K.(1993): Eurocode7: An European code of practice for geotechnical design, Proc. Int. Symp. on Limit State Design in Geotech. Eng., Copenhagen, Vol.3/3, pp.691-710.
  - 39) Ponce,V.M.&Bell,J.M.(1971): Shear strength of sand at extremely low pressures, Journal of SMF Div., Proc. of ASCE, Vol.97, No.SM4, pp.625-638.
  - 40) Reese,L.C.,Cox,W.R.&Koop,F.D.(1974): Analysis of lateral loaded piles in sand, Proc. 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conf., Texas, pp.473-480.
  - 41) Rowe,P.W.(1962): The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proc. Royal Soc., London, Series A, No.269, pp.500-527.
  - 42) Scott,R.,F.(1980): Analysis of centrifuge pile tests: simulation of piles driving. (Cited in Murchison and O'Neill 1984). Research Report, American Petroleum Institute, OSAPR Project 13.
  - 43) Shibuya, S., Tasuoka, F., Teachavorasins, S., Kong, X.J., Abe,F., Kim,Y.A. and Park, C.S. (1992): Elastic deformation properties of geomaterials, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.26-46.
  - 44) Standards Australia(1995): Australian Standard AS 2159-1995, Piling-Design and Installation.
  - 45) Standards Australia(1996): AS 2159 Supplement1-1996, Piling-Design and Installation-Guideline (Supplement to AS2159-1995).
  - 46) Stround,M.A.(1971): The behaviour of sand at low stress levels in the simple-shear apparatus, A dissertation submitted for the degree of Ph.D at Cambridge Univ..
  - 47) Tatsuoka,F.&Kohata,Y.(1994): Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Pre-failure Deformations of Geomaterials, Balkema, Vol.2, pp.947-1066.
  - 48) Tatsuoka,F.,Sakamoto,M.,Kawamura,T.&Fukushima,S.(1986): Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.65-84.
  - 49) Terashi,M., Kitazume,M.&Kawabata,K.(1989): Centrifuge modeling of a lateral loaded pile, Proc. the 12<sup>th</sup> ICSMFE, Vol.2, pp.991-994.
  - 50) Terzaghi,K.(1955): Evaluation of coefficient of subgrade reaction, Geotechnique, Institution of Civ. Engrs., Vol.5, pp.297-326.
  - 51) Wu,D.,Broms,B.B.&Choa,V.(1998): Design of laterally loaded piles in cohesive soils using p-y curves, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp.17-26.
  - 52) Yoshida,I.&Yoshinaka,R.(1972): A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, Soils and Foundations, Vol.12, No.3, pp.1-17.

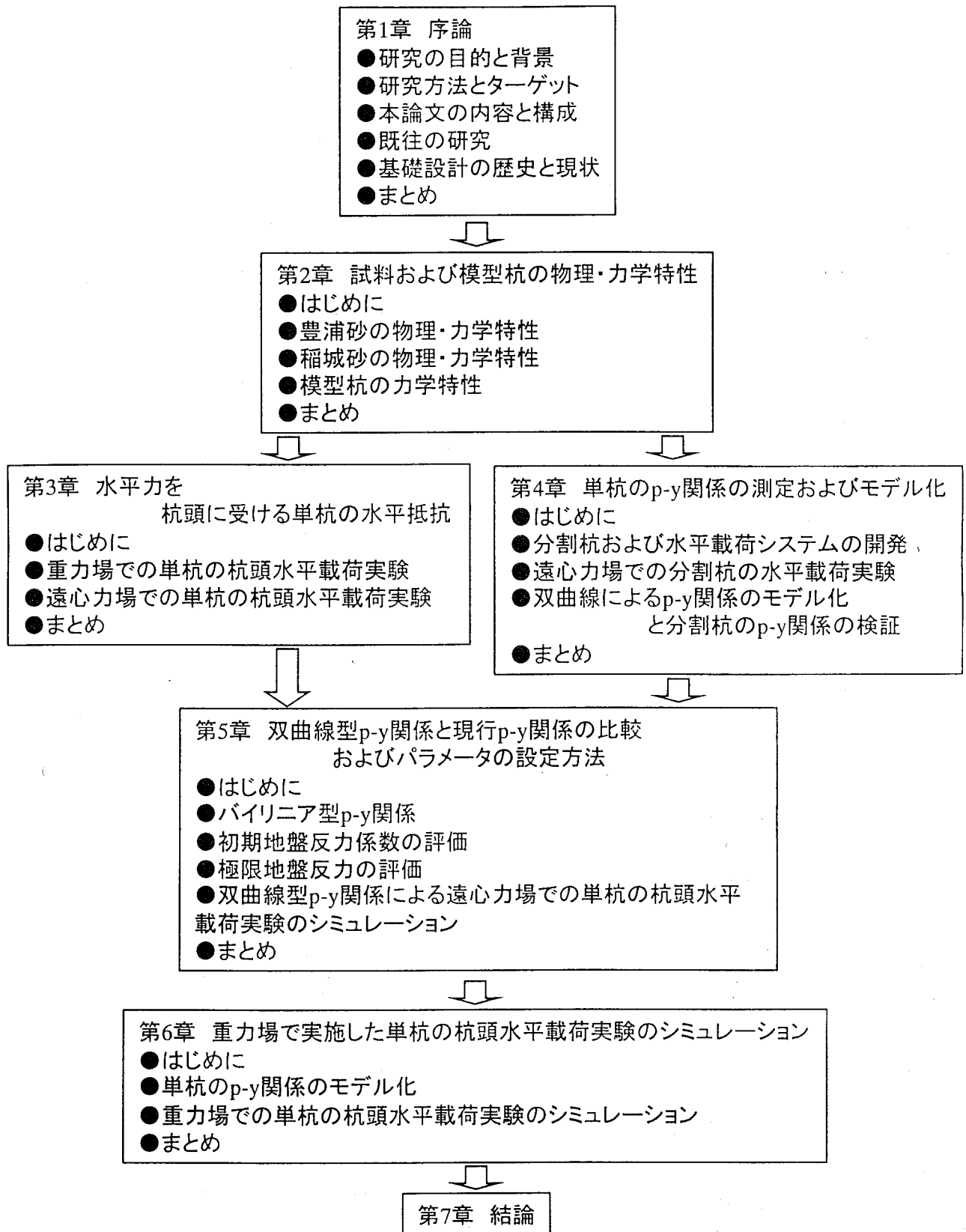


Fig.1.1 論文の構成



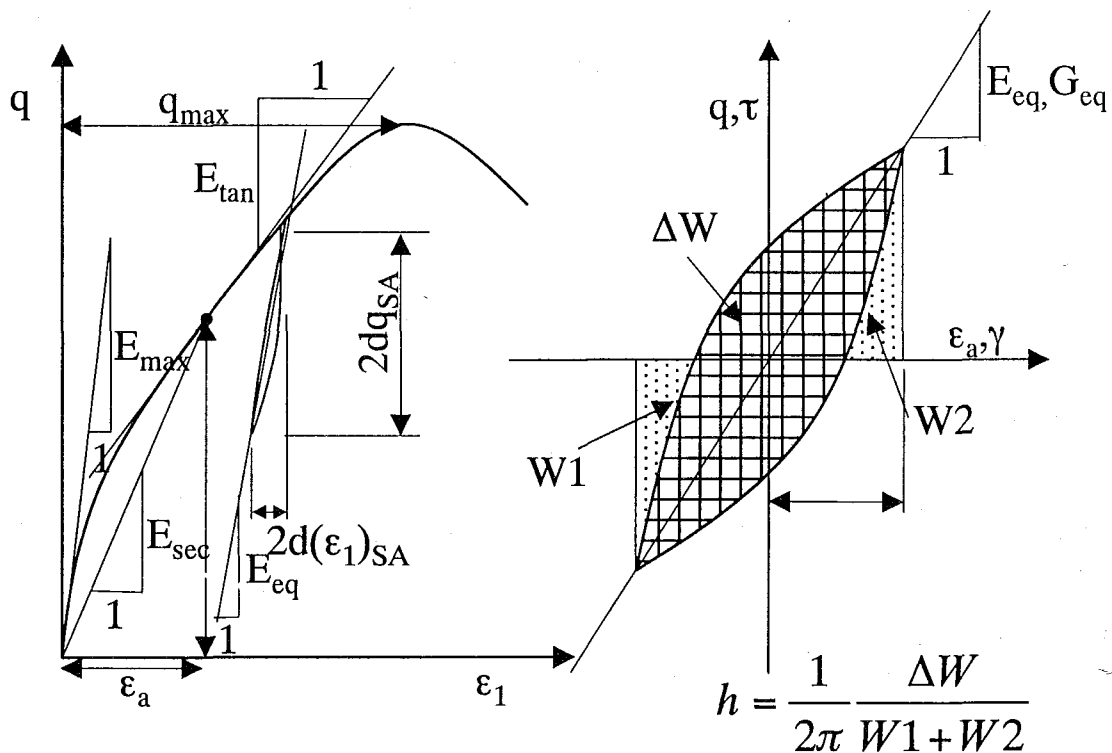


Fig.1.2 Definitions of deformation factors.

(Shibuya, et al.,1997)

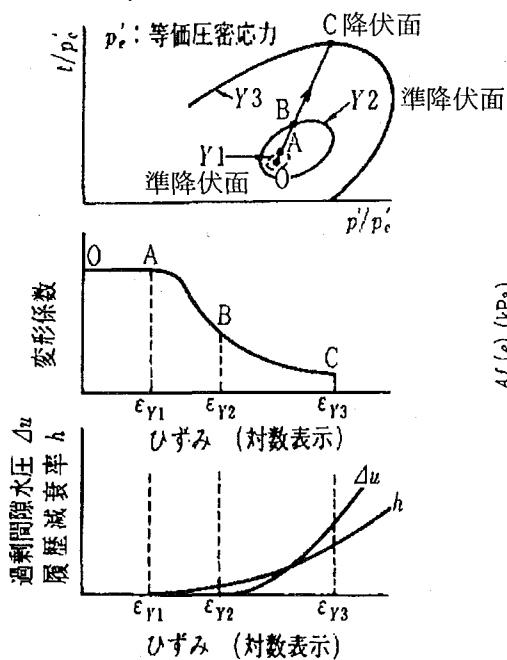


Fig.1.3 降伏局面

(Hight,D.W&Higgins,K.G.,1994;澁谷ら,1997)

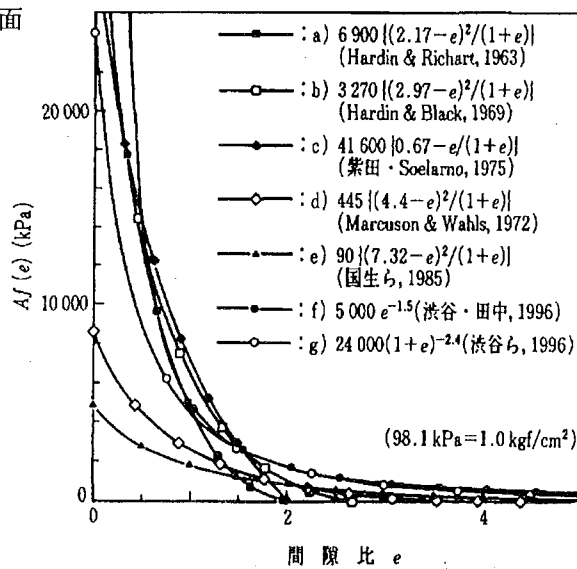


Fig.1.4 AF(e)とeの関係

(澁谷ら,1997)

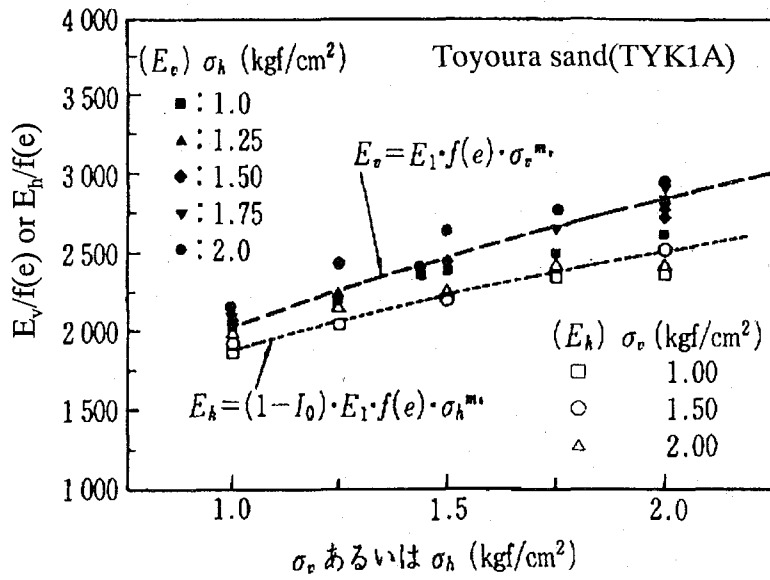


Fig.1.5  $E_{\max}$  of isotropic and anisotropic consolidated Toyoura sand. (Tatsuoka, F. & Kohata, Y., 1994)

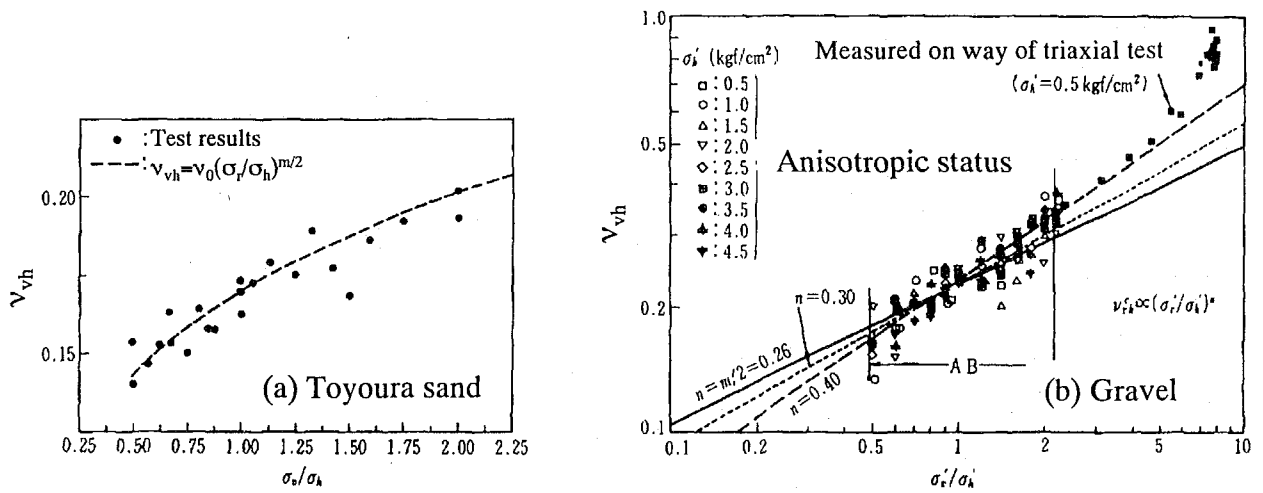


Fig.1.6 Relationships between  $\nu_{vh}$  and  $\sigma'_v/\sigma'_h$ . (Hoque, E. et al., 1994; 将ら, 1996)

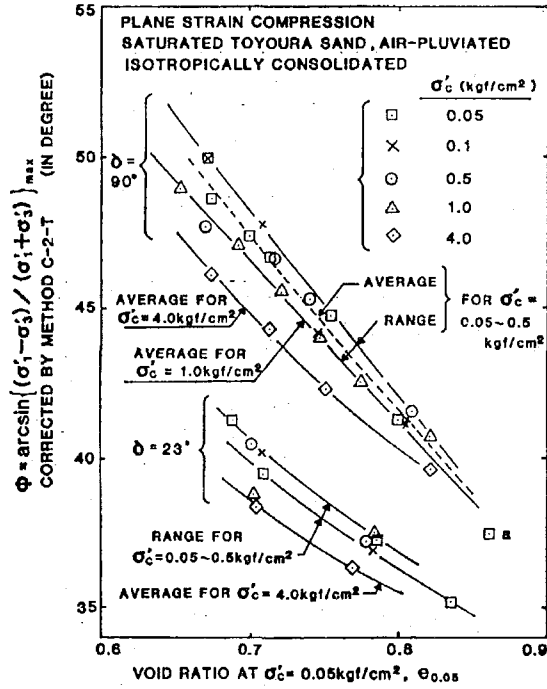


Fig.1.7 Angle of internal friction against  $e_{0.05}$  for plane strain compression tests of  $\delta=90$  deg. and 23 deg.. (Tatsuoka, F. et al., 1986)

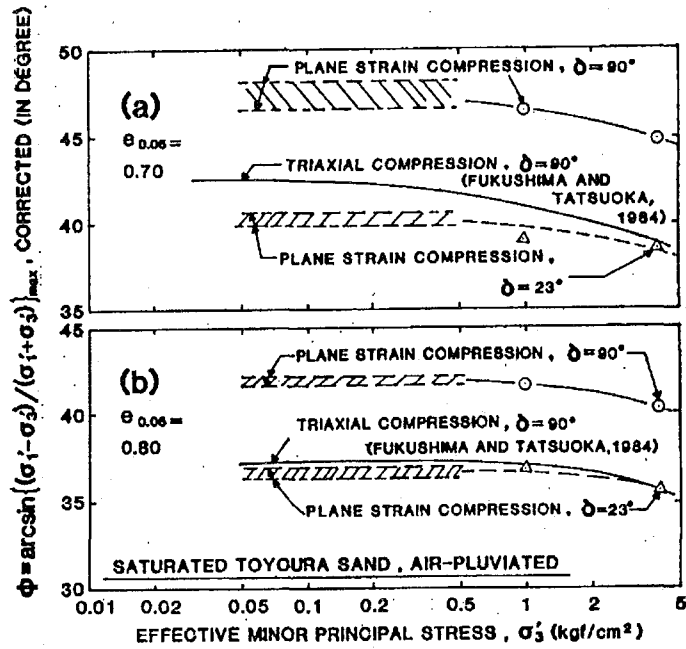
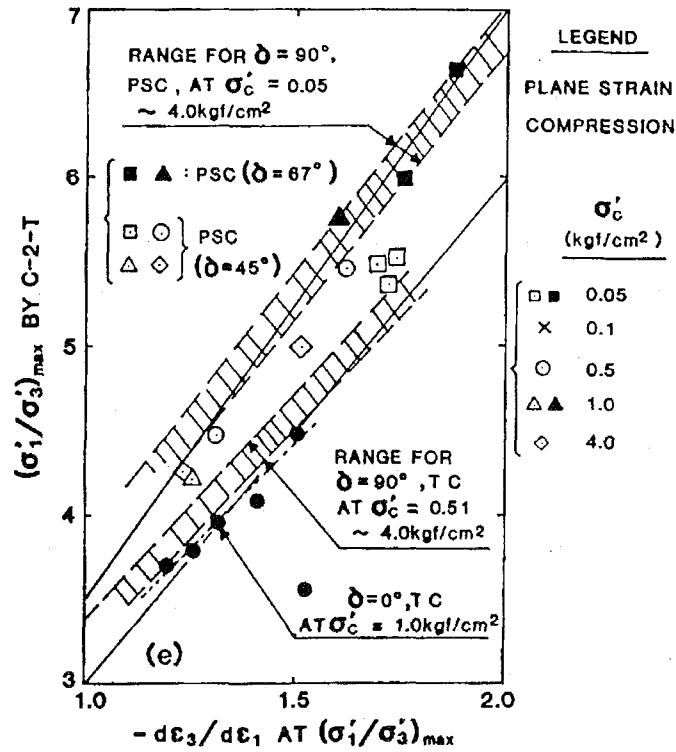
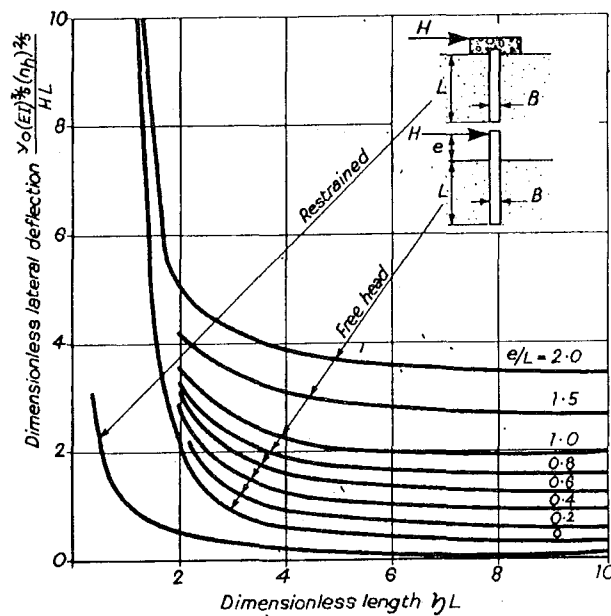


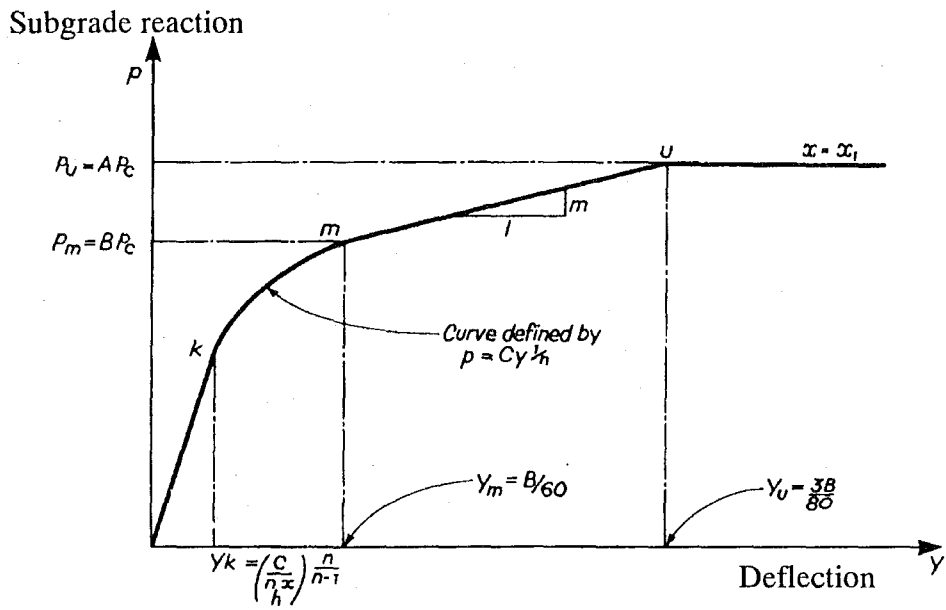
Fig.1.8 Relationships between  $\phi'$  and  $\sigma'_3$  for triaxial and plane strain compression tests. (a)  $e_{0.05}=0.7$ , (b)  $e_{0.05}=0.8$  (Tatsuoka, F. et al., 1986)



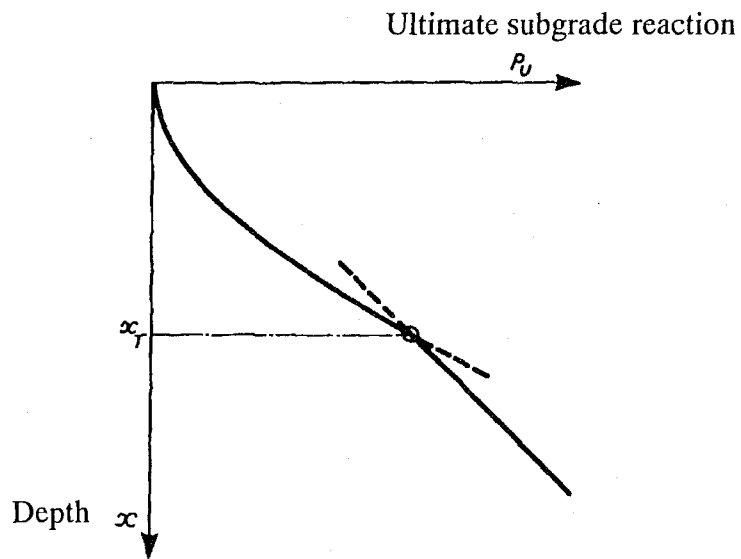
**Fig.1.9** Stress - dilatancy relations at peak for triaxial (TC) and plane strain compression tests(PSC). (Tatsuoka,F. et al.,1986)



**Fig.1.10** Chart for calculating lateral deflection at ground surface of horizontal zonally loaded pile in cohesiveless soil.(Broms,B.B.,1964b)



**Fig.1.11** Determining shape of p-y curve in sand.  
(Reese, L.C. et al., 1974)



**Fig.1.12** Profile of  $p_{max}$  in sand.  
(Reese, L.C. et al., 1974)

既往の載荷試験

実験名	構造系	杭種	杭径	地盤
梅田杭 <sup>10)</sup>	単杭/直列2本杭	場所打杭	1000mm	砂質土
土研群杭 <sup>11)</sup>	単杭~9本杭	鋼管杭	101.6mm	砂質土
土研単杭	単杭	場所打杭	1200mm	粘性土
安治川杭	単杭	場所打杭	2000mm	砂質土
首都高杭 <sup>12)</sup>	単杭/9本杭	鋼管杭	318.5mm	砂質土
岸和田杭	単杭/9本杭	場所打杭	1200mm	砂質土

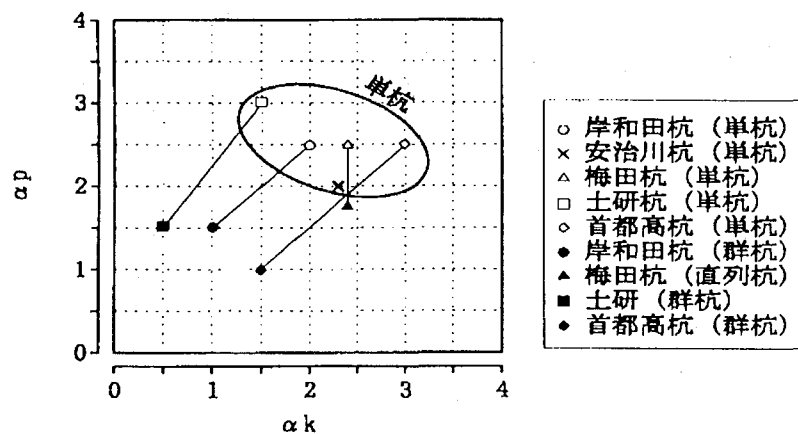


Fig.1.13  $\alpha_k$  および  $\alpha_p$  の値(幸左ら,1995,1998)

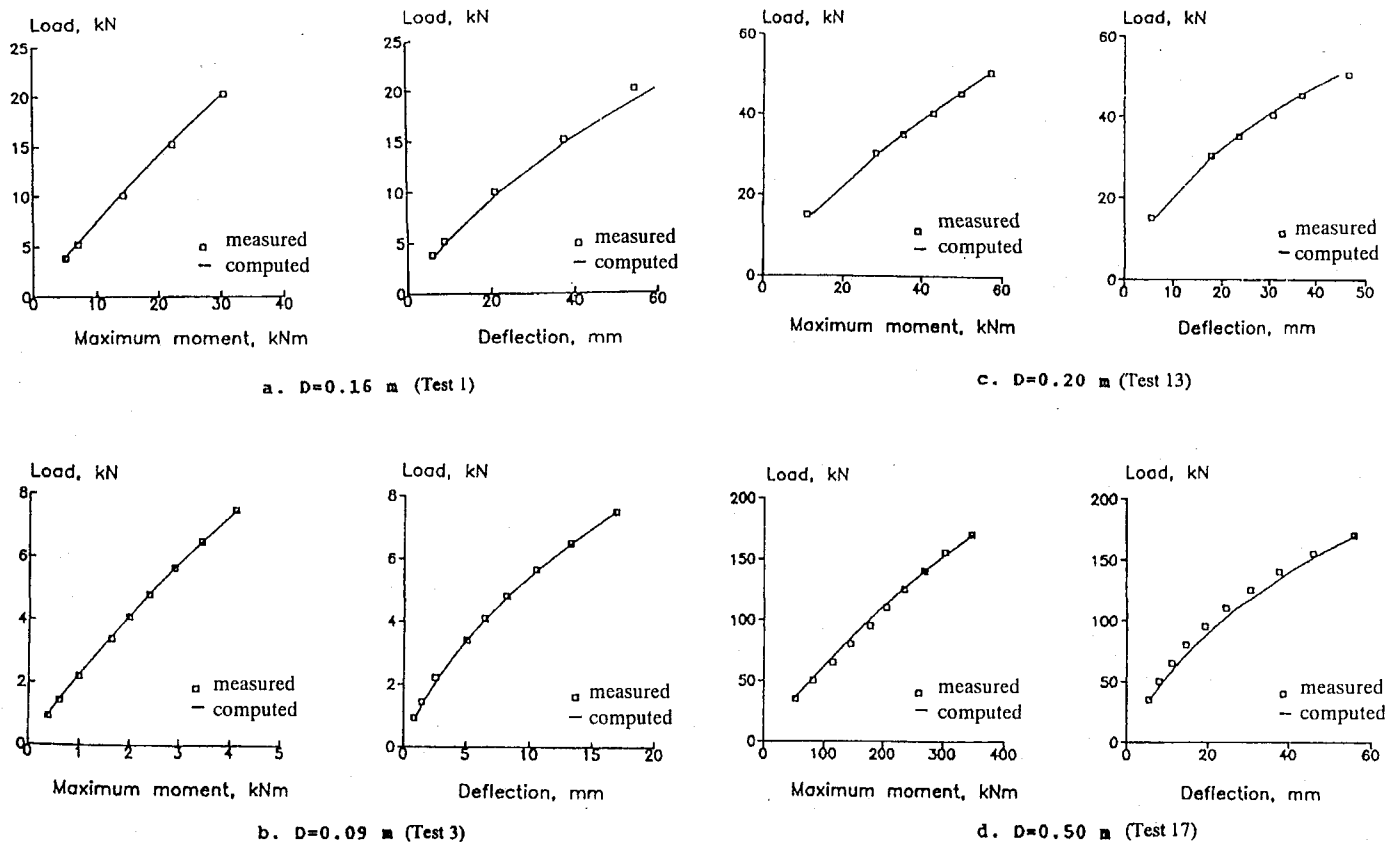
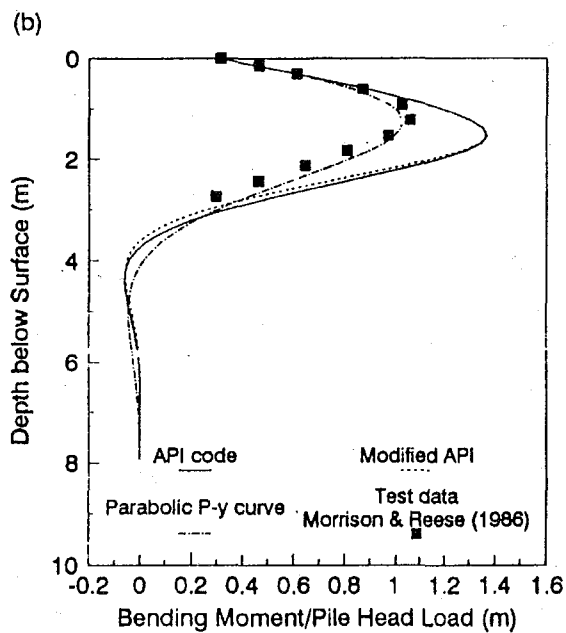
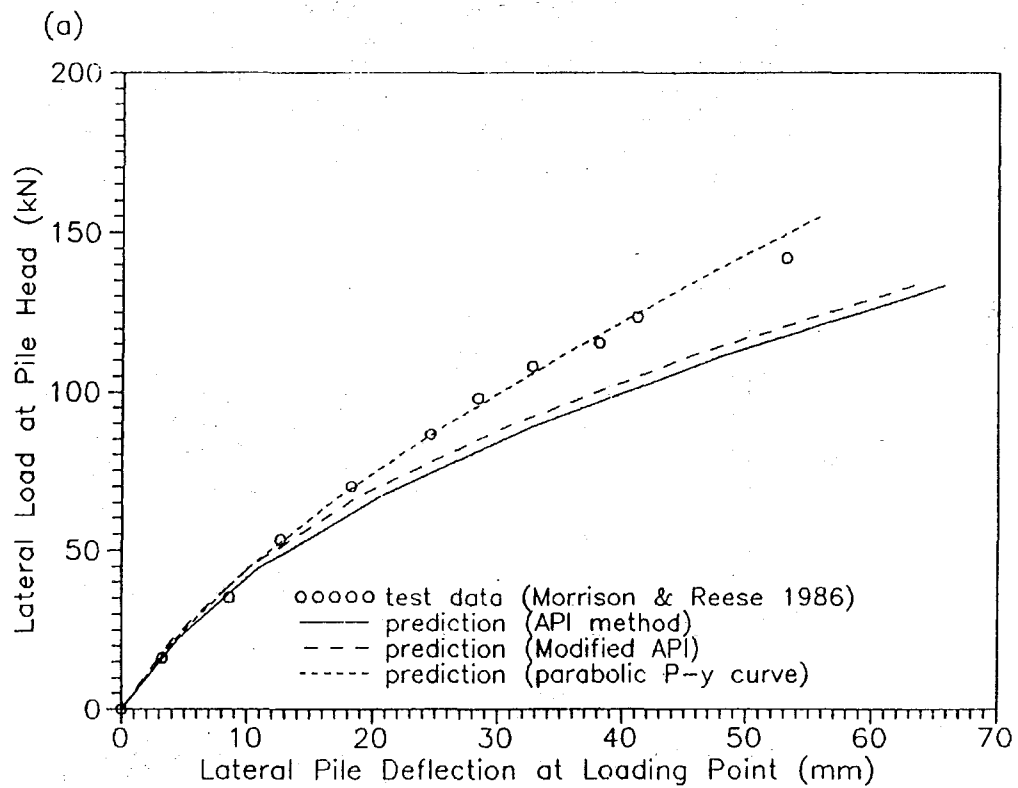
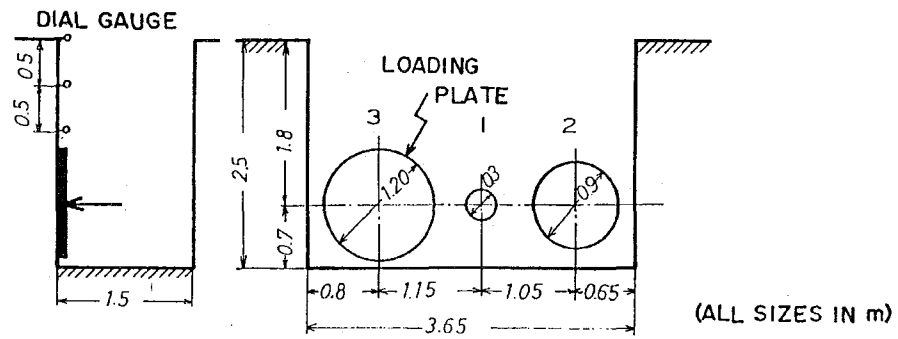


Fig.1.14 Comparisons between measured and computed maximum and deflections for the Shanghai tests.(Wu,D. et al.,1998)



**Fig.1.15** Comparisons with parabolic p-y model and API p-y model. (Li, Y. & Peter, M.B., 1992)



1 → 5 : ORDER OF TESTING

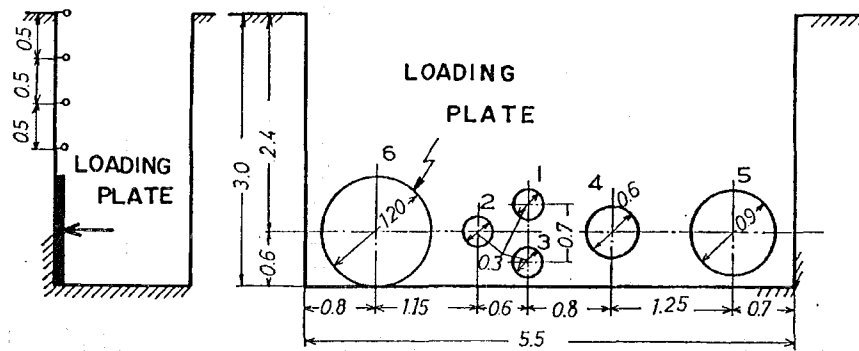


Fig.1.16 Loading plates and position.(Yoshida,I.&Yoshinaka,R.,1972)

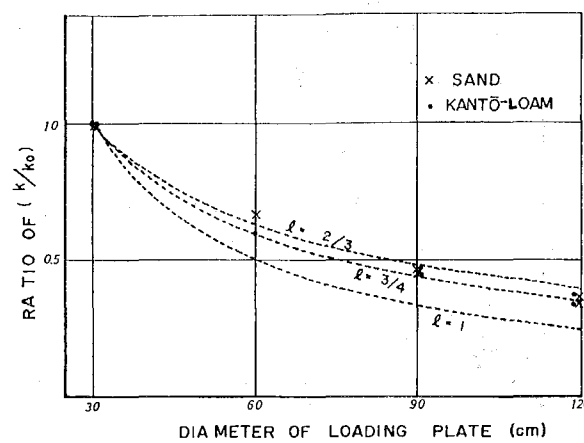


Fig.1.17 Scale effect of loading plate diameter on  $k_h$ .  
(Yoshida,I.&Yoshinaka,R.,1972)



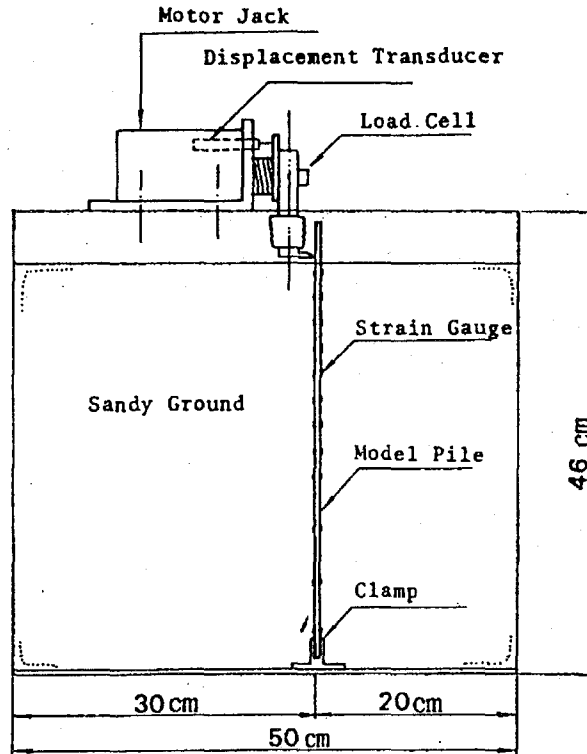


Fig.1.18 Pile loading system.(Terashi,M. et al.,1989)

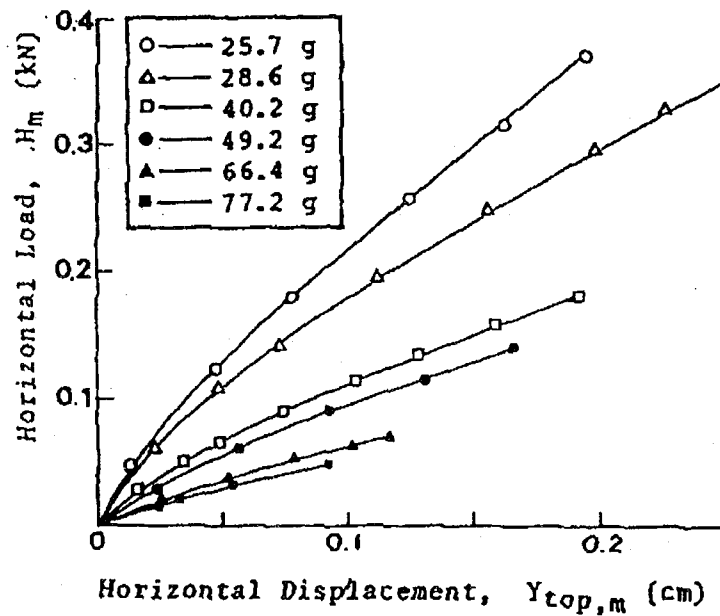
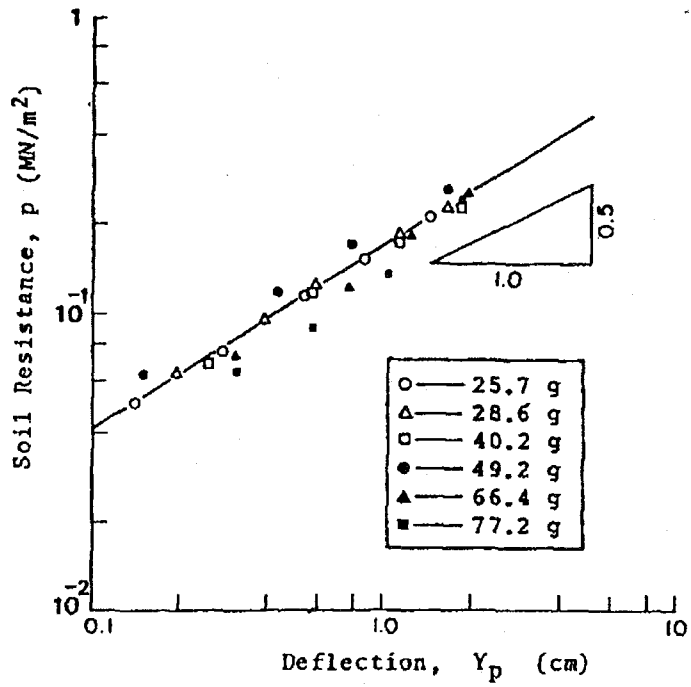
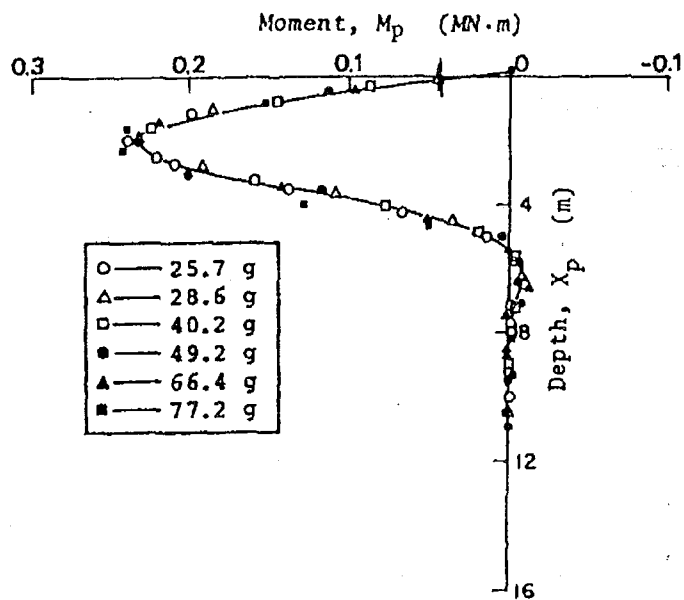


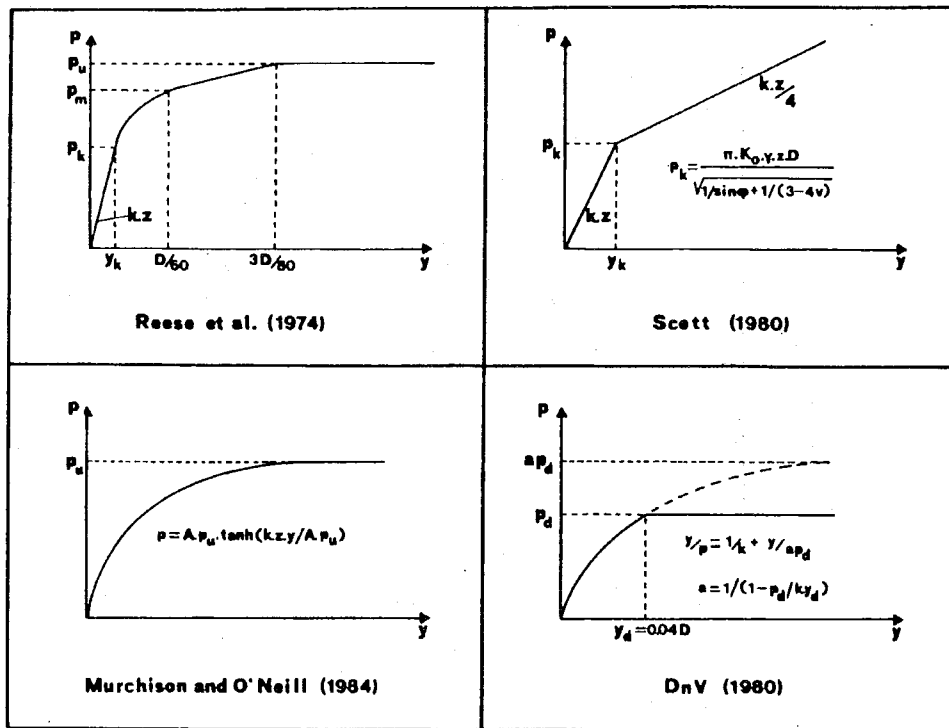
Fig.1.19  $P_0$ - $Y_0$  relations in prototype scales.  
(Terashi,M.et al.,1989)



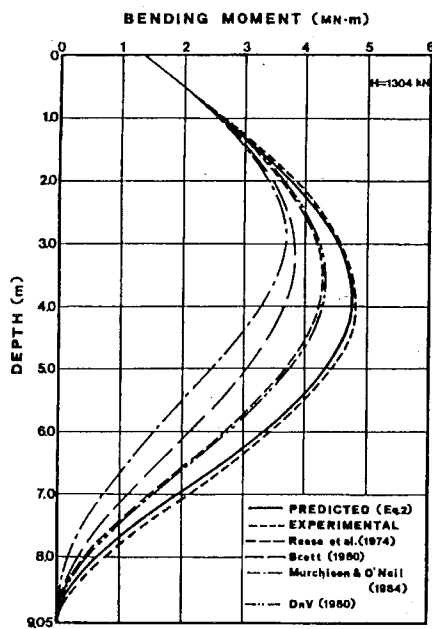
**Fig.1.20** p-y relations in prototype scales.  
(Terashi,M.et al.,1989)



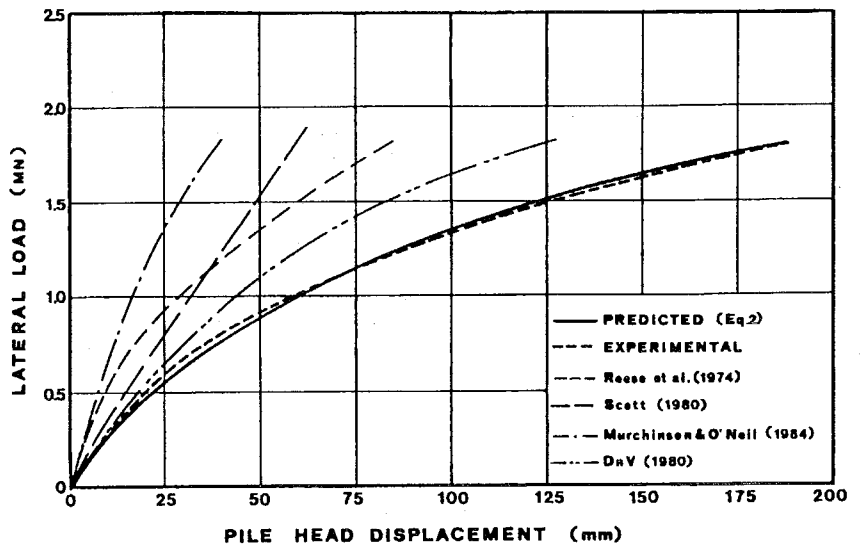
**Fig.1.21** Moment profiles in prototype scales.  
(Terashi,M.et al.,1989)



(a) p-y curves

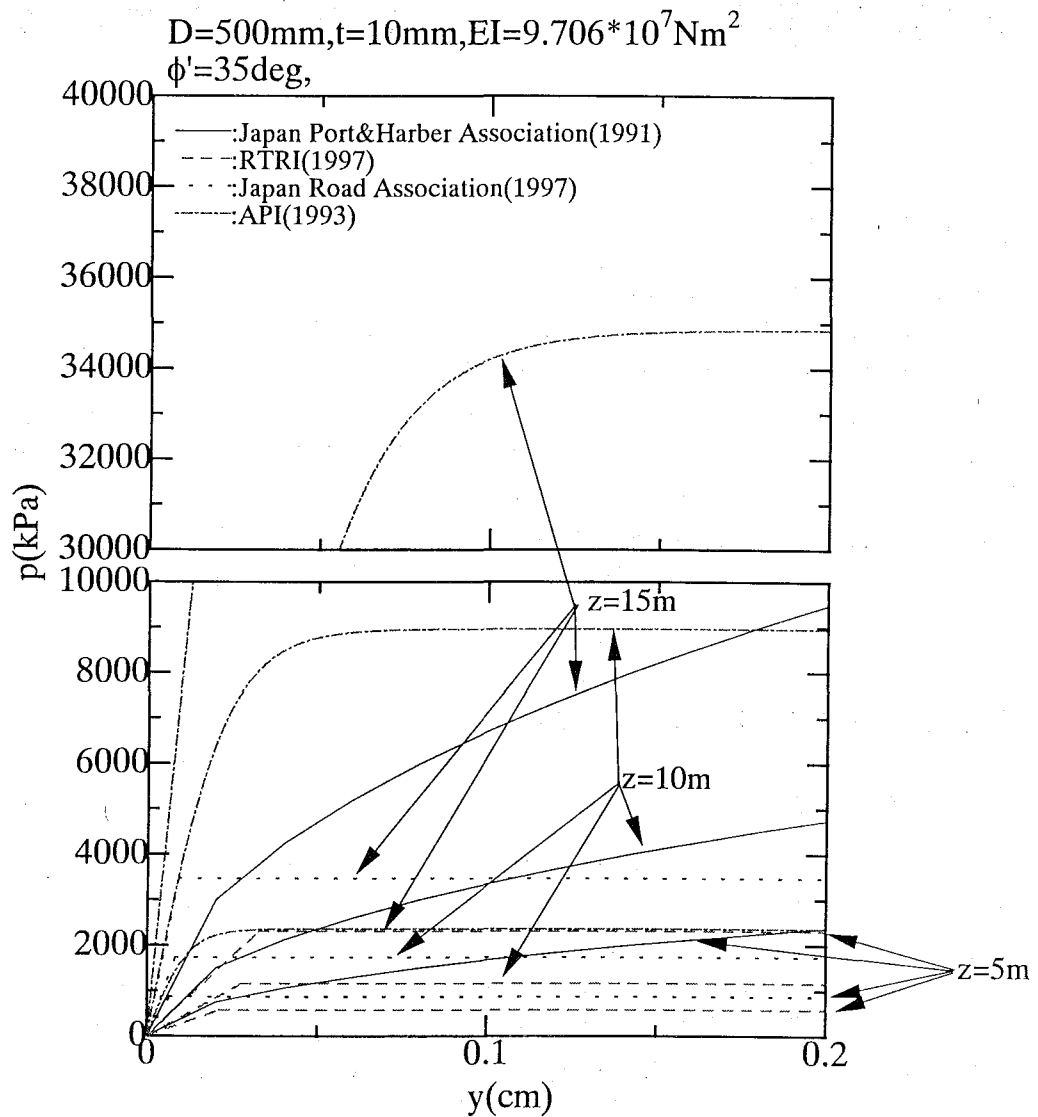


(b) Moment profiles

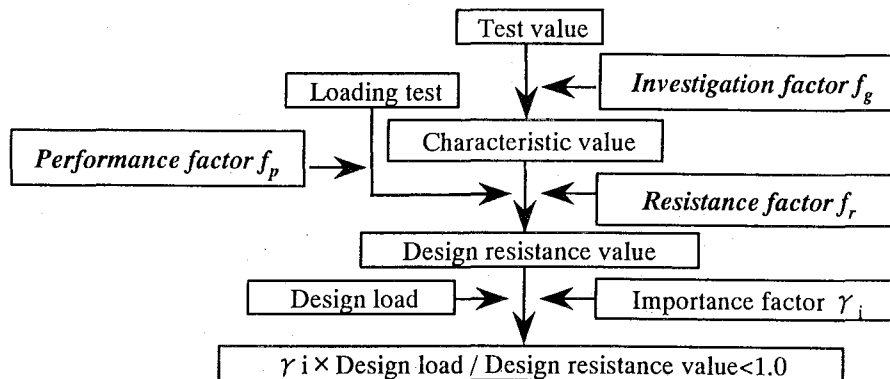


(c) Lateral Load - dip. relations

Fig.1.22 Assumed p-y curves and simulation results.  
(Georgiadis, C. et al., 1991)



**Fig.1.23** Examples of p-y relationships .  
at  $z=5\text{m}, 10\text{m}, 20\text{m}$



**Fig.1.24** Geotechnical safety factors.

## 第2章 試料および模型杭の物理・力学特性

### 2.1 はじめに

本研究で用いた地盤材料は豊浦砂および稲城砂の 2 種である。大量の地盤材料を必要とする重力場での模型杭の杭頭水平載荷実験には稲城砂を使用し、遠心力場での模型杭の杭頭水平載荷実験および分割杭の水平載荷実験には、比較的物理力学特性が明らかな豊浦砂を使用した。遠心力場での杭頭水平載荷実験、分割杭の水平載荷実験では密詰め ( $D_r=85\%$ ) および緩い詰め ( $D_r=60\%$ ) 地盤の 2 種類を対象とした。これらの模型地盤に対して、模型杭は重力場で用いた外径 101.6mm の鋼管製模型杭および遠心模型実験で用いた外径 10mm, 20mm のステンレス鋼管製模型杭に分けられる。以下に実施した物理試験・力学試験結果と過去の研究成果をもとに試料および模型杭の物理・力学特性についてまとめた。

### 2.2 豊浦砂の物理・力学特性

#### 2.2.1 豊浦砂の物理特性

一般的に砂と呼ばれる地盤材料は粒径  $75\mu\text{m}\sim 2.0\text{mm}$  にあるものを指し、飽和あるいは乾燥した砂の粘着力  $c'$  はゼロであり、内部摩擦角  $\phi'$  によって材料の強度が定まる摩擦材料と考えられる。Fig.2.1 に示す豊浦砂の粒径加積曲線より  $0.15\sim 0.25\text{mm}$  の粒径が全質量の 90% 以上を占め、ほぼ一様な粒径からなることが分かる。Table2.1 には豊浦砂の鉱物組成を示した(朴,1990)。豊浦砂の鉱物組成はそのほとんどを硬質石英で占められ、三浦・山内(1971,1977)の研究では数 MPa 程度の高圧力下の等方圧密排水三軸圧縮試験で粒子破砕が生じることが調べられている。豊浦砂の物理特性を Table2.2 に示す。

Table 2.1 Toyoura sand component (% in weight)

	Quarts (石英)	Feldspar (長石)	Chert (チャート)	Colored mineral (有色鉱物)
Toyoura sand	90.0%	5.0%	3.8%	1.2%

Table 2.2 Properties of Toyoura sand

Particle density $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.645
$D_{50}(\text{mm})$	0.19
$D_{30}(\text{mm})$	0.16
$D_{10}(\text{mm})$	0.14
Uniformity coefficient $U_c$	1.56
Coefficient of curvature $U_c'$	0.95
Maximum void ratio $e_{\text{max}}$	0.973
Minimum void ratio $e_{\text{min}}$	0.609

このような硬質・均質，均等粒径の豊浦砂においてもその力学特性はきわめて複雑なものであることが長年の砂の力学および変形特性に関する研究成果から明らかになってきた。以下にこれまでの豊浦砂の弾性領域の変形特性に関する研究および強度特性に関する研究成果についてまとめる。

## 2.2.2 豊浦砂の変形特性

最近の弾性係数に関する研究では，Goto(1987)による L.D.T.(Local Displacement Transducer)の開発および彼の測定誤差に関する研究成果から要素試験における微小歪みレベルでの砂の弾性係数の測定が可能となった。安部(1989)は空中落下法により作製した豊浦砂の微小歪みレベルにおける割線弾性係数  $E_{sec}$  を L.D.T.を用いて測定している。この結果をもとに砂の変形特性に与える応力依存性について整理した。豊浦砂の割線弾性係数  $E_{sec}$  と軸歪み  $\epsilon_a$  の関係を Fig.2.2, Fig.2.3 にそれぞれ密詰め，緩詰め試料について示す。彼の結果をもとに式(1.7)(1.9)を用い， $m=m_v=0.5$  と仮定することにより実験定数  $C=2.077 \times 10^4$  を得た。

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (1.7 \text{ 再掲})$$

$$E_{maxv}/p_r = CF(e)(\sigma_v'/p_r)^m \quad (1.9 \text{ 再掲})$$

Fig.2.4 に式(1.9)の  $C(\sigma_v'/p_r)^m$  の部分，つまり，間隙比関数  $F(e)$  で除した  $(E_{maxv}/p_r)/F(e)$  と応力レベル  $\sigma_v'/p_r$  の関係を示し，これに間隙比関数  $F(e)$  を掛け合わせることで得られる  $D_r=60\%$  ( $e=0.73$ )， $85\%$  ( $e=0.65$ ) それぞれの  $E_{maxv}/p_r$  を Fig.2.5 に示した。これより  $D_r=60\%$  の  $E_{maxv}$  は  $D_r=85\%$  のその約 80% 程度であった。Tatsuoka,F.&Kohata,Y.(1994)の結果によると弾性係数  $E_{max}$  は載荷方向の主応力  $\sigma_v'$  に関係すること，初期鉛直有効応力  $\sigma_v'$  あるいは初期水平有効応力  $\sigma_h'$  を種々変化させた際，鉛直方向の弾性係数  $E_{maxv}$  と水平方向の弾性係数  $E_{maxh}$  の比がほぼ等しいことから，これは式(1.11)が成り立つことを実験的に示している。

$$\frac{E_{maxv}}{E_{maxh}} = \frac{(\sigma_v'/\sigma_h')^m}{1 - I_0} \quad (1.11 \text{ 再掲})$$

Tatsuoka,F.&Kohata,Y.(1994)が行った Fig.1.5 の結果をもとに， $E_{maxv}/E_{maxh}$  の比を求めた。この比は式(1.11)より，

$$\frac{E_{maxv}/F(e)}{E_{maxh}/F(e)} = 1.22$$

$$\frac{E_{maxv}}{E_{maxh}} = \frac{(\sigma_v'/\sigma_h')^m}{1 - I_0} = 1.22F(e)/F(e) \quad (2.1)$$

となり，これより Fig.1.5 では  $\sigma_v'=\sigma_h'$  であることから  $I_0=0.180$  が得られる。初期有効応力  $\sigma_v'$ ，

$\sigma_h' < 200 \text{ kPa}$  に範囲において、式(2.1)が成り立つものとし、今  $\sigma_h' = K_0 \sigma_v' = 0.5 \sigma_v'$  とすると

$$\frac{E_{\max v}}{E_{\max h}} = \frac{(\sigma_v' / \sigma_h')^m}{1 - I_0} = \frac{(\sigma_v' / 0.5 \sigma_v')^{0.5}}{1 - 0.180} = 1.725$$

$$E_{\max h} = 0.58 E_{\max v} \quad (2.2)$$

を得る。今、 $K_0 = 0.5$  を用いたが、Okochi, Y. & Tatsuoka, F. (1984) は応力履歴、間隙比および作製手法の違いが  $K_0$  値に及ぼす影響について調べている。これを Fig. 2.6(a)(b) に示す。これより空中落下法で作製した砂地盤の間隙比が  $0.65 (D_r = 85\%) \sim 0.75 (D_r = 60\%)$  で  $0.4 < K_0 < 0.5$  の範囲にあり、したがって、

$$0.52 E_{\max v} < E_{\max h} < 0.58 E_{\max v} \quad (2.3)$$

にあると考えられる。これより概算ではあるが、空中落下法によって作製した砂地盤の水平方向の弾性係数  $E_{\max h}$  は鉛直方向のそれ ( $E_{\max v}$ ) と比較して  $60\% < D_r < 85\%$  の範囲で約 55% と低いことが理解できる。

また、先に示した阿倍(1989)の結果から割線弾性係数  $E_{\text{sec}}$  を  $E_{\max}$  で除すことにより  $E_{\text{sec}}$  の歪み依存性を表す Fig. 2.7 を得る。この図より軸歪みの増加とともに  $E_{\text{sec}}/E_{\max}$  の比は低下し、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$  レベルで  $0.3 > E_{\text{sec}}/E_{\max} > 0.2$  の範囲にあることが分かる。またこの低減傾向は、緩詰め供試体の方が軸歪みの増加に伴う割線弾性係数の低減割合が大きく、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$  程度の中歪み領域で密詰め供試体の  $E_{\text{sec}}/E_{\max}$  が緩詰め供試体のそれに追従する形で低減している様が見て取れる。

弾性領域の材料特性を表す定数の一つにポアソン比がある。しかしながら、砂の弾性領域のポアソン比に関する研究については、未だに研究段階にあるとあって良い。これは供試体の鉛直方向歪みと水平方向歪みの測定精度に依存するため、L.D.T.の開発により徐々にではあるが、研究成果は増加傾向にある。Fig. 1.5(再掲)に弾性領域でのポアソン比  $\nu_{\text{lv}}$  と  $\sigma_v'/\sigma_h'$  の関係を各種材料について示した(Hoque, E et al., 1994; 将ら, 1996)。この図よりポアソン比は応力比の  $m/2$  乗に比例することが理解できる。ここで  $m$  は式(1.9)の  $m$  であり、材料固有の値であると考えられる。

### 2.2.3 豊浦砂の強度特性

Fukushima, S. & Tatsuoka, F. (1984) は豊浦砂を用いて非常に広範囲な応力レベルのもと、相対密度を変化させた等方圧密排水三軸試験を行った。この試験は非常に小さな拘束圧下での等方圧密排水三軸試験のため、メンブレン張力および供試体の自重の影響による有効応力の増加も考慮しこれらの補正を行っている。得られた主応力比  $\sigma_1'/\sigma_3'$ -軸歪み  $\epsilon_a$  関係を Fig. 2.8(a)(b)(c)(d) に示す。本研究で対象とした砂地盤は相対密度  $D_r = 60\% (0.72 < e < 0.75)$  および  $85\% (0.65 < e < 0.66)$  の 2 種であるが、Fig. 2.8(c)(d) に示す緩詰め供試体は若干緩詰め程度が大きい。相対密度の差によってその主応力比-軸歪み関係は変化することはもちろんのこと、圧縮特性も変化する。すなわち密詰め供試体は主応力比が最大を示した後、主応力比の

低下が見られ、一方体積歪みは載荷初期では圧縮し、その後負の値を示し体積膨張する。これに対して、緩詰め供試体は軸歪みの増加に伴う急激な主応力比の低下は見られない。これに対し体積歪みは一旦圧縮を呈し、その後拘束圧の小さなものから順に膨張に転じている。また $\sigma_3'$ の増加とともに破壊時の主応力比は低下する、いわゆる強度( $\phi'$ )の応力依存性(拘束圧 $\sigma_3'$ の増加とともに $\phi'$ が低下する。)を確認できる。同様に Tatsuoka, F. et al.(1986)は相対密度、堆積面と最大主応力 $\sigma_1'$ の方向のなす角 $\delta$ を変化させた平面歪み圧縮試験を行った。これを Fig.2.9, Fig.2.10 および Fig.2.11 に示す。平面歪み圧縮試験では、三軸圧縮試験と比較してピーク後の主応力比の低下が顕著であり、 $\delta$ (最大主応力と体積面のなす角)=90deg.を抽出した Fig.2.11 においても応力-軸歪み関係および体積歪み-軸歪み関係の形および値についても等方圧密排水三軸圧縮試験のそれと比較して差が認められる。これは中間主応力係数 $b=(\sigma_2'-\sigma_3')/(\sigma_1'-\sigma_3')$ の差と考えられる。しかしながら、ピーク強度あるいはダイレイタンスー特性に与える相対密度の影響、初期有効拘束圧の影響は定性的には等方圧密排水三軸圧縮試験の結果とほぼ等しいことが分かる。Tatsuokaらは以下の式により内部摩擦角 $\phi'$ を求めた。

$$\phi' = \sin^{-1} \left( \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right)_{\max} \quad (2.4)$$

これを間隙比  $e$  に対してプロットした図を Fig.2.12, 2.13 に示す。記号により $\sigma_3'$ の値を区別している。排水三軸圧縮試験、平面歪み圧縮試験共に間隙比の増加に対して、 $\phi'$ は顕著に低下している。 $\phi'$ は平面歪み圧縮試験から得られたものが、三軸圧縮試験から得られたそれより大きい。同一の初期間隙比に対して $\phi'$ を縦軸、 $\sigma_3'$ を横軸にとりこれを Fig.2.14 に示した。Fukushima, S. & Tatsuoka, F.(1984)および Tatsuoka, F. et al.(1986)によると $\sigma_3'$ の増加と共に $\phi'$ は低下するが、 $\sigma_3'$ が50kPa以下では $\phi'$ は一定であると指摘している。Fukushima, S. & Tatsuoka, F.(1984), 藤井(1976)および三浦, 山内(1971)による豊浦砂の等方圧密排水三軸試験、および Tatsuoka, F. et al.(1986)および藤井(1976)の豊浦砂の平面歪み圧縮試験について  $D_r=60\%$ , 85%のデータを選定し平均有効応力 $\sigma_m' (=1/2(\sigma_1' + \sigma_3'))$ に対して内部摩擦角 $\phi'$ をプロットした図を Fig.2.15, 2.16 に示す。ここで  $p_r$  は基準応力である。先に述べたとおり、平均主応力が約100kPa程度( $\sigma_m'/p_r=1.0$ )より $\phi'$ は低下し始め、この低下割合は相対密度の大きい方がより顕著である。100kPa( $\sigma_m'/p_r=1.0$ )程度の排水三軸圧縮試験から得られる $\phi'$ では、 $D_r=60\%$ と85%で約3deg., 平面歪み圧縮試験では約5deg.の差が生じた。大きな平均主応力領域では、 $\sigma_m' < 20\text{MPa}$ で $\phi'$ は $D_r=85\%$ が $D_r=60\%$ より大きく、 $\sigma_m' > 20\text{MPa}$ で逆に $D_r=60\%$ の方が $D_r=85\%$ より大きくなっている。第1章で述べたように、測定されたせん断抵抗は材料の摩擦特性(固体摩擦+インターロッキング)+ダイレイタンスー効果+粒子破砕と再配列効果の3種の要因からなる強度で表され、高拘束下では緩詰め供試体でのダイレイタンスー効果の不足分を粒子破砕と再配列効果で補うために、緩詰め供試体のせん断抵抗が密詰め供試体のせん断抵抗を上回ると考えられる(三浦・山内, 1971; Lee, K.L. & Seed, H.B., 1967)。三浦・山内はこの解釈を20MPa領域における試験前後の粒子破砕の程度の差から確認している。

de Beer(1963)は $\phi'$ の応力依存性を平均有効応力の対数に比例すると仮定し、以下の式で表している。同様の表現を行った研究例として藤井(1976), Kimura et al.(1985), Kusakabe, O. et al.(1992), 岡村ら(1993)が挙げられる。



$$\phi' = \phi_0 - A \log \left( \frac{\sigma_m'}{p_r} \right) \quad (2.5)$$

ここで  $p_r$  は基準応力,  $\sigma_m'$  は平均主応力,  $A$  は比例定数である.  $\phi_0$  は  $\sigma_m'/p_r=1.0$  の時の  $\phi'$  の値である. この  $\phi'$  の応力依存性は Oda, M. & Koishikawa, I. (1979), Kusakabe, O. et al. (1991), Hetter, A. & Gudehus, G. (1988) が指摘したように浅い基礎の支持力  $N_f$  に与える寸法効果の要因の一つであると言われている. 他の要因として山口ら (1975), Yamagichi, H. et al. (1976, 1977) や藤井 (1976) が指摘したような進行性破壊, つまり基礎寸法の違いにより滑り線上で発揮される砂の強度  $\phi'$  が異なり, これが結果として支持力値 ( $N_f$ ) に影響を与えるという見解である. また, 基礎幅が大きくなることは, 基礎幅と粒子寸法比に差が生じることを意味し, これが影響して支持力の低下を生むとの見解 (龍岡ら, 1989) もあり, 実際問題ではこれらが複合的に絡み, 結果として基礎幅の増大と共に支持係数 ( $N_f = 2q/n\gamma B$ ,  $q$ : 支持力,  $B$ : 基礎幅,  $\gamma$ : 単位体積重量,  $n$ : 遠心加速度比) が低下するという意見が現在の犬勢である (日下部, 1989).

このように支持力問題では  $\phi'$  の応力依存性 (応力レベルの増加とともに  $\phi'$  が低下する.) は考慮すべき重要な特性であるが, 同様に杭の水平抵抗問題においても無視し得ないことは言うまでもない. 本研究では, de Beer (1963) と同様に  $\phi'$  が平均主応力  $\sigma_m'$  の対数に対して比例し減少することとした. これを三軸圧縮条件および平面歪み圧縮条件で  $D_r=60\%$  および  $D_r=85\%$  に対して決定した.  $D_r=60\%$  については信頼できるデータが少ないため高拘束圧下までのデータを収集することはできなかったが, 三軸圧縮条件下から得られた低減傾向に類似すると仮定し定めている. これを Fig. 2.15 および Fig. 2.16 の実線および破線で示す. これらの内  $D_r=85\%$  を示す実線は岡村ら (1993) が採用した関係とほぼ等しい.

## 2.3 稲城砂の物理・力学特性

### 2.3.1 稲城砂の物理特性

重力場での鋼管製単杭の杭頭水平載荷実験では地盤材料に稲城砂を用いた. 稲城砂は東京都多摩ニュータウン付近に堆積する第 3 紀末三浦層群に属する砂質土である. 地山では固結作用を受け鉛直に近い斜面でも安定しており, 一般的に  $N$  値が 10~30 にあり, 時には 50 以上と大きな場合も存在する. 含有細粒分によって表れる難透水性と粒子破碎による締固め特性の変化が稲城砂の特徴である. このため稲城砂は乱した状態でも透水性は低く, 外見上表面が乾いた状態でも実際堆積層内部では飽和していたり, トンネル掘削中高い水頭のもと一度構造を乱すと液状化を引き起こし, ずるずると流れ出して切り羽面で押さえきれなくなる場合もある. 締固め試験では試料を繰返し使用すると, 粒子破碎によって細粒分が増加し, 繰返して使用しない場合の締固め曲線とは全く異なったものが得られる.

Fig. 2.17 に稲城砂の粒径加積曲線を示す (岩本, 1994). 同図には豊浦砂のデータも示したが, 稲城砂は比較的粒度分布が良く粒度曲線の傾きが滑らかである. 平均粒径  $D_{50}$  はほぼ豊浦砂と等しくなった. Table 2.3 には豊浦砂と併せて稲城砂の物理特性をまとめた. 両者で細粒分の割合に違いがあり,  $D_{10}$  を比較すると豊浦砂 0.14mm に対して稲城砂では 0.01mm と豊浦砂の 10 分の 1 である.

Table 2.3 Properties of Inagi sand

Property	Toyoura	Inagi
Particle density $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.645	2.66
$D_{50}(\text{mm})$	0.19	0.20
$D_{30}(\text{mm})$	0.16	0.12
$D_{10}(\text{mm})$	0.14	0.01
Uniformity coefficient $U_c$	1.56	26.2
Coefficient of curvature $U_c'$	0.95	7.45
Maximum void ratio $e_{\max}$	0.973	-
Minimum void ratio $e_{\min}$	0.609	-

締固め曲線を **Fig.2.18** に示す(岩本,1994). 上述したとおり, 締固め試験に同一試料を用いると粒子破碎より細粒分化が生じ, 締固め曲線に変化が表れる. 細粒分が多くなることにより, 乾燥密度が変化する範囲が増大し, シャープな形状に変化し最適含水比は低下する. これは細粒化による粒子の移動, ねりませ効果の増大および小さな粒径の増加によるサクションによる効果が土粒子間の間隔, 力に影響を及ぼし, 粒径の大きな場合と比較してより少ない水量で土粒子間隔を狭めることが可能になるからと考えられる.

### 2.3.2 稲城砂の変形特性

重力場での鋼管製模型杭の水平載荷実験地盤の施工管理から, 乾燥密度 $\rho_d=1.6\text{g/cm}^3$ , 含水比  $w=19.9\%$  で 3 層突き固めにより作製した供試体を用いて等方圧密排水三軸圧縮試験を 3 種の $\sigma_3'$ のもと実施した. これを **Fig.2.19** に示す. 応力比最大点を矢印で示している. これより初期有効拘束圧 $\sigma_3'$ の増加と共に主応力比 $\sigma_1'/\sigma_3'$ の最大値は低下し, この時の軸歪みも増加傾向を示す.  $\sigma_3'=294\text{kPa}$  では破壊時の軸歪みは 15%程度となった. また, 体積歪み $\varepsilon_v$ は $\sigma_3'=98\text{kPa}$  では軸歪みが 5%程度で圧縮から膨張に転じたが, 他の $\sigma_3'=198, 294\text{kPa}$  では載荷中は圧縮のみであり, 初期有効拘束圧の大きな $\sigma_3'=294\text{kPa}$ の方がより顕著に圧縮することが分かる. 同様の試験を青木ら(1999)も実施している. 供試体の乾燥密度 $\rho_d$ は  $1.65\text{g/cm}^3$ , 含水比  $w=21\%$ であったことから若干本研究で用いた供試体の作製条件とは異なるものの, L.D.T を用いて極微小な軸歪みの測定, およびギャップセンサーを用いた供試体の側方歪みの測定を行っている. 彼らは $\sigma_3'=9.8, 49, 88\text{kPa}$ と小さな初期有効拘束圧のもと, 等方圧密排水三軸圧縮試験を実施した. これより得られた応力比-軸歪み関係( $\sigma_1'/\sigma_3'-\varepsilon_a$  関係)を **Fig.2.20** に示す. 低拘束圧である $\sigma_3'=9.8\text{kPa}$ では, 応力比 $\sigma_1'/\sigma_3'=9.4$ まで増加し, それ以後歪軟化するのに対し, その他は応力比のピークは見られなかった. これらは本研究で実施した等方圧密排水三軸圧縮試験の結果と同様の傾向である.

**Fig.2.19** 示した応力比-軸歪み関係では微小歪みレベルでの軸歪みの計測および側方歪みの測定を実施していないことから, 軸差応力-軸歪み関係( $q-\varepsilon_a$  関係)の初期の傾き  $E_i$  と  $E_{50}$  を算定し, これらに与える初期有効拘束圧の影響を調べることにした. つまり,  $E_i$  および  $E_{50}$  は,

$$E_i = \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')_i}{\varepsilon_i} \quad (2.6)$$

$$E_{50} = \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')_{\max}}{2\varepsilon} \quad (2.7)$$

で表され, ここで $(\sigma_1' - \sigma_3')_i / \varepsilon_i$ は  $q-\varepsilon_a$  関係の初期の傾きを表す.  $(\sigma_1' - \sigma_3')_{\max}$  は主応力差の最大

値  $q_{max}$  を,  $\epsilon$  は  $q_{max}$  の 1/2 の点での軸歪みである。これらを  $\sigma_v'$  に対してプロットしたのが **Fig.2.21** である。圧密時の初期鉛直有効応力  $\sigma_v'$  ( $=\sigma_3'$  あるいは  $\sigma_1'$ ) の増加と共に  $E_i$ ,  $E_{50}$  は増加し, ほぼ初期鉛直有効応力  $\sigma_v'$  の平方根に対して比例する傾向になった。有効応力の増加により割線弾性係数が増加する現象は圧密圧力が小さい領域で顕著であり, 圧密圧力の増加と共にその増加割合は低下すると言える。  $\epsilon_a < 1\%$  のデータを計測していないために  $E_i$  の値は  $E_{50}$  より若干大きい値を示したにすぎなかった。一方, 豊浦砂では  $\epsilon_a = 0.1\%$  の  $E_{sec}$  は  $\epsilon_a = 1\%$  のそれより 4 倍弱大きいことが **Fig.2.7** より分かる。**Fig.2.22(a)** は青木ら(1999)の不飽和稲城砂の等方圧密排水繰返し三軸試験から得られた弾性係数  $E_{max}$  と初期鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  の関係である。彼らは結果的に弾性係数は初期有効応力  $\sigma_{v0}'$  の 0.56 乗に比例する結果を導いている。**Fig.2.22(b)** には **Fig.2.22(a)** で得られた関係に豊浦砂の弾性係数  $E_{max}$  と初期鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  の関係を比較して示した。これより稲城砂についても豊浦砂と同様に弾性係数  $E_{max}$  は初期鉛直有効応力の指数関数で表されることが明らかであり, 豊浦砂の弾性係数と比較して約 1/2 程度小さいことが理解できる。これらの各初期鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  の供試体のうち,  $\sigma_{v0}' = 49\text{kPa}$  および  $\sigma_{v0}' = 98\text{kPa}$  について割線弾性係数  $E_{sec}$  と軸歪み  $\epsilon_a$  の関係および減衰率  $h$  と軸歪み  $\epsilon_a$  の関係を **Fig.2.22(c)(d)** に示した。軸歪み  $\epsilon_a$  の増加とともに割線弾性係数  $E_{sec}$  は減少し, 減衰率  $h$  は増加していく。ここで減衰率  $h$  は **Fig.1.2** により求めている。これらの  $E_{sec}-\epsilon_a$  関係について  $E_{max}$  で除すことにより正規化した  $E_{sec}/E_{max}$  と軸歪み  $\epsilon_a$  の関係を **Fig.2.22(e)** に示す。軸歪みの増加とともに割線弾性係数  $E_{sec}$  は徐々に小さくなり  $10^{-3}$  レベルの軸歪みに対して割線弾性係数  $E_{sec}$  は  $E_{max}$  の約 30% 程度に低下した。

### 2.3.3 稲城砂の強度特性

**Fig.2.19** をもとに  $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$  を用いて式(2.4)より内部摩擦角  $\phi'$  を計算した。これを **Fig.2.23(a)** に示す。豊浦砂と比較して  $\sigma_3'$  の増加と共に  $\phi'$  が減少する  $\phi'$  の応力依存性は高く, 破壊時の  $\phi'$  は平均主応力  $\sigma_m'$  の増加と共に顕著に低下した。しかしながら, 不飽和供試体である本試料はサクシオンによる見かけの粘着力  $c'$  が存在する 경우가多く, Mohr-Colomb の破壊基準において  $\sigma' = 0$  で  $c' \neq 0$  である。破壊時の Mohr の応力円を **Fig.2.23(b)** に示す。上述の通り見かけの粘着力が存在し,  $c' = 19\text{Pa}$ ,  $\phi' = 33\text{deg.}$  となり粘着力を考慮した分 **Fig.2.23(a)** に示した  $\phi'$  より小さくなった。

岩本(1994)は稲城砂供試体の乾燥密度  $\rho_d$  を変化させ, 飽和・不飽和試料についてそれぞれ等方圧密排水三軸試験および等方圧密排気三軸試験を実施している。横軸に乾燥密度  $\rho_d$ , 縦軸に粘着力  $c'$  および内部摩擦角  $\phi'$  をとり, この関係を **Fig.2.23(c)(d)** に示す。なお, 不飽和試料の初期含水比  $w$  は 27% であった。これより飽和試料, 不飽和試料の内部摩擦角  $\phi'$  は  $\rho_d$  の増加と共に増加することが確認できる。本研究で実施した等方圧密排水三軸試験結果と同様に不飽和試料には粘着力  $c'$  が存在し, 乾燥密度  $\rho_d$  の増加に従い増加することが推測できる。**Fig.2.24** には青木ら(1999)の不飽和稲城砂の等方圧密排水三軸試験から得られた破壊時の Mohr の応力円を示す。彼らの結果では不飽和稲城砂の内部摩擦角  $\phi'$  は 36.5deg. 程度にあり, 粘着力  $c'$  は 9kPa 程度存在した。

以上より我々の実施した不飽和稲城砂の等方圧密排水三軸試験結果は若干青木ら(1999)の実施した同様の試験と若干異なり, 内部摩擦角  $\phi' = 33\text{deg.}$ , 粘着力  $c' = 19\text{kPa}$  となり, 「第 6 章 重力場で実施した単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション」ではこの結果を用いることとした。

## 2.4 模型杭の力学特性

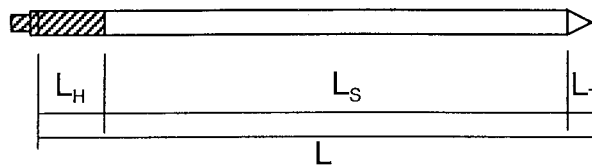
### 2.4.1 模型杭の種類

Table 2.4 に示すように単杭の杭頭水平載荷実験は重力場の稲城砂地盤で行ったもの(A), 遠心力場の豊浦砂地盤で行ったもの(B)の2種に分けられる. A では載荷方法を変えることによって, これが単杭の杭頭水平荷重-水平変位関係に及ぼす影響を調べた. B では A の結果から一方向単調杭頭水平載荷実験および一方向繰返し杭頭水平載荷実験の重要性を導き出し, 遠心模型実験装置を用いて鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験を実施している. つまり, 杭径 D, 地盤密度  $D_s$ , 遠心加速度比 n, 杭剛性 EI を変化させることにより, 単杭の水平抵抗問題に及ぼす, 杭径の影響, 地盤密度の影響, 杭と地盤の剛性比の影響を調べた. 以下に使用した模型杭の寸法および材料定数を示す. なお,  $R_{max}$  とは表面粗さの指標であり, 長さ 2.5mm 中の最大凸部と最大凹部の差を表す.

Table 2.4 Physical properties and dimension of model piles

	Code	Dia. (mm)	Thickness t(mm)	Length $L, L_s, L_T, L_H$ (mm)	E (GPa)	$EI_0$ (Nm <sup>2</sup> )	$\sigma_y, \sigma_u$ (MPa)	$R_{max}$ ( $\mu\text{m}$ )	Material
A	TH	101.6	4.2	2300, 2000, 0, 300	205.8	$3.142 \times 10^5$	235, 402	-	STK41
B	D10T02	10	0.20 (0.2)	300, 250, 10, 40	205.8	15.22	205, 520	0.32	SUS304TP
	D10T05	10	0.50 (0.5)	300, 250, 10, 40	205.8	34.74	205, 520	1.50	SUS304TP
	D10T10	10	1.00 (1.0)	300, 250, 10, 40	205.8	59.64	205, 520	1.50	SUS304TP
	D20T04	20	0.40 (0.4)	600, 500, 20, 80	205.8	243.5	205, 520	0.58	SUS304TP
	D20T10	20	0.85 (1.0)	600, 500, 20, 80	205.8	483.4	205, 520	0.58	SUS304TP
	D20T20	20	1.80 (2.0)	600, 500, 20, 80	205.8	885.6	205, 520	0.33	SUS304TP

※なお()内の数値は公称肉厚



### 2.4.2 模型杭の設計

模型杭の設計は土層寸法の違いから A, B に分けて実施された. 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験(A)では試験土層の深さ(深さ  $H=2500\text{mm}$ )の制限から杭長  $L=2000\text{mm}$  となった. 一般的に長い杭は  $\beta L > 3.0$  であり, 杭周りには比較的軟弱な地盤(N 値  $< 10$ )が占め, 杭先を N 値 30 以上の支持層に根入れを行い, 不等沈下による変状を免れる場合が多い(日本道路協会, 1997; 鉄道総合技術研究所, 1997). 地盤条件を N 値 = 5,  $\beta L = 3 (= (k_h D / 4EI)^{1/4})$  と仮定し, 杭径 D と肉厚 t の関係から標準的な長い杭に必要な断面を検討した. 杭の特性値  $\beta$  は地盤反力係数  $k_h$ , 杭径 D, 杭の曲げ剛性 EI を用いて,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (1.1 \text{ 再掲})$$

$$\beta^4 = \frac{k_h D}{4EI}$$

となり、 $\beta = \beta L/L = 3/200 = 0.015(1/\text{cm})$ である。断面 2 次モーメント  $I$  を肉厚  $t$  および杭の半径  $r$  で表すと

$$I = \pi r^3 t$$

となり、これより肉厚  $t$  について

$$t = \frac{k_h}{2\pi E r^2 \beta^4} \quad (2.8)$$

を得る。鉄道構造物等設計標準基礎構造物編(鉄道総合技術研究所,1997)を参考に、 $N=5$  の地盤では、杭の設計で用いられる地盤反力係数  $k_h$  は以下の式から算出される。

$$\begin{aligned} k_h &= 0.2\alpha E_0 D^{-3/4} \\ E_0 &= 25N(\text{for sand}) \end{aligned} \quad (2.9)$$

ここで $\alpha$ は $E_0$ の算出方法による補正係数であり標準貫入試験を採用する場合、 $\alpha=2$ を用いる。 $D$ は杭径(cm)であり、 $N$ は標準貫入試験より得られる $N$ 値である。式(2.8)(2.9)より肉厚 $t$ に関して以下の式が得られる。

$$t = \frac{0.2 \times 25\alpha N (2r)^{-3/4}}{2\pi E r^2 \beta^4}$$

この関係を用いて杭径  $D=50\text{mm}$ ,  $100\text{mm}$ ,  $150\text{mm}$ ,  $200\text{mm}$  とすると

$D=50\text{mm}(r=25\text{mm})$	$t=35\text{mm}$
$D=100\text{mm}(r=50\text{mm})$	$t=5.3\text{mm}$
$D=150\text{mm}(r=75\text{mm})$	$t=1.7\text{mm}$
$D=200\text{mm}(r=100\text{mm})$	$t=0.8\text{mm}$

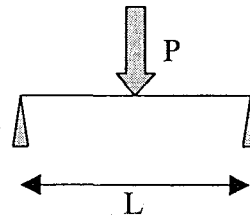
となる。モルケン打設時に必要な肉厚は 3mm あれば十分であるため、これらを考慮して杭径  $D=101.6\text{mm}$ , 肉厚  $t=4.2\text{mm}$  の一般構造用圧延鋼鋼管(STK41)を重力場での単杭の杭頭水平載荷実験に採用した。

遠心力場における杭頭水平載荷実験(B)に使用した模型杭は剛性容器の大きさ(剛性容器(大)L700xW300xH600mm, 剛性容器(小)L490xW299xH360mm)から杭径  $D$  を決定した。つまり、杭径は壁面の影響が比較的少ないと思われる杭径として 20mm 以内(最小壁面距離/杭径=150/20=7.5)と定め、砂地盤中の単杭の水平抵抗問題に与える杭径の影響を調べる目的で  $D=10$  および 20mm の 2 種類を選んだ。杭長  $L$  および肉厚  $t$  は  $D=10\text{mm}$  および  $D=20\text{mm}$  で相似になるように計画した。つまり両者の相似率は 2 とし、遠心加速度比  $n$  を杭径  $D=20\text{mm}$  については  $D=10\text{mm}$  の 1/2 に設定することで、Prototype スケールが一致することとなる。杭径  $D=10\text{mm}$  の模型杭を用いた単杭の杭頭水平載荷実験では小型剛性容器

(L490xW299xH360)を使用し, D=20mm の模型杭は大型剛性容器(L700xW300xH600)を使用することとすると, 両者の相似率が 2 であるためには, それぞれの最大根入れ長は 300mm(D=10mm)および 600mm(D=20mm)となる. 2 種の剛性容器を選んだ理由として, 模型地盤作製効率の向上があげられる. 地盤表面と剛性容器表面とのクリアランスを 50mm 程度確保し, D=10mm については L=260mm, D=20mm については L=520mm とした. 肉厚 t の設定では, 杭頭水平載荷実験で使用したロードセルの載荷荷重の許容値が 2000N であることから 2000N 以内で単杭を破壊させるよう定めた(これは絶対的な制約条件ではないが, 載荷点位置が模型地盤表面から 35mm 前後(なるべく模型地盤表面に近い状態になるように.)になるように, 超小型ロードセルを用い載荷フレームに作用する曲げモーメントを小さくするよう心がけた. Fig.3.18 参照). 今, 模型鋼管杭の材料の応力-歪み関係, 上述した断面 2 次モーメント I および外荷重によるモーメントは以下に示す単純梁の載荷試験で生じるモーメントとオーダーは変わらないと考えられることから,

$$\sigma_y < E\varepsilon = \frac{M}{I} \left(\frac{D}{2}\right)$$

$$M = \frac{PL}{4}$$



$$\begin{aligned} \sigma_y &< \frac{(PL/4)r}{\pi^3 t} \\ t &< \frac{PL}{4\pi^2 \sigma_y} \end{aligned} \quad (2.10)$$

となる. ステンレス鋼(SUS304TP)の $\sigma_y$ は 200MPa 程度, 最大荷重 P=2000N, 杭長 L=0.54m, 杭の半径 r=0.01m を代入すると最大肉厚 t<4.2mm を得る. これより杭径 D=20mm, 肉厚 t=4.2mm であれば, 鋼管製模型杭は 2000N 以下で破壊に至ることが予想できる. また杭径 D=10mm の鋼管に対して均一肉厚を得るため(0.2mm 未満の肉厚のばらつきは大きい.), 最小肉厚として 0.2mm を選定し, この他に 0.5mm および 1.0mm の 3 種を採用した. 上述の通り杭径 D=20mm については, 相似率を 2 とするために肉厚はそれぞれ t=0.4mm, 1.0mm, 2.0mm とした.

以上採用した杭径 D, 肉厚 t, 杭長 L は Table 2.4 に示す通りである. 次節では, 模型杭の力学特性を調べる目的として鋼管製模型単杭の曲げ変形試験および曲げ破壊試験を行った.

### 2.4.3 曲げ変形および曲げ破壊特性

#### (1) 単杭の曲げ変形試験

鋼管製模型単杭の曲げ特性の把握, strain gauge のキャリブレーションおよび鋼管の肉厚の確認を目的として Fig.2.25(a)に示す載荷システムを用いて模型杭の曲げ試験を行った. 載荷装置として電動ジャッキ(容量 2t)を用い, 載荷点とジャッキの間にロードセルを配置し付与した荷重を測定している. 毎分 1mm の載荷速度で変位を与え, 載荷点変位はジャッキに取り付けた LVDT で測定した. なお, 載荷中, 荷重, 変位を測定すると共に, 杭内部に張り付けた 2 対の歪みゲージで曲げ歪みを測定した. Fig.2.25(b)(c)(d)にそれぞれの模型杭の応じたセット

ップ状況を示した。得られた結果を Fig.2.26(a)(b)に示す。曲げ変形試験と微小歪み理論による理論解と比較した結果、得られた曲げ歪み $\epsilon_{\text{test result}}$ と理論解より算出した曲げ歪み $\epsilon_{\text{theory}}$ (公称肉厚使用)は概ね一致した。

$$\epsilon(P, x) = \frac{M_b(P, x)}{EI_0} \left( \frac{D}{2} - t \right) \quad (2.11)$$

ここで、 $\epsilon(P, x)$ は曲げ歪み、 $M_b(P, x)$ は荷重  $P$ 、位置  $x$  での曲げモーメント、 $EI_0$ は弾性限内での鋼管杭の曲げ剛性、 $D$ は杭径、 $t$ は杭の肉厚で、内部にひずみゲージが貼られている場合には、 $t=t$ 、ゲージが杭の最外縁に貼られている場合には、 $t=0$ とする。鋼管製模型杭の肉厚  $t$  についてはノギスによる測定を試みたが、公称値より若干肉厚が小さく、所々で肉厚のばらつきがあったためにノギスによる肉厚の測定をあきらめ、模型杭の曲げ試験により平均的な肉厚を求めた。つまり、曲げ歪みの理論値が実験値を下回らないよう( $\text{correction factor} = \epsilon_{\text{theory}} / \epsilon_{\text{test result}}$ が1を下回らない。)肉厚  $t$  を定めることとし、歪みゲージの値はしっかりと鋼管に付着していれば、正確に「鋼管の歪み」=「strain gauge から得られる歪み」となりうるが、実験値は必ず理論値を下回ると考え、肉厚  $t$  を調整し、測定歪み=理論歪みとなる場合の肉厚  $t$  を模型杭の肉厚とした。測定歪みが理論値を下回る要因として考えられることは(a)歪みゲージの付着程度、(b)歪みゲージの位置の不正確さ、(c)杭の回転が考えられ、これらすべてが完全な場合に限り、測定歪み=理論値と成りうる。なお、キャリブレーション結果から得られた correction factor は得られた実験値に掛け合わせることで(a)から(c)の要因の補正とした。これにより模型杭の肉厚は D10T02, D10T05, T10T10 でそれぞれ 0.2mm, 0.4mm, 1.0mm であり、D20T04, D20T10, D20T20 でそれぞれ 0.4mm, 0.85mm, 1.80mm であった。この値はノギスで測定した値のばらつき内であった。以上より歪みゲージの校正および模型杭の肉厚の補正を行うと同時に、線形弾性限界内では模型杭の曲げ歪みおよび曲げモーメントを算出可能であることが確認できた。次に模型杭の線形弾性限界から破壊までの挙動を調べる目的として、模型杭の曲げ破壊試験を行った。

## (2) 模型単杭の破壊試験

模型杭の破壊試験は、(1)の曲げ試験と同様の供試体および載荷システムを用意し、Fig.2.25(c)に示すように模型杭を両端で単純支持し、2点載荷により杭を曲げ破壊に至らしめた。支点には内部に真鍮の詰め物を埋込み支圧による破壊を防いでいる。載荷点については、載荷幅を若干持たせることにより対処した。模型杭中央には曲げ歪み測定用のゲージを1対2枚張り合わせ、曲げ歪みの測定を行い、曲げモーメント-曲げ歪み関係(M- $\epsilon$ 関係)および曲げモーメント-曲率関係(M- $\phi$ 関係)を求めている。

今、Fig.2.27に曲げが作用した場合の梁の変形を示す。梁が  $z$  方向に撓んだとすると、撓んだ形状は  $w=w(x)$ と表される。微小変位の範囲では、 $ds \approx dx$ 、 $\lambda = \tan \lambda = -dw/dx$ であることを考慮すると、軸線の曲率  $1/\rho$ と変位  $w$ の関係は

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\lambda}{ds} \approx -\frac{d^2w}{dx^2} \quad (2.12)$$

となる。ここに、変位  $w$  によって生じる軸線の回転角 $\lambda$ は外力成分と同じく、図の座標に対して反時計まわりを正に選んだ。曲げ歪みと曲率の関係は、軸線の長さ  $ds = \rho d\lambda$ と表されるとき、軸

線から  $z$  の位置の線素の長さは  $(\rho+z)d\lambda$  と表されるため曲げ歪みと曲率の関係は、

$$\varepsilon_x = \frac{(\rho+z)d\lambda - \rho d\lambda}{\rho d\lambda} = \frac{z}{\rho} = -z \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (2.13)$$

となる。曲率  $\varphi$  は、

$$\varphi = \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_x}{z} \quad (2.14)$$

で与えられる(西野, 長谷川, 1979)。

**Fig.2.28(a)(b)** に与えた荷重-載荷点変位の関係を示す。同一の模型杭条件および載荷条件で多少のばらつきはあるものの、杭径  $D=10\text{mm}(t=0.2, 0.5, 1.0\text{mm})$ ,  $20\text{mm}(t=0.4, 0.85\text{mm})$  それぞれほぼ同一の荷重-変位関係および破壊荷重を得た。**Photo2.1~2.4** に破壊後の模型杭を示す。模型杭は肉厚比  $(t/D)$  が小さいほど載荷点で局部座屈が生じ、歪みの集中が生じた。 $D10T02(t=0.2\text{mm})$  および  $D20T04(t=0.4\text{mm})$  では写真に示すように載荷点付近で折れ曲がり、局部座屈が生じた。なお、 $D20T04$  については **Fig.2.28(b)** に示す後半部の軟化部分で座屈が生じた。**Fig.2.29** に載荷点中央での曲げモーメント-載荷点中央での模型杭内面の曲げ歪み関係を示す。図中には模型杭の最外縁で降伏応力  $\sigma_y$  に達したときのモーメント、つまり降伏モーメント  $M_y$  を、また降伏後断面内で応力の再配分が行われ、模型杭の曲げ圧縮部で  $\sigma_y$  そして曲げ引張り部で  $-\sigma_y$  に全断面達した時の曲げモーメント、つまり全塑性モーメント  $M_p$  を示した。**Fig.2.29** 右下に示す円筒断面に作用する応力図を参考にすると

$$\begin{aligned} M_y &= 4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_y a t \left(a - \frac{t}{2}\right) \cos^2 \theta d\theta \\ &= \pi \sigma_y a t \left(a - \frac{t}{2}\right) \end{aligned} \quad (2.15)$$

$$\begin{aligned} M_p &= 4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_y a t \left(a - \frac{t}{2}\right) \cos \theta d\theta \\ &= 4 \sigma_y a t \left(a - \frac{t}{2}\right) \end{aligned} \quad (2.16)$$

となる。全塑性モーメント  $M_p$  と降伏モーメント  $M_y$  の比  $f$  を形状係数と呼び、断面の形状によって定まる値であり、降伏後の余剰の曲げモーメントの比率と見なせる。薄肉円筒断面の場合、

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{4}{\pi} = 1.273 \quad (2.17)$$

を得る。 $M_y$  までは曲げモーメント-曲げ歪み関係はほぼ直線を示し、その後増加割合は低下し始める。 $M_p$  に達すると更に急激に曲げモーメントの増加割合は低下することが分かる。局部座屈が発生した  $D10T02$ ,  $D20T04$  を除けば、他の模型杭は曲げ歪みで  $5000\mu$  程度に達する変形性能を有することが分かった。これは肉厚比  $t/D$  の増加と共に増加する傾向を有する。この



結果から、上述したように曲率 $\varphi$ を算出し、曲げモーメント-曲率関係を Fig.2.30 に、曲げモーメント-曲率関係の傾き、すなわち曲げ剛性 EI と $\varphi$ 関係を Fig.2.31 に示した。これより明らかに肉厚比  $t/D$  の増加と共に降伏後においても局部座屈が生ずることなく曲率 $\varphi$ は増加し、 $t/D=0.1$  である D10T10 では $\varphi=2(1/m)$ に達した。これらの変形性能を表す EI- $\varphi$ 関係を正規化する目的として、降伏点での曲げ剛性  $EI_0$  および曲率 $\varphi_0$  で、EI および $\varphi$ をそれぞれ除した。この図を Fig.2.32, 2.33 に示す。これより局部座屈が生じるまですべてのケースで  $EI/EI_0-\varphi/\varphi_0$  関係はほぼ等しくなった。同様に Fig.2.30 において降伏時の曲げモーメント  $M_y$  および降伏時の曲率 $\varphi_0$  でそれぞれ  $M$  および $\varphi$ を除し正規化したものを Fig.2.34 に示す。これより本研究の範囲内で局部座屈を生じない場合、正規化した曲げモーメント-曲率関係(M- $\varphi$ 関係)は、杭径  $D$ 、肉厚  $t$  に関係なく、一義的な関係が得られ、材料の力学特性( $\sigma$ - $\varepsilon$ 関係)によって決定されるものと類推できる。この考察から Fig.2.34 に示した正規化した曲げモーメント-曲率関係をもとに、これを双曲線でフィッティングすることによって得られた関係を式(2.18)に示すとともに図中の実線で表した。

$$\frac{M}{M_y} = \frac{1.997(\varphi/\varphi_0)}{1 + \frac{1.997}{1.898}(\varphi/\varphi_0)} \quad (2.18)$$

これらのことから Fig.2.35 に示すように地盤材料の強度( $c', \phi'$ )、剛性(E)は「第 5 章 双曲線 p-y 関係とバイリニア型 p-y 関係の比較およびパラメータの設定方法」に示す単杭の p-y 関係のパラメータとなる初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  の評価に用い、鋼管製模型杭の M- $\varphi$ 関係は「第 3 章 水平力を杭頭に受ける単杭の水平抵抗」の単杭の杭頭水平載荷実験の曲げモーメントの評価および「第 4 章 単杭の p-y 関係の測定およびモデル化」以降で実施する単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションに用いた。

## 2.5 まとめ

本章では重力場での鋼管からなる単杭の杭頭水平載荷実験、遠心力場での単杭の杭頭水平載荷実験および分割杭の水平載荷実験に用いる地盤材料および模型杭の物理特性、変形および力学特性についてまとめ、以下の結論を得た。

- 豊浦砂、稲城砂ともに弾性係数  $E_{max}$  は載荷方向の初期有効拘束圧に依存し、初期有効拘束圧の平方根に比例して増加する。
- 豊浦砂の $\phi'$ は平均主応力 $\sigma'_m$ が 100kPa 以下ではほぼ一定値をとり、これを超えると de Beer(1965)が示したよう平均主応力 $\sigma'_m$ の対数に比例して減少する。一方、不飽和稲城砂は見かけの粘着力  $c'=19kPa$  を有し、内部摩擦角 $\phi'$ は 33degとなった。
- 本研究で使用した模型杭の M- $\varphi$ 関係は局部座屈を生じたものを除いて、降伏モーメント  $M_y$  および降伏時の曲率 $\varphi_0$  で正規化することによりほぼ同一の M- $\varphi$ 関係が得られた。

### 【和文参考文献】

- 1) 青木一二三, 松富哲彦, 蔣関魯, 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一(1999): 低抗束圧下での砂質土の動的

変形・強度特性の研究, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.1049-1050.

- 2) 安部文洋(1989): 微小歪みレベルにおける平面歪み圧縮での砂の変形特性, 東京大学修士論文.
- 3) 岩本敏彦(1994): 降雨時の盛土崩壊とその対策に関する研究, 東京工業大学修士論文.
- 4) 岡村未対, 竹村次朗, 木村孟(1993): 砂地盤における円形および帯基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.85-94.
- 5) 日下部治(1989): Chap1 地球が支える構造物(支持力の概念), Chap.2 予測できるか支持力の限界(極限支持力の理論), 入門シリーズ「支持力入門」, 地盤工学会, pp.1-114.
- 6) 将関魯, 龍岡文夫, 佐藤剛司, 小高猛司, 木幡行広, 齊藤寅雄(1996): 礫の広範囲な応力状態における微小歪みレベルでの変形特性とその異方性, 第 31 回地盤工学研究発表会, pp.693-694.
- 7) 龍岡文夫, 森本励, 谷和夫, 大嶋康孝, 岡原美知夫, 高木章次, 森浩樹, 龍田昌毅(1989): 砂地盤の支持力問題におけるせん断強度, 実験値, 設計計算式の関係-極めて古くてかつ新しい問題-, 第 34 回土質工学シンポジウム「21 世紀の土質工学を考える」, pp.17-22.
- 8) 鉄道総合技術研究所(1997): 鉄道構造物等設計標準, 基礎構造物・坑土圧構造物編.
- 9) 西野文雄, 長谷川彰夫(1979): 新体系土木工学「7 構造物の弾性解析」, 土木学会, 技報堂.
- 10) 朴春植(1990): 平面ひずみ状態での砂の変形・強度特性の異方性, 東京大学修士論文.
- 11) 藤井斉昭(1976): 遠心載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究, 東京工業大学学位申請論文.
- 12) 三浦哲彦, 山内豊聡(1971): 高拘束圧下における標準砂の排水せん断特性について, 土木学会論文報告集, No.193, pp.69-79.
- 13) 三浦哲彦, 山内豊聡(1977): 砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響, 土木学会論文報告集, No.260, pp.109-118.
- 14) 山口柏樹, 木村孟, 藤井斉昭(1975): 遠心力載荷装置による浅基礎の支持力実験, 土木学会論文集, No.233, pp.71-85.

#### 【英文参考文献】

- 1) de.Beer(1963): The scale effect in transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity and settlement of piles and caisson foundations, *Geotechnique*, Vol.13, No.1, pp.39-75.
- 2) de,Beer(1965): Bearing Capacity and settlement of shallow foundations on sand, *Proc. of Symp. Held at Duke Univ.*.
- 3) Fukushima,S.&Tatsuoka,F.(1984): Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.30-48.
- 4) Goto,S.(1987): Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests, Doctoral thesis, University of Tokyo.
- 5) Hettler,A.&Gudelhies,G.(1988): Influence of the foundation width on the bearing capacity factor, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.81-92.
- 6) Hoque,E., Siddiquee,M.S.A.,Kohata,Y. & Tatsuoka,F.(1994): Cross-anisotropic elasticity of sands by large triaxial tests measuring local strains, 第 29 回地盤工学研究発表会, pp.409-412.
- 7) Kimura,T.,Kusakabe,O.&Saithoh,K.(1985): Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol.35,No.1,pp.33-45.
- 8) Kusakabe,O.,Yamaguchi,H.&Morikage,A.(1991): Experiment and analysis on the scale effect of  $N_y$  for circular and rectangular footings, *Centrifuge'91*, pp.179-189, Balkema, Rotterdam.
- 9) Kusakabe,O.,Maeda,y., Ohuchi,M.,&Hagiwra,T.(1992): Large scale loading tests of shallow footings

- in pneumatic caisson, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.118, No.11, pp.1681-1695.
- 10) Lee, K.L. & Seed, H.B. (1967): Drained strength characteristics of sands, *Proc. of ASCE*, Vol.93, No.SM6, pp.117-141.
  - 11) Oda, M. & Koishikawa, I. (1979): Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footings in a dense sand, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.3, pp.15-28.
  - 12) Okochi, Y. & Tatsuoka, F. (1984): Some factors affecting  $K_0$ -values of sand measured in triaxial cell, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.52-68.
  - 13) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. & Fukushima, S. (1986): Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.65-84.
  - 14) Tatsuoka, F. & Kohata, Y. (1994): Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, *Pre-failure Deformations of Geomaterials, Balkema*, Vol.2, pp.947-1066.
  - 15) Yamaguchi, H., Kimura, T. & Fujii, N. (1976): On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.4, pp.11-22.
  - 16) Yamaguchi, H., Kimura, T. & Fujii, N. (1977): On the scale effect of footings in dense sand, *Proc. of 9<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech.*, Vol.1, pp.795-798.

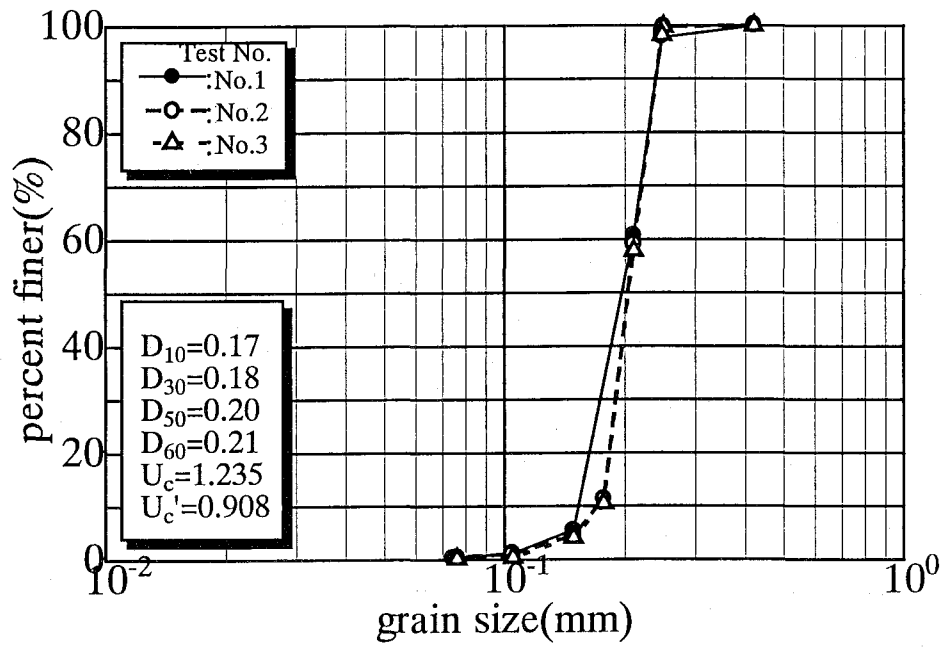


Fig.2.1 Grain size distributions curve (Toyouura sand).

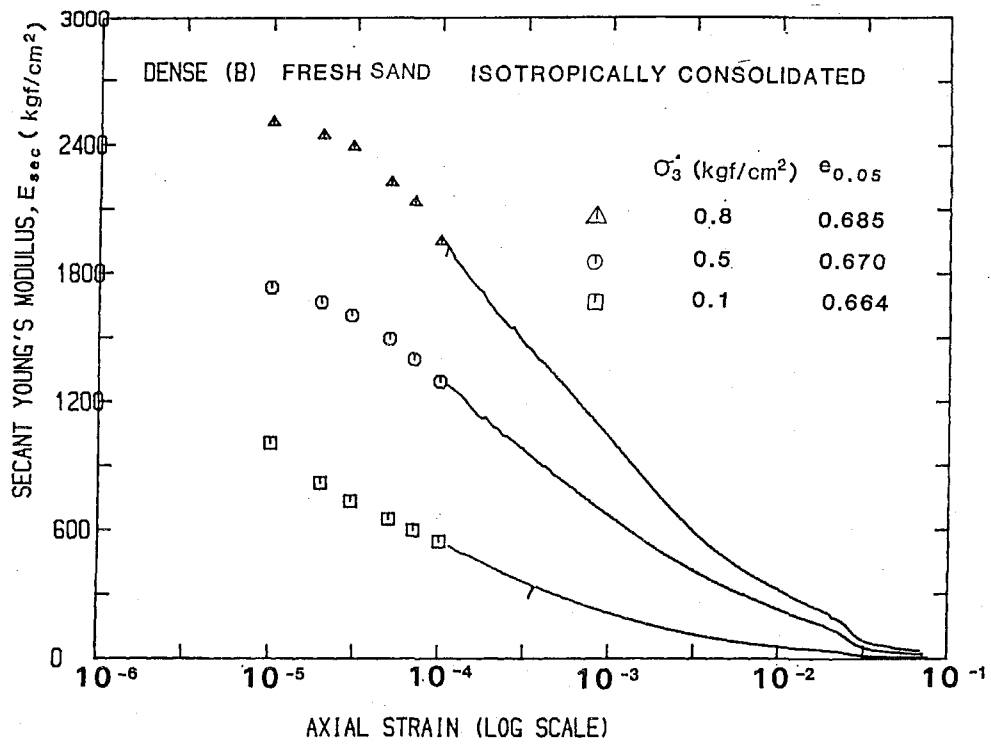
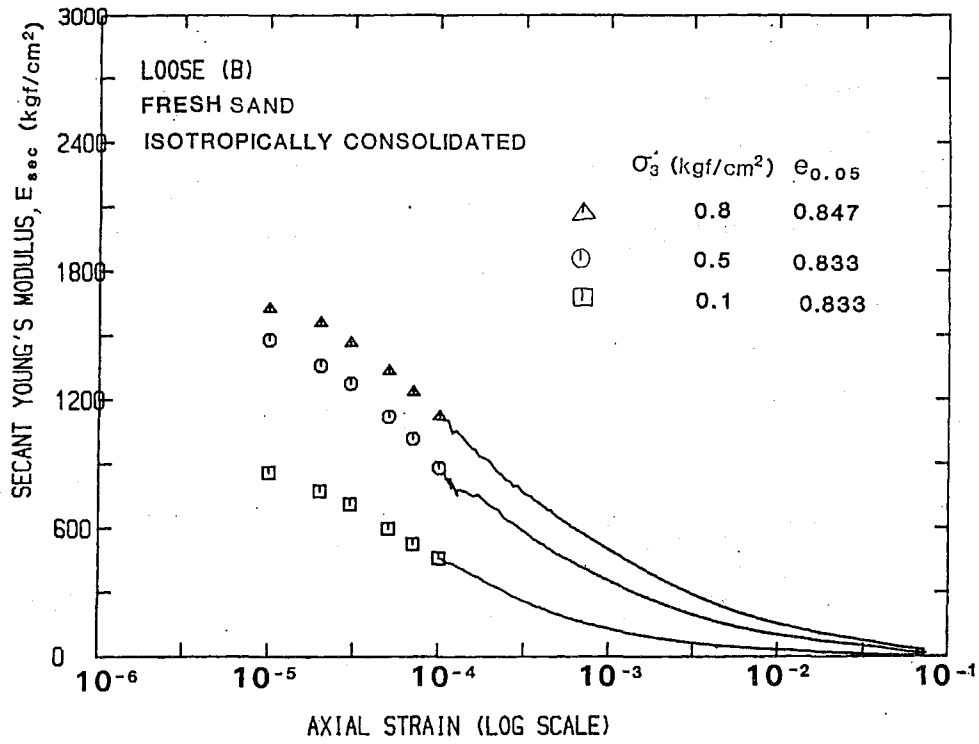
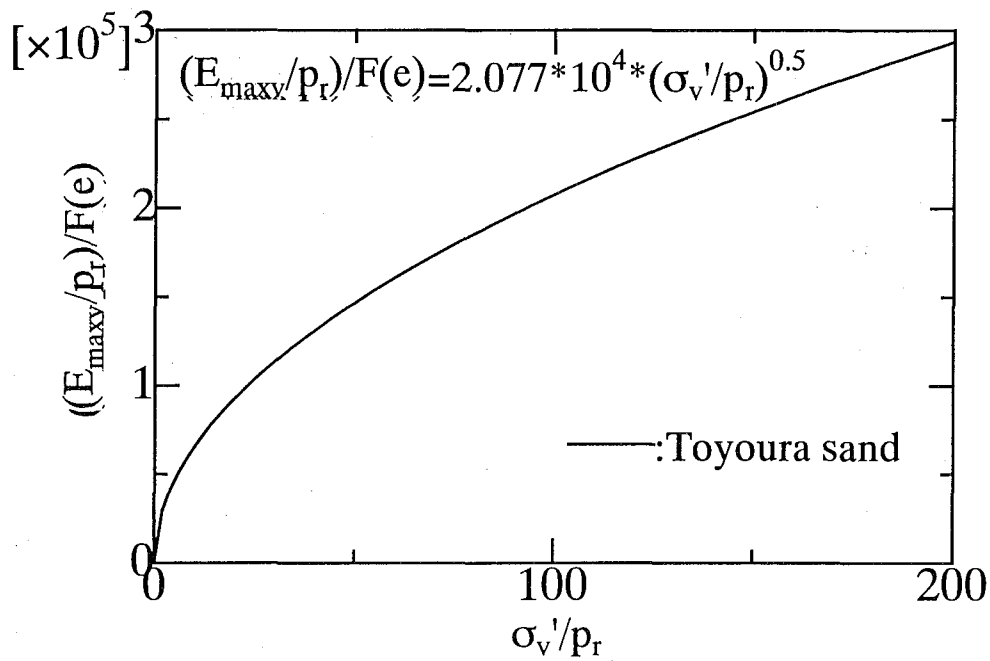


Fig.2.2 Relationships between  $E_{sec}$  and  $\epsilon_a$ . (Dense Toyoura sand) (Abe, 1989)



**Fig.2.3** Relationships between  $E_{sec}$  and  $\epsilon_a$ . (Loose Toyoura sand) (Abe,1989)



**Fig.2.4** Relationship between  $(E_{maxv}/p_r)/F(e)$  and  $\sigma'_v/p_r$ .

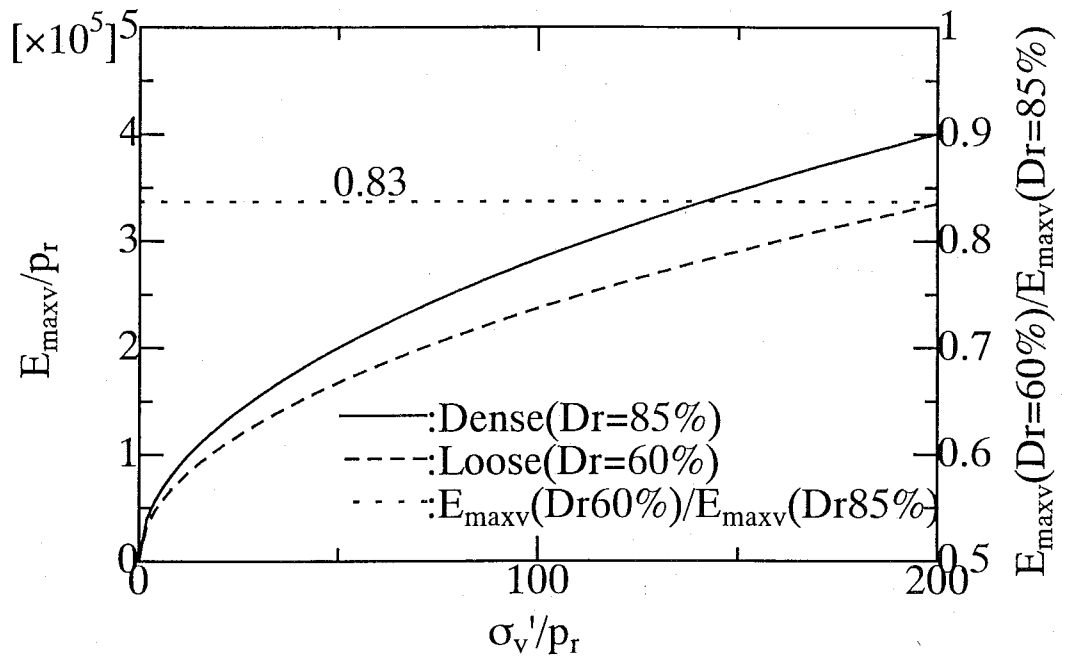
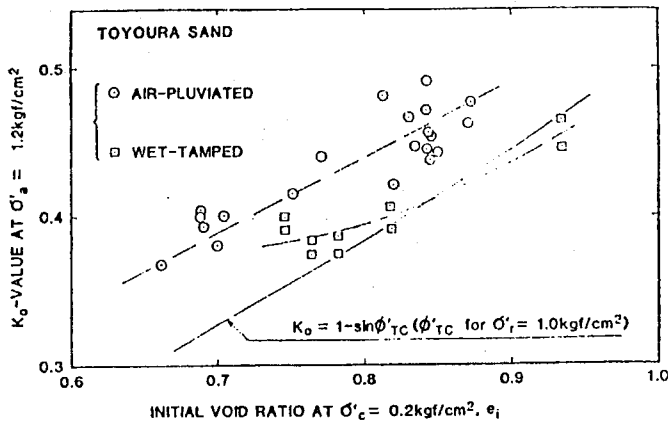
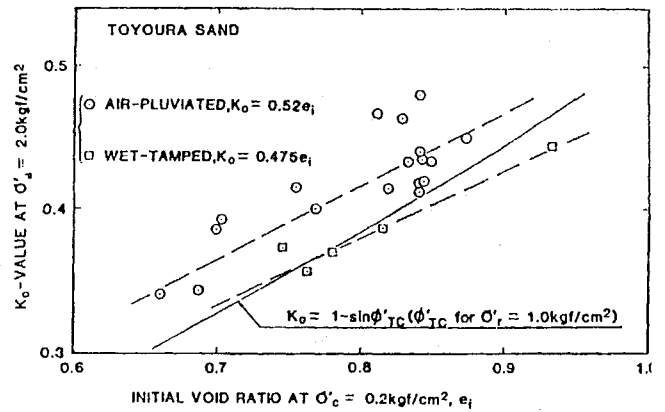


Fig.2.5 Relationships between  $E_{maxv}/p_r$  and  $\sigma_v'/p_r$ .



(a)  $\sigma'_a = 120\text{kPa} (= \sigma'_3)$



(b)  $\sigma'_a = 200\text{kPa} (= \sigma'_3)$

Fig.2.6 Effect of sample preparation method on  $K_0$ -values.  
(Okochi&Tatsuoka,1984)

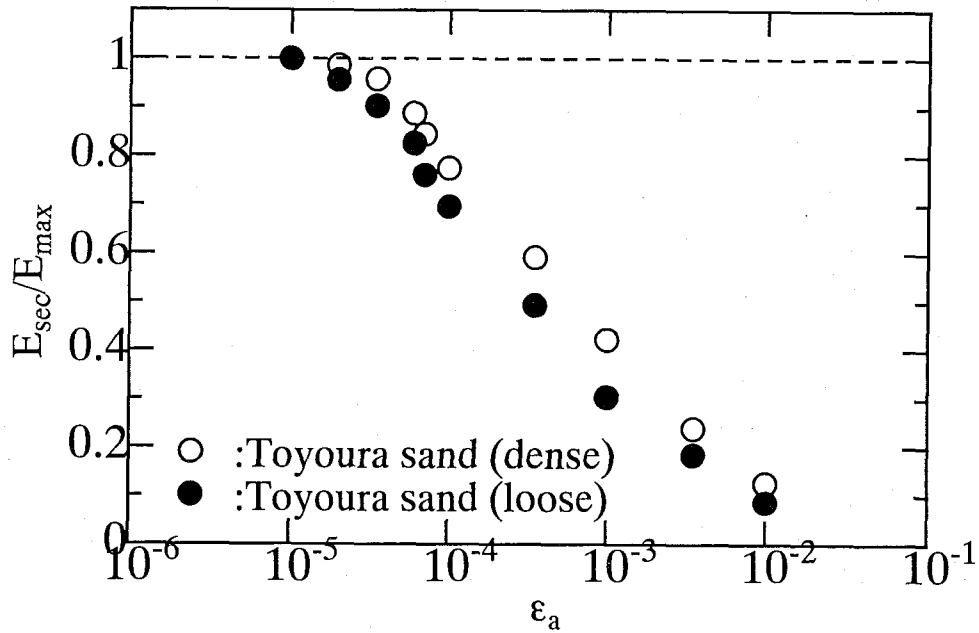


Fig.2.7 Relationships between  $E_{sec}/E_{max}$  and  $\epsilon_a$ .

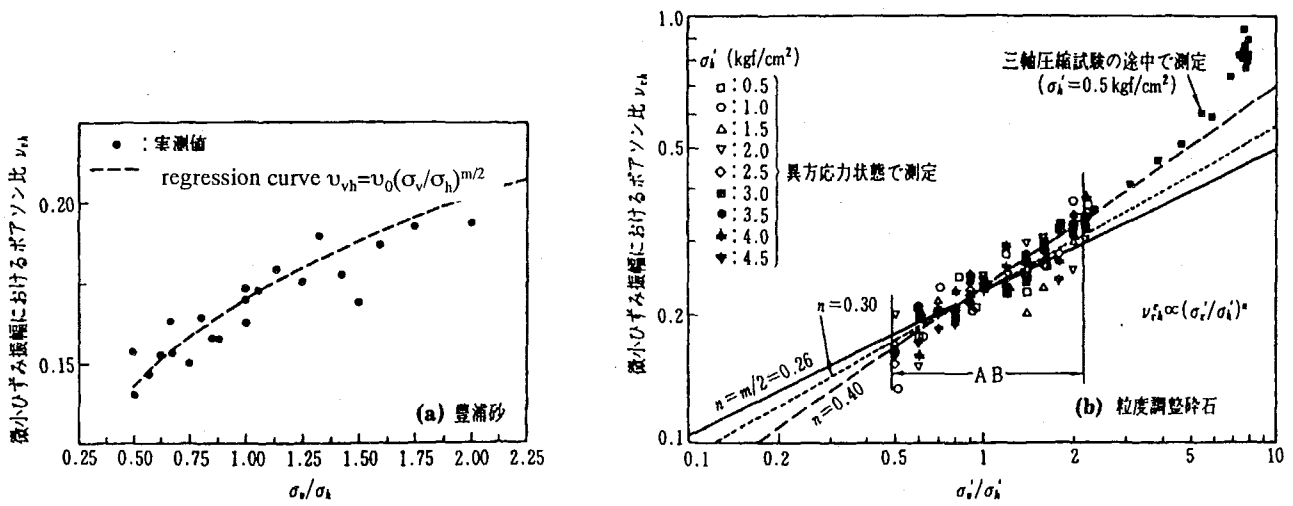
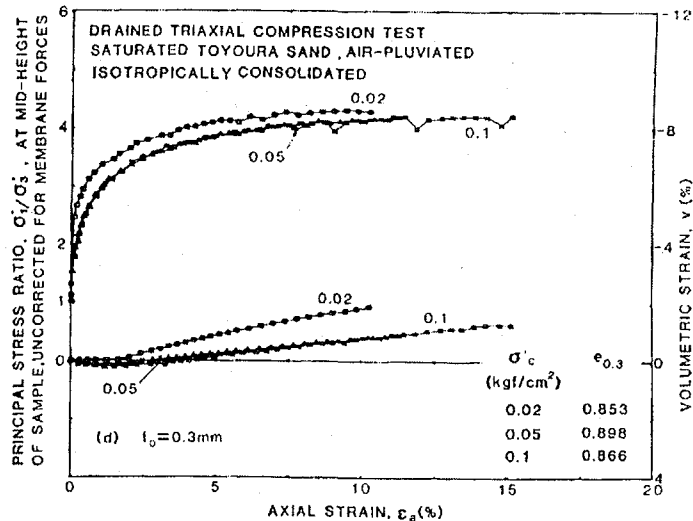
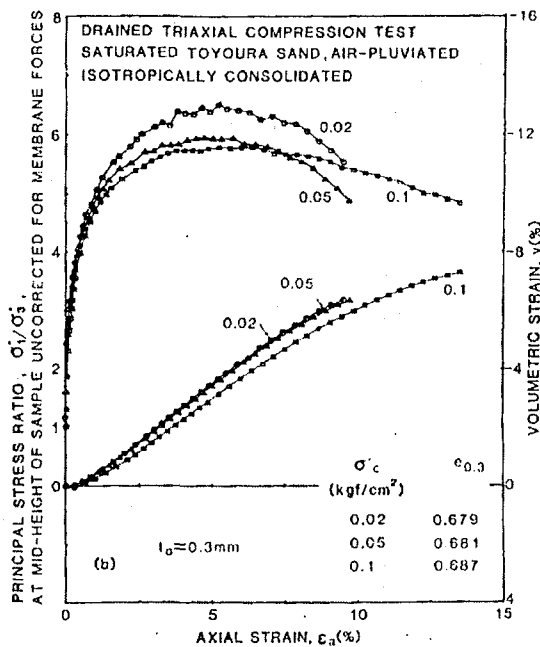
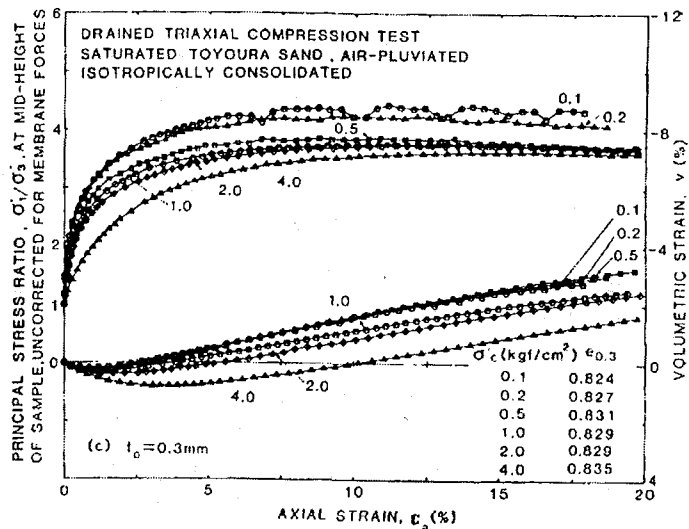
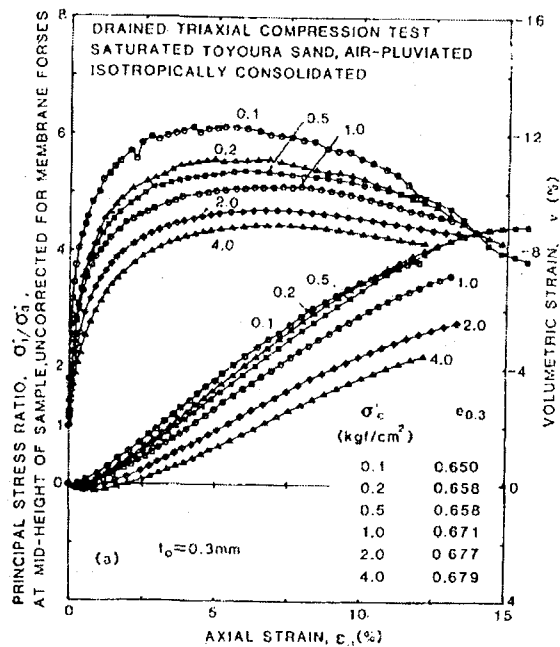


Fig.1.5 Relationships between  $\nu_{vh}$  and  $\sigma_v'/\sigma_h'$ .  
(Hoque, E et al., 1994; 将ら, 1996)



**Fig.2.8** Typical relationships between principal stress ratio, axial strain and volumetric strain for a membrane thickness of 0.3 mm for triaxial compression tests, (a) dense samples at  $\sigma_3'=10\text{-}400\text{kPa}$ , (b) dense samples at  $\sigma_3'=2\text{-}100\text{kPa}$ , (c) loose samples at  $\sigma_3'=10\text{-}400\text{kPa}$ , (d) loose samples at  $\sigma_3'=2\text{-}100\text{kPa}$  (Fukushima,S.&Tatsuoka,F.,1984)



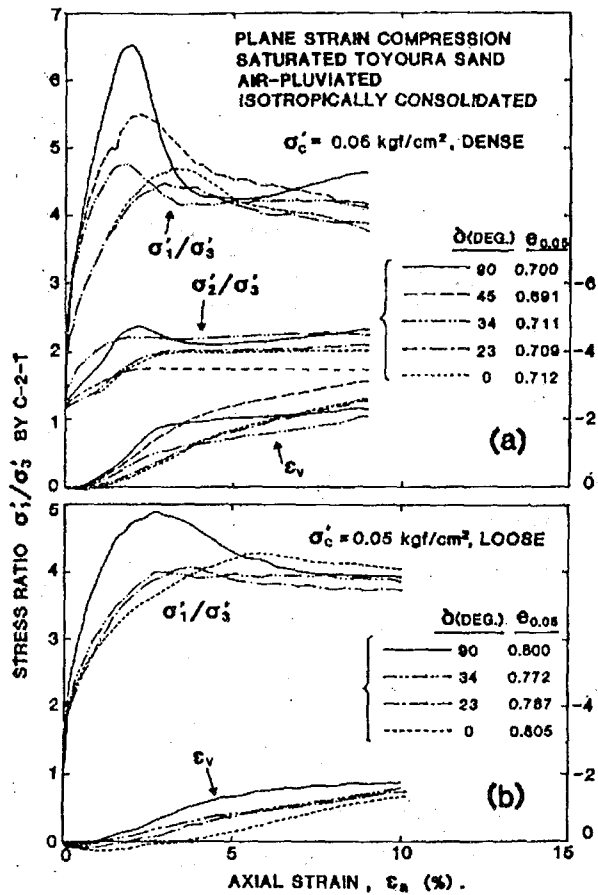


Fig.2.9 Typical stress-strain relations for plane strain compression tests at  $\sigma'_3 = 5 \text{ kPa}$  for (a) dense and (b) loose samples. (Tatsuoka, F. et al., 1986)

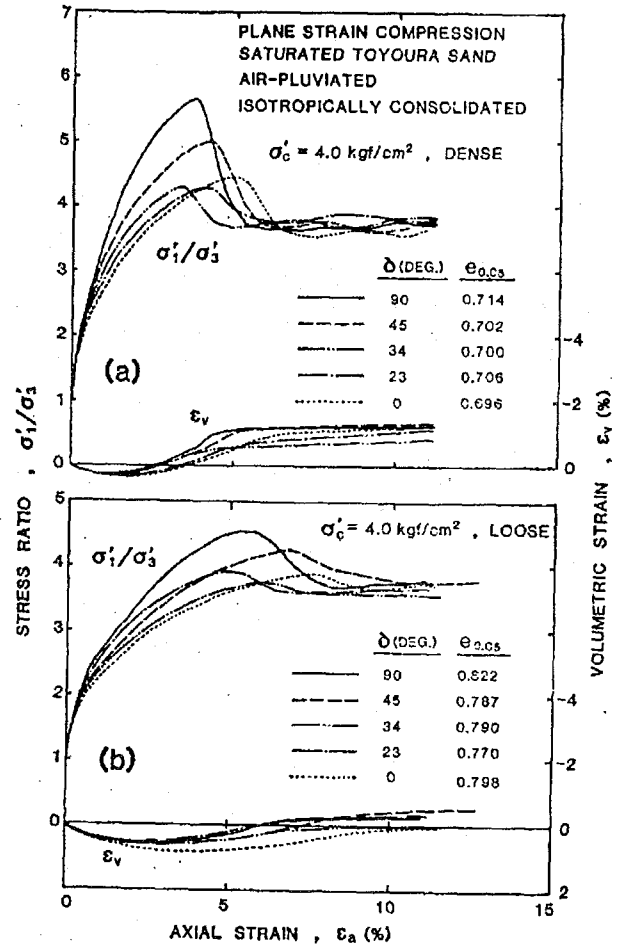


Fig.2.10 Typical stress-strain relations for plane strain compression tests at  $\sigma'_3 = 400 \text{ kPa}$  for (a) dense and (b) loose samples. (Tatsuoka, F. et al., 1986)

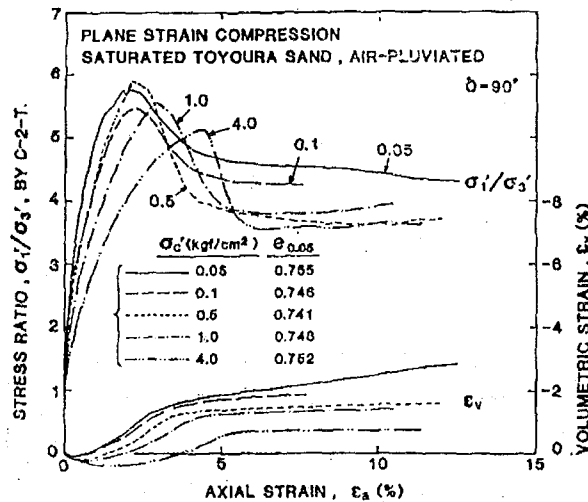


Fig.2.11 Comparison of stress-strain relations for different values of  $\sigma'_3$  at  $\delta = 90 \text{ deg.}$  for  $e_{0.05} = 0.75$ . (Tatsuoka, F. et al., 1986)

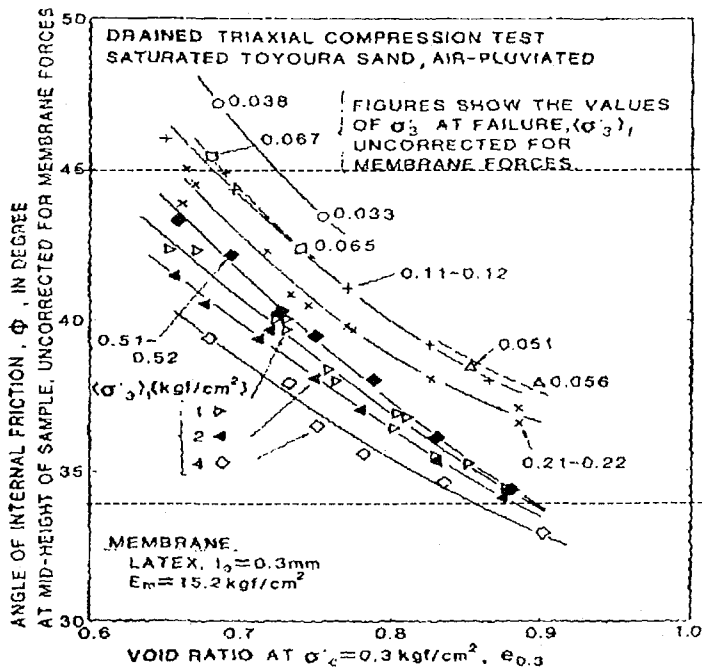


Fig.2.12 Angle of internal friction against  $e_{0.3}$  for triaxial compression tests. (Fukushima, S.& Tatsuoka,F.,1984)

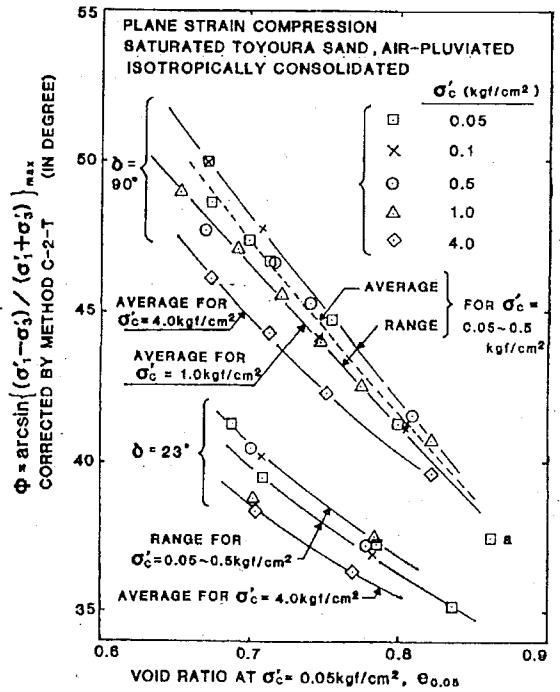


Fig.2.13 Angle of internal friction against  $e_{0.05}$  for plane strain compression tests of  $\delta=90$  deg and  $23$  deg. (Tatsuoka,F. et al.,1986)

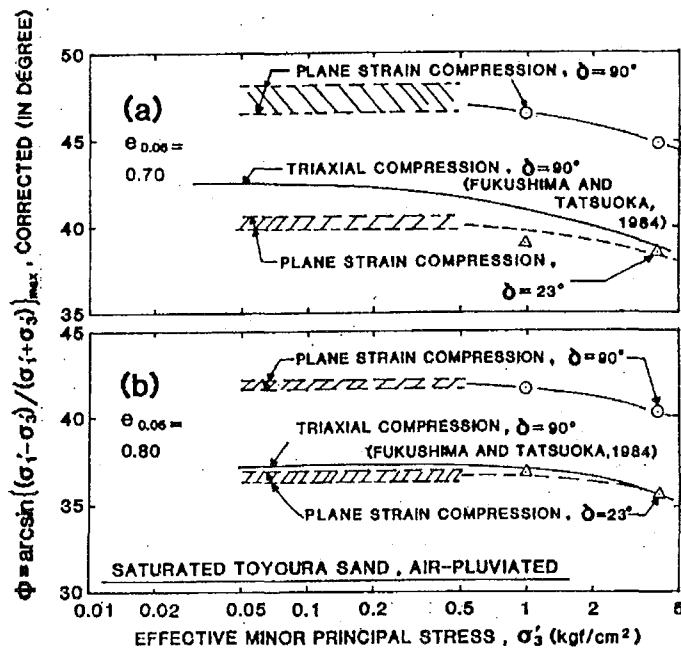


Fig.2.14 Relationships between  $\phi'$  and  $\sigma'_3$  for triaxial and plane strain compression tests (a)  $e_{0.05}=0.7$ , (b)  $e_{0.05}=0.8$ . (Tatsuoka,F. et al., 1986)

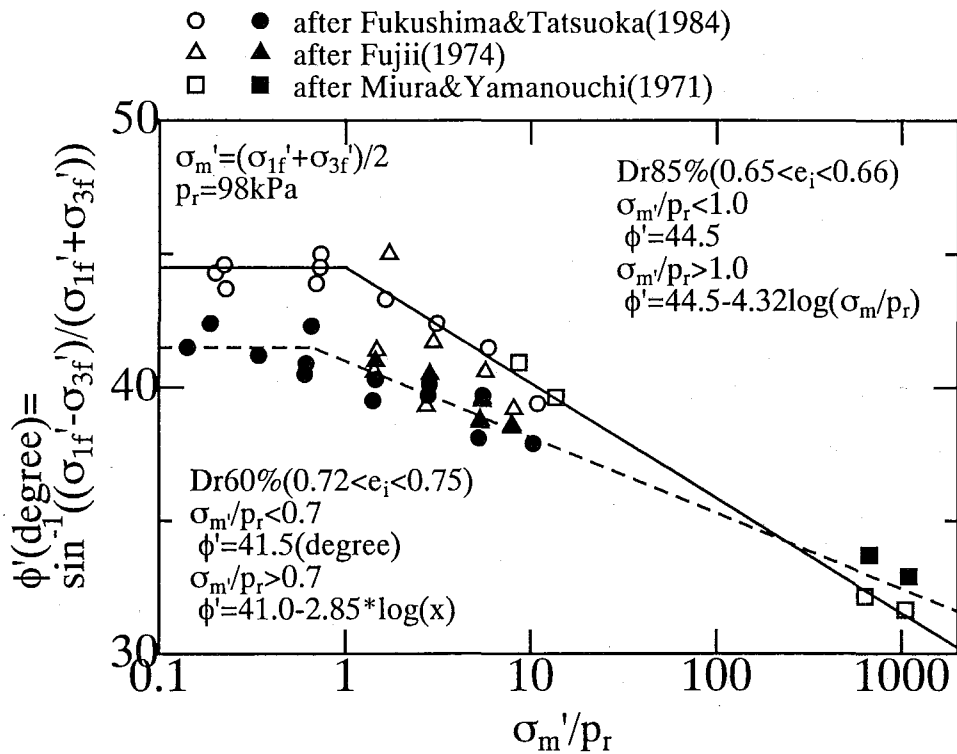


Fig.2.15 Relationships between  $\phi'$  and  $\sigma'_m$  (Toyoura sand:triaxial)

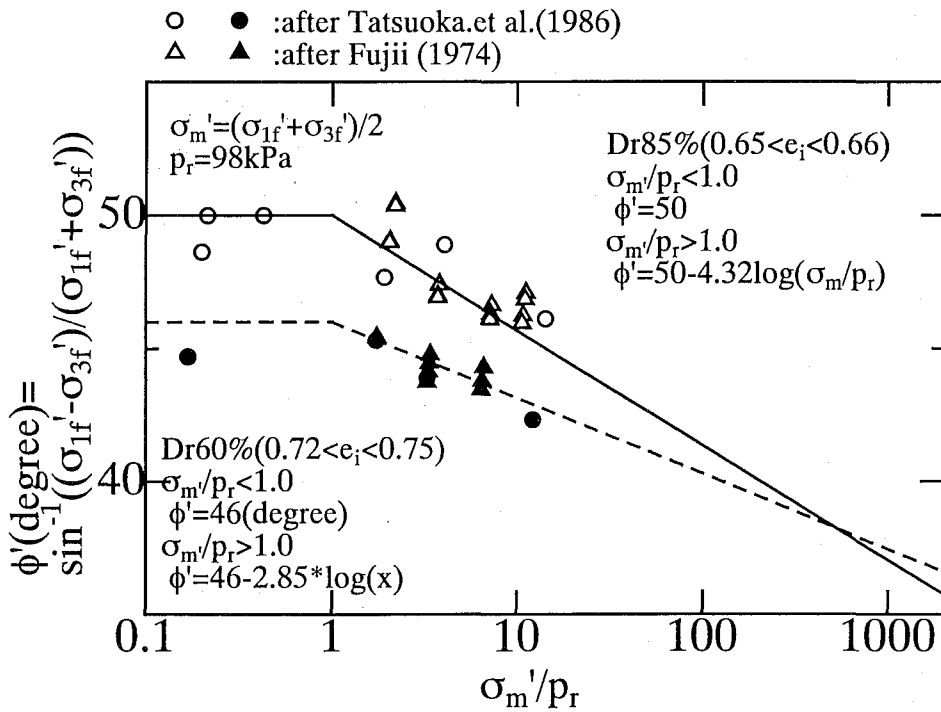


Fig.2.16 Relationships between  $\phi'$  and  $\sigma'_m$  (Toyoura sand:plane strain)

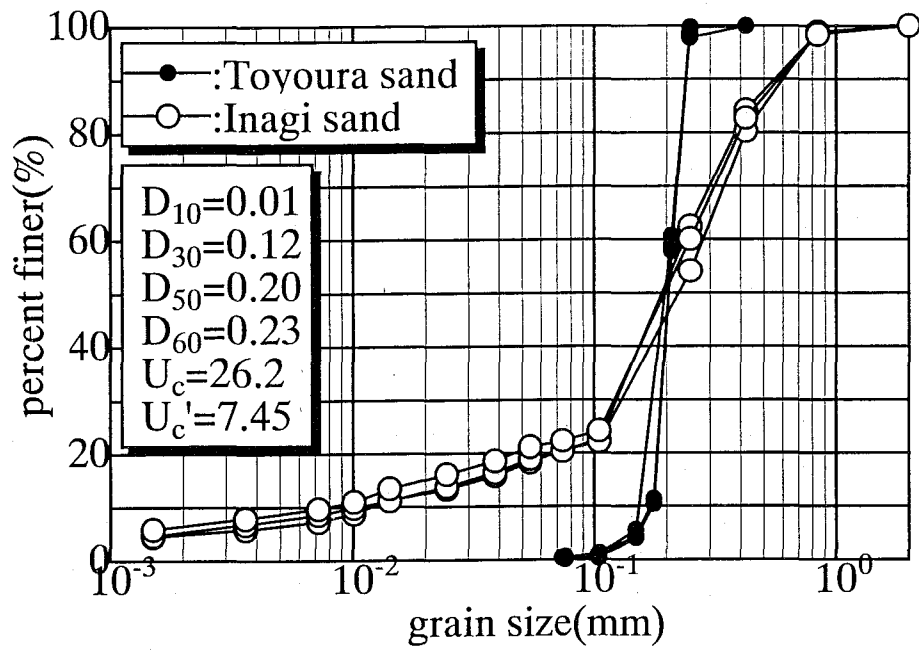


Fig.2.17 Grain size distributions curve (Inagi sand & Toyoura sand)

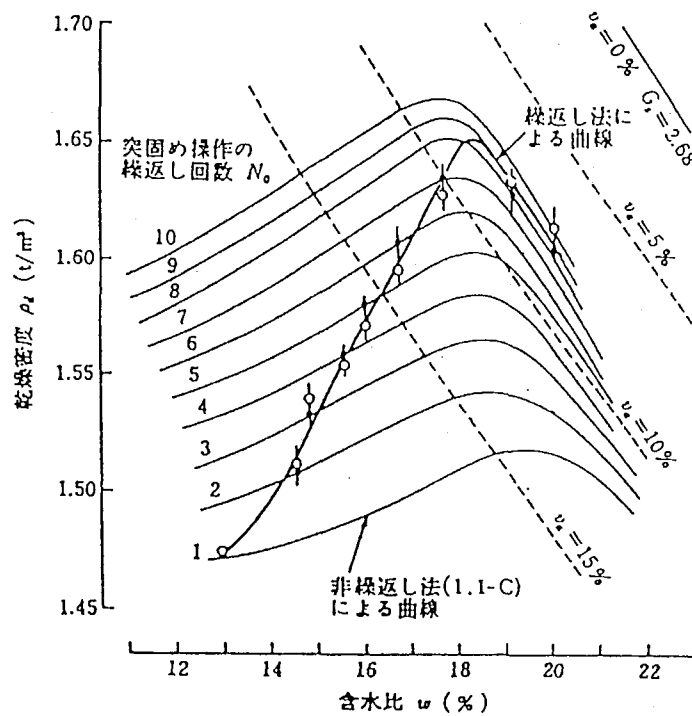
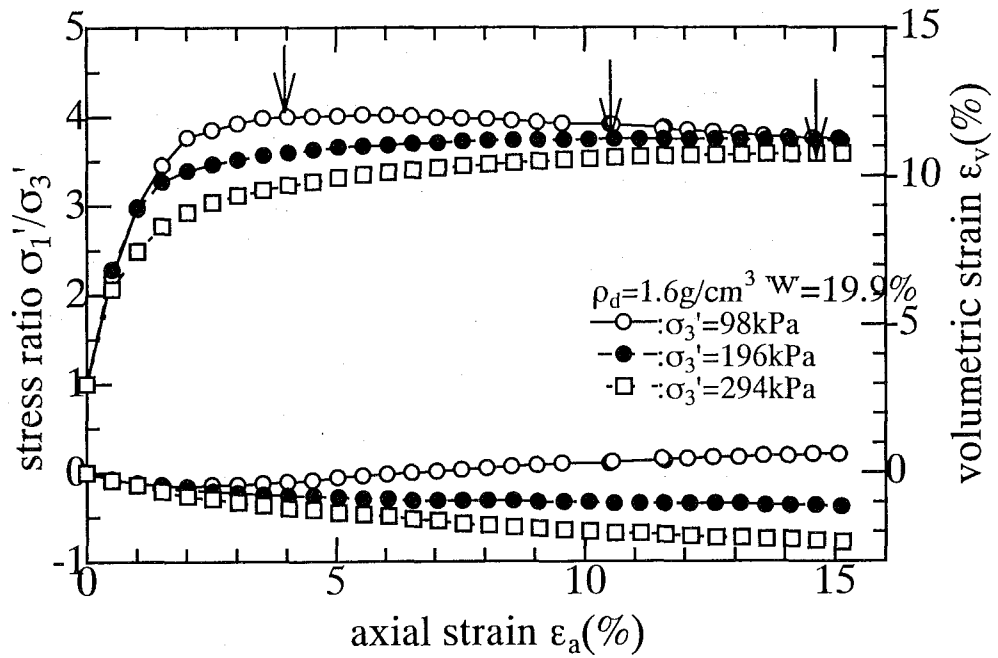
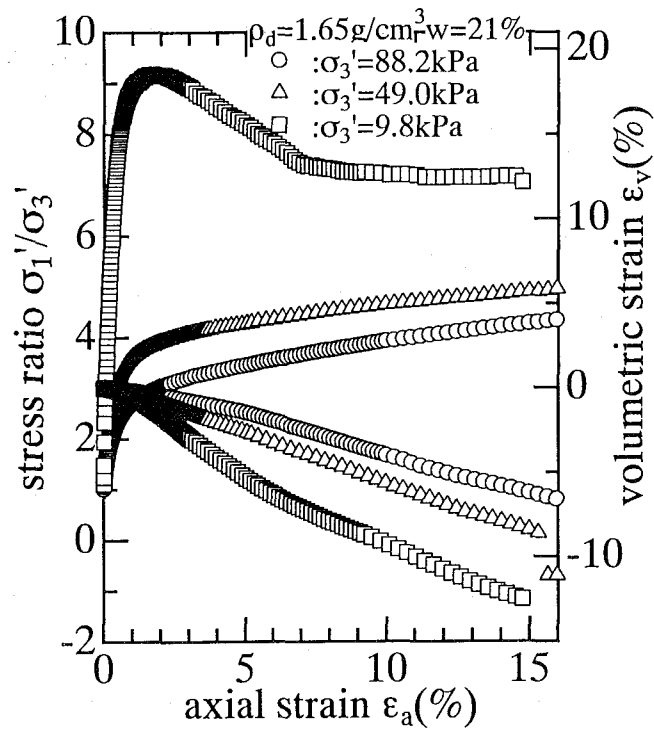


Fig.2.18 締め固め曲線(稲城砂)  
(岩本,1994)



**Fig.2.19** Stress-strain relations of Inagi sand .



**Fig.2.20** Stress-strain relations of Inagi sand.  
(Aoki et al.,1999)

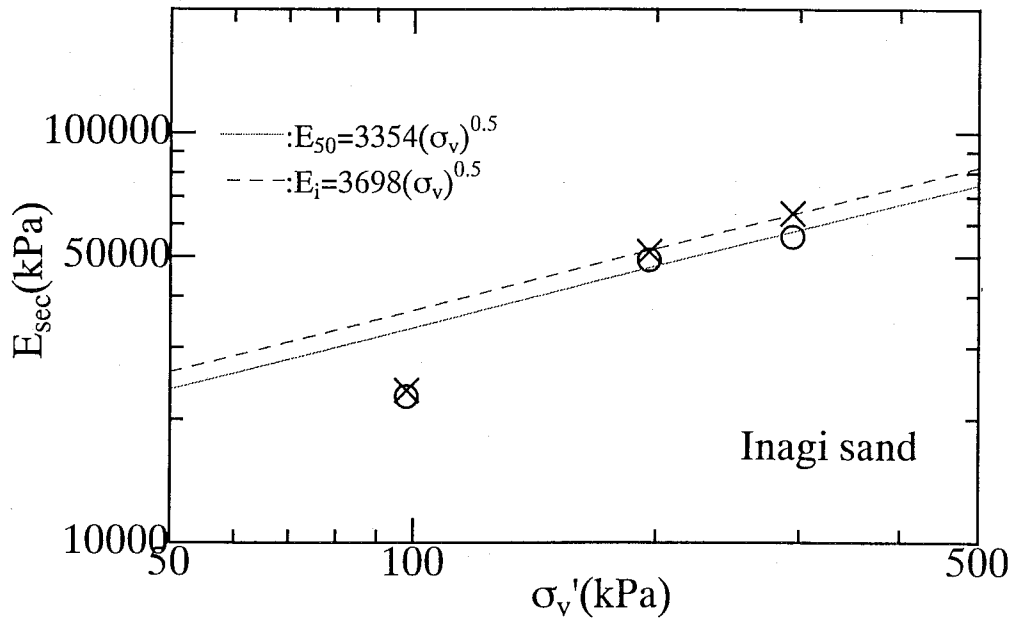


Fig.2.21 Relationships between  $E_i, E_{50}$  and  $\sigma'_v$ .

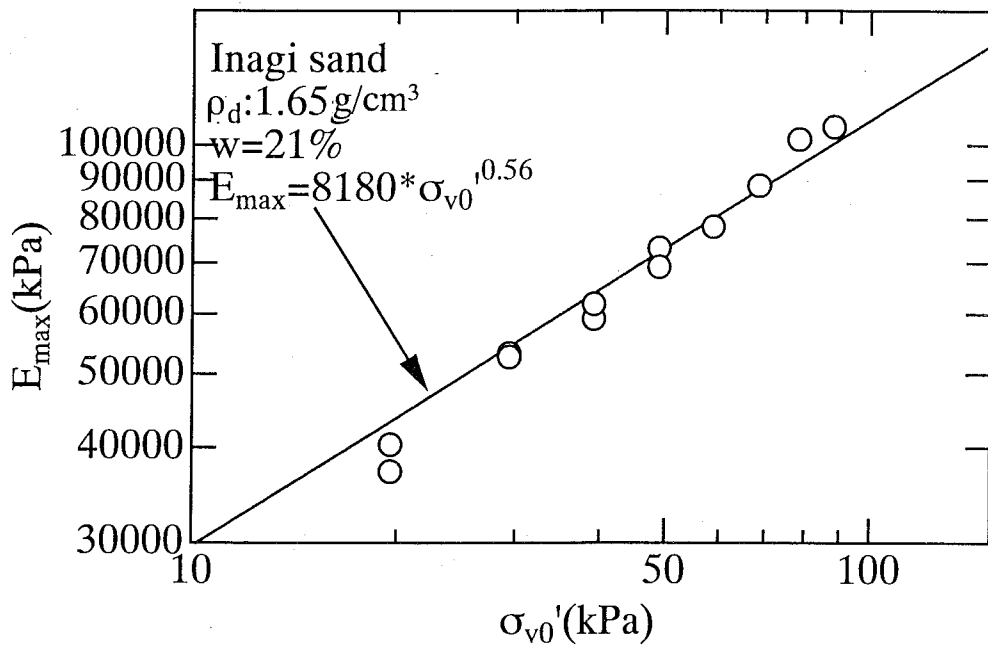
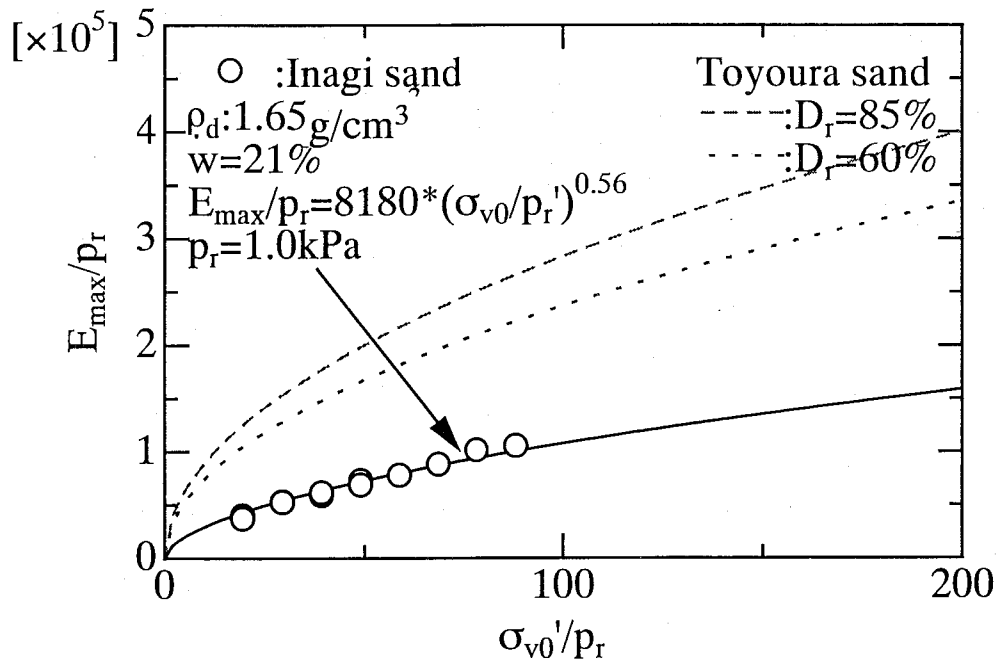
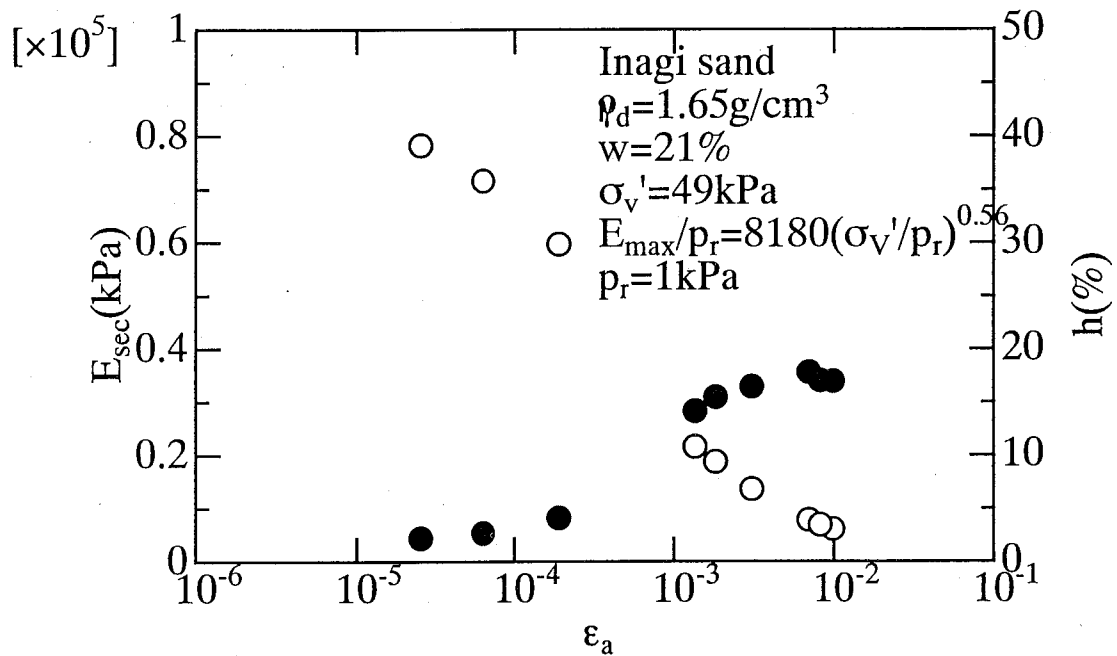


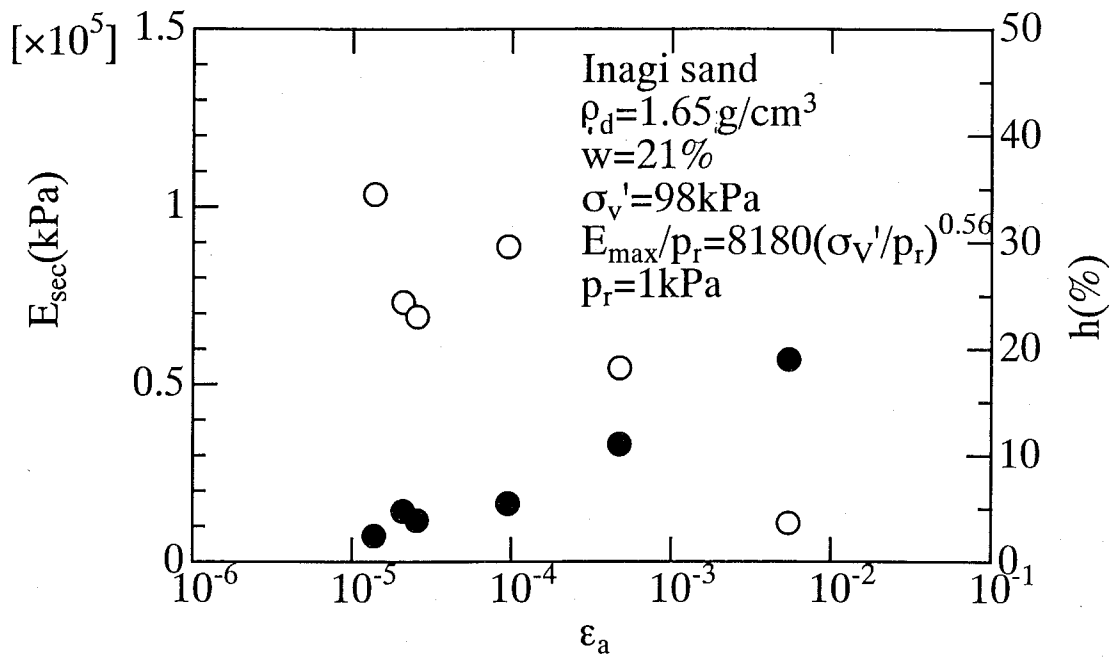
Fig.2.22(a) Relationships between  $E_{max}$  and  $\sigma'_v$ .  
(Aoki et al., 1999)



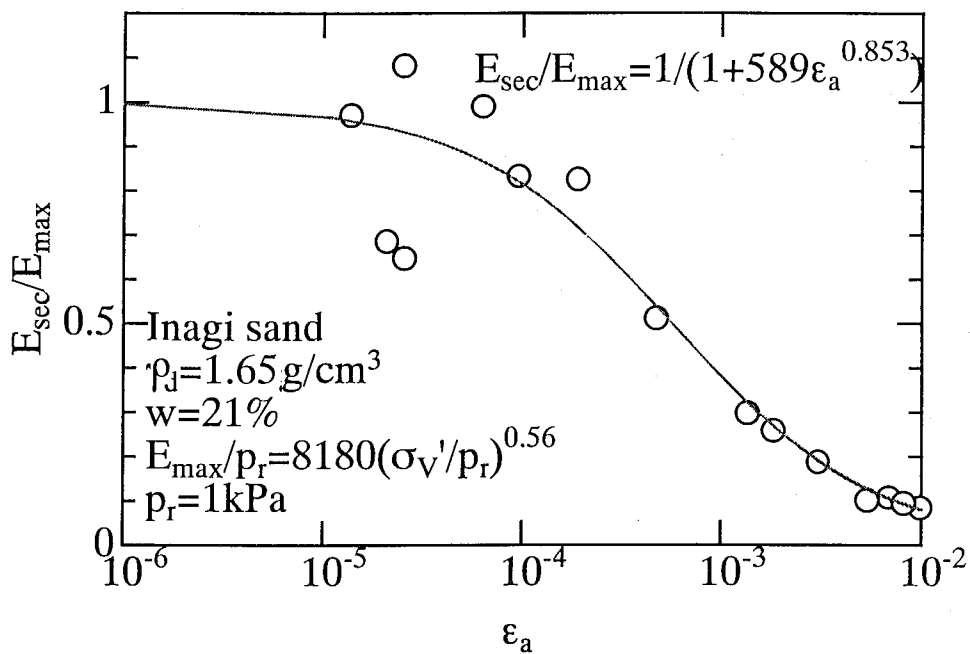
**Fig.2.22(b)** Relationships between  $E_{\max}/p_r$  and  $\sigma_{v0}'/p_r$ . (Aoki et al., 1999)



**Fig.2.22(c)** Relationships between  $E_{\text{sec}}$ ,  $h$  and  $\epsilon_a$  under  $\sigma_{v0}' = 48 \text{ kPa}$ . (Aoki et al., 1999)



**Fig.2.22(d)** Relationships between  $E_{\text{sec}}$ ,  $h$  and  $\varepsilon_a$  under  $\sigma_{v_0}' = 98 \text{ kPa}$  .(Aoki et al.,1999)



**Fig.2.22(e)** Relationships between  $E_{\text{sec}}$ ,  $h$  and  $\varepsilon_a$  under  $\sigma_{v_0}' = 98 \text{ kPa}$  .(Aoki et al.,1999)



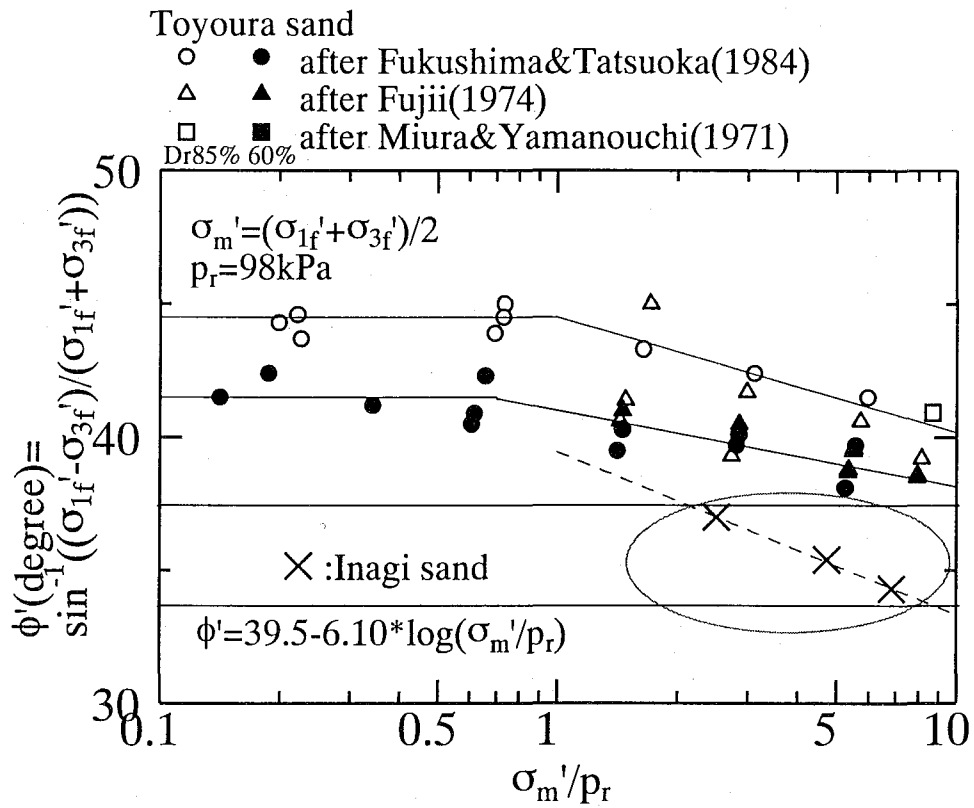


Fig.2.23(a) Relationships between  $\phi'$  and  $\sigma_m'$  (Inagi sand:triaxial).

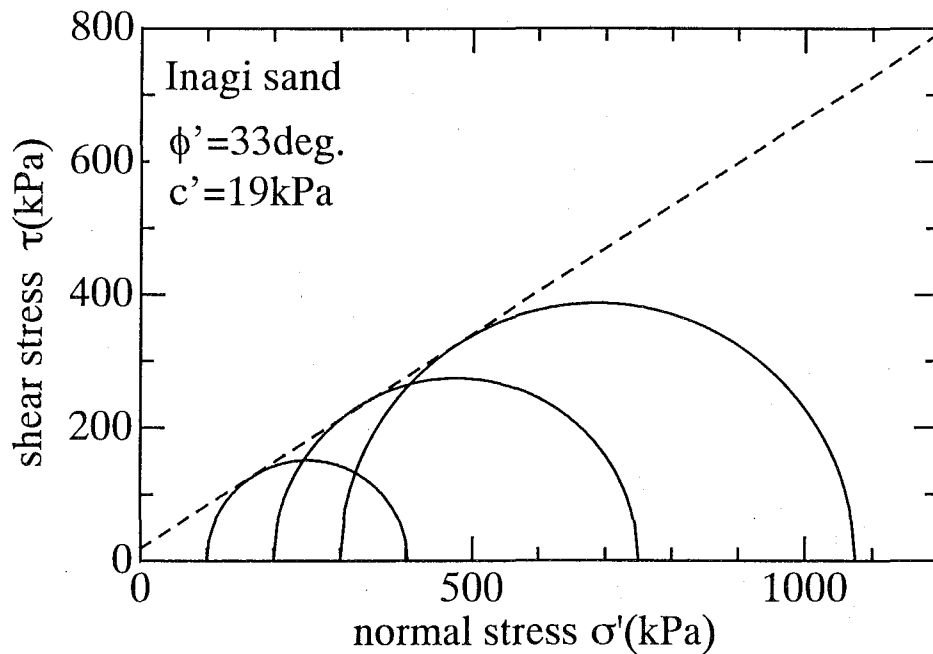
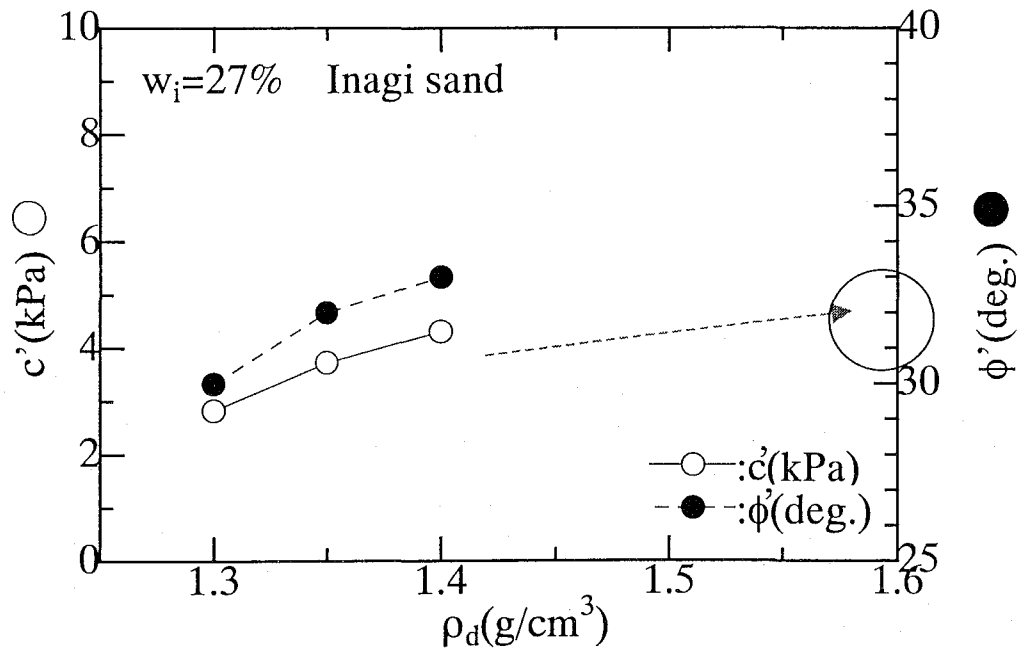
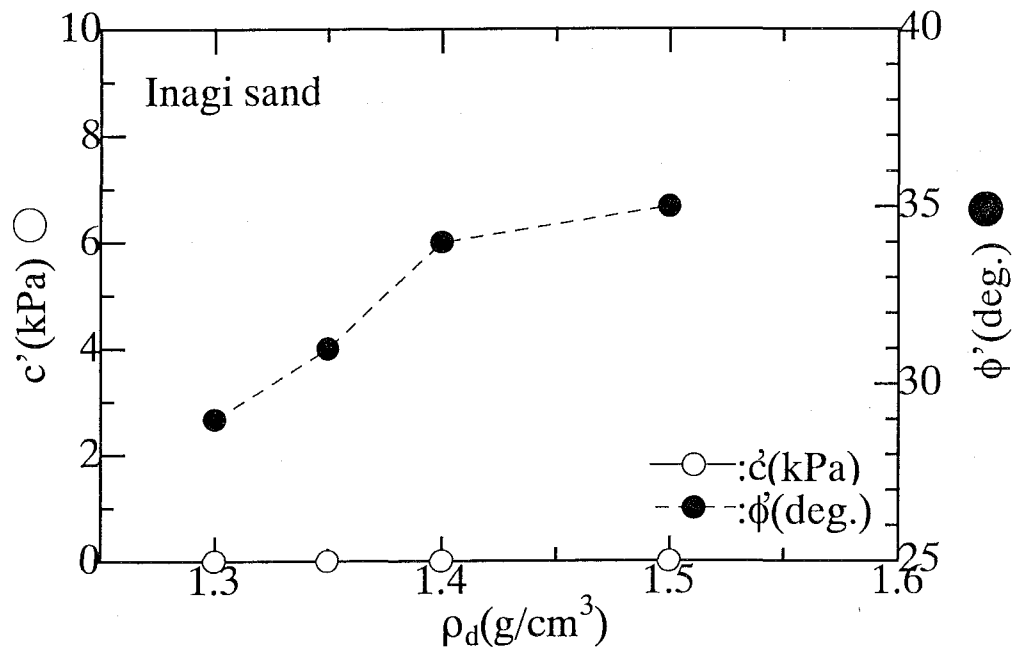


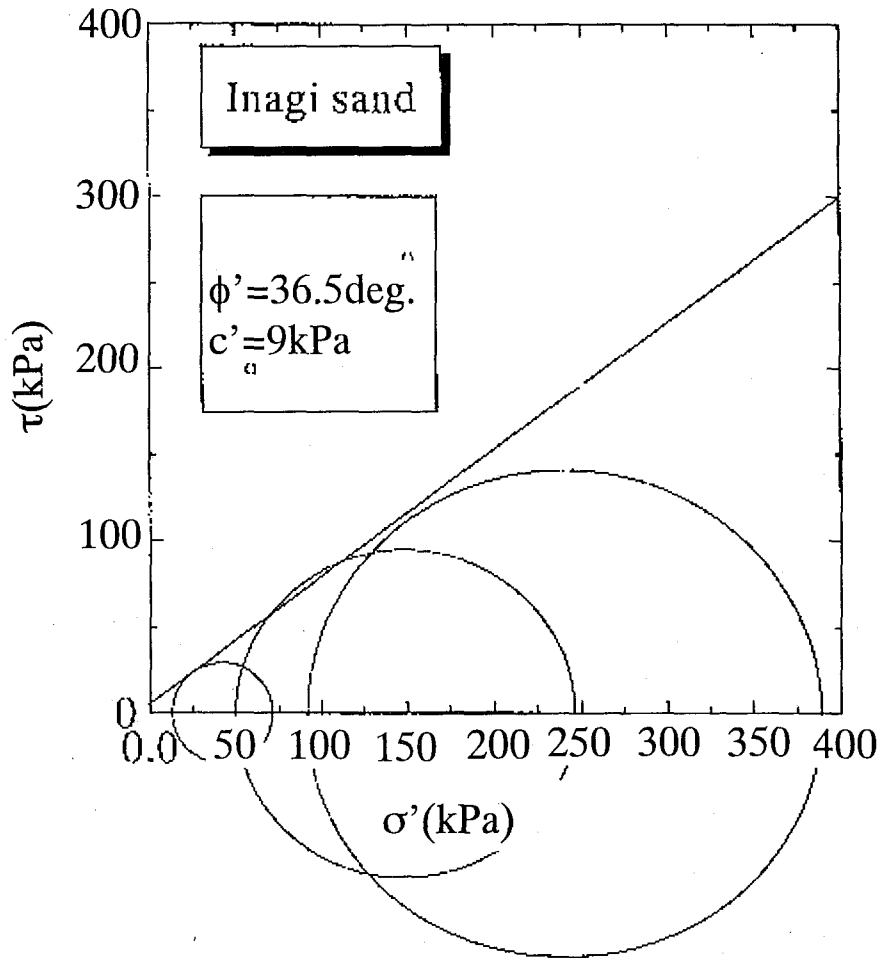
Fig.2.23(b) Mohr circle at failure (Inagi sand).



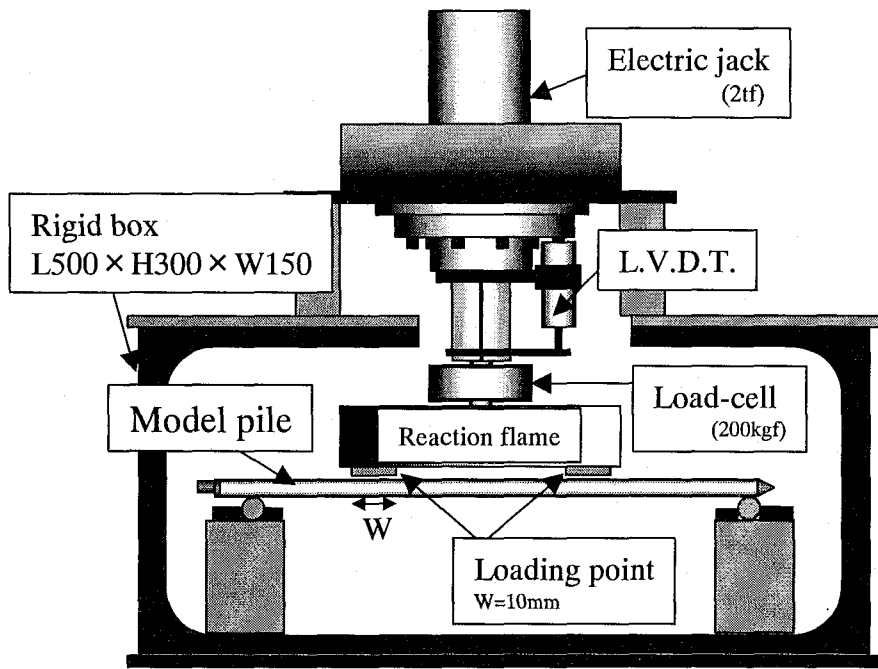
**Fig.2.23(c)** Relationships between  $\rho_d$  and  $c'$ ,  $\phi'$  for unsaturated sample. (Inagi sand, Iwamoto,1994)



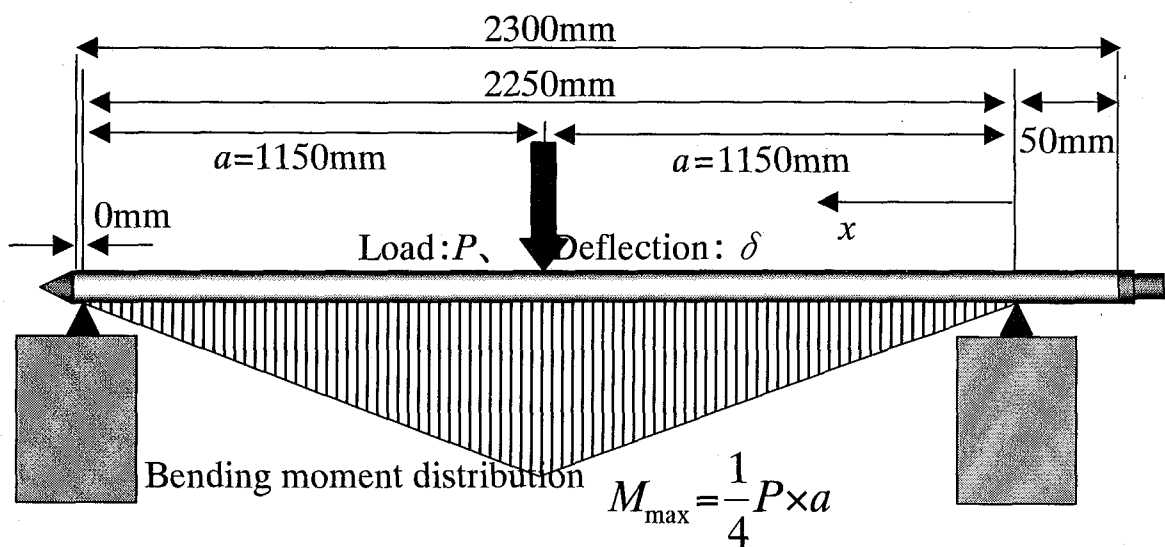
**Fig.2.23(d)** Relationships between  $\rho_d$  and  $c'$ ,  $\phi'$  for saturated sample. (Inagi sand, Iwamoto,1994)



**Fig.2.24** Mohr circle at failure.  
(Inagi sand, Aoki et al.,1999)

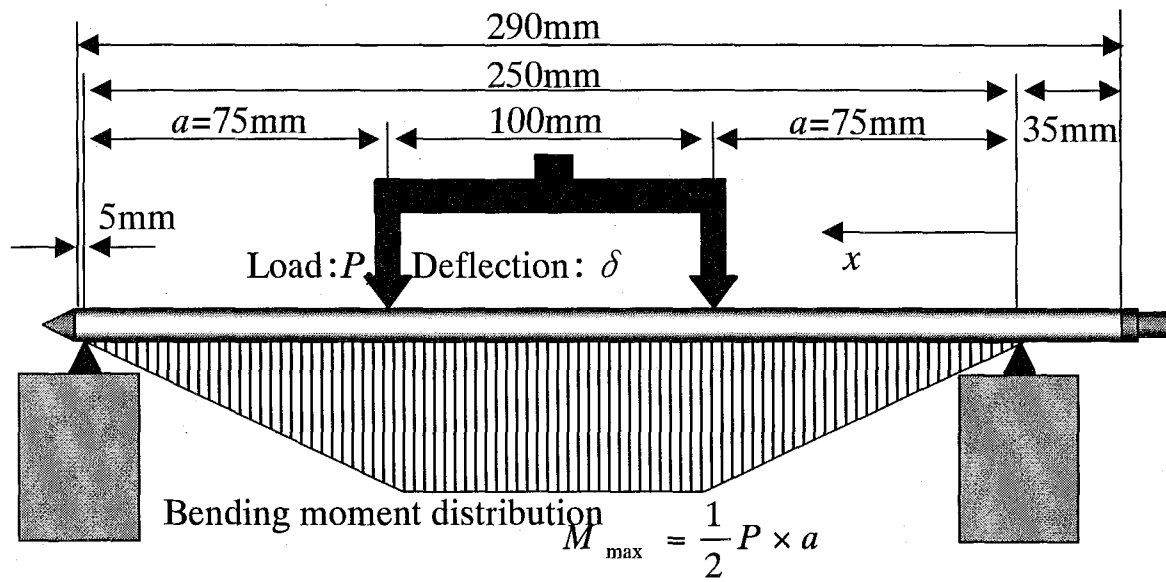


(a) Loading system

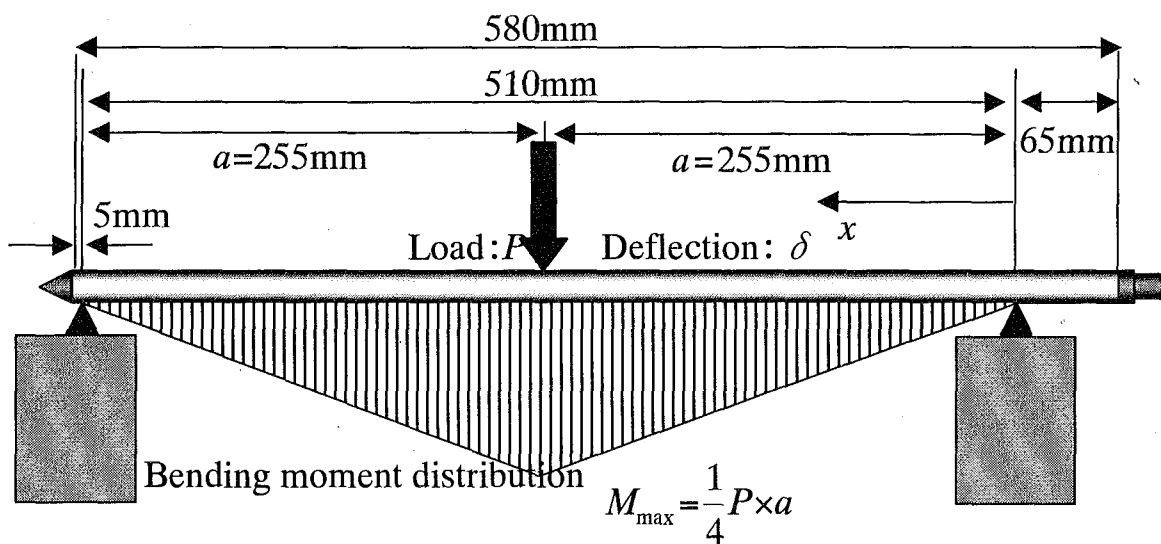


(b) Model pile(A) (D=101.6mm)

Fig.2.25 Setup of pile loading test.

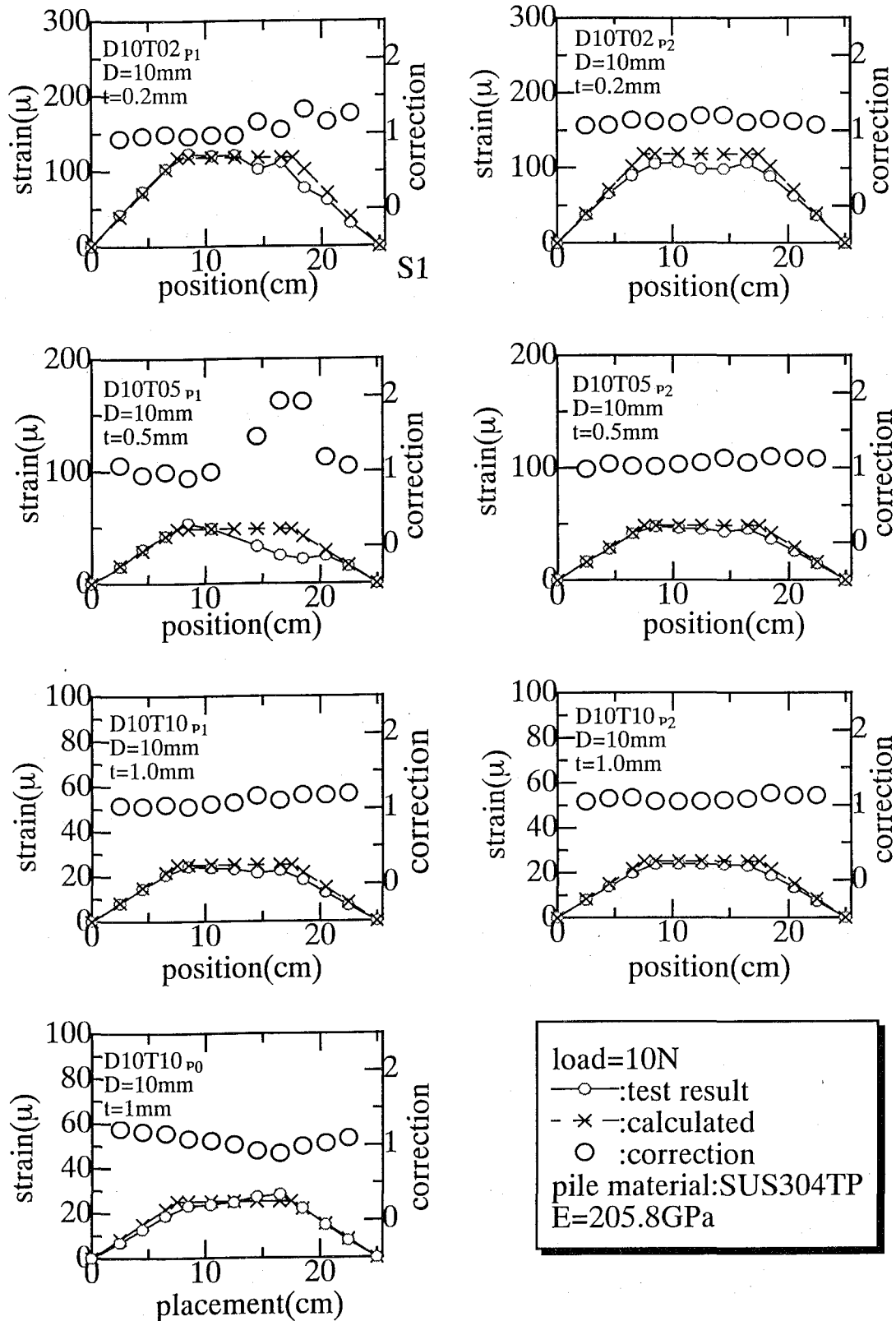


(c) Model pile(B) ( $D=10\text{mm}$ )

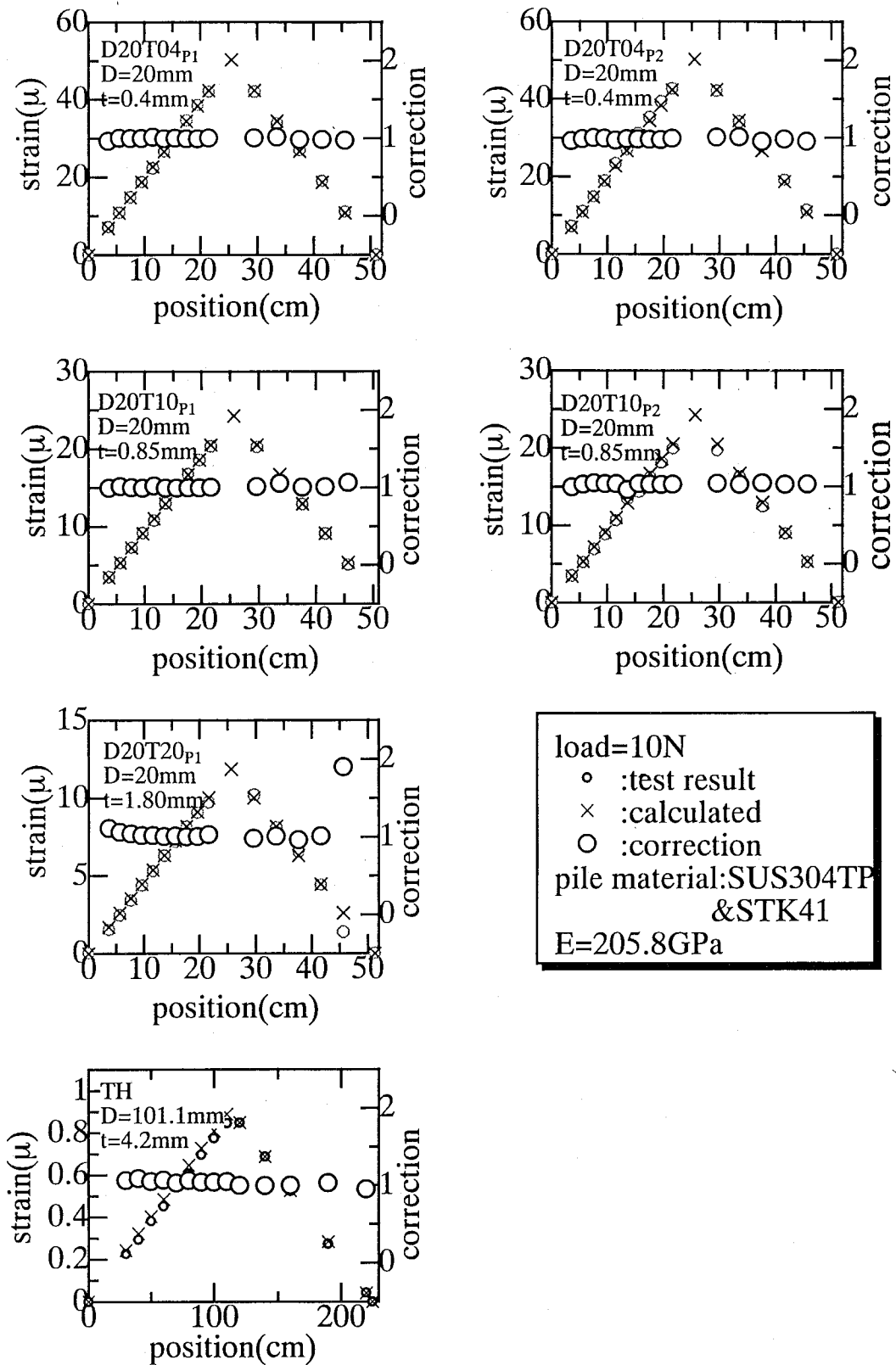


(d) Model pile(B) ( $D=20\text{mm}$ )

**Fig.2.25** Setup of pile loading test.



**Fig.2.26(a)** Results of calibration tests.  
( $D=10\text{mm}$ )



**Fig.2.26(b)** Results of calibration tests.  
(D=20mm&101.6mm)

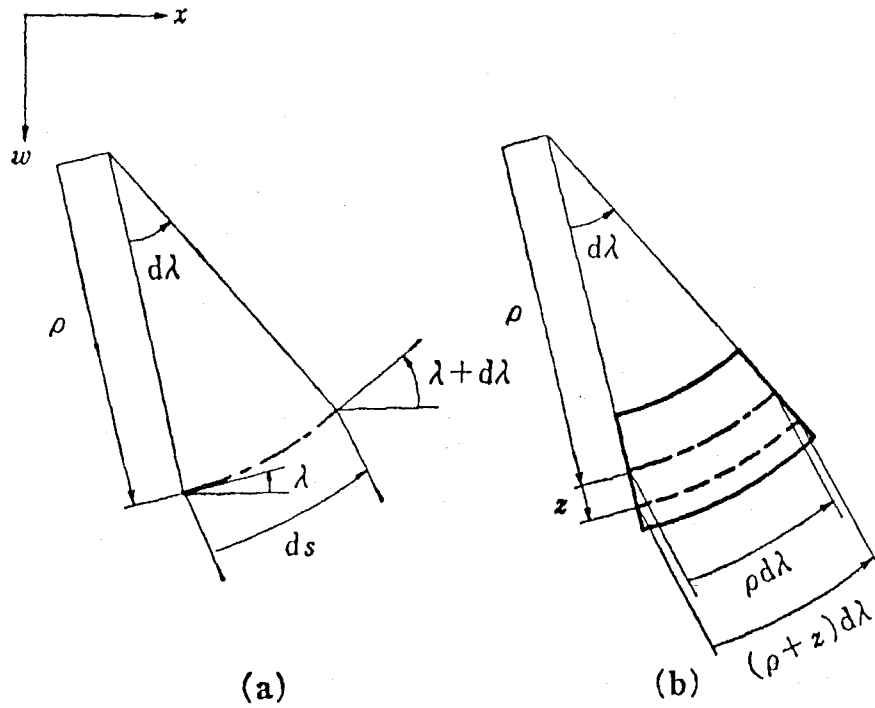


Fig.2.27 Deformation of beam.

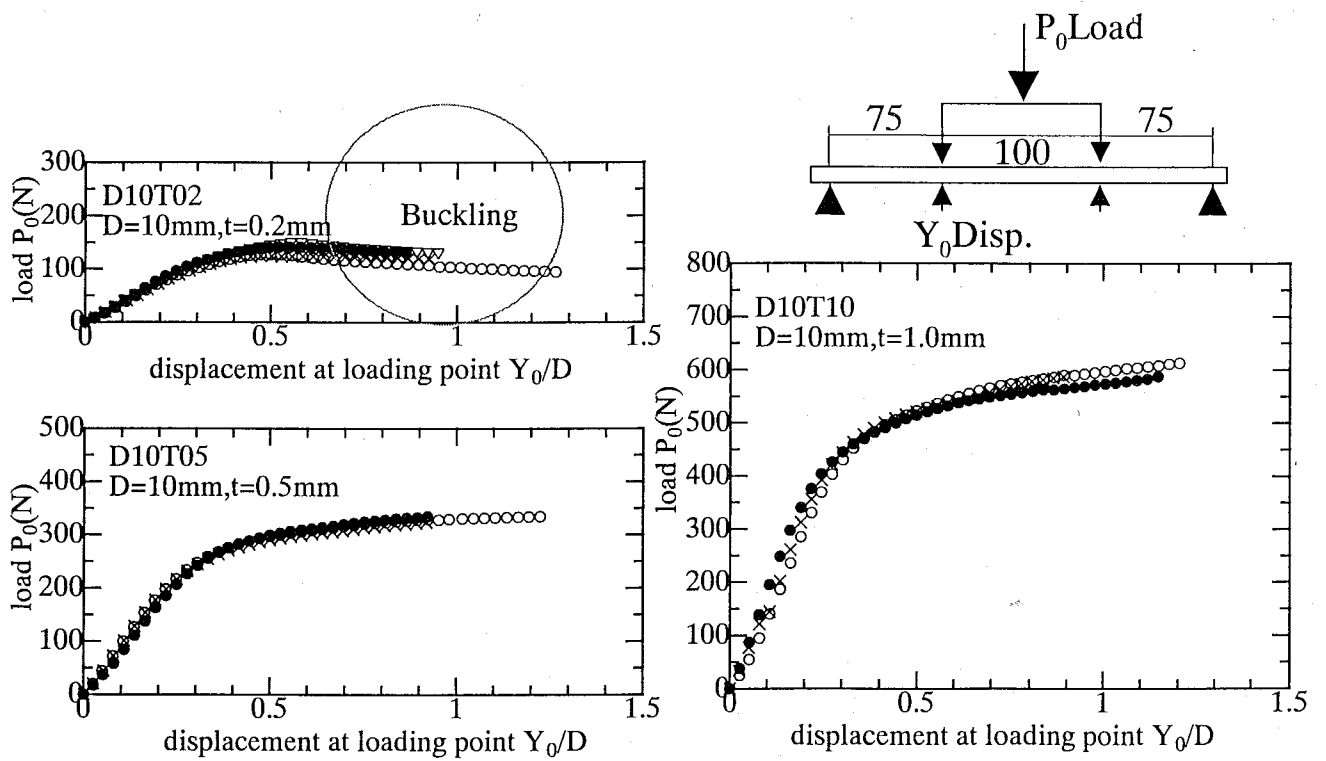


Fig.2.28(a) Load-Displacement curves(D=10mm).



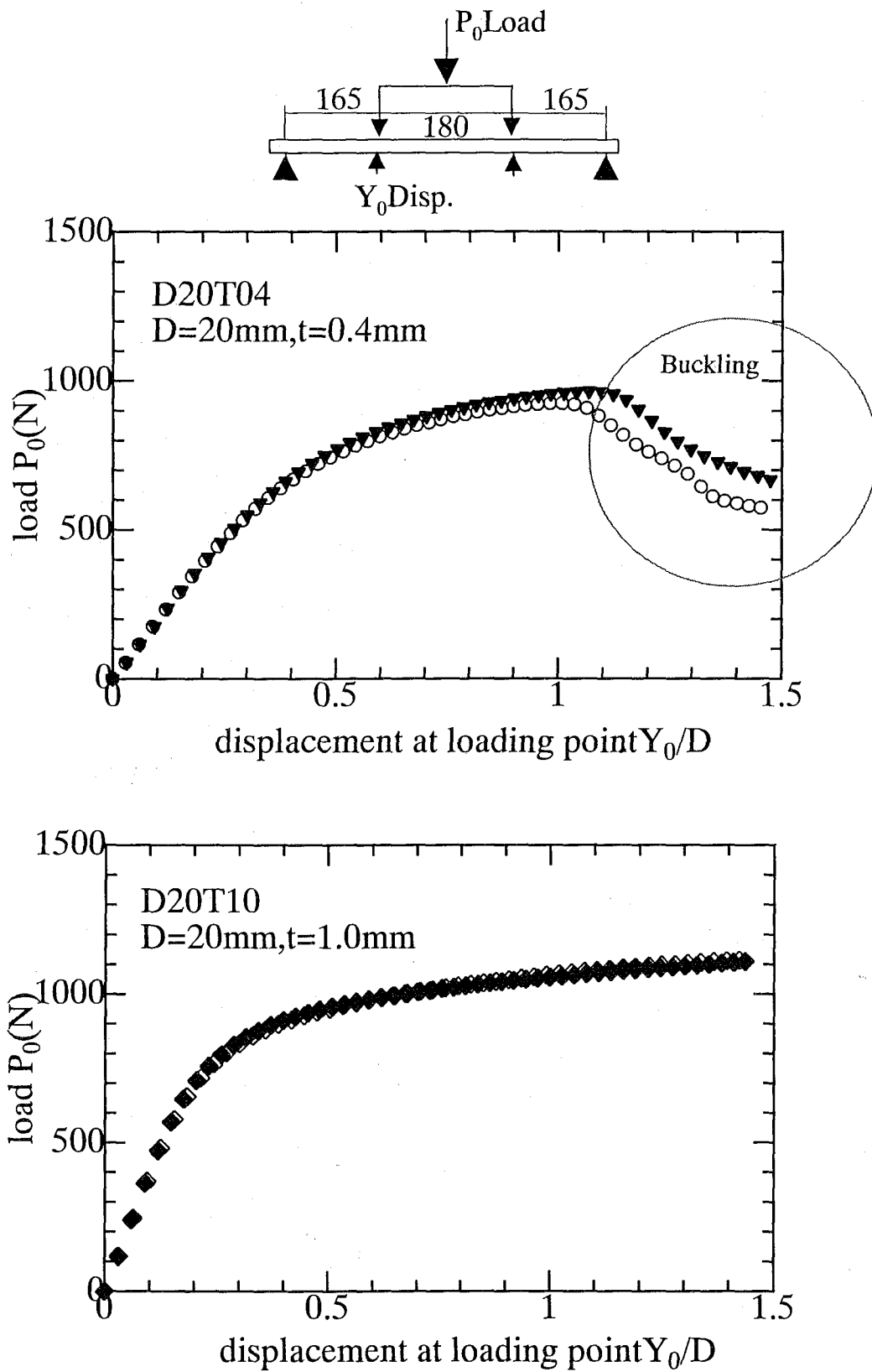
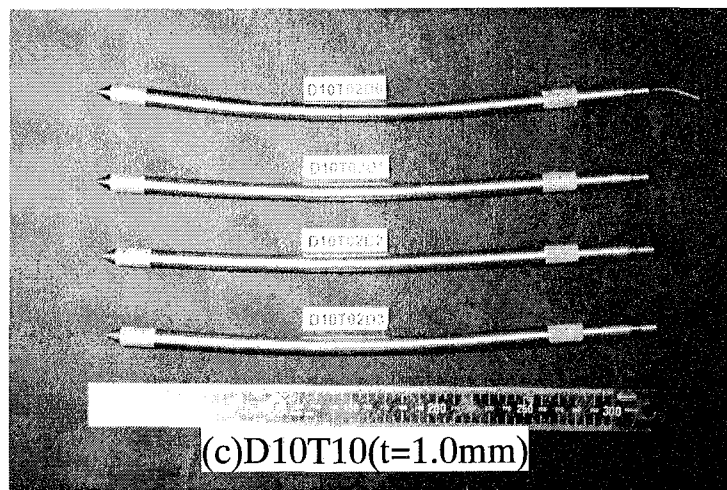
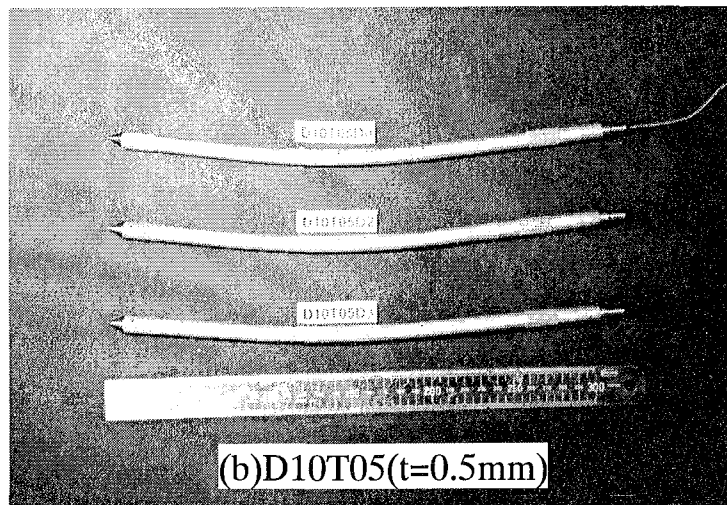
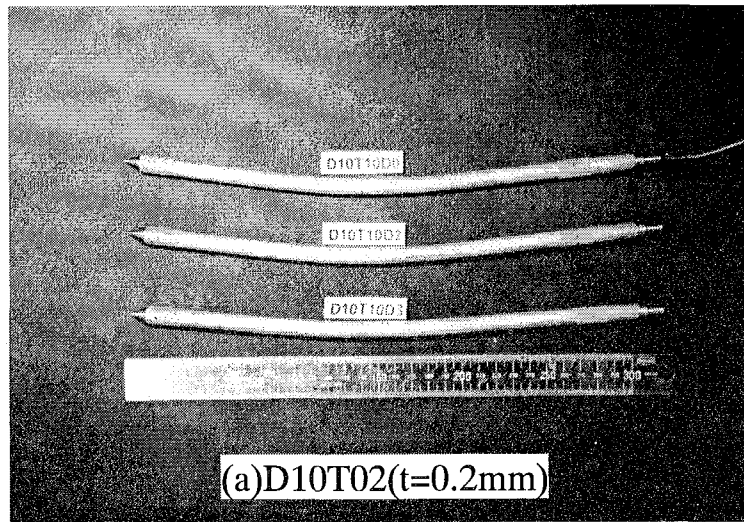
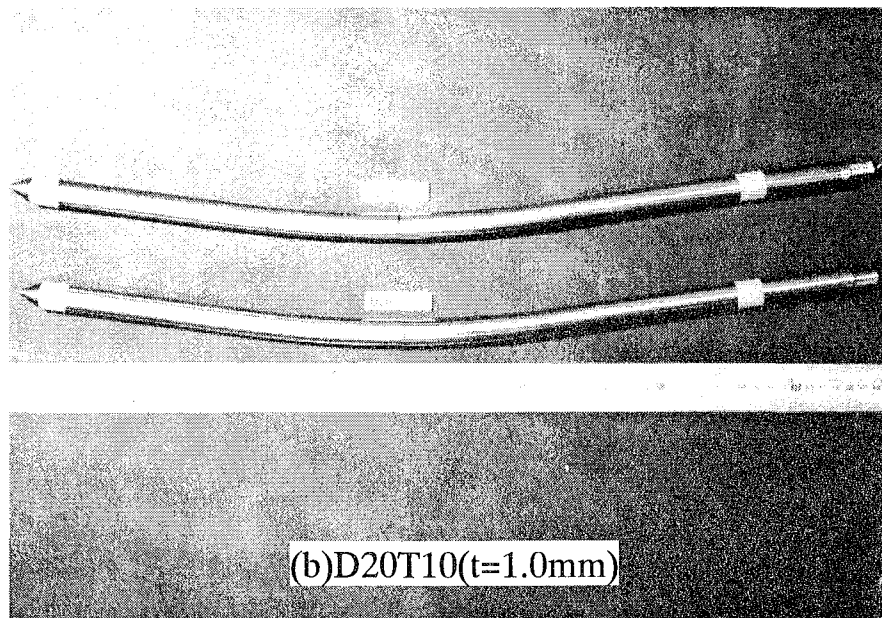
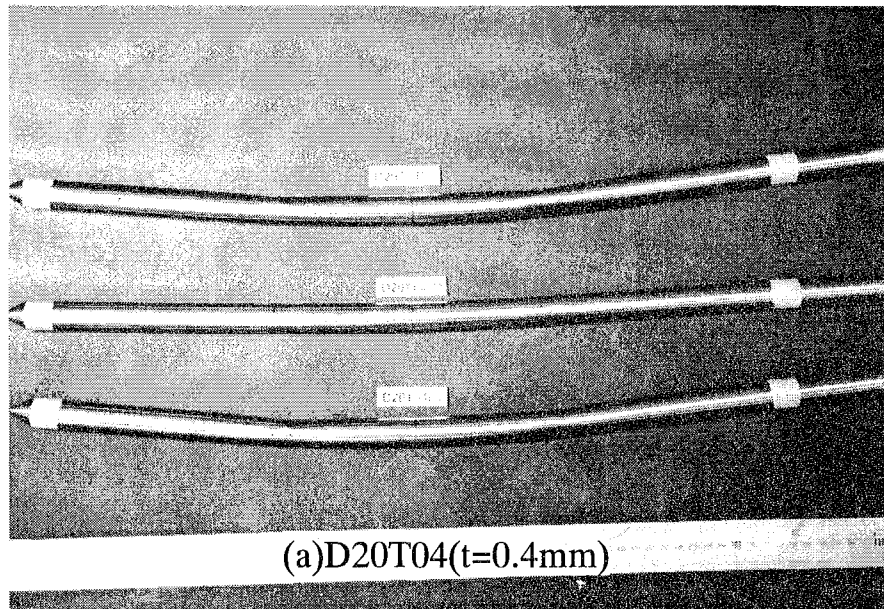


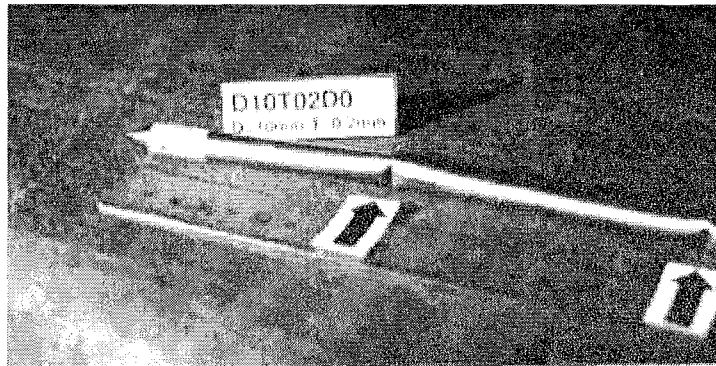
Fig.2.28(b) Load-Displacement curves( $D=20\text{mm}$ ).



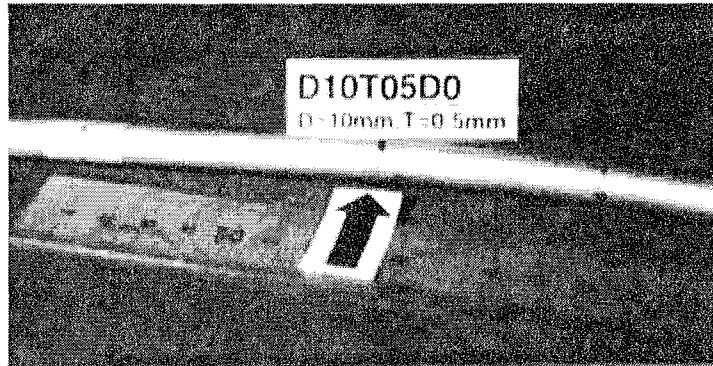
**Photo.2.1** Model piles after bending tests(D=10mm).



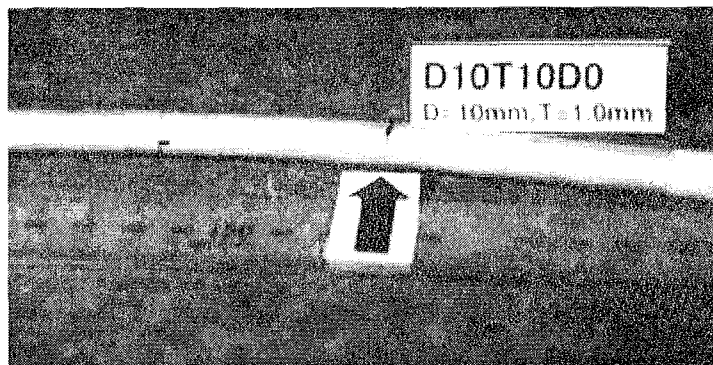
**Photo.2.2** Model piles after bending tests(D=20mm).



(a) D10T02D0

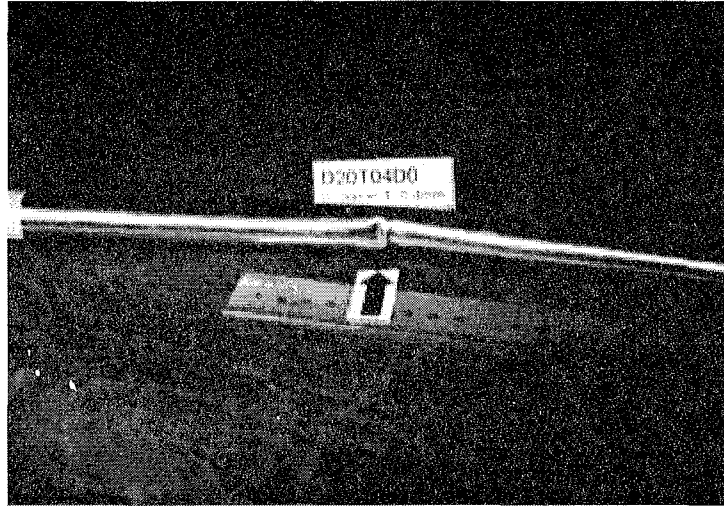


(b) D10T05D0

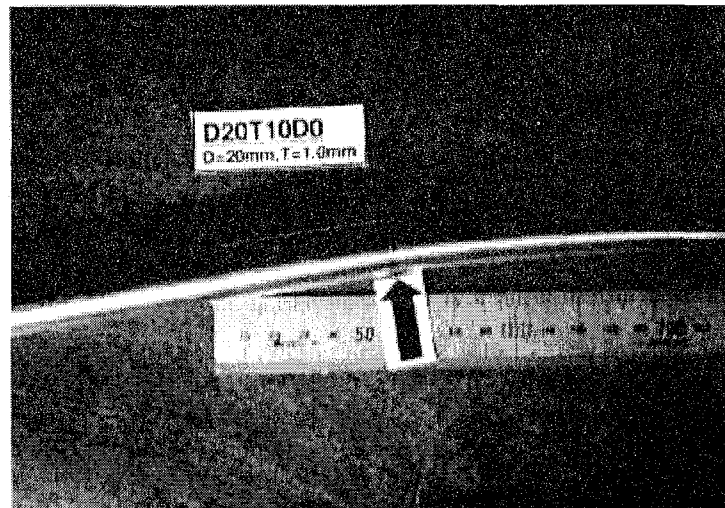


(c) D10T10D0

**Photo.2.3** Yield point closed up(D=10mm).

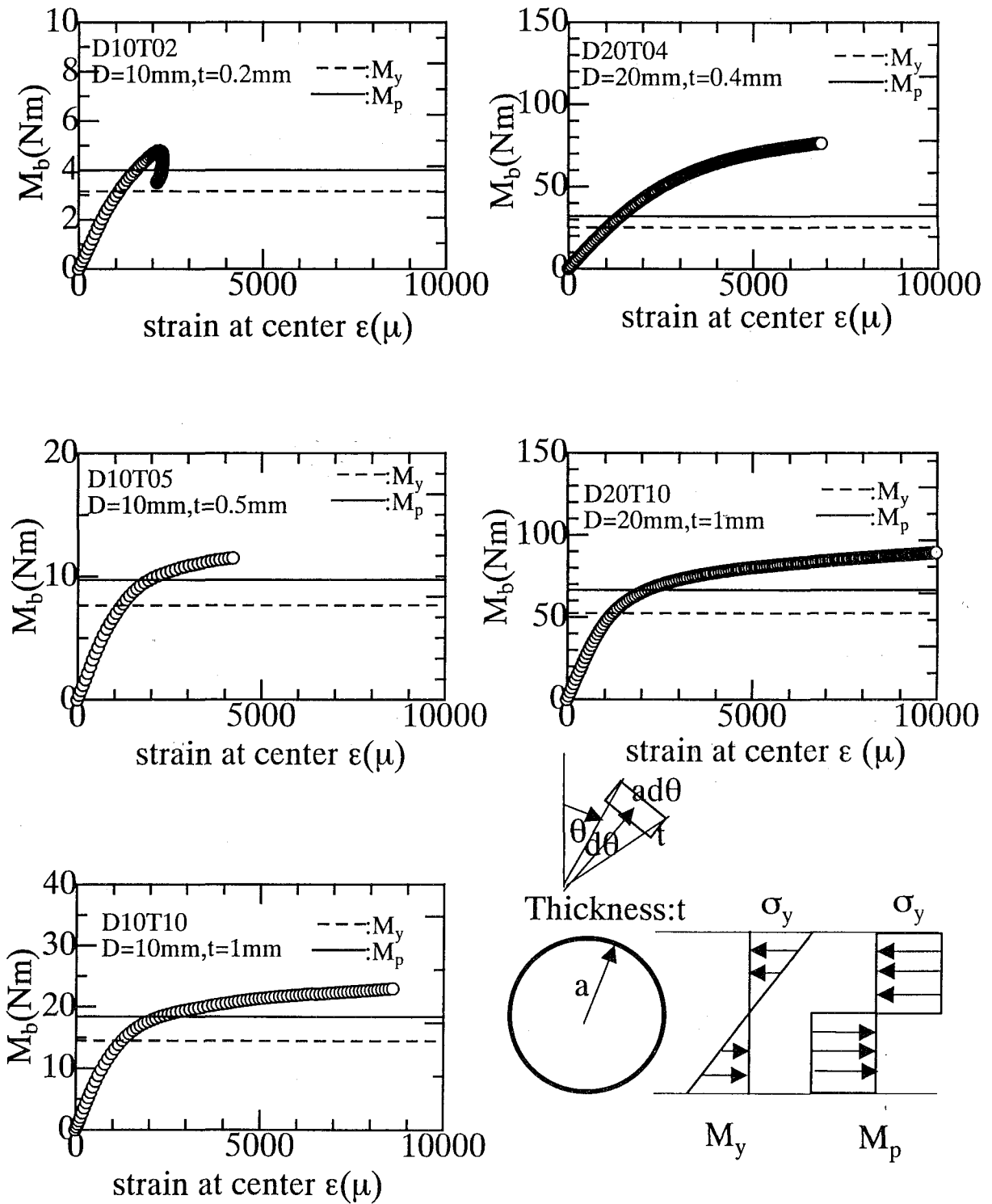


(a) D20T04D0

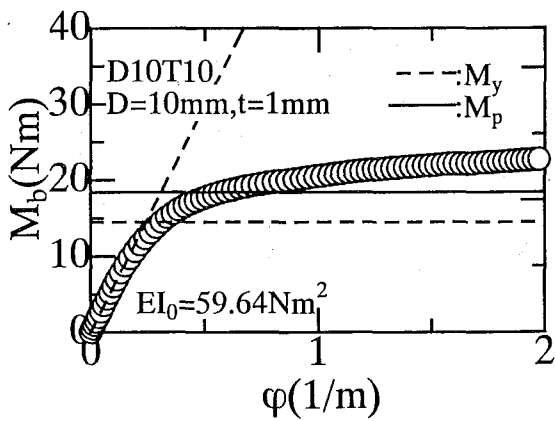
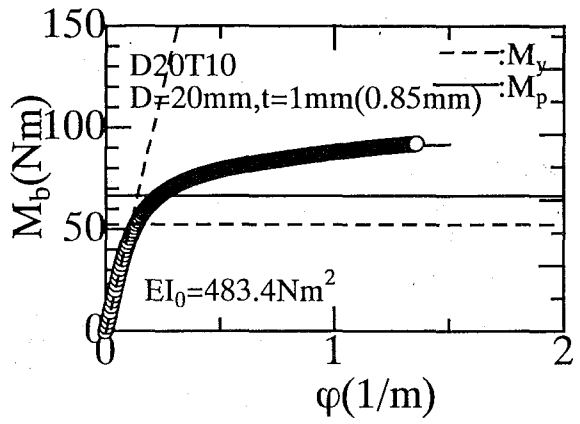
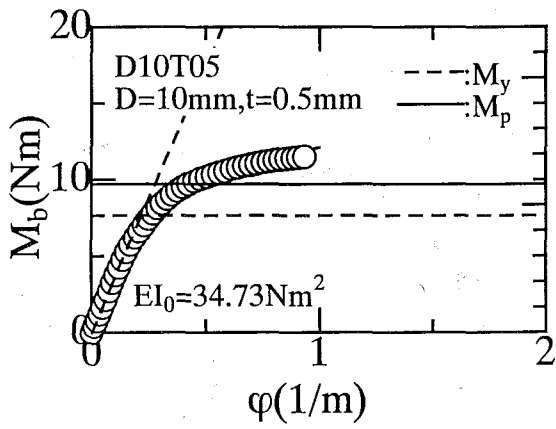
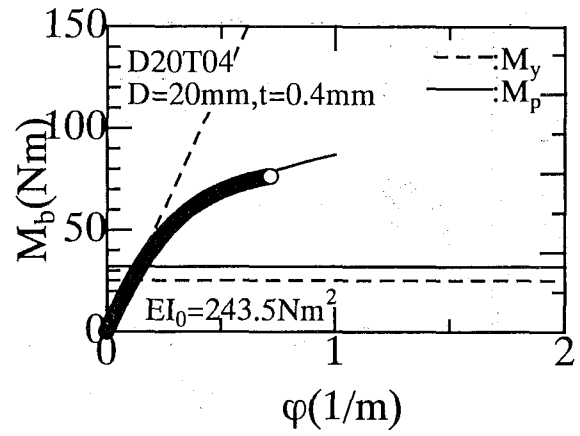
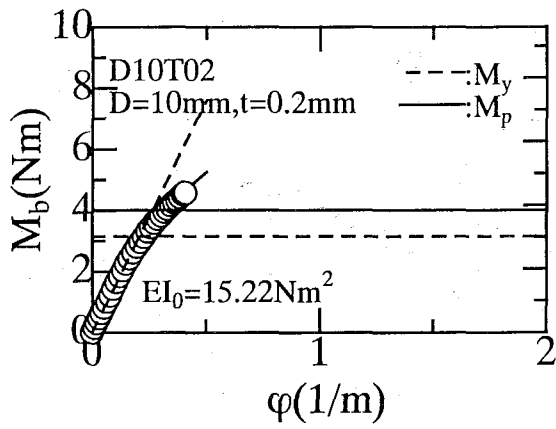


(b) D20T10D0

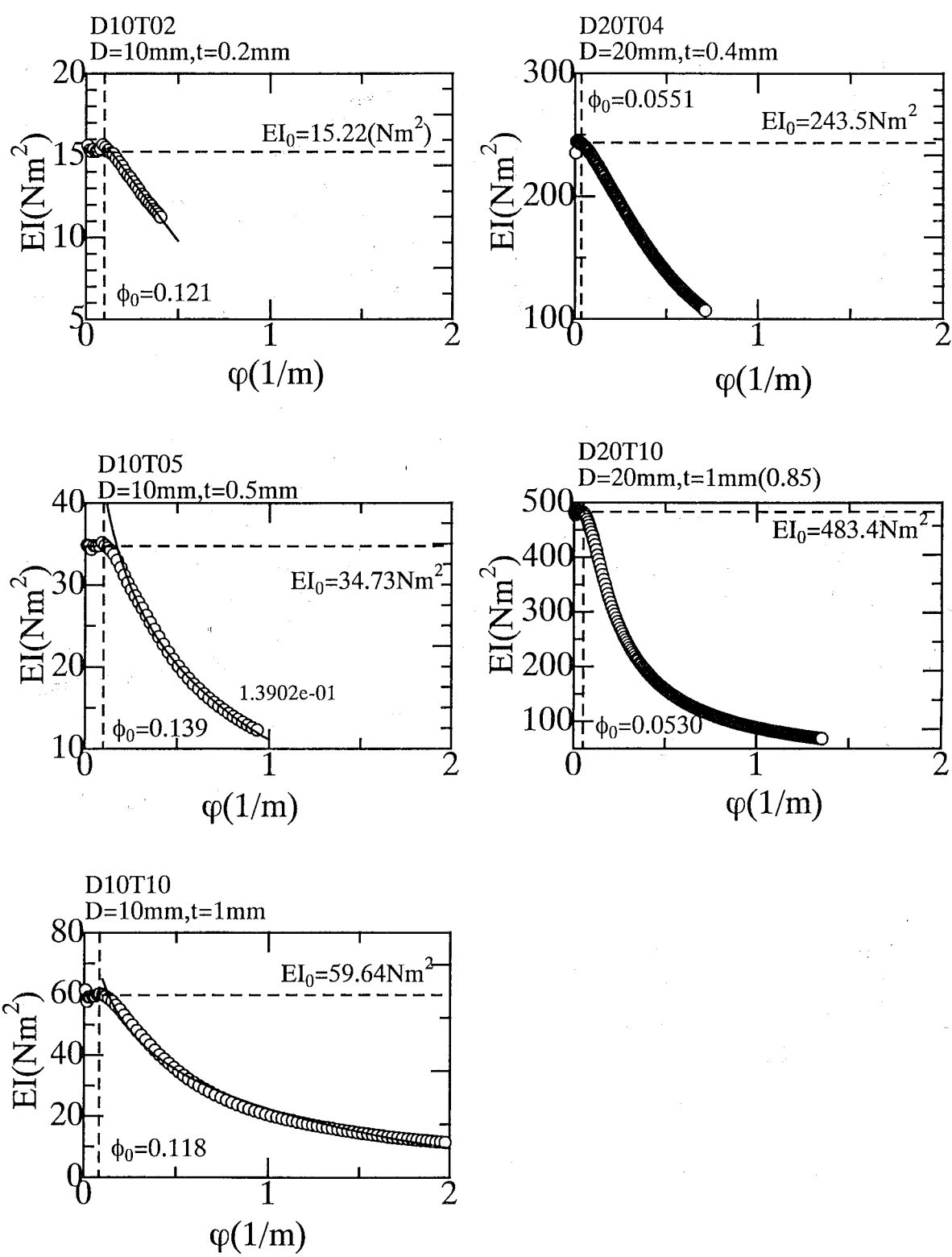
**Photo.2.4** Yield point closed up(D=20mm).



**Fig.2.29** Relationships between  $M_b$  and  $\epsilon$ .

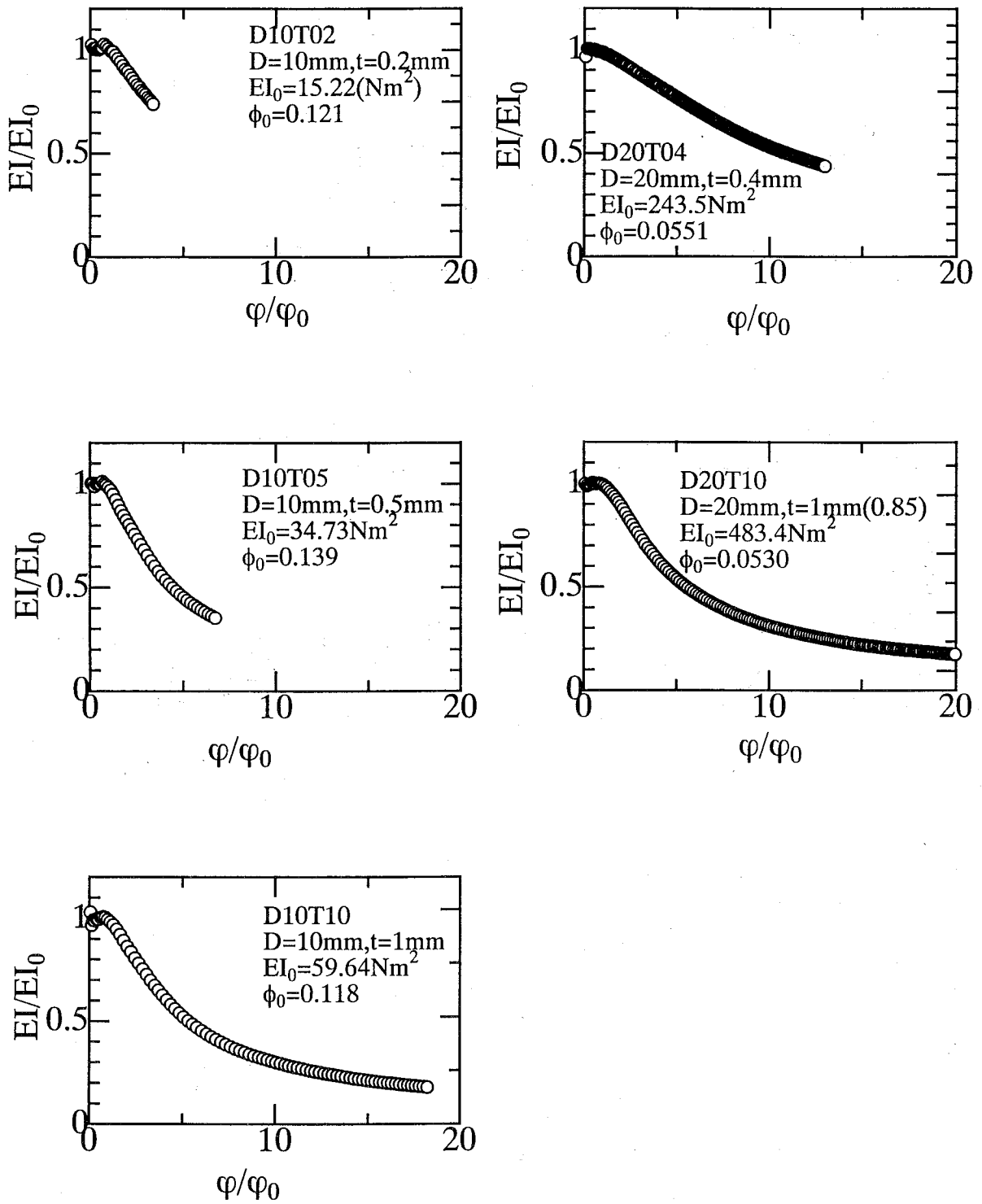


**Fig.2.30** Relationships between  $M_b$  and  $\varphi$  .



**Fig.2.31** Relationships between  $EI$  and  $\phi$ .





**Fig.2.32** Relationships between  $EI/EI_0$  and  $\varphi/\varphi_0$ .

$$EI/EI_0 = 1.0 - 0.1936 * (\varphi/\varphi_0 - 1) / (1 + 0.1936/1.096 * (\varphi/\varphi_0 - 1))$$

D10T02:  $\varphi_0 = 0.125(1/m), EI_0 = 15.22(Nm^2)$   
 D10T05:  $\varphi_0 = 0.125(1/m), EI_0 = 34.73(Nm^2)$   
 D10T10:  $\varphi_0 = 0.125(1/m), EI_0 = 59.64(Nm^2)$   
 D20T04:  $\varphi_0 = 0.055(1/m), EI_0 = 243.5(Nm^2)$   
 D20T10:  $\varphi_0 = 0.055(1/m), EI_0 = 483.4(Nm^2)$   
 D20T20:  $\varphi_0 = 0.055(1/m), EI_0 = 885.6(Nm^2)$

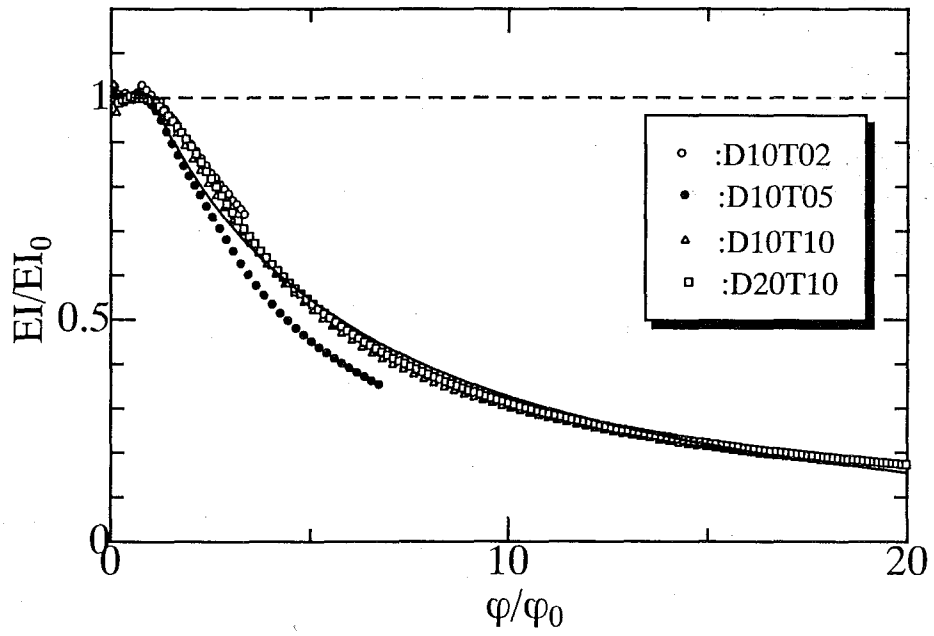


Fig.2.33 Relationships between  $EI/EI_0$  and  $\varphi/\varphi_0$ .

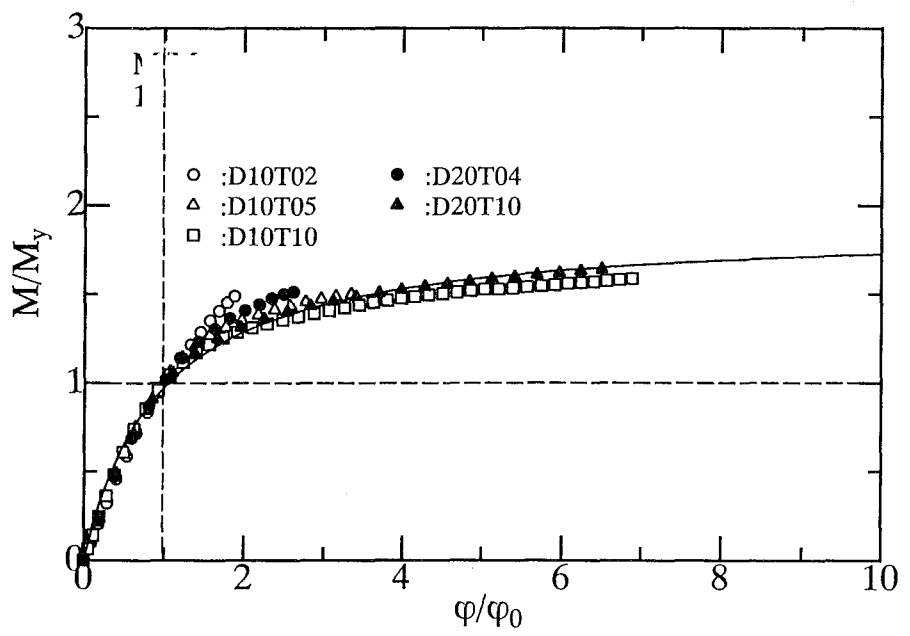


Fig.2.34 Relationships between  $M/M_y$  and  $\varphi/\varphi_0$ .

## Chap.5

Divided pile  
loading tests in  
centrifuge

Evaluation of  $k_{hi}$  and  $p_{max}$

E &  $c', \phi'$

## Chap.3&Chap.4

Single pile loading  
tests in centrifuge

Evaluation of M over  $M_y$

$$\frac{M}{M_y} = \frac{1.997(\varphi/\varphi_0)}{1 + \frac{1.997}{1.898}(\varphi/\varphi_0)} \quad (2.18)$$

**Fig.2.35** Evaluation of p-y curve and M- $\varphi$  relation.

## 第3章 水平力を杭頭に 受ける単杭の水平抵抗

### 3.1 はじめに

地盤の震動により地震荷重は杭へ、更には上部構造物へと伝達される。このとき地盤の水平加速度と逆向きに上部構造物には慣性力が働き、その結果として杭には動的な軸力、せん断力、曲げモーメントが作用する。構造物-基礎系の振動応答特性は杭基礎の水平抵抗特性と密接に関連し、水平力を受ける杭基礎の水平抵抗挙動を把握することは、杭基礎の設計上、重要な要素の一つである。神戸地震以来、考慮する地震力が増大し、杭基礎を代表とする基礎の変形性能を非線形領域まで許容した設計法に移行しつつある今日では、杭の耐力および変形性能の違いが構造物-基礎系の振動応答特性に影響を及ぼし杭の設計、上部構造物の設計に大きく影響を与えることになるため、大変位域に至る水平抵抗挙動の研究の重要性が注目されるようになった。

杭頭に水平力を受ける杭基礎は杭と地盤の剛性比の違いによって、その破壊メカニズムが変化することが知られている(Broms,B.B.,1964)。Fig.3.1(a)に示すように比較的剛な場合(長い杭,long pile)、杭は杭頭部で水平に変形し、この変形に伴い杭周りの地盤が水平力を分担する。地盤には比較的小さな歪みから非線形性が卓越し、杭の変形量が大きくなると塑性域は深部に拡大していく。杭頭がフーチングで固定される場合、或いは上部構造物が平面的に広い場合には杭頭部の回転が拘束され、杭頭が水平にスウェイした変形モードが卓越し、地盤中あるいは杭頭部で最大曲げモーメントが生じ、この位置で杭に破壊が生じる可能性が高い。一方、一種の突出杭のように杭頭回転が自由な場合、あるいは杭頭部が破壊し plastic hinge が震動の早い段階で生じた場合、最大曲げモーメントが地中部で発生し、これが杭の曲げ耐力を上回ると杭の破壊へと繋がる。反対に杭の曲げ剛性と比較して地盤剛性の小さい Fig.3.1(b)に示す場合には(短い杭,short pile)、杭は剛体に近い形で挙動し、杭周面地盤全体に渡って、塑性化域が生じる。杭頭固定の場合、杭頭に最大曲げモーメントが生じ、耐力以上になると破壊へと進行する。これに対して杭頭自由の場合、杭は回転し杭先の周辺地盤が破壊し杭基礎全体の崩壊へと繋がる可能性がある。このように地盤と杭の剛性比の違いにより 4 種の破壊モードに分けられる。本研究では、杭頭部に水平力を受ける砂地盤中の鋼管製単杭の水平抵抗を対象とし、深さ方向に強度が増加するため、Fig.3.1(b)に示す短い杭の変形・破壊モードは起こりにくく、また現行設計法(日本道路協会,1997; 鉄道総合技術研究所,1997)では杭先を固い支持層に根入れするため、杭深部での地盤の破壊は生じにくい。以上のことから研究の範囲を Fig.3.1(a)に示す長い杭から比較的短い杭の破壊モードとなる領域に設定した。

地震荷重を考える上で、荷重特性である繰返しの影響は極めて重要である。地下水位が高い場合には、杭周辺部での過剰間隙水圧の発生によって杭周りの有効応力が低下し、地盤の剛性および強度も低下する。これに伴って杭基礎の水平抵抗は減少する(Ting,M.J. et al.,1987; Long, H.J. & Geert, V.,1994)。また荷重の繰返しより地盤の剛性が低下し、これに伴い水平抵抗特性が低下する場合も多く存在する。一方、地下水位が低い場合には、繰返しの影響により杭周りの地盤の相対密度が増加し、地盤剛性が増加することによって杭の水平抵抗も増大する研究結果も報告されている(後藤ら,1971; 金縄,1996)。Fig.3.2(a)(b)(c)(d)には金縄(1996)が行った遠心力場における豊浦砂地盤中の鋼管製単杭の繰返し杭頭水平載荷実

験の一例を示した。模型鋼管杭の杭径  $D=10\text{mm}$ 、肉厚  $t=0.5\text{mm}$ 、杭長  $L=250\text{mm}$ 、地表面から載荷点までの距離  $dl=32\text{mm}$  である。Fig.3.2(c)(d)に示すように繰返し回数が増加と共に杭の第一不動点の位置が浅くなり、杭に生じる最大曲げモーメントの値は小さくなった。このような場合、載荷初期の最大荷重作用時が杭基礎にとって最も危険な状況となりうる。

本章では水平力を杭頭に受ける砂地盤中の鋼管製単杭の水平抵抗を対象に、重力場において(1)載荷方法の違いが単杭の水平抵抗挙動に与える影響、特に一方向単調水平載荷実験、一方向繰返し水平載荷実験および正負交番水平載荷実験の比較、(2)遠心模型実験装置を用いて地盤と杭との剛性比を種々変化させた単杭の一方向単調水平載荷実験、一方向繰返し杭頭水平載荷実験を行い、地盤と杭の剛性比の違いが単杭の水平抵抗挙動に与える影響、および(3)杭体の破壊がそれ以降の単杭の水平抵抗に与える影響の3つを調べることにした。

## 3.2 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験

### 3.2.1 実験条件および実験方法

#### (1) 試験地盤

試験地盤の概況を Fig.3.3 に示す。地盤材料には第2章で説明した稲城砂を使用し、N値5程度( $K_{30}=600\sim 700\text{kPa/cm}$ )の比較的地盤強度、地盤剛性の小さな地盤を設定した。Fig.3.4に示す平板載荷試験から得られる  $K_{30}$  と振動ローラーの転圧回数との関係(鉄道総合技術研究所,1988)および平板載荷実験結果である  $K_{30}=700\text{kPa/cm}$  から以下の条件を定めた。Photo3.1(a)(b)(c)(d)に試験地盤の作製状況を写真で示した。

巻きだし厚:	200mm/1層
転圧方法:	振動ローラー
転圧回数:	8回(往復 $n=4$ )

試験地盤は締固め厚さ 500mm 毎に、現場密度試験、含水比測定を実施し地盤密度を管理するとともに、地盤作製後にはスウェーデン式サウンディングを実施した。 $N_{sw}$ 、含水比  $w$  および乾燥密度  $\rho_d$ 、湿潤密度  $\rho_t$  の深さ方向の分布を Fig.3.5 に示す。スウェーデン式サウンディング結果により、貫入量 1m 当たりの半回転数  $N_{sw}$  は深さ 0.25~2.0m で 40~80 の範囲に分布し、スウェーデン式サウンディングから得られた  $N_{sw}$  は深さ方向に微増する傾向があることが確認された。深さ 2.0~2.5m では  $N_{sw}=25$  と低下しているが、これは試料調整時の初期含水比が最適含水比より高くオーバーコンパクションとなり、その結果十分な締固めができなかったと考えられる。稲田(1960)は砂礫、砂、砂質土に対して  $W_{sw}$ 、 $N_{sw}$  と N 値との関係を以下の式で提案している(Fig.3.6)。

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (3.1)$$

ここで、 $W_{sw}$  は 1kN 以下で貫入した場合の重量(N)、 $N_{sw}$  は回転により貫入させたときの貫入量 1m 当たりの半回転数(回/m)である。目安として以上の式を用いると、N 値=5~7 程度の地盤

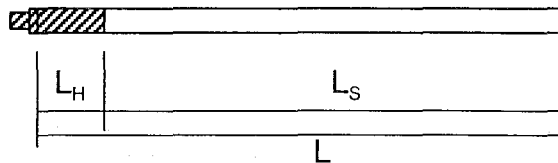
と推定できる。

## (2) 模型杭

模型杭は以下に示すように同一の杭径  $D=101.6\text{mm}$ , 肉厚  $t=4.2\text{mm}$ , 全長  $L=2300\text{mm}$  の鋼管製模型杭(STK41)である。模型杭の設計については第 2 章 **Table2.4** で説明している。

**Table 3.1** Properties of model piles for lateral loading tests at 1G

Test Code	Diameter (mm)	Thickness $t$ (mm)	Length $L, L_S, L_T, L_H$ (mm)	E (GPa)	$EI_0$ ( $\text{Nm}^2$ )	Material
TH-1 TH-2 TH-3	101.6	4.2	2300, 200, 0, 300	205.8	$3.142 \times 10^5$	STK41



## (3) 模型杭の打設

モルケンの自重(重量 20kN)により模型杭の打込み長の半分である 1m を貫入させ、その後モルケンの打設により模型杭は所定の貫入量である 2m に到達した。模型杭の打設状況を **Photo3.2(a)(b)(c)(d)** に示す。TH-1 の試験杭は載荷方向の試験盛土法肩より 1450mm, TH-2 は 1400mm 離れている。一方、正負交番載荷である TH-3 は若干小さく 700mm および 1300mm 離れた位置に打設した。杭先を支持層に根入れするのが通常であるが、単杭の杭頭水平載荷実験では軸力の変動がほとんど無いため、本研究では明確な支持層は作製せず、模型杭の先端を N 値 7 程度の稲城砂地盤中に置くこととした。

## (4) 実験方法

同一の単杭に対して 3 種の載荷方法を選択し、それぞれ 1 ケースの載荷実験を行った。これらは一方向単調水平載荷実験(TH-1)、一方向繰返し水平載荷実験(TH-2)および正負交番水平載荷実験(TH-3)である。すべての載荷実験は変位制御方式をとり、**Fig.3.7** に示す地表面変位ステップ  $y_0$  により地盤表面から 300mm 上方の杭頭部に水平変位  $Y_0$  を付与し、水平載荷実験終了を地表面最大水平変位 100mm とした。なお、繰返し水平載荷実験では除荷し一端載荷荷重をゼロにし先行杭頭水平変位まで再載荷を行う工程を 2 回行い、3 回目の再載荷で次の変位ステップまで水平変位を与える手順を繰返した。**Fig.3.8, 3.9** に水平載荷実験のセンサー位置および載荷システムを示す。載荷速度は 1mm/min とし各載荷変位ステップで載荷荷重(2 個, **Photo.3.3**), 水平変位(載荷点, 地表面, 杭頭 2 個, **Photo.3.4**), 杭体の歪み(34 箇所)を計測し、その後直ちに次の変位ステップに移行した。載荷荷重の付与には 300kN センターホールジャッキ(**Photo.3.5**)を用いた。

### 3.2.2 単杭の水平抵抗に及ぼす荷重方法の影響

#### (1) 荷重-変位関係

**Fig.3.10** に一方向杭頭水平荷重実験(TH-1), 一方向繰返し杭頭水平荷重実験(TH-2)および正負交番杭頭水平荷重実験(TH-3)から得られた水平荷重-杭頭水平変位(荷重点水平変位)関係( $P_0$ - $Y_0$ 関係)を示す。横軸は杭頭水平変位  $Y_0$  を杭径  $D$  で除した値  $Y_0/D$  である。3 者とも地盤表面で最大  $100\text{mm}$  ( $Y_0/D \approx 1.0$ ) の水平変位を与えた。水平荷重初期では水平変位の増加と共に水平荷重  $P_0$  は直線的に増加し, 水平荷重  $P_0=5\text{kN}$ , 杭頭水平変位  $Y_0/D=0.05$  (約  $5\text{mm}$ ) で徐々に  $P_0$ - $Y_0$  曲線の勾配が緩やかになる。この時, 鋼管表面の歪みは  $400\sim 500\mu$  で  $1000\mu$  以下の弾性範囲以内にあることから  $P_0$ - $Y_0$  関係の勾配の低減は, 地盤内の塑性域の拡大による地盤剛性の低下に起因すると考えられる。さらに水平変位を増加させ, 水平荷重  $P_0=27\text{kN}$ , 杭頭水平変位  $Y_0/D=0.8$  ( $80\text{mm}$ ) 程度でほぼ杭基礎の耐力は限界に達し, 水平荷重  $P_0$  の増加はほぼゼロとなった。荷重方法の異なるそれぞれの  $P_0$ - $Y_0$  関係の包絡曲線では, 荷重方法の違いにより一方向単調杭頭水平荷重, 一方向繰返し杭頭水平荷重, 正負交番繰返し杭頭水平荷重の順に同一水平変位における水平荷重は徐々に小さくなる。しかしながら, 地盤および杭体の非線形特性の影響の小さい  $Y_0/D < 0.05$  では繰返しの影響は小さく, ほぼ3者の  $P_0$ - $Y_0$  曲線は一致した。一方,  $P_0$ - $Y_0$  曲線後半部の地盤および杭体の非線形性が卓越する領域では,  $P_0$ - $Y_0$  曲線に与える繰返しの影響は, 荷重初期部より若干大きくなり, 同一水平変位における水平荷重は一方向単調杭頭水平荷重実験のその最大  $12\%$  低下した。同一水平変位を杭頭に繰返し与えることにより水平荷重が低下する結果を Broms, B.B. (1964) も得ており, 40 回以上の繰返しを与える場合, 処女荷重時の地盤の地盤反力係数と比較し,  $25\sim 50\%$  低減するよう勧めている。Broms, B.B. (1964) が示した値は同一水平変位を杭頭与えた場合, 繰返しによる水平荷重の低減量がゼロとなった, つまり収束した値であり繰返しによる地盤反力係数の最大低減率を示している。同様に API (1994) の杭の設計では繰返し効果による  $p$ - $y$  関係の低減が考慮され, 地盤表面での地盤反力係数を単調水平荷重時の最大  $30\%$  低下させている。TH-2 および TH-3 の  $P_0$ - $Y_0$  曲線からわかるように, 繰返しの影響により同一水平変位を与えても先行水平荷重と同一の水平荷重は得られず, 主として最初の除荷・再荷重過程において顕著に低下し, 徐々にこの低下度合いは小さくなっていく。**Fig.3.11(a)(b)** に一方向繰返し杭頭水平荷重実験(TH-2)および正負交番繰返し杭頭水平荷重実験(TH-3)における繰返し荷重時の水平荷重の低減率( $P_0/P_{0pre}$ )と地表面での最大先行水平変位( $y_{0pre}/D$ )の関係を示した。ここで,  $P_{0pre}$  は最大先行水平変位時の水平荷重である。**Fig.3.11(a)** は一方向繰返し水平荷重実験および正負交番繰返し水平荷重実験の各繰返し荷重時の最大水平荷重( $P_0$ )を一方向単調杭頭水平荷重実験の同一の最大先行水平変位時の水平荷重( $P_{0pre}$ )で除したものを示し, **Fig.3.11(b)** は TH-2 および TH-3 の各変位ステップにおける最初の繰返し時の水平荷重で除したものを示している。つまり **Fig.3.11(a)** は繰返し荷重による最終的な水平荷重の低減率を示し, **Fig.3.11(b)** は各サイクルにおける水平荷重の低減率を示す。これより 1, 2 回と除荷・再荷重を繰返すことにより水平荷重の低下割合は減少することがわかる。今, 横軸に各最大先行水平変位での荷重回数, 縦軸に荷重低減率をとり, 最大先行水平変位毎, そして一方向繰返し水平荷重実験, 正負交番繰返し水平荷重実験毎に **Fig.3.11(c)(d)** に示した。これより最大先行水平変位の増加と共に各サイクルで水平荷重の低減率が増加し, 上述した杭, 地盤共に非線形の影響が小さい  $y_0/D=0.05$  以下では全般的に水平荷重の低減率は小さく, これを超えると次第に大きくなることからわかる。これは地盤の剛性低下の他に鋼管杭が降伏し曲げ剛性が低下するためと考えられる。その後更に前ステップでの最大先行水平変位を超

える水平変位を杭頭に与えると水平荷重が増加し、繰返しによる水平荷重の低減の回復が観察された。

このように水平荷重の繰返しにより同一水平変位を与えた場合、杭周辺の地盤剛性の低下により水平荷重は低下し、この低減率は最初の除荷・再載荷時が最も大きく、その後の2回目、3回目と繰返し回数を増加させるに従い小さくなる。その後、再載荷により大きな水平変位を与えることにより、模型杭より離れた地盤内に応力・変形が伝達し水平荷重は一方向単調杭頭水平載荷実験の同一水平変位での水平荷重に漸近する。一方、水平荷重-杭頭水平変位関係において最大荷重作用時の水平変位を結んだ包絡線は一方向単調杭頭水平載荷実験、一方向繰返し杭頭水平載荷実験、正負交番繰返し杭頭水平載荷実験の順に小さくなったが、この差は比較的小さく、載荷方法によらずほぼ同一の水平荷重-杭頭水平変位関係であることが3種の載荷方法を用いた単杭の杭頭水平載荷実験より明らかになった。

## (2) 杭体の曲げ変形

**Fig.3.12(a)(b)(c)**に地盤表面での水平変位  $y_0/D$  が 2, 5, 10, 20, 40, 80%に達した際の単杭の曲げ歪み分布を示す。水平変位の増大に伴い、水平荷重は増加しこれに抵抗する形で杭の曲げ歪みは増加している。模型鋼管杭の材料規格(STK41)から応力-歪み関係の比例限界である降伏モーメント  $M_y$ 、降伏歪み  $\varepsilon_y$  は式(2.15)より計算可能である。これを用いて、 $\sigma_y=235\text{MPa}$ 、肉厚  $t=4.2\text{mm}$ 、 $D=101.6\text{mm}$ 、 $EI=3.142\times 10^5\text{Nm}^2$ を代入すると

$$\begin{aligned} M_y &= \pi \sigma_y a t \left( a - \frac{t}{2} \right) \\ &= 7671\text{Nm} \end{aligned}$$

となる。したがって、

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= \frac{M_y}{EI} \left( \frac{D}{2} \right) \\ &= 1240\mu \end{aligned}$$

となり、模型鋼管杭の引張縁あるいは圧縮縁での曲げ歪みが  $1240\mu$ までは曲げモーメントは杭の変形、つまり曲率に比例するが、これを超えると曲げモーメントの曲げ歪み(曲率)に対する増加割合は減少する。図より載荷に伴い最大曲げ歪みの位置は深部に移行し、 $Y_0/D=0.8$ で地盤表面より  $Z=750\text{mm}$  付近で曲げ歪みが増加している様子が伺える。載荷方法を変化させたすべてのケースで、ほぼ同一の位置に曲げ破壊が生じた。これを **Photo3.6(b)(c)(d)**に示す。

**Fig.3.13** に地表面水平変位  $y_0/D$  が 40%までの曲げ歪み分布を拡大したものを示した。繰返し杭頭水平載荷実験では、 $P_0$ - $Y_0$  関係で見られたように除荷・再載荷に伴って、同一水平変位における水平荷重が低下し、一方向単調杭頭水平載荷実験、一方向繰返し杭頭水平載荷実験、正負交番繰返し杭頭水平載荷実験の順に杭基礎の耐力、つまり最大水平荷重が低下した。一方、曲げ歪み分布では  $1240\mu$ を超えた  $Y_0/D=0.4$  では正負交番繰返し杭頭水平載荷実験、一方向繰返し杭頭水平載荷実験がほぼ一致し、一方向単調杭頭水平載荷実験より最大曲げ歪み分布が大きくなっており、繰返し効果により一方向単調杭頭水平載荷実験より杭に損傷をより多く与えていることが明らかである。この影響は  $P_0$ - $Y_0$  関係の考察で述べたように



鋼管杭の非線形特性の小さい  $1240\mu$ 以下では小さく、非線形性が卓越する領域で顕著となった。

### (3) 残留変位

杭基礎の設計では、地震時に多大な残留変位を杭基礎に与えないために、「変位量の制限値」を定めている。大地震時を考慮した設計では、変位量の制限値の設定は重要な問題であり、この値を小さくすると過大設計となり、逆に大きく設定すると地震後に過大な残留変位を許容し、上部構造物の機能低下を免れない。

本実験の同一水平変位量での繰返し回数  $N$ (最大 3 回)と載荷点での残留変位  $Y_{or}$  の関係を Fig.3.14 に示す。これより残留変位は同一水平変位量での載荷回数にはあまり依存せず、主として最大先行水平変位量( $Y_{opre}$ )に依存して大きくなっている。Fig.3.15(a)に杭頭水平変位で整理した残留変位  $Y_{or}$  と最大水平変位  $Y_{opre}$  の関係を示す。同様に、Fig.3.15(b)に地表面水平変位( $y_{or}$ ,  $y_{opre}$ )で整理したものを示した。これより残留変位は最大先行水平変位量( $Y_{opre}$ ,  $y_{opre}$ )の増大に伴い増加し、杭径の 10%程度に達すると増加の割合が急増することが伺える。

道路橋示方書(1997)ではこの値を杭径の 1%以内と定め、特に大地震時の検討の際には杭径の 1%ではなく、杭基礎の降伏変位量(水平変位が急増する点)の 4 倍以内とし最大 400mm 以内の杭頭水平変位を許容する設計となっている。本研究では杭基礎の降伏変位量はほぼ  $Y_p/D=0.05$  であったことから、水平変位の制限値は  $Y_{opre}/D=0.2$  とかなり大きくなった。岡原ら(1991)は水平力を受ける単杭の弾性限界を求めることを試み、多くの単杭の杭頭水平載荷実験の  $P_0$ - $Y_0$  関係を整理することにより(1)残留変位の急増点、(2)杭基礎の  $P_0$ - $Y_0$  関係の水平変位の急増点をそれぞれ弾性限界とする 2 種の方法により求めている。この結果、2 つの手法で求めた弾性限界の水平変位量はほぼ同一となり、鋼管杭では変形性能が大きいことから杭径の 2~3%程度、場所打ち杭は変形性能が逆に小さいために、0.7~1.0%程度を推奨している。本研究では残留変位量の急増点で定めた結果、杭基礎の弾性限界である杭頭水平変位は杭径  $D$  の 10%と大きめの値を得た。原ら(1999)は粘性土地盤中の鋼管杭の水平載荷試験データを用いて鋼管杭の許容変位量に関して統計解析を実施した。頻度分布が最も大きな許容変位量は杭径の 4~7.5%にあり、岡原らの結果より大きい。本研究では砂地盤を対象としているため、原らの結果と同一となる根拠はないが、杭体の線形性の範囲が場所打ち杭より大きく、歪み硬化する稲城砂の力学特性から許容変位量は大きな値となったものと考察できる。

### (4) 周辺地盤の変形

周辺地盤の変形状況を Fig.3.16(a)(b)(c)および Photo.3.7(a)(b)(c)に示す。Fig.3.16(d)には TH1~TH3 を全て重ねて示した。周辺地盤にはクラックが発生し、TH-1 および TH-2 については外見上ほとんど変わらず、クラックは杭位置より同一遠方まで到達していた。正負交番繰返し杭頭水平載荷実験である TH-3 は、正方向、負方向の両サイドにクラックが発生し、正方向(最初に載荷を始めた方向)のクラックが長く、他と比較して地盤の損傷度は最も大きいことは明らかである。

以上より重力場での一方向単調杭頭水平載荷実験、一方向繰返し杭頭水平載荷実験および正負交番繰返し杭頭水平載荷実験を同一地盤条件、同一杭条件のもと実施し、以下のことがわかった。

- (1) 変位制御による繰返し杭頭水平載荷実験では、同一変位量の繰返しにより水平荷重の低下が見られ、この低下は水平荷重-杭頭水平変位関係がほぼ直線的に増加する点(本実験では  $0.05D$ )では小さく、これを超えると大きくなる。
- (2) 載荷回数に応じて地盤の剛性低下により同一水平変位時の水平荷重は低下するが、この低下割合は 1 回目の除荷・再載荷過程で最も大きく、2 回目、3 回目と繰返しを重ねることで徐々に水平荷重の低下割合は小さくなる。
- (3) このように同一水平変位量での繰返しによる水平荷重の低下は大きいものの、最大先行杭頭水平変位以上に水平変位を増加させることにより、遠方に応力・変形が伝達し杭の水平荷重は大きくなる。最大先行水平変位時の水平荷重を結んだ、つまり  $P_0$ - $Y_0$  関係の包絡線は 3 者で大差なく  $Y_0/D=1$  で水平荷重  $P_0$  にして最大 12% 程度の差が生じた。
- (4) 曲げ歪み分布においても  $P_0$ - $Y_0$  曲線と同様に  $1240\mu$  以下の単杭の弾性範囲では繰返しの影響は小さく、これを超えると繰返し杭頭水平載荷実験での曲げ歪み分布が一方向単調杭頭水平載荷実験のそれより大きくなり、損傷の程度が大きくなる。しかしながら、最大曲げモーメントが生じる位置は変化しなかった。

このように単杭の耐力および変形性能の最大値を議論する上では、水平荷重-杭頭水平変位曲線( $P_0$ - $Y_0$  関係)に与える繰返しの影響は小さく、着目点として杭の耐力の最大値を把握することとし、これに与える杭と地盤の剛性比の違い、および杭体の破壊後の単杭の水平抵抗挙動を調べることを目的として遠心模型実験装置を用いた一方向杭頭水平載荷実験および一方向繰返し杭頭水平載荷実験を行った。

### 3.3 遠心力場での単杭の杭頭水平載荷実験

#### 3.3.1 遠心模型実験と相似則

地盤工学における“実験”には(1)「実物実験」および(2)「模型実験」に大きく分けられ、前者は破壊させることが困難であるのに対し、後者は破壊させる、あるいは機能低下に至らしめることが可能である(主として破壊させることが目的である場合が多い。)。したがって地盤工学の分野においては、この 2 つの実験を巧みに利用し、希にしか生じない地盤の破壊変形問題の解明に役立ててきた。(1)は観測が主であり、(2)は経済的な面から小型模型実験を採用する場合がほとんどである。しかしながら、「第 1 章 1.3 既往の研究」、あるいは「第 2 章 2.2 豊浦砂の物理・力学特性」および「第 2 章 2.3 稲城砂の物理・力学特性」で説明したとおり、砂の強度は地盤内の直応力に比例して大きくなること、および有効拘束圧によって地盤材料の変形特性、強度特性が変化する、いわゆる強度・変形の応力依存性を有することが知られている。このため、小型模型実験では土の自重による効果を過小評価し、地盤の破壊メカニズムを変化させる場合も存在する。

例えば、Fig.3.17 に示すように重力場に内部摩擦角  $\phi'$  の同一地盤中に杭径  $D$ 、長さ  $L$  の実大杭とこの杭に対して縮尺  $1/n$  の模型杭が存在するとしよう。実物では深さ  $z$  位置の鉛直有効応力が  $\gamma z$ 、模型では深さ  $z$  が  $1/n$  となるため、 $\gamma z/n$  である。地盤材料は Mohr-Coulomb の破壊規準に準ずるものとし、ここでは簡単のため拘束圧によって  $\phi'$  は変化しないと仮定すると、それぞれ  $z$  および  $z/n$  の位置で土要素が発揮する強度は、 $\gamma z \tan \phi'$ 、 $\gamma z/n \tan \phi'$  となる。杭の抵抗力  $P$  はこの強度に杭の投影面積  $A$  を掛け合わせたものと密接な関係を有すると予想できることから

$$P_p = \gamma z \tan \phi' A_p \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} P_m &= \gamma z / n \tan \phi' A_m \\ &= \gamma z / n \tan \phi' A_p / n^2 \\ &= 1/n^3 P_p \end{aligned} \quad (3.3)$$

が得られる。上記の計算では、 $\phi' = \text{const.}$ としたが、砂のような摩擦材料には強度の応力依存性を有するため、有効拘束圧の増加に伴う $\phi'$ の減少も考慮しなければならず、実物を模擬した重力場での小型模型実験では、実物と同様現象が得られるかどうかははなはだ疑問を有すると言える。したがって、このような場合、(1)小型模型実験そのものを実物現象とする実験手法、(2)小型模型でありながら地盤中に実物と同様の自重応力生じさせ、実物と同一の強度を発揮させる実験手法が採られるようになった。(2)の手法の一つに遠心加速度を利用する遠心模型実験がある。遠心模型実験は、遠心力により土の自重効果を増大させ、この応力場において小型模型実験を実施する至ってシンプルな小型模型実験であり、何ら高等な実験手法ではない(Kusakabe, O., 1995; JGS Domestic Committee of TC2, 1998a)。徐々にではあるが、世界的に遠心模型実験装置の数は増加しており、1998年東京で行われた遠心模型実験に関する国際会議(Int. Symp. on Centrifuge 98 (IS-Tokyo '98))で、全世界に100基以上の遠心模型実験装置が存在し、日本においても大手ゼネコンおよびコンサルタントの技術研究所を中心にその3割に当たる約30基の遠心模型実験装置が稼働中との報告がなされた(JGS Domestic Committee of TC2, 1998b; Kimura, T., 1998)。

1979年の第7回ヨーロッパ地域土質基礎工学会議で Ovesen, N.K. (1979) は模型実験の相似則に関して興味深い指摘を行っている。彼は模型実験での相似則の重要性を指摘した。しかしながら、実際に全ての相似則を満足させることは不可能であるから、実験によって満足されない相似条件が結果にどのような影響を及ぼすかを明確にする必要があると主張している。Ovesen, N.K. (1979) は砂地盤の支持力問題を例に、結果に大きな影響を及ぼす因子は(1)砂の単位体積重量 $\gamma$ 、(2)フーチング直径  $D$ 、(3)間隙比  $e$ 、(4)砂の粒子間摩擦 $\phi_m$ 、(5)粒子間粘着力 $\sigma_v$ 、(6)粒子の破碎強度 $\sigma_g$ 、(7)粒子の弾性係数  $E_g$ 、(8)平均粒径  $d_g$  の8つと指摘し、次元解析によって以下の Table 3.2 に示すように6個を考慮すればよいことを示した。通常の重力場での小型模型実験では6個のうち4個、遠心模型実験では6個のうち1個、相似条件を満足できない。この相似条件が満足されないために、支持力係数が基礎幅の増加と共に減少する、いわゆる基礎の寸法効果が生ずると述べている。

**Table 3.2** 砂中の浅基礎の支持力実験に関する相似則(Ovesen, 1979)

条件	実物 縮尺 1:1 加速度 $g$	小型模型 縮尺 1:1/n 加速度 $g$	遠心模型 縮尺 1:1/n 加速度 $ng$
1	$e$	$e$	$e$
2	$\phi_m$	$\phi_m$	$\phi_m$
3	$\sigma_v/(\gamma D)$	$\sigma_v/(\gamma D/n)$	$\sigma_v/(n\gamma D/n)$
4	$\sigma_g/(\gamma D)$	$\sigma_g/(\gamma D/n)$	$\sigma_g/(n\gamma D/n)$
5	$E_g/(\gamma D)$	$E_g/(\gamma D/n)$	$E_g/(n\gamma D/n)$
6	$d_g/D$	$d_g/(D/n)$	$d_g/(D/n)$

$\phi_m$ : 砂の粒子間摩擦角,  $e$ : 間隙比,  $D$ : フーチング直径,  
 $\gamma$ : 砂の単位体積重量,  $\sigma_c$ : 粒子間粘着力,  $\sigma_g$ : 粒子の破碎強度  
 $E_g$ : 粒子の弾性係数,  $d_g$ : 平均粒径

これまで述べてきたように遠心模型実験は土構造物の挙動観察の上で有効な手段であるが、全く問題がないというわけではない。以下にその問題点を幾つか列挙すると、(1)模型地盤に実物の地盤材料を選択することによって生じる問題。(2)実験時間短縮による問題。(3)自重圧密中の粗粒分の分離。(4)コリオリ力の影響。(5)高速回転時の空気摩擦による発熱である。つまり(1)は実物と同一の地盤材料を選択するために生じ、Ovesen, N.K.(1979)の指摘したように粒子寸法の相似条件を満足しないため引き起こされる問題である。地盤の破壊時に生じる shear band の幅は模型の大小に関わらずほぼ一定であり(Tatsuoka, F. et al., 1994; 1998), 模型の大きさにより局所的な変形に違いを生じさせることになる。実物基礎幅が変化した場合も、遠心加速度を変え換算基礎幅  $nD$  を変化させた場合も同様で、単位体積当たりの摩擦エネルギーが実物と遠心模型で同じとするなら、相対的に shear band の幅は遠心模型の方が大きくなり、実物換算で過大な支持力を得ることになる。しかしながら、粒子寸法効果(広義の寸法効果とは応力レベルによる効果+粒子寸法効果の2つを言う。)により基礎の寸法効果(同一地盤材料で基礎幅を変化させる際生じる。)が生じる要因となっているとも言え、遠心模型実験のみの問題ではなく、同一地盤材料を選択するすべての模型実験で考慮すべき問題点である(Taylor, R.N., 1995)。Ovesen, N.K.によると  $D/d_g$  が 30 以上の場合に、換算基礎幅  $nD$  が同一の遠心模型の支持力値は同一のものとなった。Tatsuoka, F. et al.(1998)の研究では、換算基礎幅  $nD$  の増加と共に支持力係数  $N_v$  が減少する基礎の寸法効果を遠心模型実験( $D/d_g=150$ )、重力場の支持力実験および数値シミュレーションで比較を行っている。これによると支持力係数  $N_v$  に与える“基礎の寸法効果”は  $nD=5m(D/d_g=5000, 1G$  の数値シミュレーション)以上ではほぼなくなることで、同様の結果は遠心模型にも当てはまるとの指摘を行っている。この両者の支持力値の差を Tatsuoka, F. et al.(1994) は particle size effect(粒子寸法効果)と称した。(2)では、遠心加速度により圧密や透水の時間を大幅に短縮できることは遠心模型実験の長所の一つであるが、せん断時の過剰間隙水圧の消散過程も速くなり、排水条件が時間的に不明確になる可能性がある。(3)では軟弱粘土地盤の自重圧密試験は最も単純な遠心模型実験として原理的に紛れのないものであるが、粘土が泥水状になると細粒分が下方に分離沈殿することになる。重力場においても同様の現象が生ずるが、遠心加速度場においては実際よりも低い含水比でこの現象が起こると言われている。(4)遠心力場内の回転場では運動する物体には回転場特有のコリオリの力が作用し、例えば落下する物体の軌跡は回転速度とは無関係に回転方向のみに決定され、物体解放点と物体落下点の距離が大きいほど解放点を通る半径から離れたところに物体は落下する。In-flight の盛土構築による地盤の変形問題を取り扱った研究(例えば渡部ら, 1995)ではこの問題に対処する必要がある。(5)は長時間の回転による空気摩擦から生じる発熱についての問題である。遠心模型実験装置の付帯施設には冷却用のエアコンが備え付けられているが、一般に遠心ピット内、特に遠心模型の温度を一定に保つほど大規模な冷却装置を用いたものはない。東京工業大学 MarkIII Centrifuge においても温度管理を行っているが、真夏(外気温 35deg.)で 50G(R.P.M.150), 24 時間の遠心圧密終了時には回転軸受け部で 45deg.に、室内温度 42deg.に達し、これが時間に対してほぼ一定となっていることがわかっている。このような場合、地盤中の汚染物質の移動問題のような温度に敏感な模型実験の場合には温度管理が重要な事項となる。

遠心模型実験は実物の縮尺  $1/n$  の模型に重力の  $n$  倍の遠心加速度を作用させることにより模型内に実際と同じ自重応力状態を再現して実験を行う手法であり、先に述べた重力場での

小型模型実験の重大な欠点を補うことが出来る。

この相似則を水平力を受ける杭について説明する。実物の  $1/n$  の幾何学的に相似である模型を実物と全く同じ土質構成で作製し、これを  $nG$  の遠心加速度場に置いた場合の実物と模型の関係を考える。実物に  $p$ , 模型に  $m$  の添え字を用いると幾何学的相似関係は

$$\text{長さに関して} \quad l_m = l_p / n \quad (3.4)$$

$$\text{面積に関して} \quad A_m = A_p / n^2 \quad (3.5)$$

$$\text{体積に関して} \quad V_m = V_p / n^3 \quad (3.6)$$

となる。土の単位体積重量は  $\gamma_m = n\gamma_p$  である。したがって、

$$\text{重量 } W \text{ に関して} \quad W_m = W_p / n^2 \quad (3.7)$$

が成り立つ。また深さ  $z_m$  における土の自重による鉛直有効応力  $\sigma_z'$  は、

$$\sigma_{zm}' = \gamma_m \cdot z_m = n\gamma_p \cdot \frac{z_p}{n} = \sigma_{zp}' \quad (3.8)$$

となる。模型の地盤材料は実物と同一材料で鉛直応力が等しいことから、両者の土圧も等しい。したがってすべての方向の有効応力が実物と同一になり、発生する間隙水圧も等しくなる。

土要素の歪みに関しては、

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (3.9)$$

と表すことが出来る。沈下量、一般に変形量  $S$  は歪みを長さで積分した値であるから、

$$S_m = S_p / n \quad (3.10)$$

となる。本研究では鋼管製中空模型杭を用いている。模型杭に作用する地盤反力  $p$  については、応力と同じ次元であることから

$$p_m = p_p \quad (3.11)$$

となり、同様にこの最大値である極限地盤反力  $p_{\max}$  については

$$p_{\max m} = p_{\max p} \quad (3.12)$$

となる。杭の水平変位  $y$  については長さの次元であるから

$$y_m = y_p / n \quad (3.13)$$

を得る。地盤反力係数  $k_h$  については

$$\begin{aligned} k_{hm} &= \frac{P_m}{y_m} = \frac{P_p}{y_p / n} \\ &= nk_{hp} \end{aligned} \quad (3.14)$$

となり、遠心模型での地盤反力係数  $k_{hm}$  は実物の地盤反力係数  $k_{hp}$  の  $n$  倍となることが理解できる。遠心模型内での杭の  $p$ - $y$  関係を双曲線で近似できるとすると

$$P_m = \frac{k_{him}}{1 + \frac{k_{him} y_m}{P_{max}}} y_m \quad (3.15)$$

で表され、ここで、 $k_{hi}$  は初期地盤反力係数であり  $p$ - $y$  関係の初期部の傾きである。遠心模型内で単位長さは、杭径  $D_m$ 、あるいは杭長  $L_m$  があるが、ここでは杭径  $D_m$  を選ぶ。単位応力として単位長さとした  $D_m$  と遠心模型内の土の単位体積重量  $n\gamma$  を掛け合わせることににより  $n\gamma D_m$  を選び、式(3.15)の両辺を  $n\gamma D_m$  で除すことにより無次元化すると

$$\begin{aligned} \frac{P_m}{n\gamma D_m} &= \frac{\frac{k_{him}/n\gamma}{1 + \frac{k_{him} y_m}{P_{max}}} y_m}{1 + \frac{k_{him} y_m}{P_{max}}} \\ &= \frac{\left(\frac{k_{him}}{n\gamma}\right)}{1 + \left(\frac{k_{him}}{n\gamma}\right) / \left(\frac{P_{max m}}{n\gamma D_m}\right)} \left(\frac{y_m}{D_m}\right) \\ \frac{P_p}{\gamma D_p} &= \frac{\left(\frac{k_{hip}}{\gamma}\right)}{1 + \left(\frac{k_{hip}}{\gamma}\right) / \left(\frac{P_{max p}}{\gamma D_p}\right)} \left(\frac{y_p}{D_p}\right) \end{aligned} \quad (3.16)$$

を得る。つまり

$$\frac{k_{him}}{n\gamma} = \frac{k_{hip}}{\gamma}$$

$$\frac{P_{maxm}}{n\gamma D_m} = \frac{P_{maxp}}{\gamma D_p} \quad (3.17)$$

$$\frac{y_m}{D_m} = \frac{y_p}{D_p}$$

となる。したがって、模型における無次元量 $(k_{him}/n\gamma)$ ,  $(P_{maxm}/n\gamma D_m)$ ,  $(y_m/D_m)$ は実物の初期地盤反力係数  $k_{hip}$ , 極限地盤反力  $P_{maxp}$  および水平変位  $y_p$  を無次元化した $(k_{hip}/\gamma)$ ,  $(P_{maxp}/\gamma D_p)$ ,  $(y_p/D_p)$ と等しくなり, これらのパラメータを選択することにより, 異なった遠心力場での模型の地盤反力係数  $k_{him}$ , 水平変位  $y_m$  および地盤反力  $P_m$  を実物寸法で比較できることとなる。本研究ではこれらの無次元量を用いて結果の整理を行った。

次に実物杭と模型杭の断面係数の関係を示す。実物杭の断面積  $A_p$ , 断面二次モーメント  $I_p$  は, 杭の外径を  $D$ , 肉厚を  $t$  とした場合, それぞれ

$$A_p = \frac{\pi}{4} \{D_p^2 - (D_p - 2 \cdot t_p)^2\}$$

$$I_p = \frac{\pi}{64} \{D_p^4 - (D_p - 2 \cdot t_p)^4\} \quad (3.18)$$

と表される。杭の断面積と断面二次モーメントはそれぞれ長さの 2 乗, および 4 乗の次元を有している。模型鋼管杭についても同様に,

$$A_m = \frac{\pi}{4} \{D_m^2 - (D_m - 2 \cdot t_m)^2\}$$

$$I_m = \frac{\pi}{64} \{D_m^4 - (D_m - 2 \cdot t_m)^4\} \quad (3.19)$$

を得る。以上より, 杭の特性値である引張り剛性  $EA$  と曲げ剛性  $EI$  は,

$$E \cdot A_m = \frac{E \cdot A_p}{n^2}$$

$$E \cdot I_m = \frac{E \cdot I_p}{n^4} \quad (3.20)$$

となる。曲げモーメントは力(荷重)と距離の積であるから

$$M_p = n^3 M_m \quad (2.21)$$

を得る。

以上をまとめて **Table3.3** に遠心加速度比を  $n$ , 実物スケールを 1 とした場合の模型において採用すべき寸法比を示した。なお, 長さに関する相似則は  $1/n$  であるが, 粒子寸法につい

ては同一材料を使用するため 1 となっており, この影響を十分検討する必要がある。

**Table 3.3** Similitude rule in centrifuge modeling

	Prototype	Model
Centrifuge acceleration ratio	1	n
Mass	1	1/n <sup>3</sup>
Force	1	1/n <sup>2</sup>
Moment	1	1/n <sup>3</sup>
Stress	1	1
Strain	1	1
Unit weight, Coefficient of subgrade reaction	1	n
Length	1	1/n
Particle size	1	1
Particle size	1	1
Flexural rigidity	1	1/n <sup>4</sup>
Tensional rigidity	1	1/n <sup>2</sup>

### 3.3.2 実験条件および実験方法

#### (1) 実験条件

地盤と杭の剛性比の相違および杭体の破壊が杭基礎の水平抵抗特性に及ぼす影響を調べる目的として, 種々の遠心力場において **Fig.3.18(a)**, **Table3.4** に示す 6 種の曲げ剛性 EI の異なる単杭の一方向単調杭頭水平載荷実験および一方向繰返し杭頭水平載荷実験を行った。「第 2 章 2.4.2 模型杭の設計」で剛性容器の寸法(剛性容器大:L700xW300xH600mm, **Fig.3.19(a)&Photo3.8(a)**; 剛性容器小:L490xW299xH360mm, **Fig.3.19(b)&Photo3.8(b)**)による実験的制約から遠心模型実験に用いる模型鋼管杭の寸法(杭径, 肉厚, 杭長)を定めた。載荷システムを **Fig.3.18(b)**に示す。遠心模型実験では遠心加速度を変化させることによって, 地盤剛性および強度の異なる地盤を作製することが可能となる。遠心模型実験に用いた地盤材料である豊浦砂および模型鋼管杭の特性については第 2 章で述べた。これらを用いて以下に示す実験プログラムを設定した。なお, パラメータは砂地盤の相対密度  $D_r$ , 遠心加速度比 n, 模型杭の杭径 D そして模型杭の曲げ剛性 EI である。

**Table 3.4** Physical property and dimension of model piles

Model Pile	Diameter (mm)	Thickness T(mm)	Length L, L <sub>S</sub> , L <sub>T</sub> , L <sub>H</sub> (mm)	E (GPa)	EI <sub>0</sub> (Nm <sup>2</sup> )	Material
D10T02	10	0.20 (0.2)	300,250,10,40	205.8	15.22	SUS304TP
D10T05		0.50 (0.5)			34.74	
D10T10		1.00 (1.0)			59.64	
D20T04	20	0.40 (0.4)	600,500,20,80		243.5	
D20T10		0.85 (1.0)			483.4	
D20T20		1.80 (2.0)			885.6	

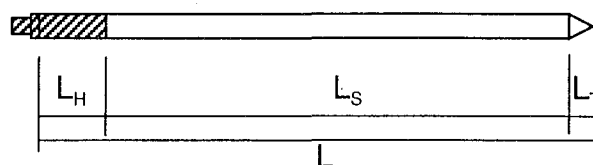




Table3.5 に実験条件を示す. なお表中の Test code につく記号 F は模型鋼管杭の破壊を目的として一方向単調杭頭水平載荷実験を実施し, 記号 C は一方向繰返し杭頭水平載荷実験であり, 載荷除荷を繰返しながら, 模型鋼管杭に水平変位を与えている. 遠心加速度比  $n$  は広範囲に設定することとし最大遠心加速度比として  $n=50$  を選択した. 既往の研究で示された浅基礎の支持力係数  $N_f$  に与える基礎寸法  $nB$  ( $B$ : 模型基礎幅) の影響を示した図では横軸を対数にとる場合が多い(例えば Tatsuoka, F. et al., 1994; 1998). したがって, 本研究のように遠心加速度比  $n$  を種々変化させた遠心力場での単杭の杭頭水平載荷実験においても, 応力レベルの違いによる単杭の水平抵抗の相違を調べるには遠心加速度比の小さなところでは, 着目する遠心加速度比の増加を小さく, 比較的大きな遠心加速度比では遠心加速度比の変化を大きく設定した方がより顕著な変化が得られることが期待できる. そこで模型杭径  $D=10\text{mm}$  については  $50G$  場 ( $nD=500\text{mm}$ ) を最大遠心加速度とし,  $25G$  ( $nD=250\text{mm}$ ),  $10G$  ( $nD=100\text{mm}$ ),  $1G$  ( $nD=10\text{mm}$ ) と定めた. また模型杭径  $D=20\text{mm}$  については modeling of models (実物スケール ( $nD$ ) の等しい模型寸法 ( $D$ ) の異なる実験) を行うことを主として実験条件を決定した. つまり  $25G$  ( $nD=500\text{mm}$ ) を最大遠心加速度とし,  $12.5G$  ( $nD=250\text{mm}$ ),  $5G$  ( $nD=100\text{mm}$ ),  $1G$  ( $nD=20\text{mm}$ ) と定めている. また金縄(1996)が実施した砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験では  $D_r=85\%$  および  $70\%$  の地盤密度に設定していたが, 両者の水平荷重-杭頭水平変位関係 ( $P_0$ - $Y_0$  関係) に与える地盤密度の差が比較的小さかったため, 密な地盤として  $D_r=85\%$ , 緩い砂地盤として  $D_r=60\%$  を選び合計 39 ケースの遠心模型実験を実施した.

Table3.5 Conditions for single pile loading tests

No	Test Code	Pile Diameter D (mm)	Pile Thickness t (mm)	Flexural Rigidity EI (Nm <sup>2</sup> )	Relative Density Dr (%)	Centrifugal Acceleration Ratio n	Load Condition
1	H0001102	10	0.2	15.5	85	1	Monotonic
2	H0001105		0.5	35.4	86	1	Monotonic
3	H0001110		1.0	53.6	84	1	Monotonic
4	H8501100		1.0	59.64	88	1	Monotonic
5	H8510102		0.2	15.22	88	10	Monotonic
6	H8510105		0.5	34.74	88	10	Monotonic
7	H0025102		0.2	15.5	85	25	Monotonic
8	H0025105		0.5	35.4	83	25	Monotonic
9	H0050102		0.2	15.5	85	50	Monotonic
10	H8550102C		0.2	15.22	88	50	Cyclic
11	H8550102F		0.2	15.22	88	50	Monotonic
12	H0050105		0.5	35.4	86	50	Monotonic
13	H8550105C		0.5	34.74	88	50	Cyclic
14	H8550105F		0.5	34.74	87	50	Monotonic
15	H0050110		1.0	53.6	87	50	Monotonic
16	H85501100		1.0	59.64	86	50	Monotonic
17	H8550110F		1.0	59.64	87	50	Monotonic
18	H8505204	20	0.4	243.5	87	5	Monotonic
19	H8512204		0.4	243.5	87	12.5	Monotonic
20	H8525204F		0.4	243.5	88	25	Monotonic
21	H8525210F		0.85	483.4	88	25	Monotonic
22	H8525220F		1.80	885.6	88	25	Monotonic
1	H6001102	10	0.2	15.22	62	1	Monotonic
2	H6001105		0.5	34.74	60	1	Monotonic
3	H6010102		0.2	15.22	59	10	Monotonic
4	H6010105		0.5	34.74	63	10	Monotonic
5	H6025102		0.2	15.22	60	25	Monotonic
6	H6025105		0.5	34.74	61	25	Monotonic
7	H6050102C		0.2	15.22	60	50	Cyclic
8	H6050102F		0.2	15.22	60	50	Monotonic
9	H6050105C		0.5	34.74	60	50	Cyclic
10	H6050105F		0.5	34.74	60	50	Monotonic
11	H6050110C		0.85	483.4	60	50	Cyclic
12	H6050110F		0.85	483.4	60	50	Monotonic
13	H6005204	20	0.4	243.5	62	5	Monotonic
14	H6012204		0.4	243.5	60	12.5	Monotonic
15	H6025204F		0.4	243.5	61	25	Monotonic
16	H6025210F		0.85	483.4	60	25	Monotonic
17	H6025220		1.80	885.6	61	25	Monotonic

(1) 実験方法

模型杭は外径 D=10mm および 20mm のステンレス鋼管から成り、肉厚 t=0.2mm(0.4), 0.5(0.85)mm, 1.0mm(1.80)の曲げ剛性の異なる全 6 種の模型鋼管杭を用いた。それぞれ括弧内に記述した値は D=20mm の模型鋼管杭の肉厚および曲げ剛性である。載荷時に杭体に生じる曲げ歪みを測定するため、1カ所につき 2 枚の歪みゲージ(共和 KFG-2-350-C1-16)

を深さ方向に 11 カ所( $D=20\text{mm}$ , 16 カ所)を鋼管内面に貼付し、載荷点から地盤表面までの杭頭部には、曲げによるたわみを極力小さくするために真鍮を埋め込み、杭頭部の曲げ剛性を向上させた。これを根入れ長  $L$  が  $260(520)\text{mm}$  となるよう剛性容器内の所定の位置 (Fig.3.20(a)(b), Photo3.9(a)(b))にセットし、空中落下法で所定の層厚になるまで豊浦砂(含水比  $w=0.2\%$ )をポアリングさせ、模型地盤を作製した。砂地盤の相対密度のコントロールについては、岡本ら(1998)が行った模型砂地盤作製方法に習って、サンドホッパー内の落下穴の径および落下高さを変化させることにより行っている。本研究においても、作製後の模型砂地盤に外乱を与えることを避けるため、模型地盤は遠心ピット内で作製する手順をとり、模型地盤毎のばらつきを極力避け、同一の作製方法を遵守した。これによって模型地盤毎のばらつきを極力小さくすることにより、同一地盤密度条件で、他の各種条件( $n$ ,  $D$ , 載荷方法)を変化させた実験結果の解釈が容易となる。模型地盤作製後、模型地盤の重量および体積を計測し相対密度を算定し、所定の相対密度であることを確認した。その後 Fig.3.18(b), Photo3.10 に示すシステムを組み上げた。遠心加速度を上昇させ所定の遠心加速度に到達した後、剛性容器に取り付けた電動ジャッキ(Photo.3.11)で載荷高さ  $dh=35(70)\text{mm}$  の点に毎分  $0.1D$  の載荷速度で杭体に生じる歪みが約  $1000\mu$ となるまで水平変位を Photo3.14 に示す載荷板で付与した。載荷中、載荷点の水平変位  $Y_0$  はポテンシャル式変位計(データインストルメント社: Fig.3.22, Photo3.15)で、載荷点の杭の回転角は 2 つのレーザー変位計(キーエンス LB-01: Fig.3.21, Photo3.12)で、杭頭水平反力はロードセル(共和 LU-20KSB34D: Photo3.13)でそれぞれ計測した。なお、杭体の破壊まで載荷するケースについては杭頭に  $1D$  の水平変位を付与した。また、載荷、除荷、再載荷を繰返し与えるケースについては最大先行水平変位  $Y_{0pre}$  が杭径  $D$  の 2, 5, 10, 20, 40, 80%に達した時点で除荷を行い、水平荷重  $P_0$  がゼロになった時点で再び再載荷を行った。

### (3) サンドホッパーの基本性能に関するキャリブレーション試験

砂地盤の作製法には様々な方法が存在するが、空中落下法が最も一般的な手法である。空中落下法で砂地盤を作製する際に使用する器具を通常サンドホッパーと呼ぶ。サンドホッパーは多くの機関で用いられているものの、採用されている形状や寸法にそれぞれ差異があり、それぞれの基本性能は異なってくる(JGS Domestic Committee of TC2, 1998a)。また本研究のように模型砂地盤を用いてパラメトリックスタディーを行う場合、地盤の鉛直、水平両方向の均一性、地盤強度の再現性の確保は重要な課題となるが、手法によっては人為的誤差が容易に関与する場合もあり、事前にこれらを検討しておくことは、実験の精度等を考える上での重要な情報となる。

本研究では使用するサンドホッパーの基本性能に関するキャリブレーション試験を行い、相対密度のばらつきの評価を行った。これは所定の相対密度の砂地盤を作製するためのサンドホッパーの使用条件を明確にし、これを確立させるための試験である。なお、ここで述べる一連の試験は Int. Conf. on Centrifuge 98 (IS-Toko'98)において JGS Domestic Committee of TC2 の「遠心模型実験用砂地盤に関する一斉試験」要領に則り、実施した。

シングルサンドホッパー (Fig.3.23(a), Photo.3.16)を用いて空中落下法によって模型地盤を作製した。ホッパーは試料を搭載するタンク部と、試料を所定の位置に落下させるためのホース部から成る。タンク下部のホースとの継ぎ目に、円孔の空けられている板を配し、この円孔径を変動させることによって、単位時間当たりの試料の落下量を調整する。ホース先端には呼び寸法  $5\text{mm}$  の金網スリットが取り付けられており (Photo3.17), ホース内を落下してきた試料を模型容器内に拡散させる。通常は、このホース先端のスリットと地盤表面の距離を  $300\text{mm}$  に保

ち、落下高さを常に一定とする。試料落下中はホース先端を適宜移動させ、試料の堆積がなるべく水平になるようにした。

**Fig.3.23(b)**に単位時間当たりの豊浦砂の落下量、およびそれによって作製される供試体試料の相対密度と円孔径の関係を示す。相対密度は円形の CBR 容器(D=149.8mm, H=175.2mm)に降砂させることによって計測した。円孔径が大きくなるにつれて、単位時間当たりの試料落下量は増大し、作製される地盤の相対密度は低下することがわかる。また円孔径が小さな場合は、試料落下量、供試体の相対密度はそのばらつきが比較的小さくなっているが、円孔径が大きくなるにつれて、ばらつきの度合いが大きくなっていく。この条件によって作製された供試体の相対密度は 60%~90%程度の範囲で緩い~かなり密の比較的広範な密度の地盤を作製できることがわかる。**Fig.3.23(c)**に落下高さと作製される地盤の相対密度の関係を示す。ここで使用した円孔径は **Fig.3.23(b)**の○で示した落下高さ 300mm において相対密度が 60%, 85%となるものである。本研究の遠心力場内で実施した単杭の杭頭水平載荷実験、および第 4 章で説明する分割杭の水平載荷実験で使用した模型地盤はこれらの条件で作製している。落下高さが大きくなるにつれて、作製される供試体の相対密度が大きくなるという結果が得られた。これはホース先端のスリットによる試料の拡散の影響があると考えられる。つまり、供試体表面とスリットの距離が離れるほど、試料の拡散領域が拡大し、地盤表面における単位面積当たりの試料の落下量が減少する。特に単位時間当たりの試料の落下量が多いものほどこの影響を受けやすく、これが一分間あたり 8.21kg のものでは落下高さ 100mm の変動で相対密度において約 10%ほどの変化をもたらしている。したがって模型地盤を所定の相対密度に作製する場合、落下高さの正確なコントロールが要求されることになる。このキャリブレーション試験は豊浦砂を用いて実施したものであり、平均粒径や比重がこれと異なる別の試料に対して空中落下法を用いる場合、ここで得られているホッパーの基本的性能は応用出来るが、作製される地盤の相対密度は明らかに別のものとなるため、事前の入念なチェックが必要である。

### 3.3.3 模型地盤の物理特性および力学特性のばらつき

#### (1) 相対密度のばらつきについて

**Table3.5** に示す単杭の杭頭水平載荷実験および **Table4.2** に示す分割杭の水平載荷実験で作製したすべての模型砂地盤の測定相対密度の頻度分布を **Fig.3.24(a)(b)**に示す。模型地盤は目標相対密度 60%を 40 sample, 目標相対密度 85%を 50 sample 作製した。目標相対密度  $D_r=85\%$ については平均相対密度  $D_r=86.7\%$ , 変動係数  $COV(D_r)=10.7\%$ , 標準偏差  $\sigma=2.12\%$ となり、目標相対密度  $D_r=60\%$ については平均相対密度  $D_r=60.5\%$ , 変動係数  $COV(D_r)=12.9\%$ , 標準偏差  $\sigma=2.30\%$ となった。サンドホッパーを用いて作製した砂地盤の地盤強度のばらつきを調べた研究(岡本ら,1998; JGS Domestic Committee on TC2 & 18 Int. Collaborators,1998)によると、同一の作製方法を用いた場合、相対密度が  $\pm 2.5\%$ の範囲内では模型地盤の力学特性は測定相対密度  $D_r$  の変動を受けずほぼ同一の地盤強度をなし、計測相対密度の差は相対密度の算出のための土層重量、体積計測誤差の影響であるとの結論を得ている。本研究では相対密度の最大値および最小値の範囲は  $D_r=85 \pm 5\%$ ,  $60 \pm 5\%$ 程度と広いものの、標準偏差  $\sigma$ は 2~3%と小さく、平均値を中心に狭い範囲で計測相対密度が分布した。

今、土層重量を  $W$ , 土層断面積を  $A$ , 土粒子の比重  $G_s$ , 土層の高さを  $H$  とすると、土層の相対密度  $D_r$  は以下で計算される。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.22)$$

$$= \frac{1}{e_{\max} - e_{\min}} \left\{ e_{\max} - \left( \frac{G_s \gamma_w H A}{W} - 1 \right) \right\}$$

式(3.22)において、層厚 H および重量 W で全微分をとると、

$$dD_r = \frac{1}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot \frac{G_s \gamma_w A}{W^2} (-WdH + HdW) \quad (3.23)$$

となる。本研究では土層断面積  $A=300 \times 400 \text{mm}$ 、平均的な土層重量は  $D_r=85\%$  で  $W=944.7 \text{N}$ 、 $D_r=60\%$  で  $W=896.0 \text{N}$  であり、土層の層厚  $H=540 \text{mm}$  である。使用した秤の最小計測量は  $dW=5 \text{g}$ 、表面の整形不良による層厚の誤差は最大  $dH=2 \text{mm}$  とすると  $D_r=85\%$  で  $dD_r=1.7\%$ 、 $D_r=60\%$  で  $dD_r=1.8\%$  の計測誤差が生じることとなる。式(3.23)中の第 1 項および第 2 項を比較すると、それぞれの絶対値は第 1 項が第 2 項より大きいことから計測相対密度のばらつきは地盤表面の凹凸による体積計測誤差の影響が重量計測誤差の影響より大きいことは明らかである。

サンドホッパーを用いて作製した模型砂地盤の平面的な地盤の一様性を確認するために、水平面内における密度分布の測定を行った。目標地盤密度は 60, 85% とし、使用した小型のプラスチックモールド(直径 30mm, 高さ 49mm)を直径 455mm, 高さ 400mm の剛性円形容器の底面に配置し(Fig.3.25)、これに試料を降らせ、各モールド内の試料の重量および体積の計測から測定相対密度を求めた。ホッパーの落下口は約 10 秒間で容器の最外縁を一周する速度(150mm/sec)で、螺旋を描くような軌道で移動させた。Fig.3.26 に各点で計測された相対密度を、容器壁面からの距離に対してプロットした図を示す。図中の実線は目標相対密度を、点線はキャリブレーション試験で計測された最大・最小の相対密度を示している。各三回の試験を実施したが、いずれの場合も容器壁面に近づくにつれ、地盤の相対密度は低下する傾向が現れており、容器壁面直近では、目標値よりも明らかに小さな相対密度となっている。その一方で、それぞれの試験結果を容器中央で頂点を持つような放物線で近似して得られた面積平均から求めた模型地盤全体での平均的な相対密度は各々 53~62%, 82~86% となり目標値とそれほど差のない結果となった。この様に水平方向に密度分布が生じてしまった原因として、容器壁面の影響が挙げられる。壁面近傍をホッパー先端が通過する際に、拡散した試料が壁面に衝突してそのまま下方に、流れ落ちるといった現象が起こる。このため壁面直近では地表面における試料の落下量が増加し、この領域での密度が低下すると考えられる。

## (2) コーン貫入抵抗のばらつきについて

単杭の p-y 関係に及ぼす地盤の相対密度、杭径、深さの影響を調べるためには、水平載荷実験毎の模型地盤の同一性は必要不可欠である。このことから空中落下法で作製した模型地盤の地盤強度のばらつきを調べることは重要である。したがって、サンドポッパーにより作製した模型砂地盤の強度・変形特性を調べることを目的にコーン貫入試験を実施し模型地盤毎のコーン抵抗  $q_c$  のばらつきを調べた。

コーン貫入システム(Fig.3.27(b))は、先端荷重を独立に測定可能なコーンおよび in-flight で水平面内の任意位置での貫入が行える貫入ジャッキから成る。Fig.3.27(a), Photo.3.18 に示す

コーンは外径 10mm, 先端角 60deg., 先端ロードセル 5kN の容量を有する. 貫入ジャッキ (Fig.3.28, Photo.3.20(a)(b))には, 水平・鉛直独立に AC100V のモータが備わり, それぞれジャッキ部を介してコーンの鉛直移動, 水平移動を in-flight で可能にしている. 最大鉛直移動距離は 185mm, 最大水平移動距離は 350mm である. 貫入速度は, 3mm/min とした. 使用した容器は Fig.3.27(b)および Photo3.19 に示す円形容器である.

目標相対密度を単杭の杭頭水平載荷実験と同様の  $D_r=85\%$  および  $D_r=60\%$  と定め, これを重力場, 30G, 60G の遠心加速度場のもとコーン貫入試験を実施した. なお,  $D_r=85\%$  の模型地盤に対しては更に詳細に遠心加速度を変化させ, 1, 20, 25, 30, 50 および 60G 場で実施した. Fig.3.29 に得られた貫入抵抗-貫入深さの関係( $q_c$ - $z$  関係)を示す. 横軸は貫入抵抗  $q_c$  を遠心加速度場内での地盤の単位体積重量  $n\gamma$  および杭径  $D$  で除し, 縦軸は貫入深さ  $z$  を杭径  $D$  で除すことによって無次元化している.  $z/D$  は深さ  $z$  での初期鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  を横軸と同様に  $n\gamma D$  で除すことにより無次元化したと考えても良い. 今コーン貫入試験の  $q_c$  を Terzaghi, K.(1943)や Meyerhof, G.G.(1951)の支持力公式での形で表すと,  $nG$  の遠心力場内で深さ  $z$  の点の支持力  $q_c(z)$  は

$$q_c(z) = \frac{n\gamma D}{2} N_\gamma + n\gamma z N_q \quad (3.24)$$

となり,  $N_\gamma$  および  $N_q$  が一定と仮定すると, 深さ  $z$  の関数となる. したがって, 両辺を  $n\gamma D$  でわることにより,

$$\frac{q_c(z)}{n\gamma D} = N_\gamma + \frac{z}{D} N_q \quad (3.25)$$

が得られ, 縦軸および横軸にそれぞれ  $z/D$ ,  $q_c/n\gamma D$  を採用することで遠心加速度比  $n$  の異なるコーン貫入抵抗  $q_c$  を比較することが可能となる. 一般的にコーン貫入抵抗は深い基礎と同様に  $N_q$  に大きく依存することが知られている(Robertson, P.K. & Campanella, R.G., 1983). このことから  $N_q$  が一定ならば, 無次元化したコーン貫入抵抗  $q_c/n\gamma D$  は  $z/D$  に対して比例すると言え, これより砂の強度である  $\phi'$  と結びつけることが可能である. Robertson, P.K. & Campanella, R.G. (1983)は過去の研究成果から砂地盤のコーン貫入抵抗  $q_c$  と  $\phi'$  および相対密度を結びつけ, コーン貫入抵抗  $q_c$  の解釈について説明を加えると共に Janbu, N. & Senneset, K. (1974) および Durgunoglu, H.T. & Mitchell, J.L.K. (1975)の提案した関係と比較し,  $\tan\phi'$  と  $N_q$  の対数が直線的に増加するほぼ同様の結果を得ている.

Fig.3.29 に示す無次元化した貫入抵抗  $q_c/n\gamma D$ -貫入深さ  $z/D$  より貫入と共に, 貫入抵抗は増加し, 深さ  $z/D$  に対する増加割合は漸増する. しかし, ある程度貫入が進行すると直線的に増加する. この増加割合が変化する位置は遠心加速度の増加と共に浅くなっていくことがわかる. また遠心加速度の増加と共に無次元化した貫入抵抗  $q_c/n\gamma D$  は減少した. Fig.3.30(a)-1, (a)-2, (b)には初期鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  および貫入抵抗  $q_c$  の関係を示した.  $D_r=85\%$  では遠心加速度の上昇と共に同一初期鉛直応力での貫入抵抗  $q_c$  は低下し, 応力レベルによる寸法効果の影響が顕著に見られる. しかしながら,  $D_r=60\%$  ではこの影響は小さく, 同一  $\sigma_{v0}'$  でのコーン貫入抵抗  $q_c$  の遠心加速度比  $n$  による差はほとんどない.

$z/D=5, 10$  および  $15$  における貫入抵抗  $q_c/n\gamma D$  とそれら  $q_c/n\gamma D$  の変動係数  $COV_{q_c/n\gamma D}$  を深さ  $z/D$  に対してプロットした図を Fig.3.31(a)~(f)に示す.  $\circ \triangle \square$  は計測されたコーン貫入抵抗  $q_c/n\gamma D$  であり,  $\bullet$  が各同一深さにおける計測コーン貫入抵抗の変動係数  $COV_{q_c/n\gamma D}$  である. ま

た、図中には計測された模型地盤の相対密度  $D_r$  の変動係数  $COV_{D_r}$  についても示した。これより相対密度  $D_r=85\%$  の貫入抵抗のばらつきは相対密度  $60\%$  のそれよりより小さく、遠心加速度の増加と共にこのばらつきは小さくなり、相対密度  $D_r=85\%$ 、遠心加速度  $60G$ 、深さ  $z/D=15$  で変動係数  $COV_{q_c/nD}$  が  $2\%$  程度となった。これは地盤の(1)目標相対密度による差(目標相対密度の高い模型地盤の方が土粒子骨格が安定している。)の他に(2)地盤の破壊メカニズムの違いにより生ずるものと考えられる。つまり、十分貫入された比較的応力レベルが高い場所では、砂は圧縮し初期の地盤内の構造的ばらつきが小さくなり、ほぼ同一の変動係数を有するコーン抵抗  $q_c$  を得ることができる。しかしながら浅く応力レベルが小さな所では、砂は十分圧縮されず初期の地盤内の構造的ばらつきの影響によりコーン抵抗  $q_c$  の変動係数は深いところのそれより大きくなったものと考察できる。

### (3) 遠心加速度上昇時の模型地盤の沈下性状の相違について

これまでシングルホッパーによる空中落下法で作製された模型地盤の相対密度のばらつきおよび別途行ったコーン貫入試験による地盤強度のばらつきについて調べてきた。ここでは作製された模型地盤毎の遠心加速度上昇時の模型地盤の沈下性状の相違を調べた。対象とした模型地盤は沈下計測用ポテンシャルメータの数を複数配置した第4章で説明する分割杭の水平載荷実験用模型地盤である(Table 4.2)。遠心加速度比  $n$  に対して沈下量  $s$  をプロットした図を Fig.3.32 および Fig.3.33 に  $D_r=85\%$ 、 $60\%$  で分けて示した。遠心加速度の上昇と共に急激に沈下が生じ、その増加率は徐々に小さくなる。地盤内の3点にポテンシャルメータを配したが、沈下量の差はほとんど見られない。Fig.3.34(a)(b)には各模型地盤の代表値として模型地盤中央の点での沈下量と遠心加速度比の関係を示した。これより模型地盤毎の差は見られず、ほぼ同一の沈下量  $s$ -遠心加速度比  $n$  の関係が得られていることから本研究で作製された模型地盤は、地盤の相対密度毎にほぼ同一の模型地盤が作製されていると解釈できる。

では遠心加速度上昇時の沈下によって生じる相対密度の変化は、どの程度であろうか？これは式(3.23)において  $dW=0$  とすることにより以下の式で計算できる。

$$\delta D_r = \frac{1}{e_{\max} - e_{\min}} \left( - \frac{G_s \gamma_w A \delta H}{W} \right)$$

これより  $D_r=85\%$  では遠心加速度  $25G$  到達時に、約  $1\text{mm}$  の沈下量( $A=299.5 \times 373\text{mm}$ ,  $G_s=2.645$ ,  $W=931\text{N}$ )が生じることから、相対密度の変化  $\delta D_r$  にして約  $1\%$ 、一方  $D_r=60\%$  では遠心加速度  $25G$  到達時に約  $1.5\text{mm}$  の沈下量( $A=299.5 \times 373\text{mm}$ ,  $G_s=2.645$ ,  $W=892\text{N}$ )が生じることから、相対密度の変化  $\delta D_r$  にして約  $1.5\%$  変化することとなり、これらの値は地盤作製時の模型地盤の重量、寸法計測による相対密度のばらつきと比較して非常に小さいことがわかる。

このように目標相対密度を一定としたシングルホッパーによる地盤作製法では、以下の点が明らかとなった。

(1)同一の作製方法を用いた場合、測定相対密度が  $\pm 2.5\%$  の範囲内では目標相対密度に対して  $1\sigma$  の範囲にあり、模型地盤の力学特性は相対密度  $D_r$  の変動を受けずほぼ同一の地盤強度をなし、計測相対密度の差は相対密度の算出のための土層重量、体積計測誤差の影響である。

(2)ただし、目標相対密度の高い模型地盤の強度のばらつきは、目標相対密度の小さいもの

と比較して小さい。

(3)遠心加速度上昇時の模型地盤の沈下による相対密度の変化は地盤作製時の模型地盤の相対密度のばらつきと比較して小さい。

(4)同一目標相対密度, 同一遠心加速度比および同一深さでのコーン貫入抵抗  $q_c$  のばらつきは地盤の破壊メカニズムの違いによるところが大きく, 比較的応力レベルの高い十分貫入した場所で得られるコーン貫入抵抗-貫入深さ関係( $q_c$ - $z$  関係)は, 貫入量に対して直線的に増加し, このばらつきは非常に小さい。

### 3.3.4 単杭の水平荷重-杭頭水平変位関係の再現性

遠心力場で小型模型実験をすることにより, 土の自重応力を増大させ実物レベルに近い土の自重応力場で小型模型実験を行うことが可能となる。本項では, 遠心力場における単杭の杭頭水平載荷実験から得られた杭頭荷重-杭頭水平変位関係( $P_0$ - $Y_0$  関係)の再現性の確認と地盤密度  $D_r$ , 杭径  $D$  の影響を調べた。

**Fig.3.35**, **Fig.3.36** および **Fig.3.37** は模型地盤の目標相対密度  $D_r$ , 杭径  $D$  および遠心加速度比  $n$  毎に  $P_0$ - $Y_0$  関係を比較したものである。なお, 横軸に示す杭頭水平変位  $Y_0$  は杭径  $D$  で除している。肉厚  $t$  の違いにより同一水平変位における杭頭水平荷重  $P_0$  は増加し, また与えた遠心加速度比  $n$  の増加と共に  $P_0$  は増加している様子がわかる。**Fig.3.35(d)** および **Fig.3.36(d)** には同一条件で複数回行った杭頭水平載荷実験の  $P_0$ - $Y_0$  関係も示した。これらはほぼ同一の  $P_0$ - $Y_0$  関係となっており高い再現性が確認できる。これより正確な模型地盤作製および模型杭の設置の後, 遠心力場で杭頭水平載荷実験が実施されたことが確認できた。

### 3.3.5 modeling of models

砂地盤を対象とした遠心模型実験では, 粒子寸法効果(Particle size effect)が実験結果に影響を与えることが知られている(Tatsuoka, F. et al., 1984; 1998; 龍岡, 1989)。ここでは, 粒子寸法効果をj確認する1つの手法として模型寸法の異なる同一 Prototype スケールの遠心模型実験(modeling of models)の比較を試みた。つまり, 粒子寸法の影響が小さければ, 結果として得られる杭頭水平荷重-杭頭水平変位関係( $P_0$ - $Y_0$  関係), 曲げモーメント分布のすべての挙動は実物換算により, ほぼ同一の結果を得ることとなる。反対に粒子寸法の影響が大きければ, 実物スケール換算で得た杭頭水平荷重-杭頭水平変位関係( $P_0$ - $Y_0$  関係), 曲げモーメント分布は一致せず, 模型寸法の小さい方が同一実物換算変形時の杭頭水平荷重  $P_0$  および曲げモーメントは大きくなることが知られている。

#### (1) 荷重-変位曲線

**Fig.3.38(a)(b)(c)(d)** および **Fig.3.39(a)(b)(c)(d)(e)** には実物寸法に換算した  $P_0$ - $Y_0$  関係を示した。なお, 矢印で示された位置は鋼管製単杭内部に配置された歪みゲージの曲げ歪み  $\epsilon$  が  $1000\mu$  に達した位置である。矢印が図中に入らないものは,  $1000\mu$  に達した時点で除荷を行っており,  $1000\mu$  には達していない。これより同一実物寸法で単杭の降伏が生じる点までの  $P_0$ - $Y_0$  関係はほぼ同一の結果となり, 粒子寸法の影響は小さいことが理解できる。本実験では最小杭径  $D=10\text{mm}$ , 豊浦砂の  $D_{50}$  は  $0.19\text{mm}$  であることから  $D/D_{50}=52$  であり粒子寸法と比較して模型杭寸法は比較的小さい。しかしながら, 浅基礎の支持力実験のように滑り線が明確な問題と異なり, この種の問題では杭周りの滑り線が不明確であることから粒子寸法の影響は小さくなったものと考えられる。この結果は Terashi, M. et al. (1989) らの結果を支持するものとなった。



一方、杭を破壊まで至らしめたケースでは異なる結果が得られた。つまり、比較的肉厚比  $t/D$  が大きなケースである **Fig.3.38(d)**( $D_r=85\%$ ,  $t/D=0.1$ )および **Fig.3.39(d)**( $D_r=60\%$ ,  $t/D=0.05$ )では  $P_0$ - $Y_0$  関係に差は見られなかったものの、 $t/D$  の小さなケースである **Fig.3.38(c)**( $D_r=85\%$ ,  $t/D=0.02$ )および **Fig.3.39(c)**( $D_r=60\%$ ,  $t/D=0.02$ )では模型鋼管杭の降伏後、肉厚  $t$  の小さな方 ( $t=0.2\text{mm}$ )が同一杭頭水平変位  $Y_0/D$  に対して水平荷重  $P_0$  が著しく低下した。第2章で示した鋼管製模型杭の曲げ破壊試験では  $D=10\text{mm}, t=0.2\text{mm}$  および  $D=20\text{mm}, t=0.4\text{mm}$  の場合、載荷点で局部座屈破壊が生じ、他の載荷試験と同様の結果が得られなかった。この結果と同様に  $D=10\text{mm}, t=0.2\text{mm}$  および  $D=20\text{mm}, t=0.4\text{mm}$  の模型鋼管杭の杭頭水平載荷実験では曲げ破壊に至る過程で局所座屈破壊が(**Fig.3.38(c)**と **Fig.3.39(c)**)が生じ、水平荷重の増加割合が低下したものと考察できる。

## (2) 杭体の曲げ変形

**Fig.3.40(a)(b)(c)**および **Fig.3.41(a)(b)(c)**に実物換算した曲げモーメント分布を示す。 $P_0$ - $Y_0$  関係と同様に modeling of models において杭体が降伏するまではほぼ同一の曲げモーメント分布が得られている。先に指摘した **Fig.3.40(b)**に示す H8550102F( $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ , 50G)と H8525204F( $D_r=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $t=0.4\text{mm}$ , 25G)および **Fig.3.41(b)**に示す H6050102F( $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ , 50G), H6025204F( $D_r=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $t=0.4\text{mm}$ , 25G)では杭体の降伏以降、同一杭頭水平変位  $Y_0/D$  に対する曲げモーメント分布に違いが生じている。両者の曲げモーメント分布と共に曲げ歪み分布を **Fig.3.42(a)(b)**に示した。図中には降伏モーメント  $M_y$  についても破線で示している。**Fig.3.42(a)**に示す H8550102F( $D_r=85\%$ , 50G,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ )では曲げ歪みが  $Y_0/D > 0.8$  で  $8000\mu$ に到達し、この位置で局所的に歪みが増加しているが、H8525204F( $D_r=85\%$ , 25G,  $D=20\text{mm}$ ,  $t=0.4\text{mm}$ )では H8550102 程顕著でない。**Fig.3.42(b)**に示す  $D_r=60\%$ についても同様であるが、最終載荷変位量が小さかったため、**Fig.3.42(a)**ほど顕著な曲げひずみ分布の差は見られなかった。

### 3.3.6 単杭の水平抵抗に及ぼす載荷方法および地盤と杭の剛性比の影響

#### (1) 荷重—変位曲線

「第3章 3.2 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験」では最大水平荷重作用時の水平変位を包絡した  $P_0$ - $Y_0$  関係は繰返しの影響を受けにくいとの結果が得られた。そこで、遠心力場内で載荷・除荷・再載荷を繰返し杭頭に与えた繰返し杭頭水平載荷実験と一方向単調杭頭水平載荷実験の比較を試みた。**Fig.3.43(a)(b)(c)**および **Fig.3.44(a)(b)(c)**に同一地盤条件、同一杭条件毎に  $P_0$ - $Y_0$  関係を示した。除荷は杭頭水平変位  $Y_0$  が杭径  $D$  の 2, 5, 10, 20, 40 および 80%に達した時実施し、水平荷重がゼロになった時点で再載荷に移り、次の除荷段階まで水平荷重  $P_0$ を加えた。これらの図より各  $P_0$ - $Y_0$  曲線の包絡線はほぼ同一となり、「第3章 3.2 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験」で得られた重力場での単杭の水平載荷実験結果を支持するものとなった。

**Fig.3.45(a)(b)(c)**および **Fig.3.46(a)(b)(c)**に同一杭条件毎の遠心加速度比  $n$  の相違による  $P_0$ - $Y_0$  関係の違いを示した。 $P_0$ - $Y_0$  関係の非線形性は載荷点水平変位の比較的小さな初期部から現れ、この傾向は同一の剛性を有する杭では、遠心加速度比  $n$  の小さい方が顕著となっている。

## (2) 杭体の曲げ変形

$\beta L$  は単杭の水平抵抗挙動を支配する無次元量であることは前にも述べた(式(1.1)参照). ここでは  $P_0$ - $Y_0$  関係の初期の傾きから初期 $\beta L$  である $(\beta L)_0$  を求め曲げモーメントの最大位置  $z_m$  との関係性を求めた. **Fig.3.47(a)**に示すように Chang, Y.L.(1937)によると $\beta L = \text{const.}$ の場合, 得られる  $P_0$ - $Y_0$  関係は直線となる. そこで各杭頭水平載荷実験の  $P_0$ - $Y_0$  関係の初期の傾きから $(\beta L)_0$  を求め, これを実験より得られた最大曲げ歪み位置  $z_m/D$  (つまり, 歪みゲージの位置) に対してプロットした図を **Fig.3.47(b)**に示す.  $(\beta L)_0$  の増加, つまり長い杭になるにしたがって杭長  $L$  に対する最大曲げモーメントの位置  $z_m/L$  は浅くなる様子がわかる. 図には Chang, Y.L.(1937)による方法から得られた $\beta L$  と  $z_m/L$  の関係性を示した. Chang による方法では一様な地盤反力係数  $k_h$  を仮定しているために, 深さ方向に地盤の剛性が増加するような砂地盤の場合, 同一の $\beta L$  であっても若干深い位置に最大曲げモーメントが生じる. また最大曲げモーメントの位置は載荷に伴う地盤の降伏領域の拡大により深部に移行することも, 実験結果から得られた最大曲げモーメントの位置が Chang よりも深くなった理由と考えられる.

**Fig.3.48(a)~(k)**には杭の破壊まで至らしめたケースについて曲げモーメント分布および曲げ歪み分布を示した. **Photo.3.21(a)~(k)**は模型鋼管杭の破壊状況を写真で示したものである. 降伏曲げモーメント  $M_y$  を超えた場合, 曲げ歪み $\epsilon$ から曲げモーメントの計算には「第2章 2.4.3 曲げ変形および曲げ破壊特性」で得られた曲げモーメント-曲げ歪み-曲率関係( $M$ - $\epsilon$ - $\varphi$  関係)を用いた. 図中に計算より得られた降伏曲げモーメント  $M_y$  および全塑性曲げモーメント  $M_p$  も記している. 各曲げモーメント分布, 曲げ歪み分布共に, 水平変位の増大に伴い曲げモーメントおよび曲げ歪みは増加し, その最大値の位置は深くなる. また  $D_r=60\%$ の方が地盤の剛性が  $D_r=85\%$ のそれより小さく, より深い位置に最大曲げモーメントが生じる. 局部座屈が生じない場合, 全塑性モーメント  $M_p$  を超えても歪み軟化することなく曲げモーメントは増加し続けることから, 鋼管杭は非常に高い変形性能を有すると言える. なお,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $D=10\text{mm}$  の模型杭については, 載荷実験終了後座屈が生じたと思われる箇所を指で触ってようやく確認できる小さな凹座屈が載荷点面と反対の面に生じていることを確認した. 一方,  $t=0.4\text{mm}$ ,  $D=20\text{mm}$  については杭径に比べて杭頭水平変位が小さく, 座屈の様子を目で確認できるほど歪みの局所化は進行していなかった.

**Fig.3.49(a)(b)**に実物スケールにより最大曲げモーメント(最大歪み)の位置, 目視により確認した杭の破壊位置と模型杭の肉厚の関係性を示した. 換算杭径  $nD$  はすべて  $500\text{mm}$  である.  $D_r=85\%$ ,  $t_p=50\text{mm}$  で若干のばらつきはあるものの, 杭の肉厚  $t_p$  の増加にしたがい最大曲げモーメント位置と破壊位置は深くなり, この両者の傾向はほぼ同一となった. 以上の結果を確認するため **Fig.3.50** に載荷実験終了後計測した模型杭の破壊位置  $z_y$  と曲げモーメント(歪み)分布より求めた最大曲げモーメントの位置  $z_m$  の関係性を示す. これより両者はほぼ一致することが伺える.

## (3) 残留変位

**Fig.3.51** に遠心力場で実施した一方向繰返し杭頭水平載荷実験における残留変位  $Y_{or}/D$  と先行水平変位  $Y_{oprc}/D$  の関係性を示した. 重力場で実施した一方向繰返し杭頭水平載荷実験から得られた同様の図(**Fig.3.15(a)**)では, 残留変位  $Y_{or}/D$  が急増する点が得られた. 同様に **Fig.3.51** より残留変位の急増点を確認でき,  $Y_{oprc}/D$  で  $9\%$ 程度で最大先行水平変位に対して残留変位  $Y_{or}$  が急増した. 一般的に地盤剛性の違いだけに着目すれば, 相対密度の高い地

盤の杭基礎の残留変位は小さくなり、逆に相対密度の低い地盤の杭基礎の残留変位は大きくなると推察されるが、残留変位の急増点の位置に与える相対密度の影響は確認できなかった。

#### (4) 周辺地盤の変形

**Photo.3.22(a)(b)(c)(d)**に杭頭水平載荷実験終了時の杭頭周辺の地盤の変形の様子を示す。写真で得られる地盤の変形および単杭の変位は残留変位である。すべての載荷実験終了時には杭前面で砂が盛り上がり、杭背面で杭の移動によりくぼみができあがった。模型杭は前面に倒れ込みながら載荷方向に曲がっている。本研究では載荷方向前面および背面では杭より1D程度で地盤の変形は収束し、載荷方向に対して直角方向ではほとんど地盤の変形は小さく確認不可能であった。また杭周りの地盤の滑り線についても明確に確認できなかった。これを簡単な模式図にしたのが **Fig.3.52** である。単杭の杭頭水平載荷実験では、杭頭周辺の地盤の変形が卓越するモードとなるため、 $P_0$ - $Y_0$  関係に与える杭頭周辺の地盤の乱れの影響が大きいことが予想され、地盤表面にメッシュを描き地盤表面の変形を計測することは行わなかった。

### 3.4 まとめ

本章では、重力場で鋼管製模型杭の一方単調杭頭水平載荷実験、繰返し杭頭水平載荷実験および正負交番繰返し杭頭水平載荷実験を行い載荷方法の違いが単杭の水平抵抗に及ぼす影響について調べた。また遠心力場の模型地盤の作製方法に用いたシングルホッパーによる地盤作製方法の模型地盤の相対密度、地盤強度に及ぼす影響について調べ、更に遠心力場内での種々の単杭と地盤の剛性比を変化させた単杭の杭頭水平載荷実験を行い、載荷方法、模型鋼管杭の破壊が杭基礎の耐力および変形性能に与える影響を調べ以下の結論を得た。

- 変位制御による単杭の繰返し杭頭水平載荷実験では、同一水平変位の繰返しにより水平荷重の低下が見られるが、この荷重低下は水平荷重-杭頭水平変位関係がほぼ直線的に増加する領域(本実験では  $0.05D$  となった)では、この水平荷重( $P_0$ :杭基礎の水平抵抗)の低下は比較的小さく、これを超えると大きくなる。
- 繰返し回数に応じて同一水平変位時の水平荷重は低下するが、この低下割合は1回目の除荷・再載荷過程で最も大きく低下し、2回目3回目と繰返しを重ねることで徐々に小さくなった。同一水平変位量での繰返しによる水平荷重の低下の影響は大きいものの、更に水平変位を増加させることにより水平荷重は復帰し、最大水平荷重作用時の水平変位を結んだ、つまり  $P_0$ - $Y_0$  関係の包絡線は3者(一方単調杭頭水平載荷実験、繰返し杭頭水平載荷実験および正負交番繰返し杭頭水平載荷実験)の載荷方法で大きな差はなく、 $Y_0/D=1.0$  時の水平荷重にして最大12%程度の差が生じた。
- $P_0$ - $Y_0$  曲線と同様に杭体が線形範囲では曲げ歪み分布に与える繰返しの影響は小さく、これを超えると繰返し水平載荷実験での曲げ歪み分布が単調水平載荷実験のそれより大きくなり、模型鋼管杭の損傷の程度が大きくなることがわかる。しかしながら、最大曲げモーメントが生じる位置はほとんど変化しない。
- 同一の作製方法を用いた場合、測定相対密度が $\pm 2.5\%$ の範囲内では目標相対密度に

対して  $1\sigma$  の範囲にあり、模型地盤の力学特性は相対密度  $D_r$  の変動を受けずほぼ同一の地盤強度をなし、計測相対密度の差は相対密度の算出のための土層重量、体積計測誤差の影響である。ただし目標相対密度の高い模型地盤の強度のばらつきは、目標相対密度の小さいものと比較して小さくなる。

- 同一深さでの貫入抵抗  $q_c$  のばらつきは、コーン貫入時の地盤の破壊メカニズムの違いによるところが大きく、比較的応力レベルの高い十分貫入した場所で得られるコーン貫入抵抗-貫入深さ関係( $q_c$ - $z$  関係)は、貫入量に対して直線的に増加し、同一深さのコーン貫入抵抗のばらつきは非常に小さい。
- 単杭の曲げ剛性の増加、地盤密度の増加により水平力を受ける単杭の水平抵抗は増加する。
- 水平荷重の増加と共に最大曲げモーメント位置は深部に移動し、水平荷重-杭頭水平変位関係の初期の勾配より Chang(1937)の式より求めた最大曲げモーメントの位置は荷重に伴う地盤の塑性化や初期地盤反力係数が深さとともに増加することから実験結果より浅い位置に存在する。
- 本実験の範囲内で砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験では粒子寸法の影響は小さく、modeling of models で実物スケールに換算した水平荷重-載荷点水平変位関係および曲げモーメント分布にはほとんど差はない。
- 杭体の座屈による歪みの集中(局所化)が生じる肉厚比  $t/D$ ( $t$ :肉厚,  $D$ :杭径)が小さな単杭の杭頭水平載荷実験( $t/D < 1/50$ )では、急激に水平抵抗の増加割合が減少し曲げモーメントの再配分が生じた。一方、 $t/D > 1/10$  では座屈は起こらなかった。

---

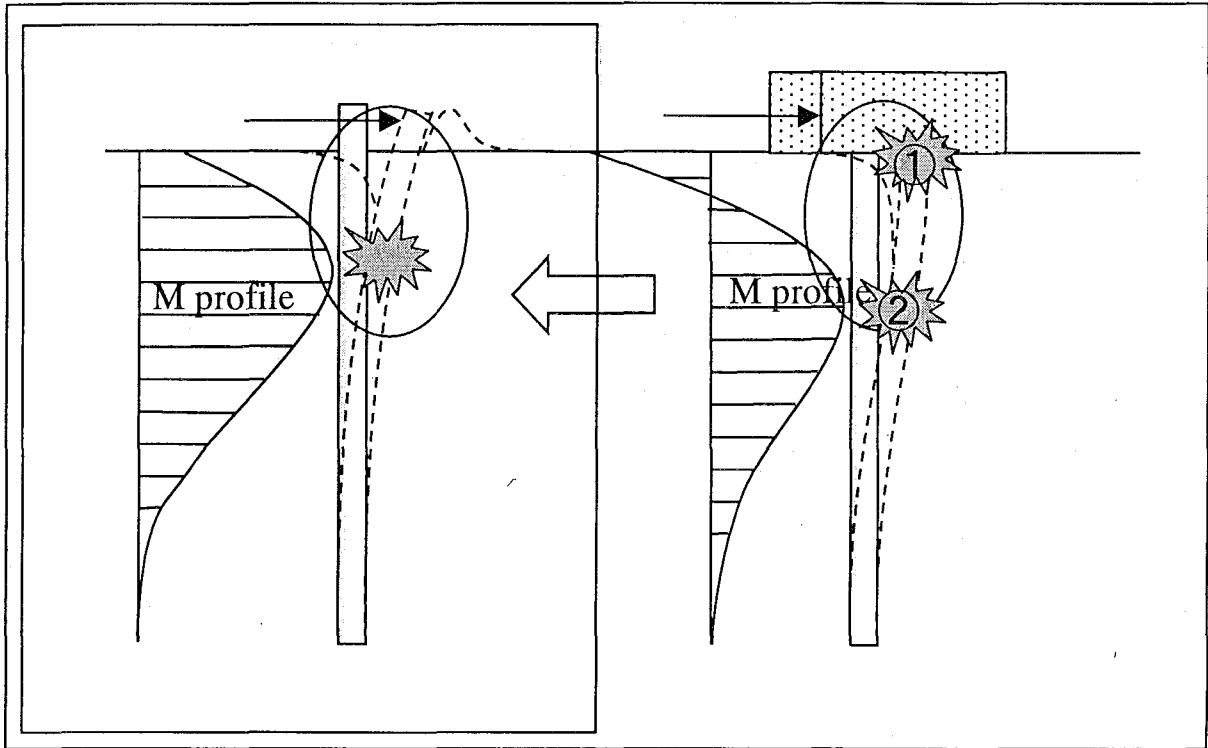
#### 【和文参考文献】

- 1) 稲田倍徳(1960): スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について, 土と基礎, Vol.8, No.1, pp.13-18.
- 2) 岡原美智夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富(1991): 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第 2919 号.
- 3) 岡本道孝, 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治(1998): シングルホッパーを用いた空中落下法による模型地盤の作製について, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, III, pp.752-753.
- 4) 金縄知樹(1996): 水平荷重を受ける単杭の挙動に関する基礎的研究, 東京工業大学修士論文.
- 5) 後藤尚男, 吉原進, 北浦勝(1971): 乾燥地盤中にある構造物基礎の水平復元力特性に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, Vol.194, pp.1-11.
- 6) 地盤工学会(1998): 地盤調査法.
- 7) 龍岡文夫(1989): 砂地盤の支持力問題におけるせん断強度, 実験値, 設計計算式の関係, 第 34 回土質工学シンポジウム「21 世紀の土質工学を考える」, pp.17-22.
- 8) 鉄道総合技術研究所(1988): 総合路盤試験装置試験準備報告書.
- 9) 鉄道総合技術研究所(1997): 鉄道構造物等設計標準・同解説, 基礎構造物・抗土圧構造物編, 丸善.
- 10) 日本道路協会(1997): 道路橋仕方書・同解説, I 共通編, IV 下部工編.
- 11) 原隆史, 伊藤昇, 市川衛, 富田聡(1999): 鋼管杭を用いる場合の許容変位量, 土木学会第 54 回年次学術講演会概要集, III, pp.860-861.
- 12) 渡部要一, 竹村次朗, 木村孟(1995): 裏込め載荷時の軟弱粘土地盤と杭基礎の相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.523/III-33, pp.111-123.

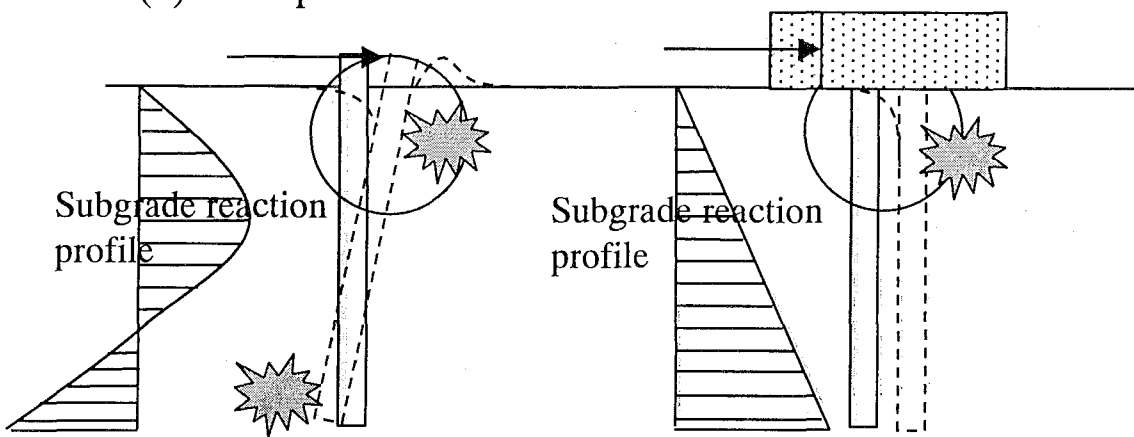
【英文参考文献】

- 1) American Petroleum Institute(1994): API recommended practice for planning and constructing fixed offshore platforms – load and resistance factor design, first edition.
- 2) Broms,B.B.(1964): Lateral resistance of piles in cohesionless soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.123-156.
- 3) Chang,Y.L.(1937): Discussion on “Lateral pile loading tests” by Feagin, Transaction, ASCE, Vol.102, pp.272-278.
- 4) Durgunoglu,H.T.&Mitchell,J.L.K.(1975): Static penetration resistance of soils: I-ANALYSIS, Proc. ASCE, Specialty Conf. on In-Situ Measurement of Soil Parameters, Raleigh, Vol.1. pp.354-368.
- 5) JGS Domestic Committee on TC2 and 18 International collaborators(1998): Tentative report of cooperative test on preparation of sand for centrifuge modelling, Int. Symp. on Cetrifuge98(IS-Tokyo'98), Tokyo.
- 6) JGS Domestic TC2(1998a): Manual of Basic Centrifuge Model Tests(Draft), Int. Conf. on centrifuge98(IS-Tokyo98), Tokyo.
- 7) JGS Domestic TC2(1998b): CD-ROM Library on Geotechnical Centrifuge, Int. Conf. on Centrifuge98(IS-Tokyo'98), Tokyo.
- 8) Janbu,N.&Senneset,K.(1974): Effective stress interpretation of In-Situ static penetration tests, Proc. of the European Symp. on Penetration Testing, ESOPT I, Stockholm, Sweden, Vol.2.2, pp.181-193.
- 9) Kimura,T.(1998): Development of geotechnical centrifuges in Japan, Proc. of Int. Conf. Centrifuge98(IS-Tokyo'98) Special Lectures and Report, pp.23-32.
- 10) Kusakabe,O.(1995): Chap.6 Foundation, Geotechnical Centrifuge Technology R.N.Taylor editer, Blackie Academic & Professional , London, pp.118-167.
- 11) Long,H.J.&Greet,V.(1994): Effects of cyclic lateral loads on piles in sand, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol.120, No.1, pp.225-245.
- 12) Meyerhof,G.G.(1951): The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, Vol.2, pp.301-332.
- 13) Ovesen,N.K.(1979): Panel discussion in session 9(The use of physical models in design), Proc. 7<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., Brighton, Vol.4, pp.318-323.
- 14) Robertson,P.K.&Campanella,R.G.(1983): Interpretation of cone penetration tests. part I: sand, Canadian Geotechnical Journal, Vo.20, pp.718-733.
- 15) Tatsuoka,F., Siddiquee,M.S.A.,&Tanaka,T.(1994): Link among design, model tests, theories and sand properties in bearing capacity of footing on sand, Proc. of 13<sup>th</sup> ICSMFE 5, pp.57-88.
- 16) Tatsuoka,F., Goto,S., Tani,K.,Kimura,Y.(1998): Particle size effects on bearing capacity of footing on granular material, Proc. of Int. Conf. of Deformation and Progressive Failure in Geomechanics(IS-Nagoya'97), Asaoka,Adachi&Oka edition, Balkema, pp.133-138.
- 17) Taylor,R.N.(1995): Centrifuge in modelling: Chap.2 Principles and Scale Effects, Geotechnical Centrifuge Technology R.N.Taylor editer, Blackie Academic & Professional , London, pp.19-33.
- 18) Terashi,M.,Kitazume,M.&Kawabata,K.(1989): Centrifuge modelling of a laterally loaded pile, Proc. of 12<sup>th</sup> ICSMFE, Vol.2, pp.991-994.
- 19) Terzaghi,K.(1943) : Theoretical Soil Mechanics, John Wily and Sons, New York.
- 20) Ting,M.J.,Kaufman,R.C.&Lovicsek,M.(1987): Centrifuge static and dynamic lateral pile behaviour, Canadian Geotechnical Journal, Vol.24, pp.198-207.

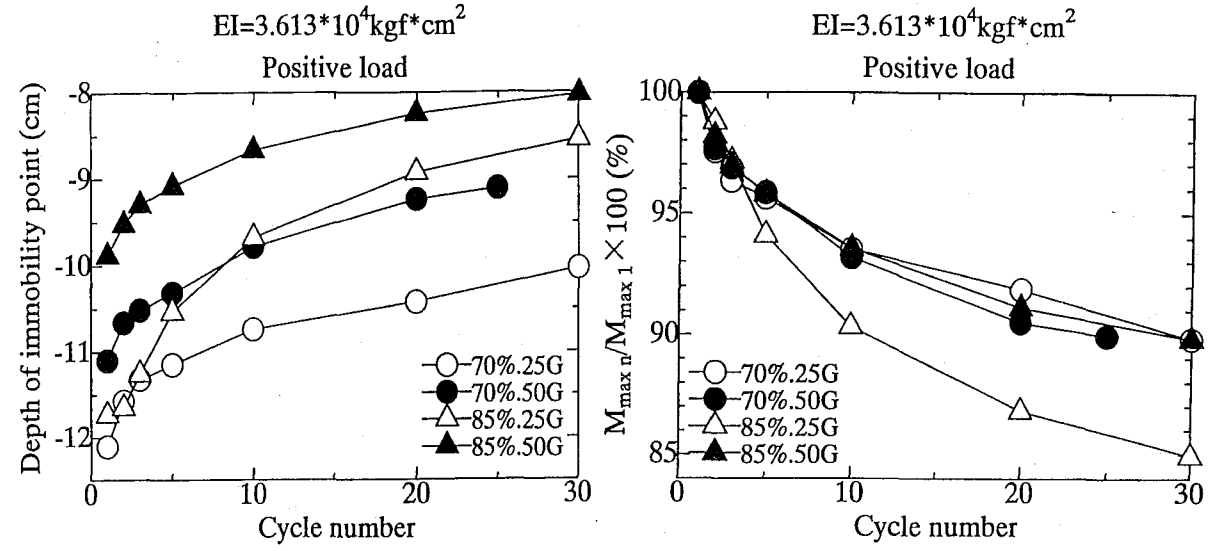
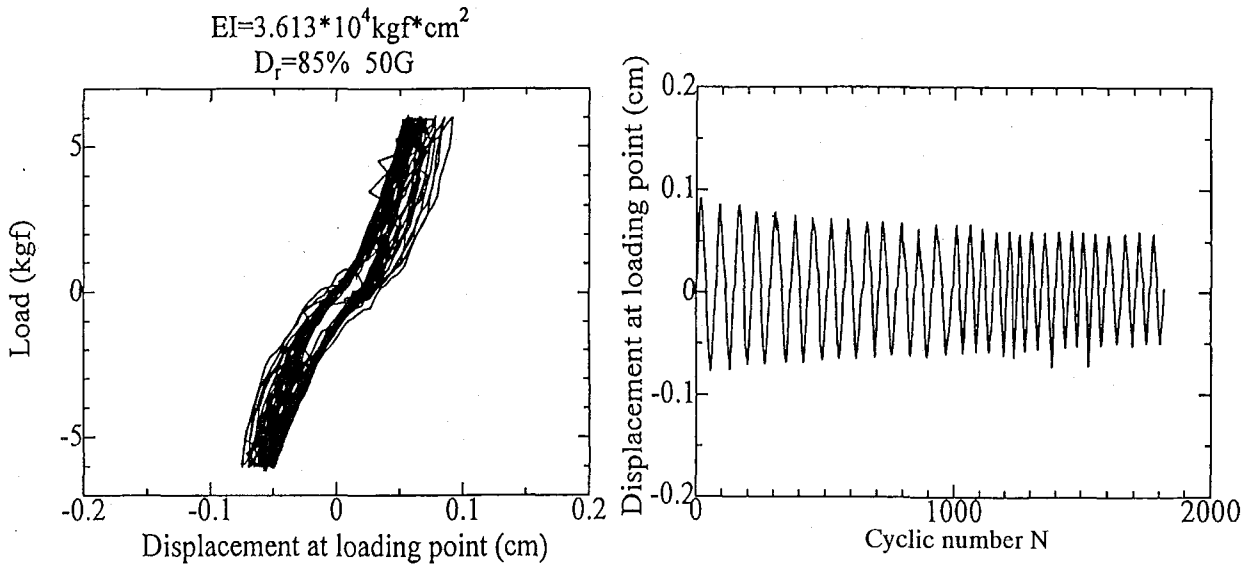
(a) long pile



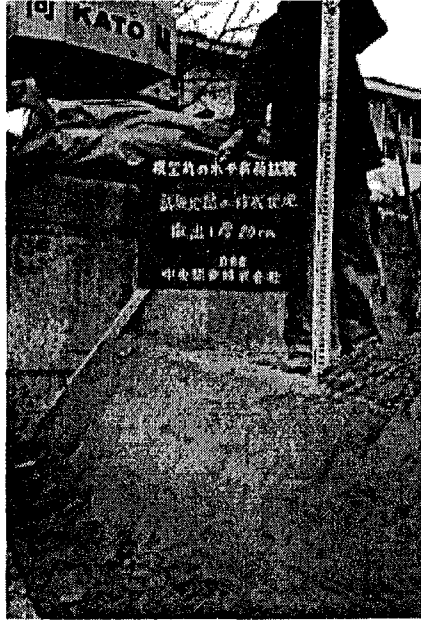
(b) short pile



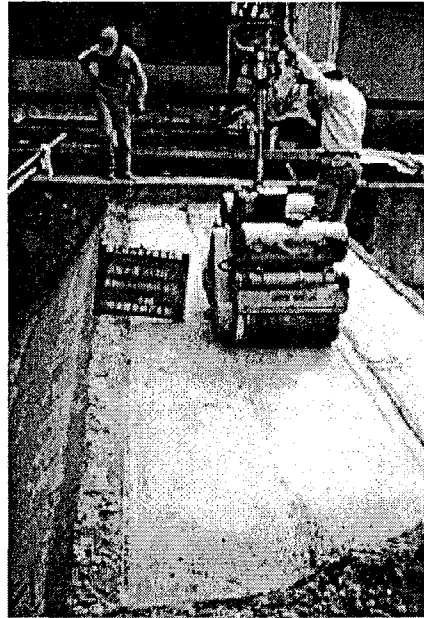
**Fig.3.1** Failure mode of single pile.(Broms,B.B.,1964)



**Fig.3.2** Effect of cyclic load.(Kanenawa,1996)



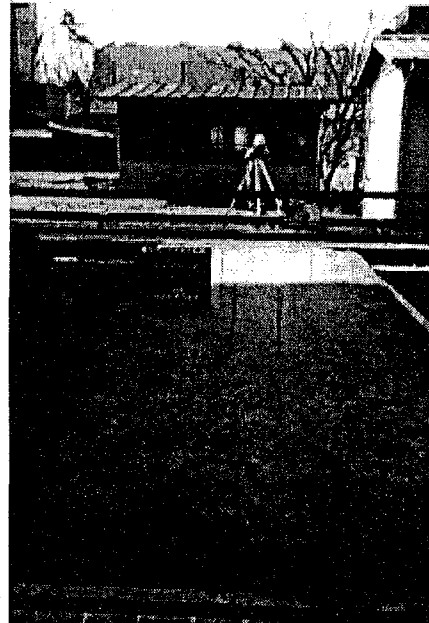
(a) 巻き出し量



(b) 転圧



(c) 抑え盛土の作製



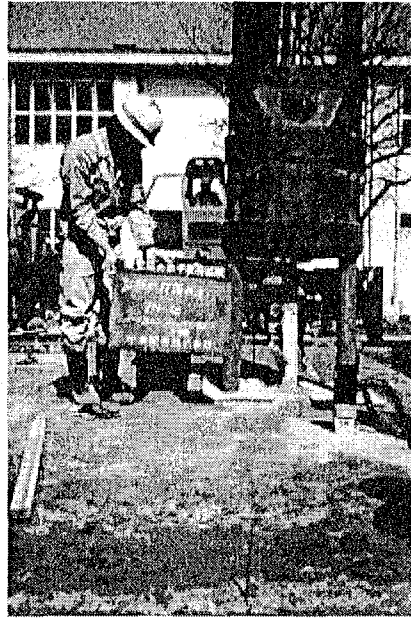
(d) 試験地盤作製終了

**Photo3.1** 試験地盤の作製

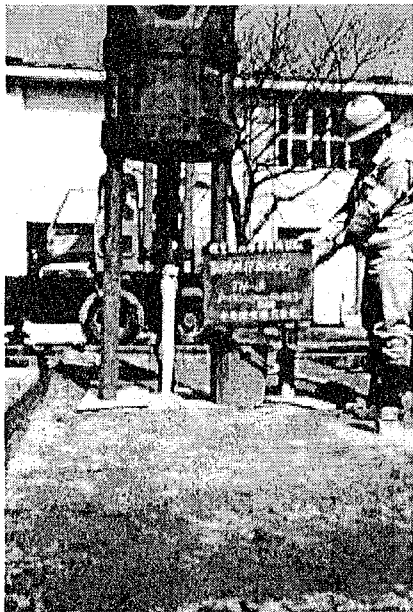




(a) TH-1



(b) TH-2



(c) TH-3



(d) 模型杭の打設終了

**Photo3.2** 模型杭の打設

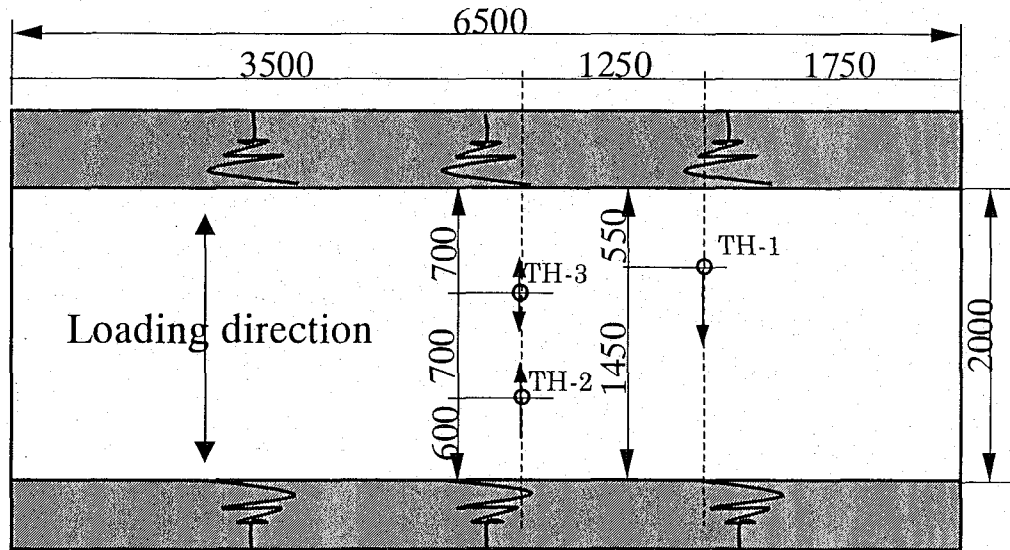


Fig.3.3 Model pile position.(mm)

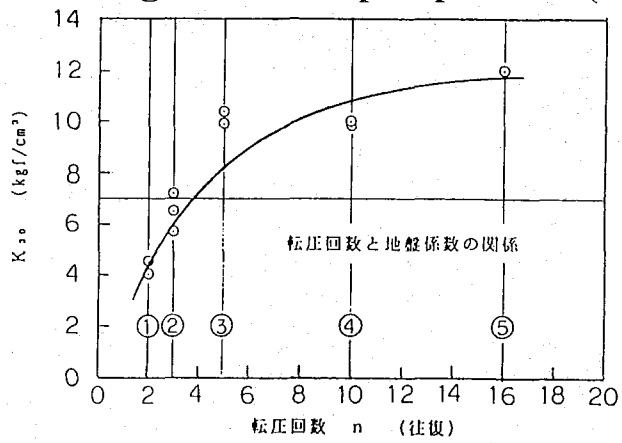


Fig.3.4 転圧回数と $K_{30}$ の関係(鉄道総合技術研究所,1988)

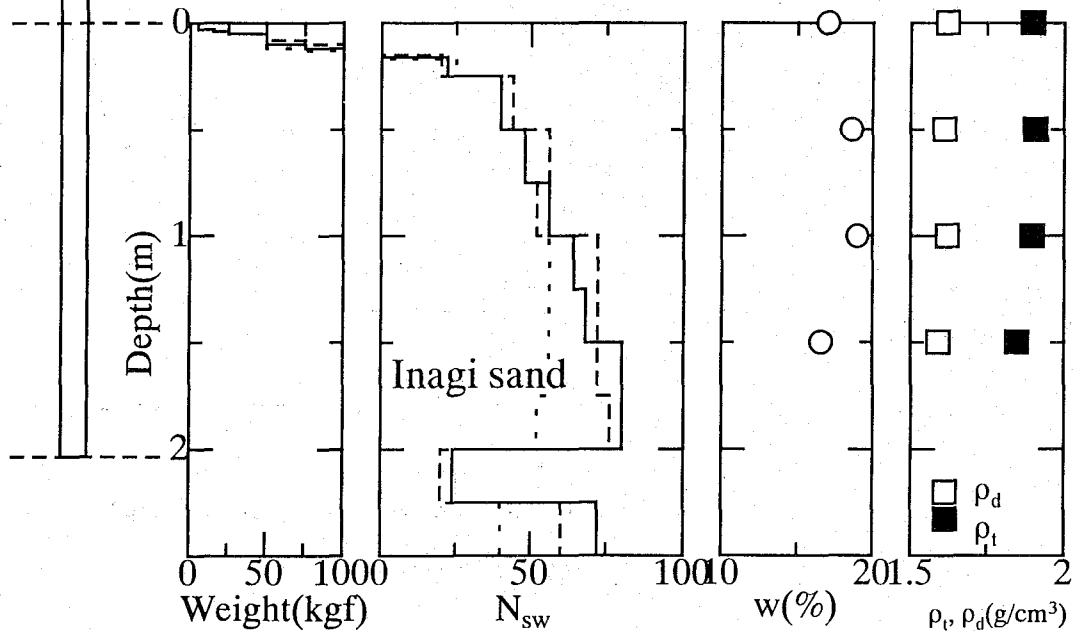


Fig.3.5 Results of Sweden type sounding,  $w$ ,  $\rho_t$  and  $\rho_d$ .

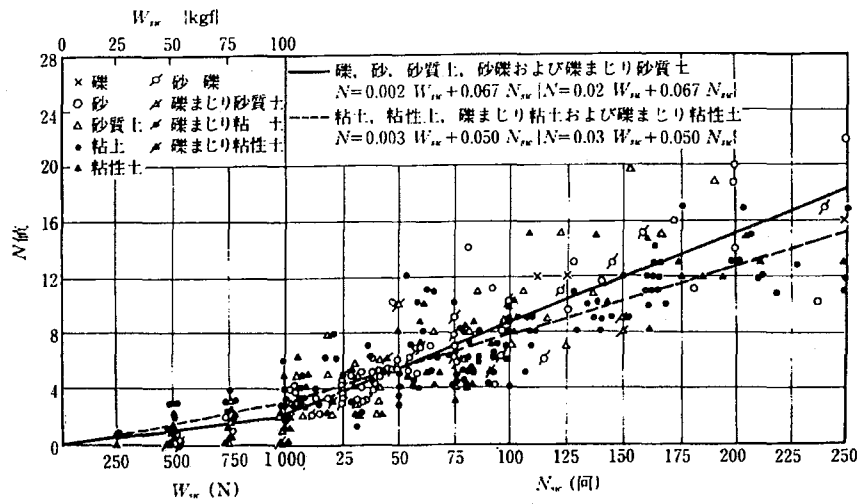


Fig.3.6 N値と  $N_{sw}$  の関係

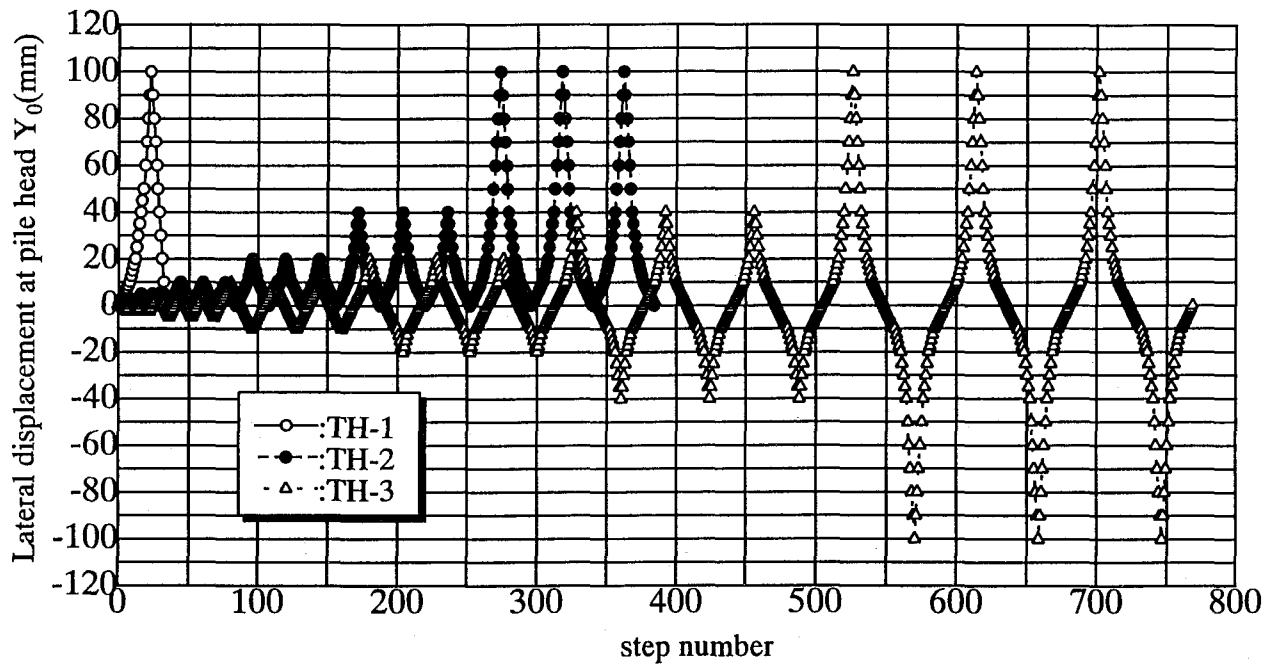


Fig.3.7 Relationships between displacement at pile head and step number.

計測項目	測定位置	種類	個数	備考
載荷荷重	載荷ロッド	鉄筋計	2	-
水平変位	載荷点, 地表面	変位計	2	-
歪み	杭体	Strain gauge	34 個/杭	-
傾斜計	杭頭	変位計	2	水平変位兼用

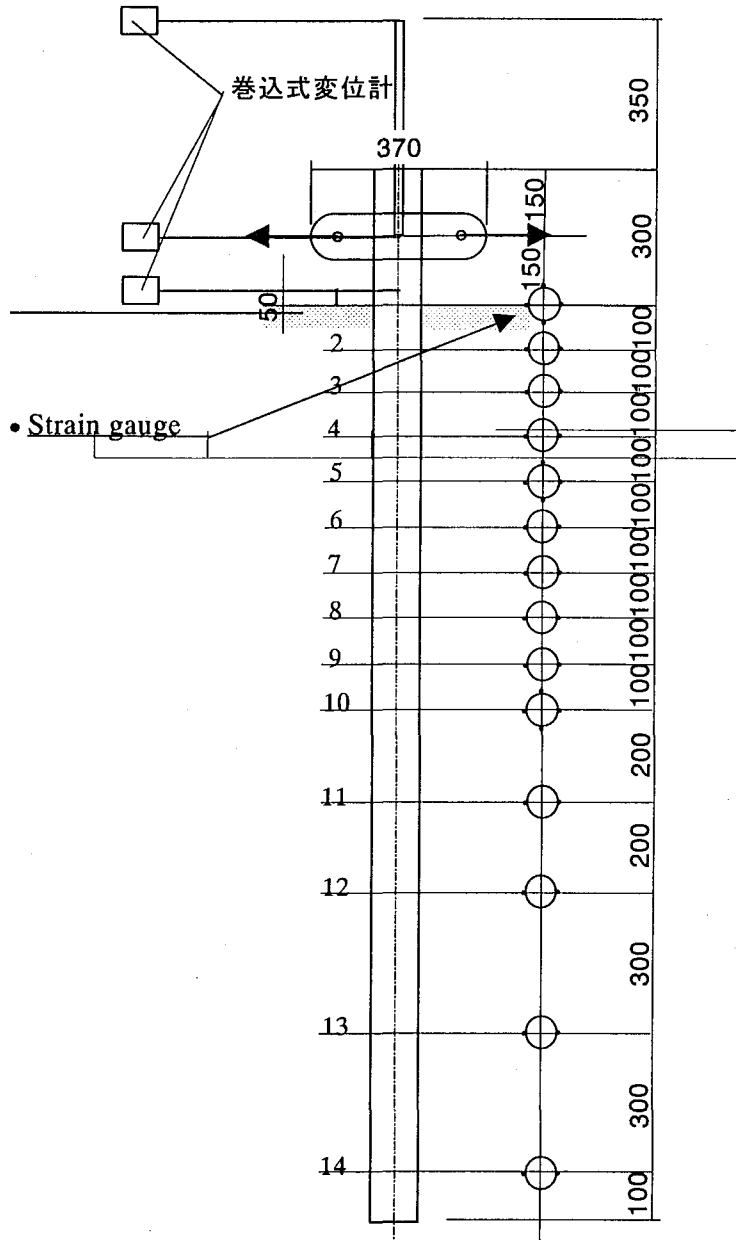
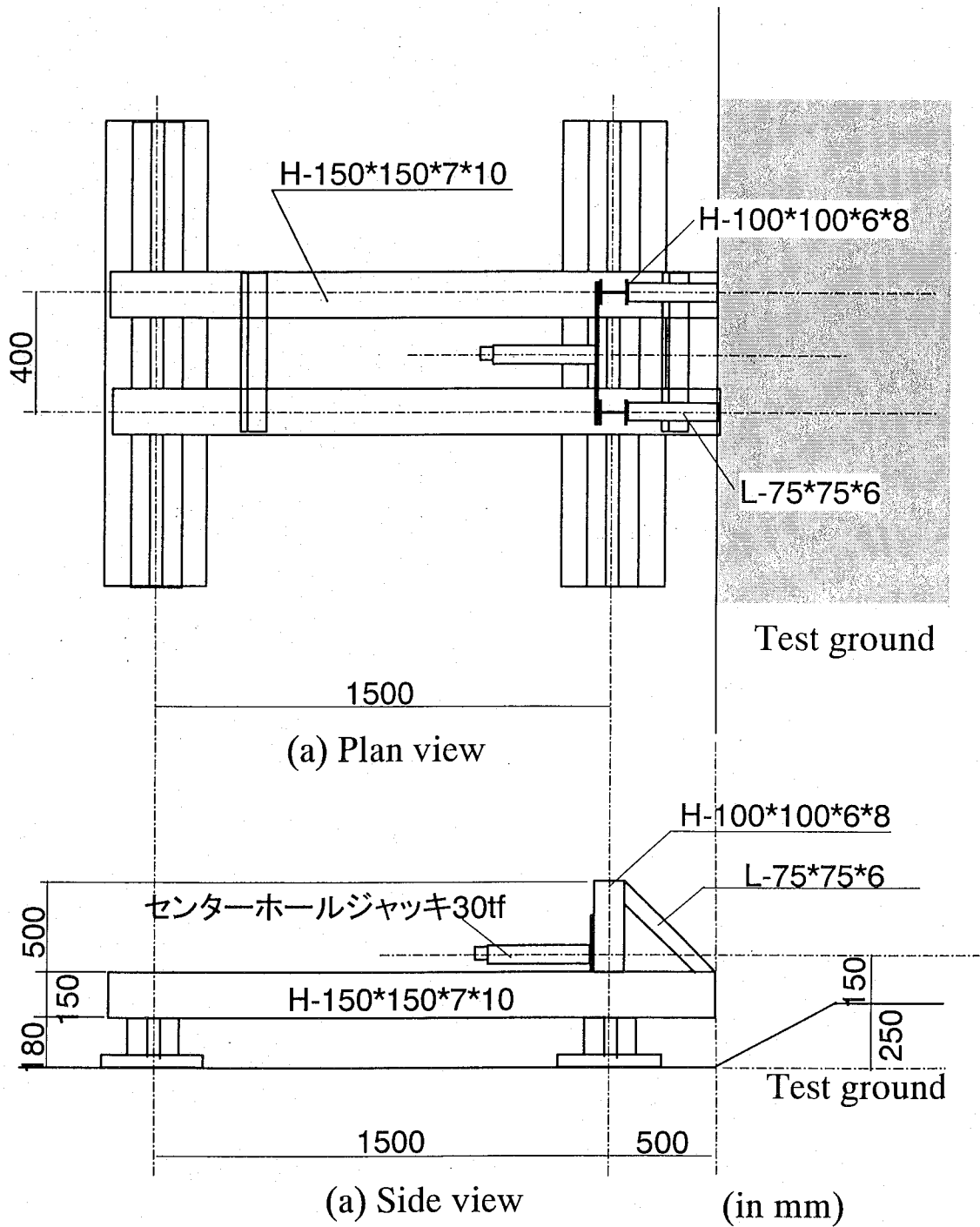


Fig.3.8 センサーの種類および位置(in mm)



**Fig.3.9** Single pile loading system under 1G.



Photo.3.3 Load cell.

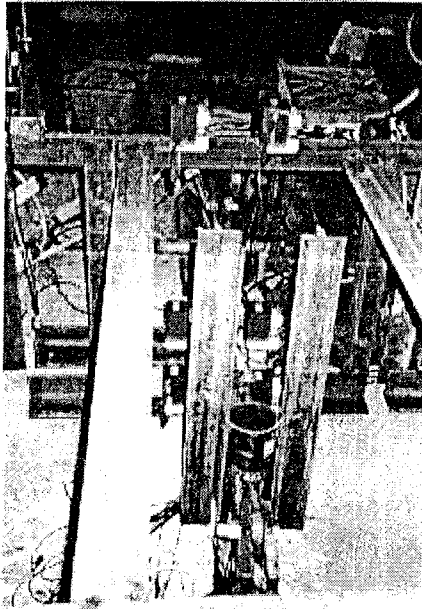
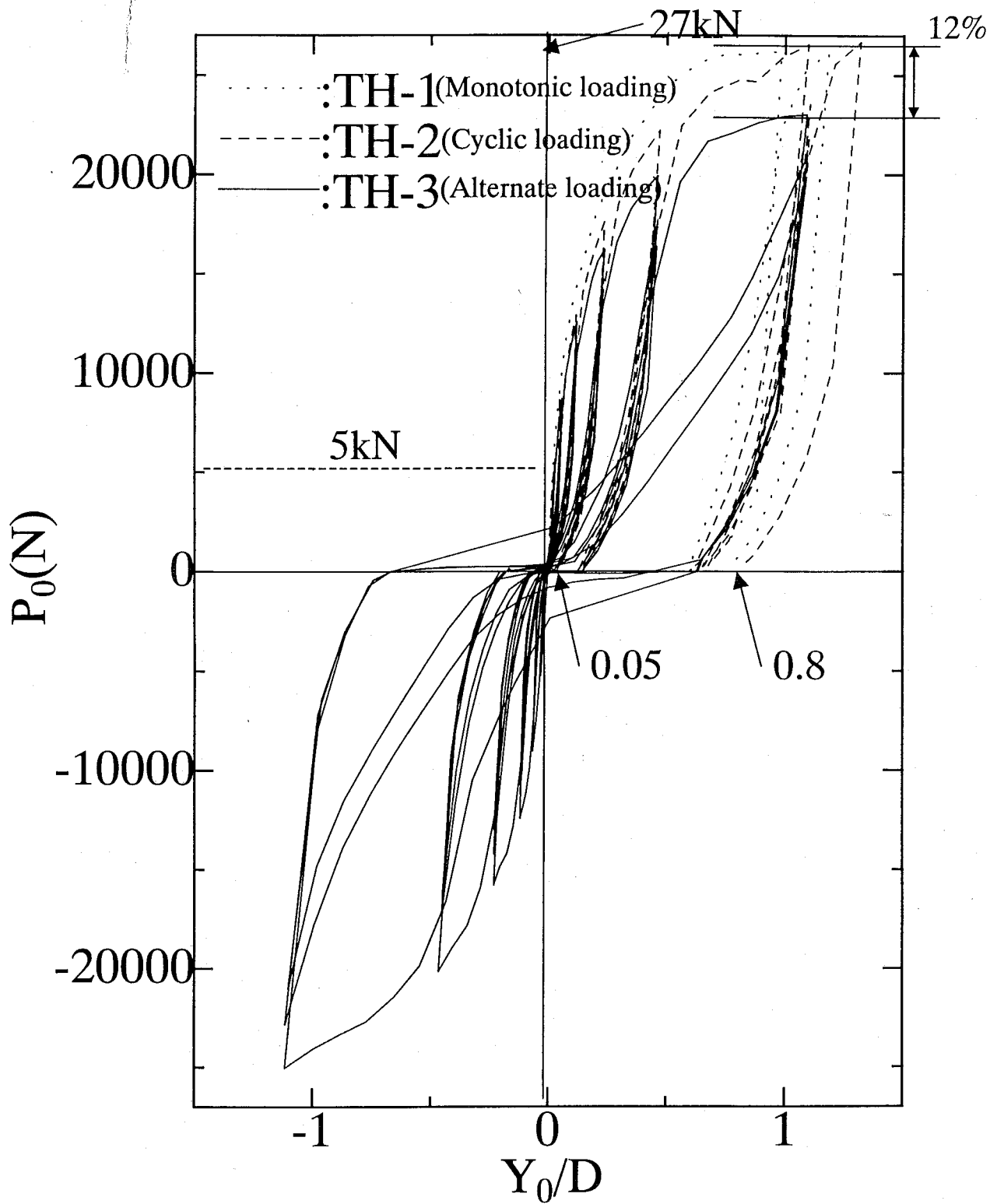


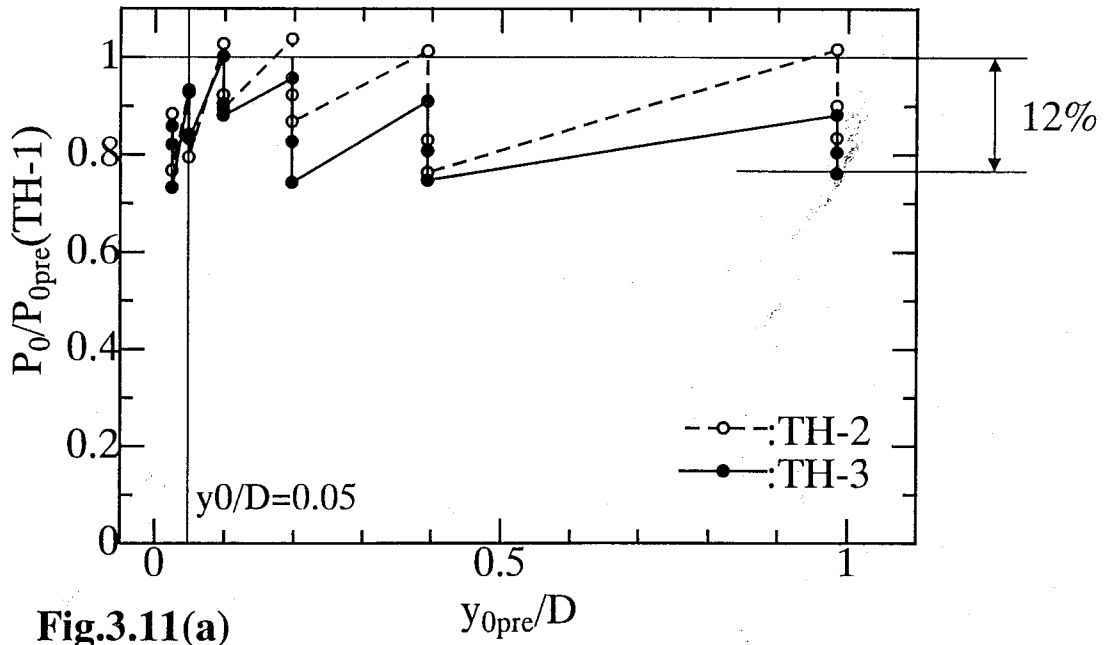
Photo.3.4 Displacement transducer.



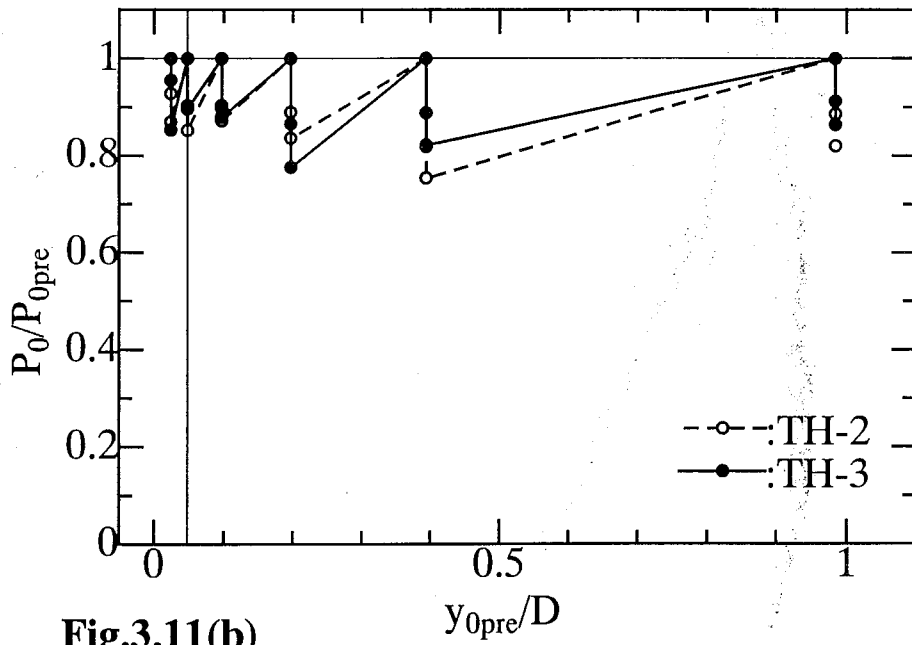
Photo.3.5 Jack.



**Fig.3.10**  $P_0$ - $Y_0$  relationships.



**Fig.3.11(a)**  
Load reduction factor for effect of cyclic load .



**Fig.3.11(b)**  
Load reduction factor for effect of cyclic load. .



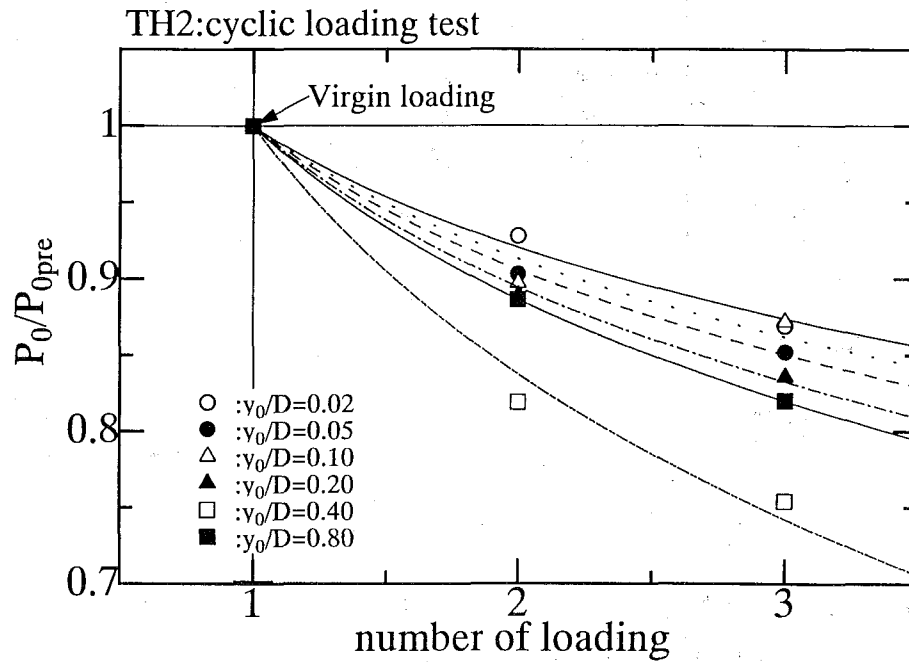


Fig.3.11(c) Reduction factor for effect of cyclic load. .

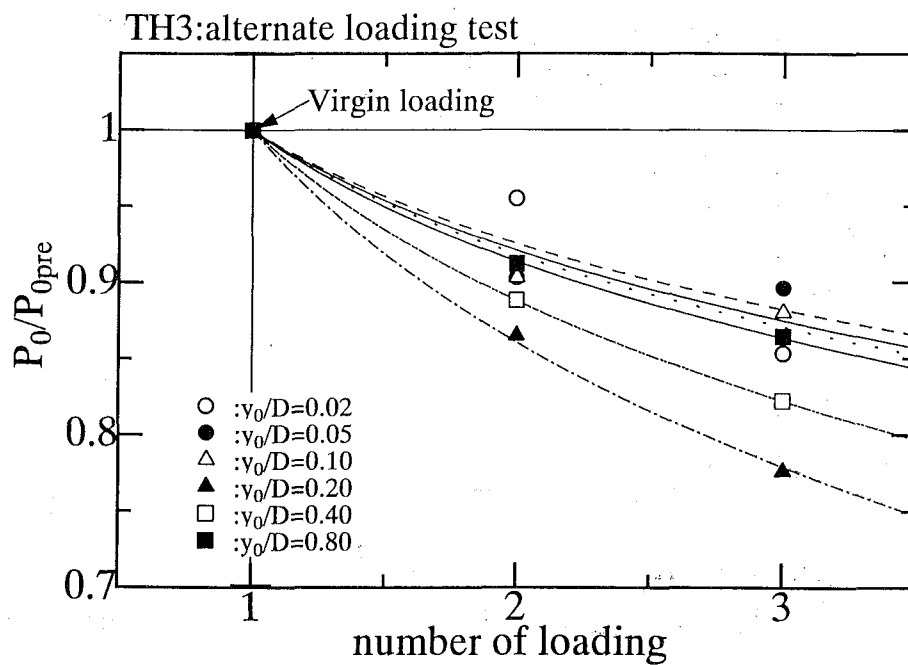


Fig.3.11(d) Reduction factor for effect of cyclic load. .

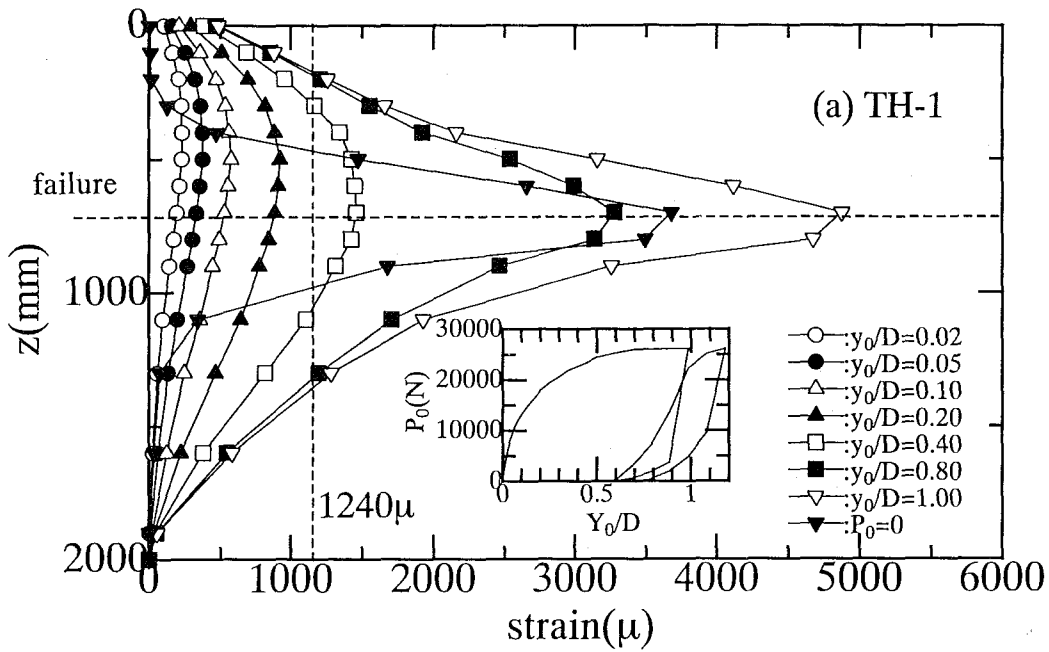


Fig.3.12(a) Bending strain profiles.

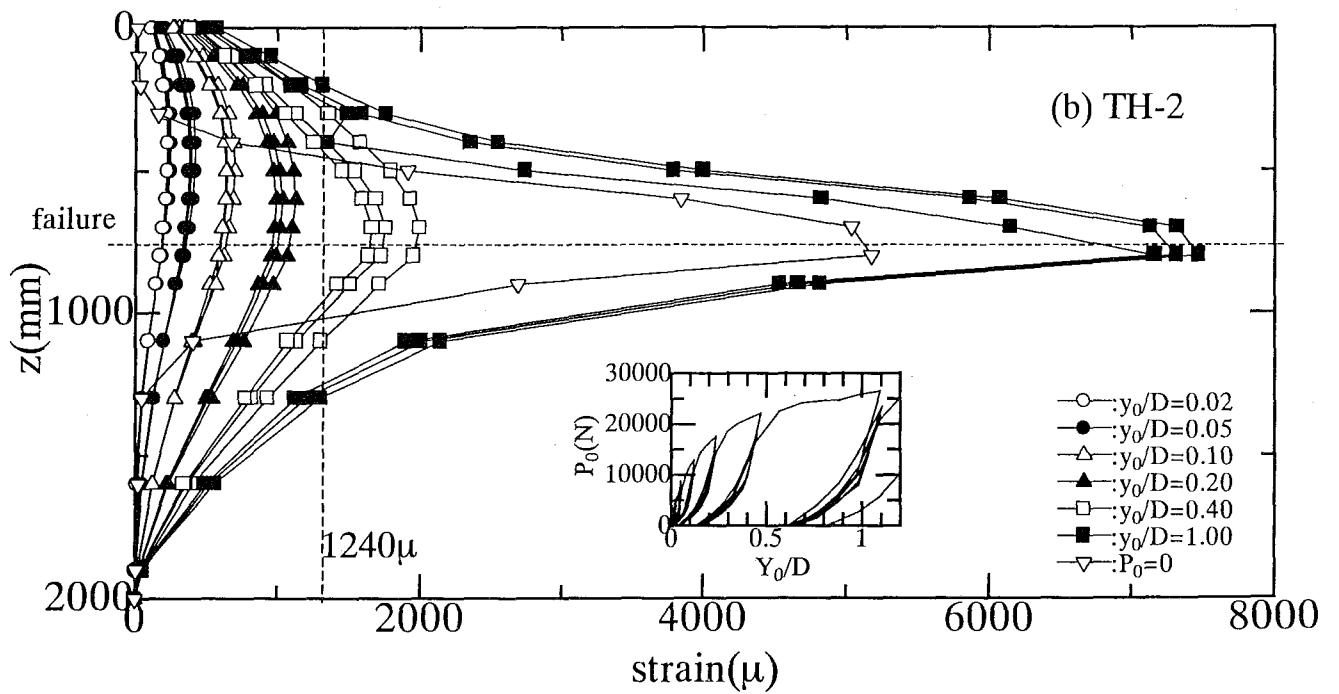


Fig.3.12(b) Bending strain profiles.

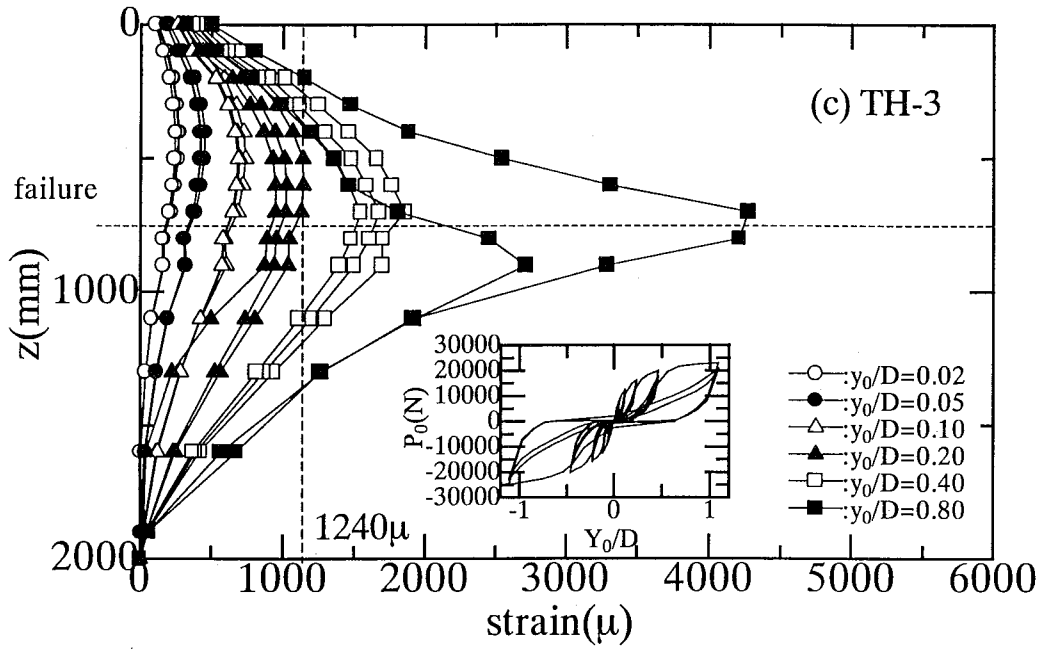
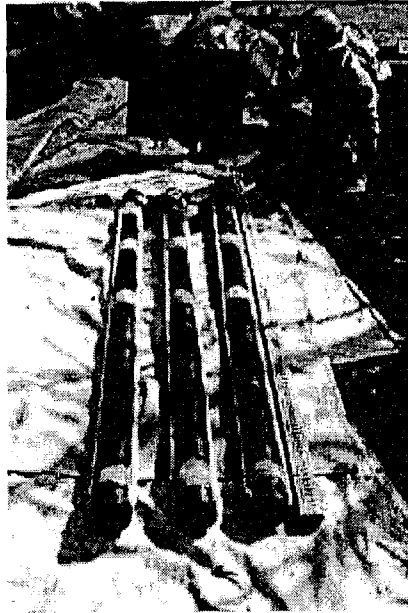
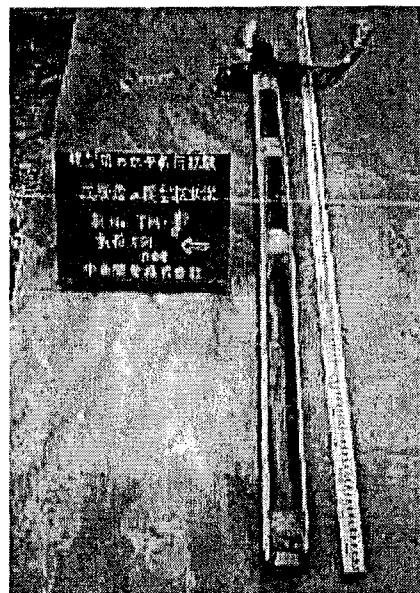


Fig.3.12(c) Bending strain profiles.



(a) Before loading.(TH-1,TH-2,TH-3)



(b) After loading.(TH-1)

**Photo.3.6** Model piles.



(c)After loading(TH-2)



(d) After loading(TH-3)

**Photo.3.6** Model piles.

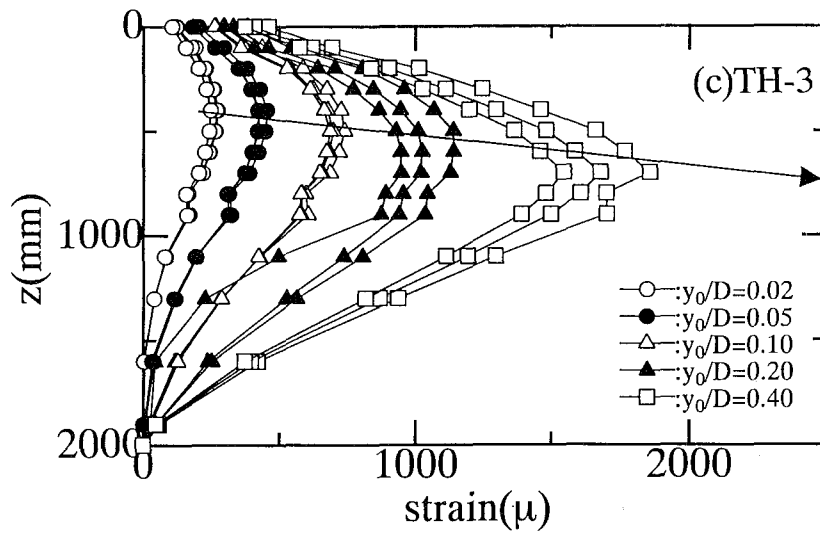
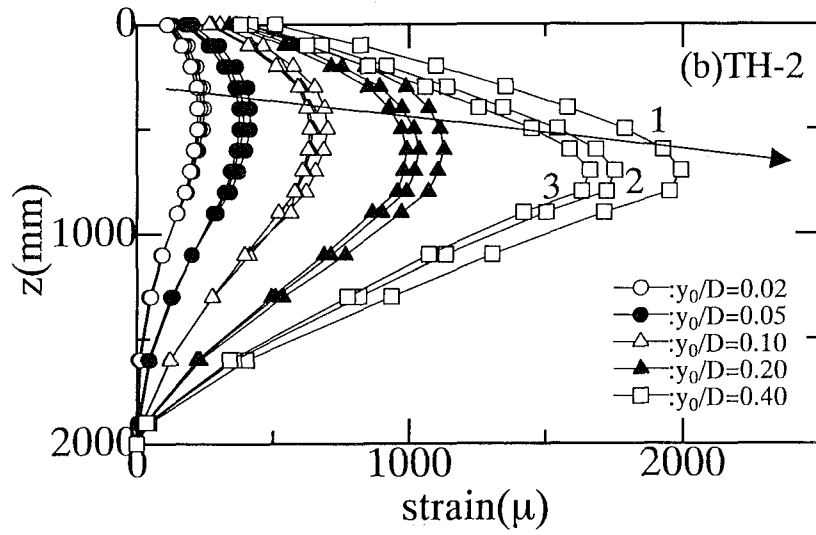
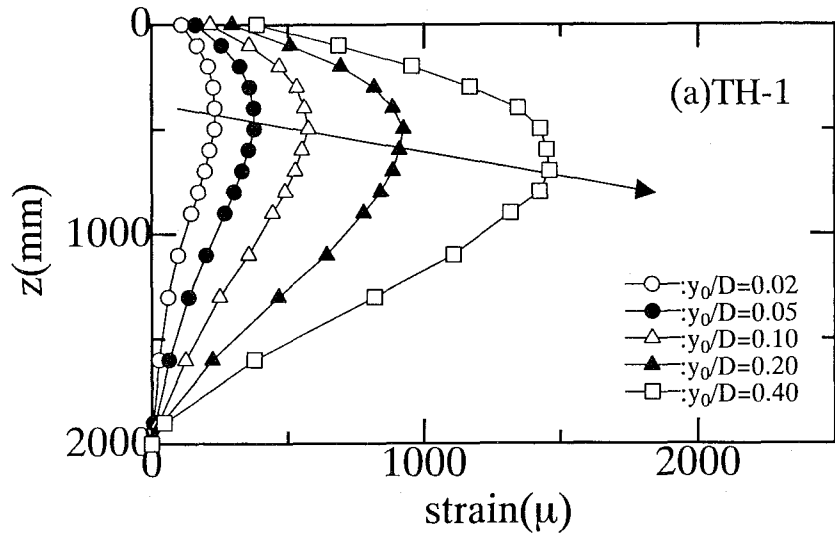


Fig.3.13 Moment profile closed up.

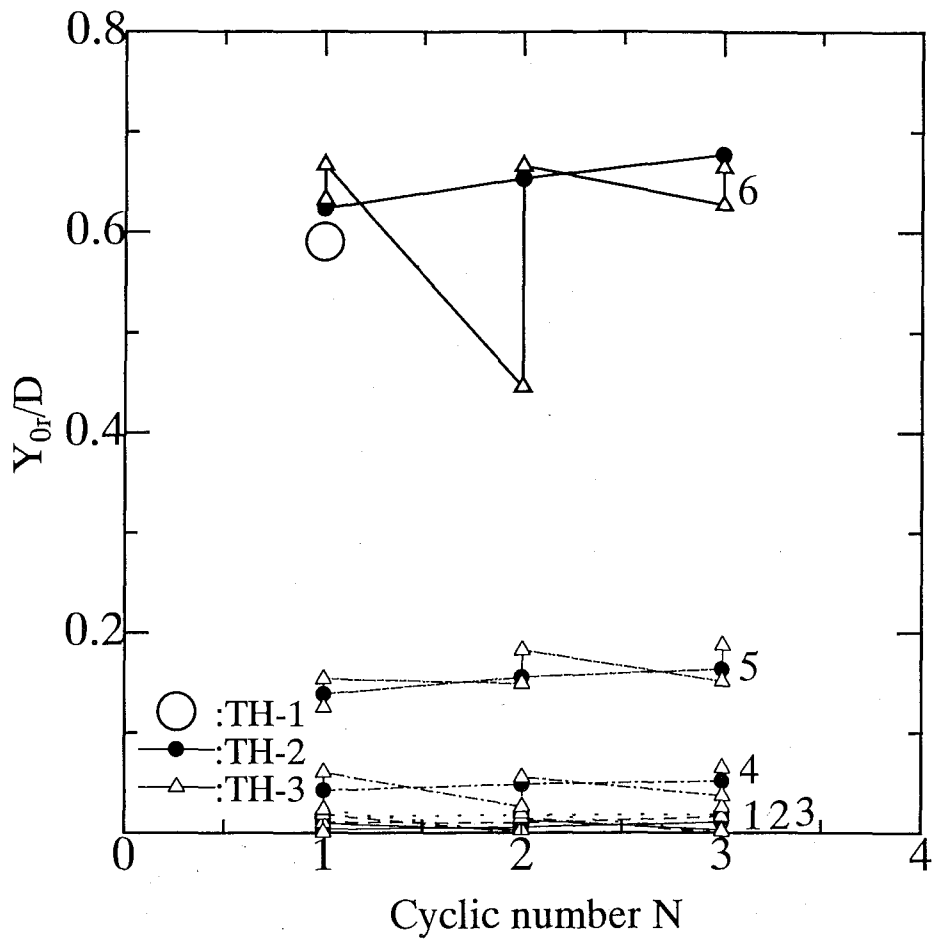


Fig.3.14 Relationships residual disp. and cyclic number.

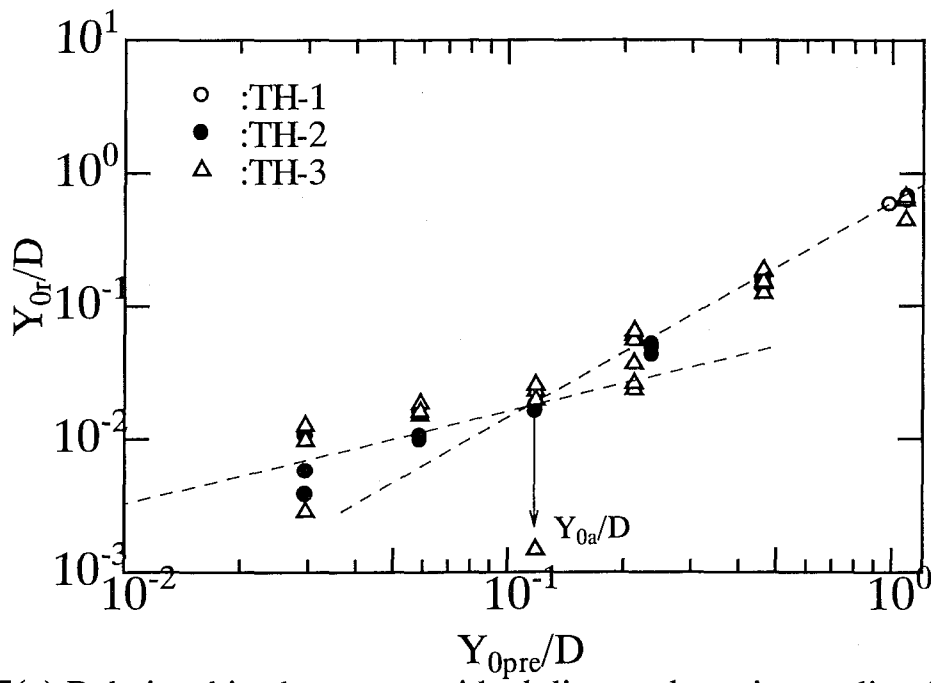


Fig.3.15(a) Relationships between residual disp. and maximum disp.(loading point).

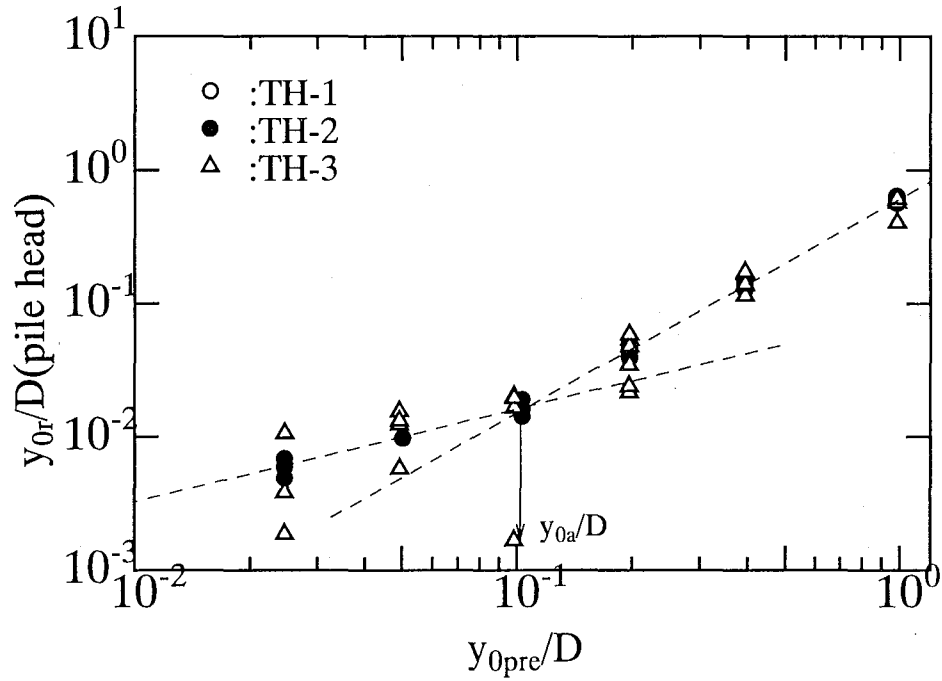
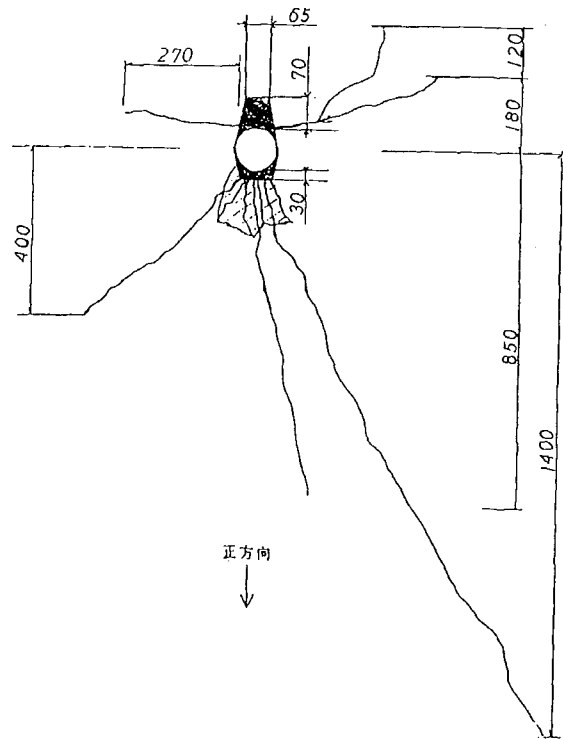


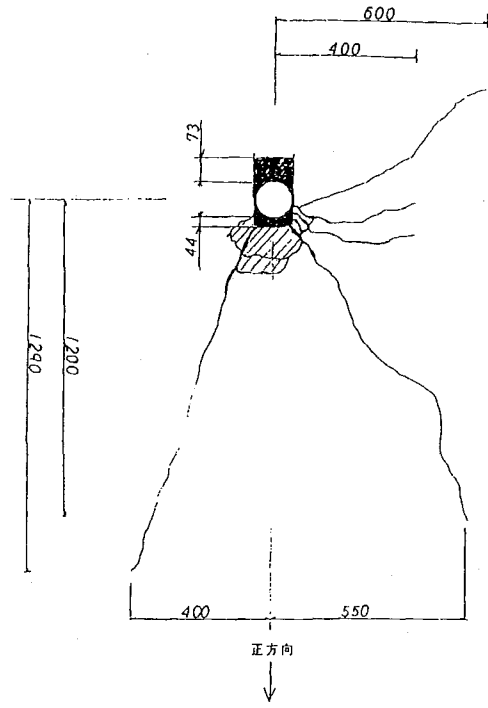
Fig.3.15(b) Relationships between residual disp. and maximum disp.(ground surface).



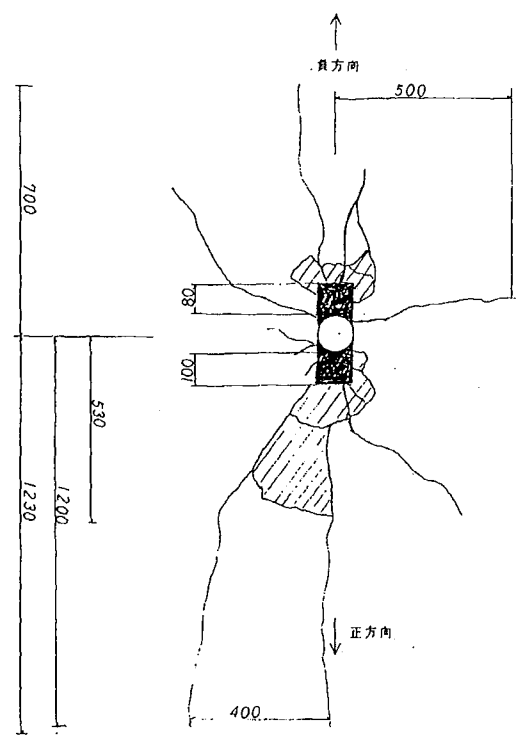
(a)TH-1

Fig.3.16 Ground deformation.(in mm)



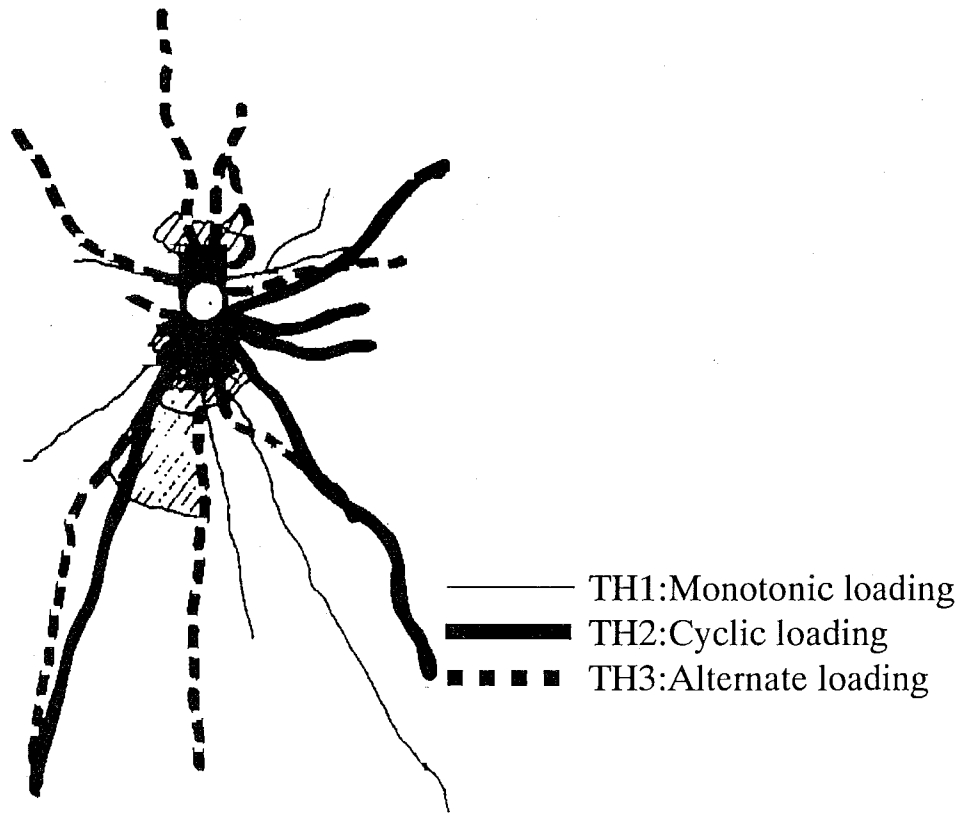


(b)TH-2



(c)TH-3

Fig.3.16 Ground deformation.(in mm)

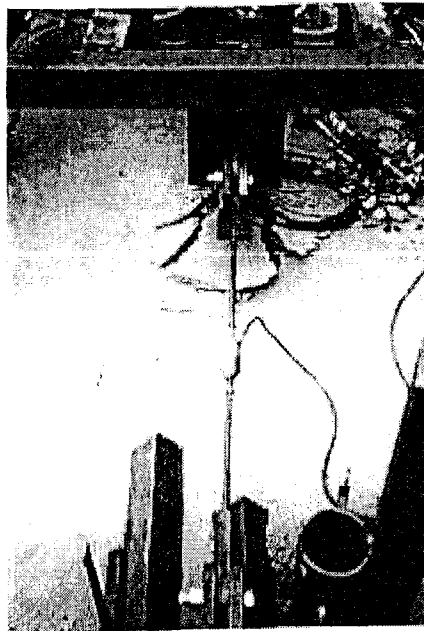


(d) Comparison with TH1, TH2 and TH3

**Fig.3.16** Ground deformation.



(a)TH-1



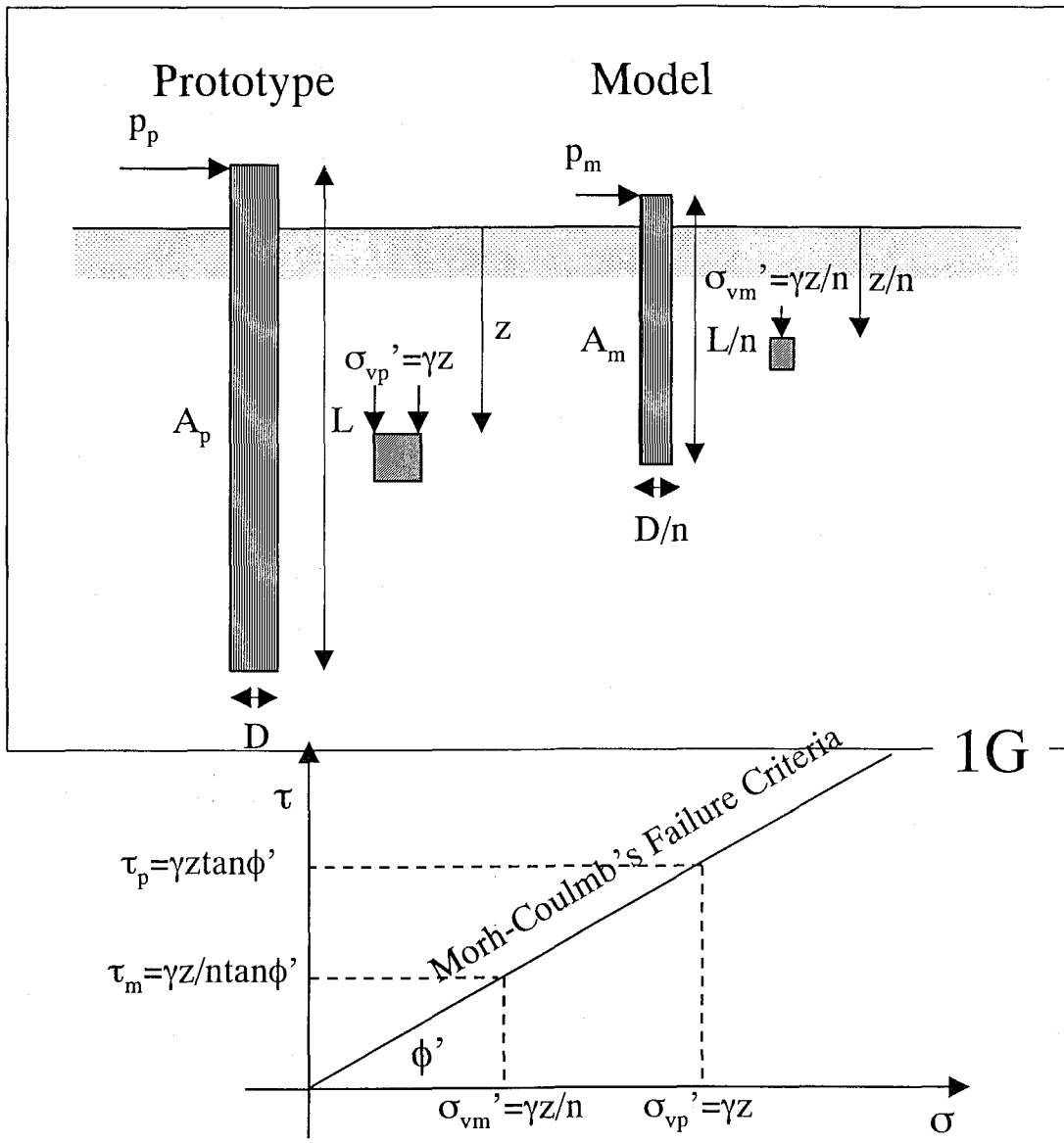
(b)TH-2

**Photo.3.7** Ground deformation.



(c)TH-3

**Photo.3.7** Ground deformation.

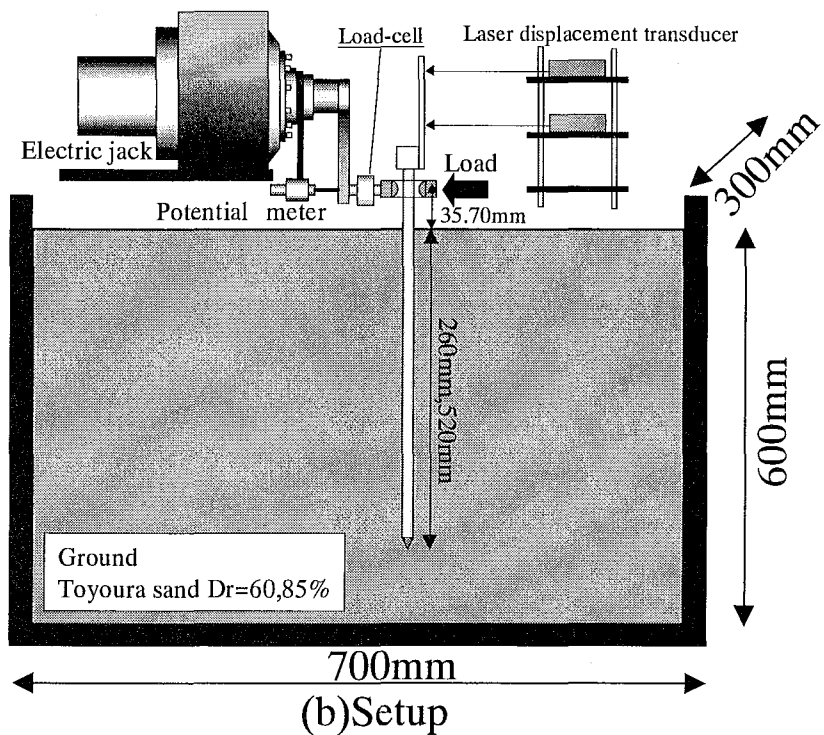
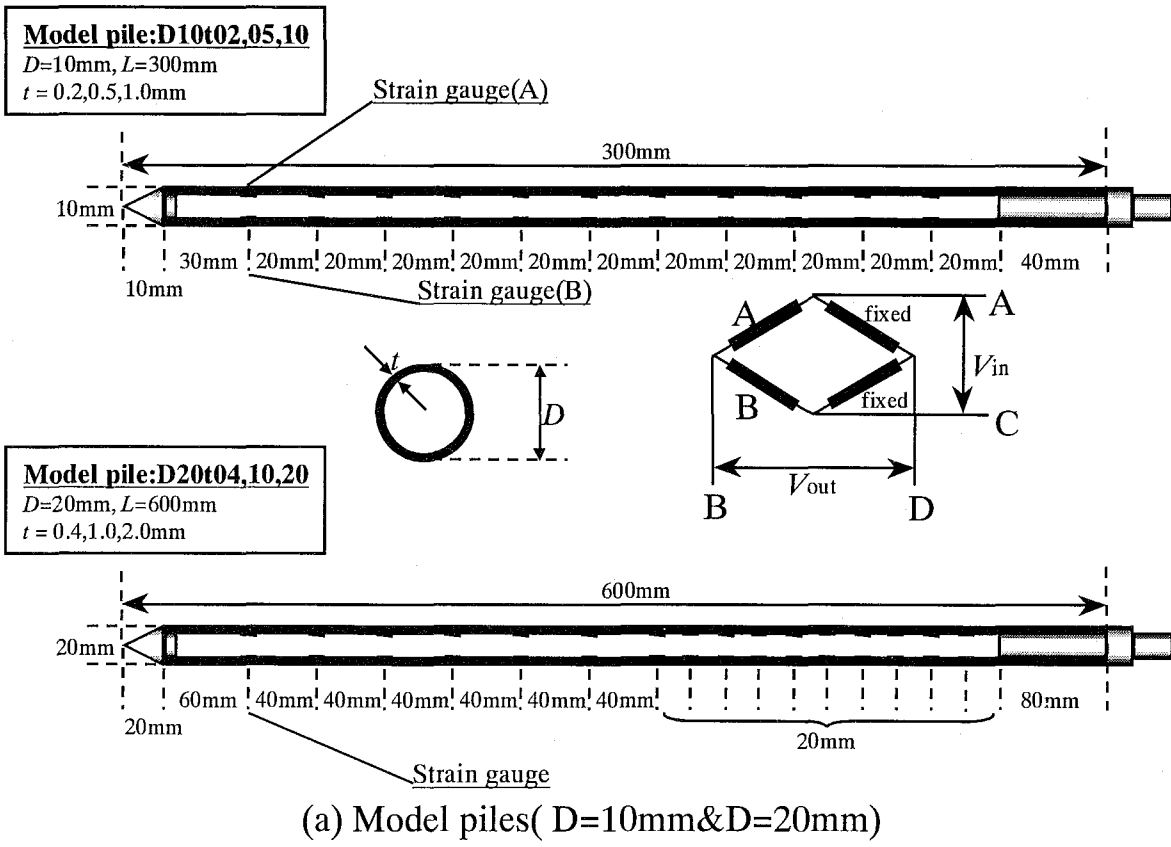


Assuming that subgrade reaction of single pile  $p$  is proportional to shear strength of sand  $\tau$ .

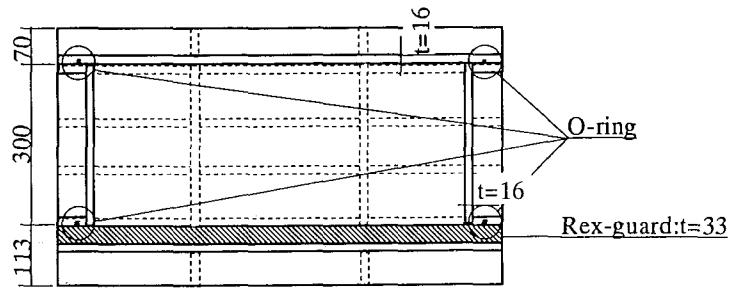
$$P_p = \tau_p A_p = \gamma z \tan \phi' A_p$$

$$P_m = \tau_m A_m = \gamma z/n \tan \phi' A_p/n^2 = 1/n^3 P_p$$

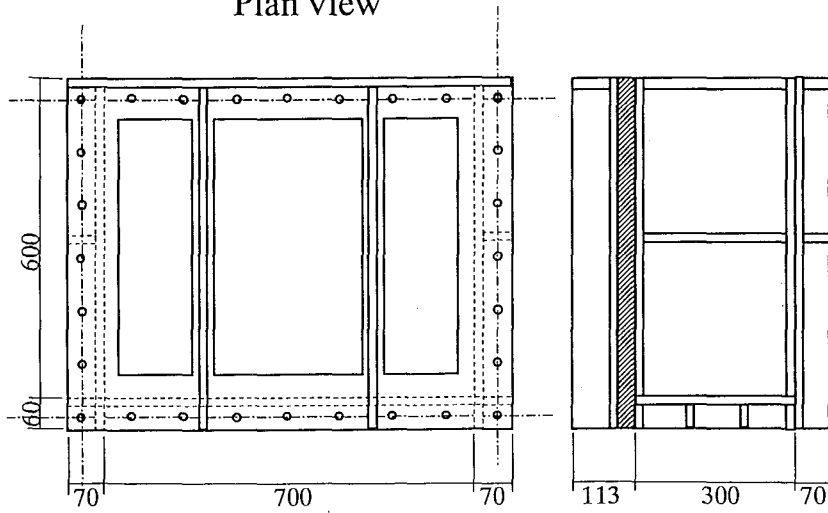
Fig.3.17 Prototype and model of pile .



**Fig.3.18** Lateral loading system for centrifuge model test.



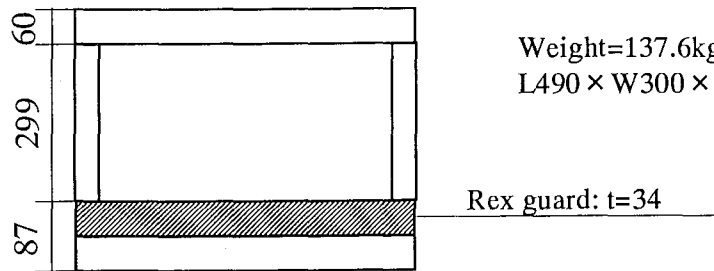
Plan view



Side view

Weight: 326.8kgf  
L700 × W300 × H600mm

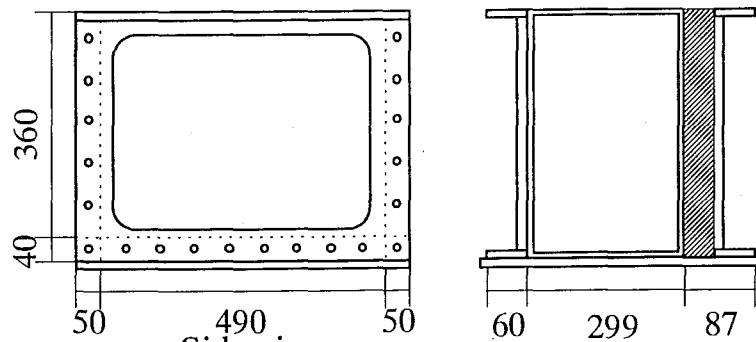
**Fig.3.19(a) Rigid box(larger).**



Plan view

Weight=137.6kg  
L490 × W300 × H360

Rex guard:  $t=34$

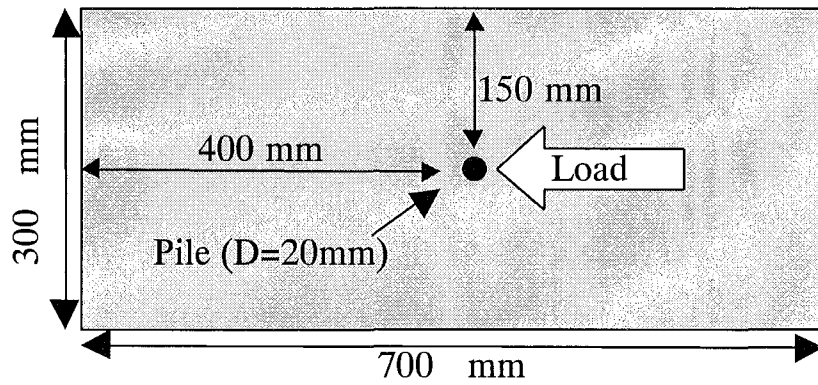


Side view

**Fig.3.19(b) Rigid box(smaller).**

Rigid box-A

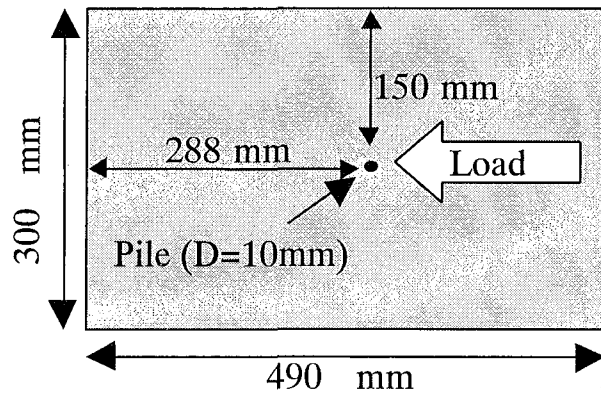
(pile diameter=20mm)



(a) Plan view of larger rigid box.

Rigid box-B

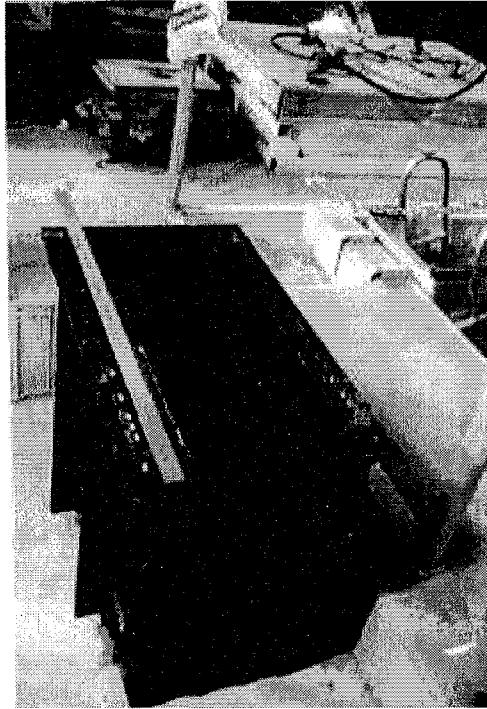
(pile diameter=10mm)



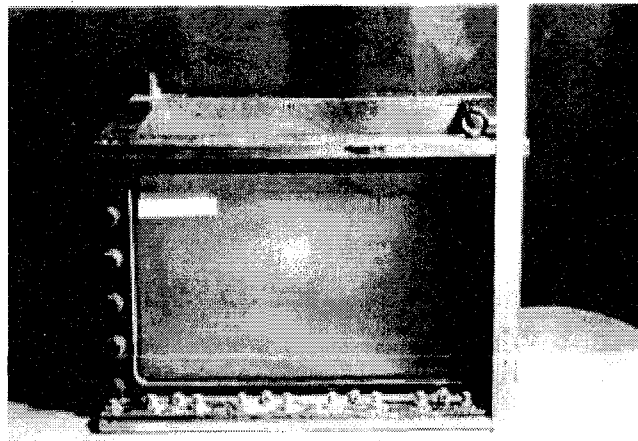
(b) Plan view of smaller rigid box.

**Fig.3.20** Location of model pile in rigid box.

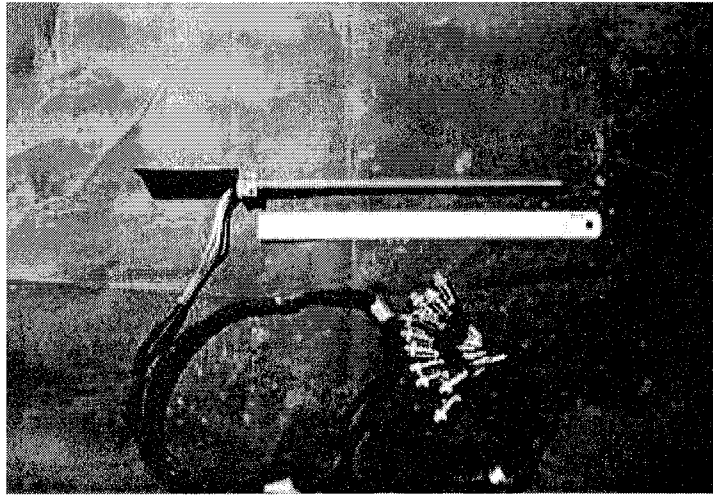




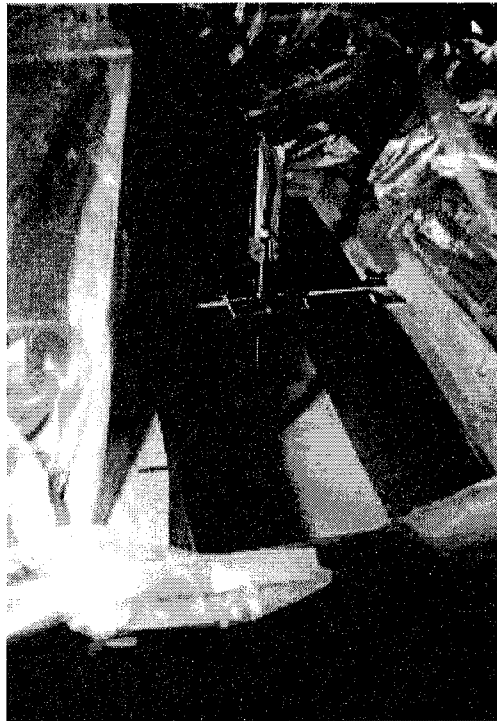
**Photo.3.8(a)** Rigid box.(larger)



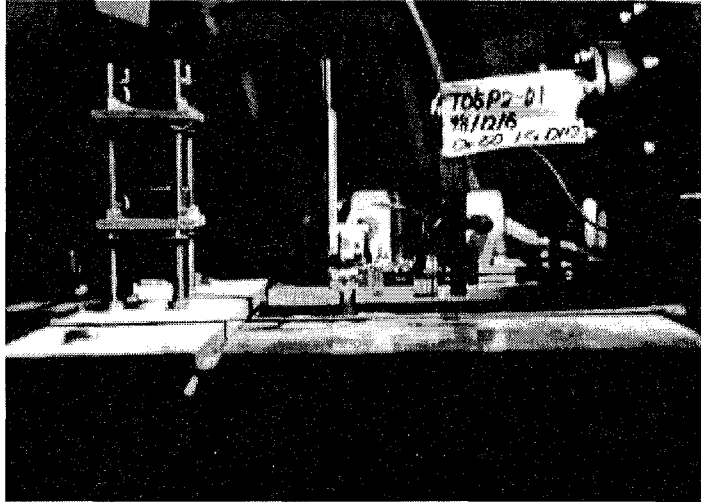
**Photo.3.8(b)** Rigid box.(smaller)



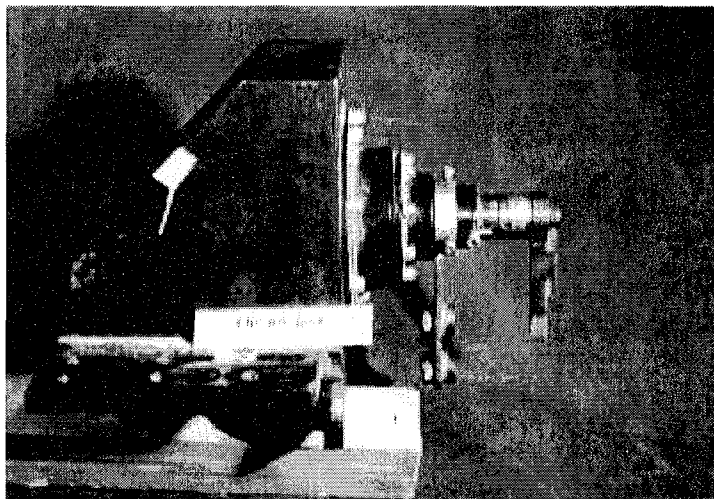
**Photo.3.9(a)** An example of model pile.( $D=10\text{mm},t=0.2\text{mm}$ )



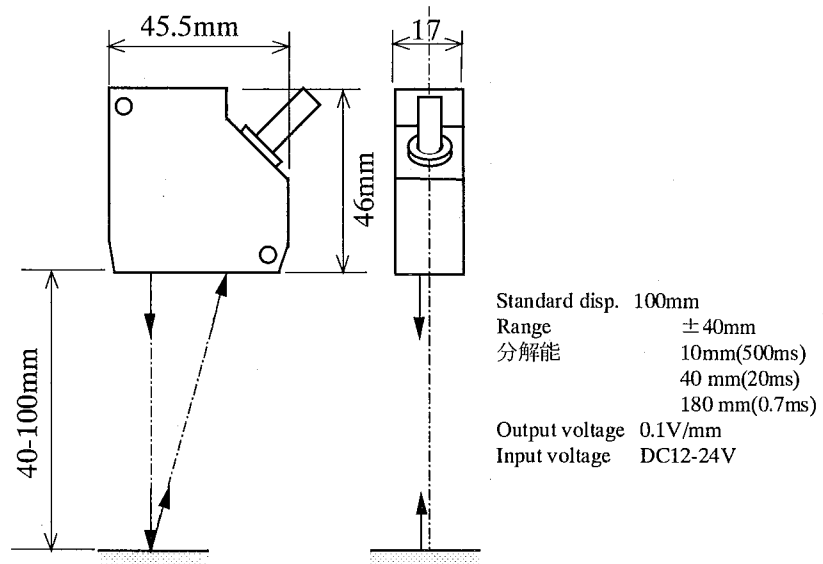
**Photo.3.9(b)** Fixed model pile.



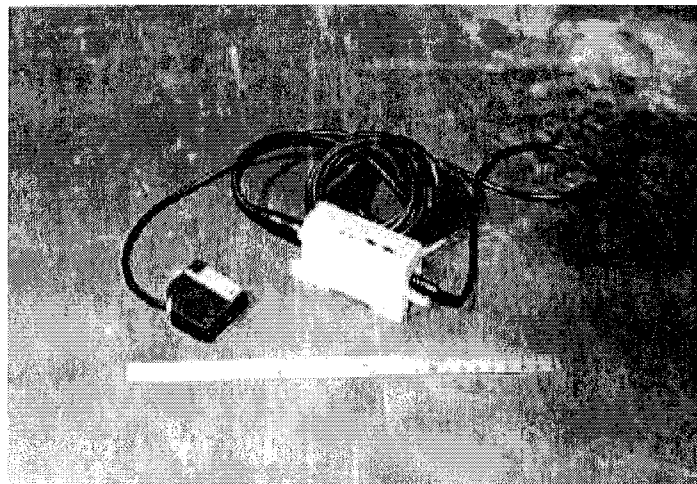
**Photo.3.10** Lateral loading system in centrifuge.



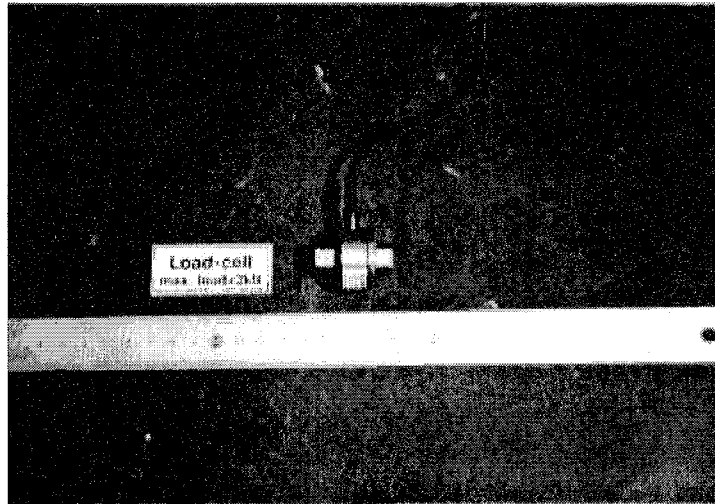
**Photo.3.11** Electric jack.



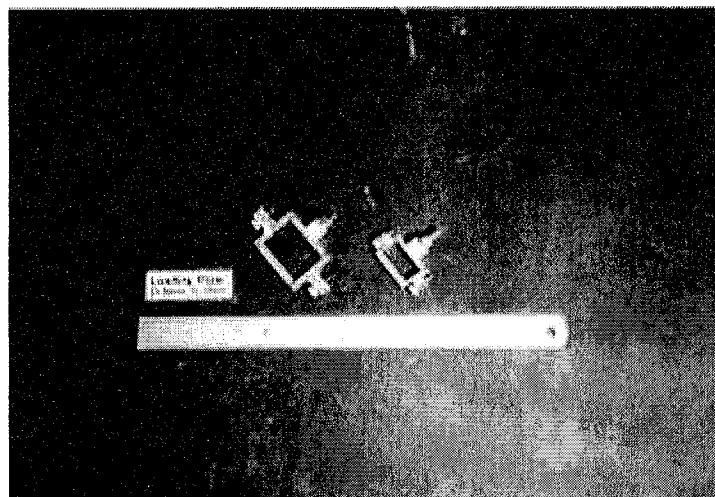
**Fig.3.21** Laser disp. Transducer.



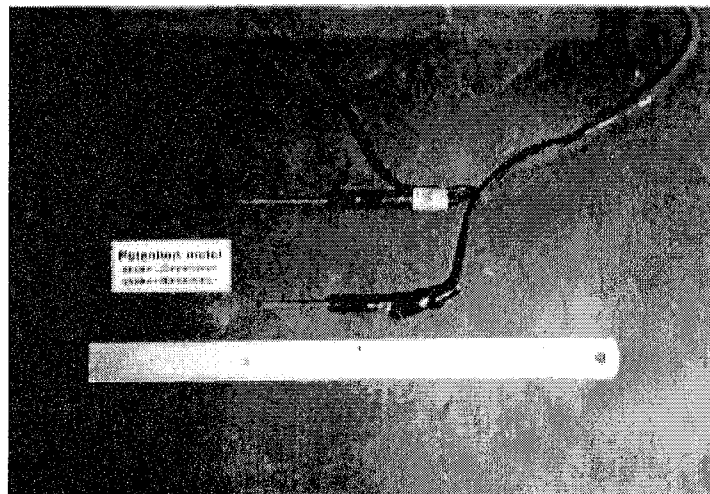
**Photo.3.12** Laser disp. Transducer.



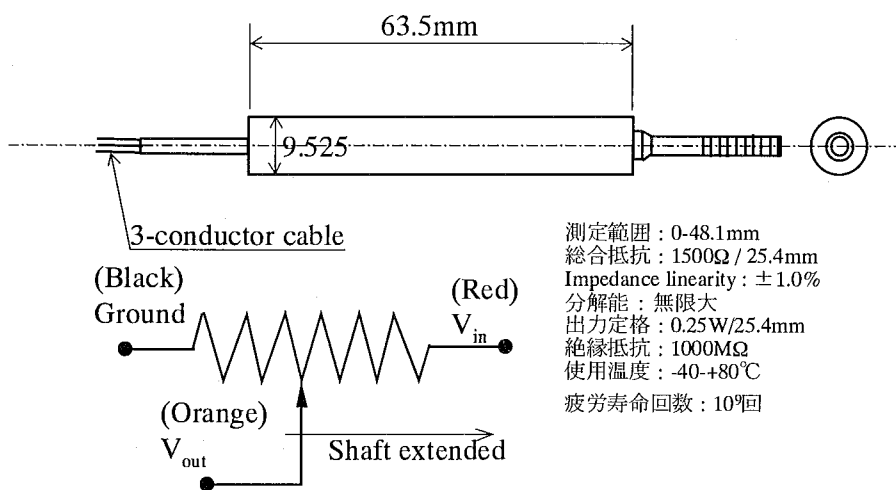
**Photo.3.13** Load cell.



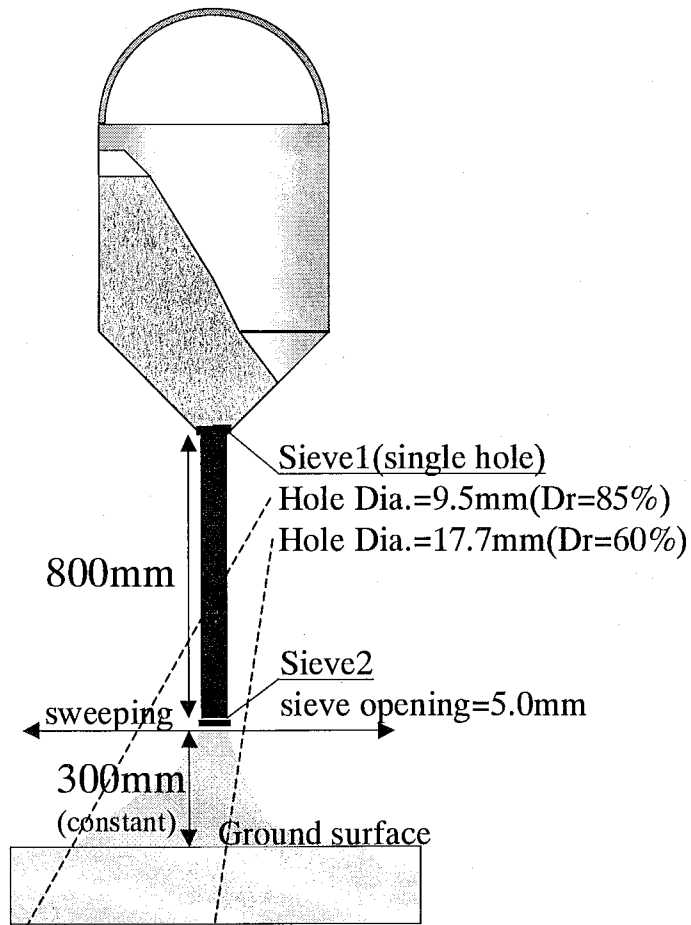
**Photo.3.14** Loading plate connected with jack.



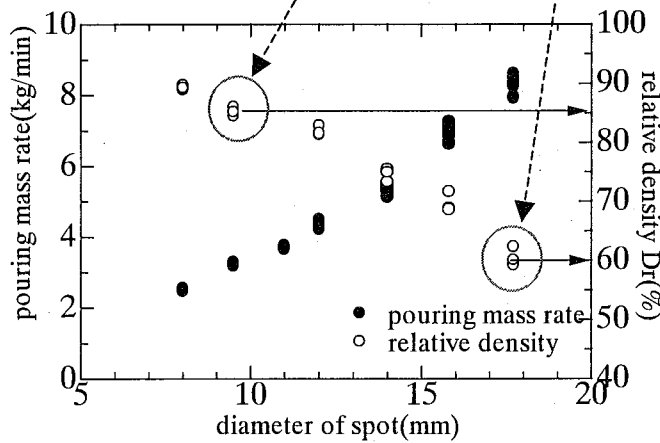
**Photo.3.15** Potential meter.



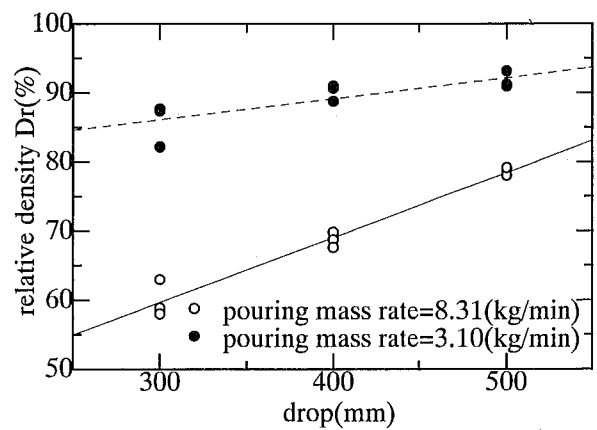
**Fig.3.22** Potential meter.



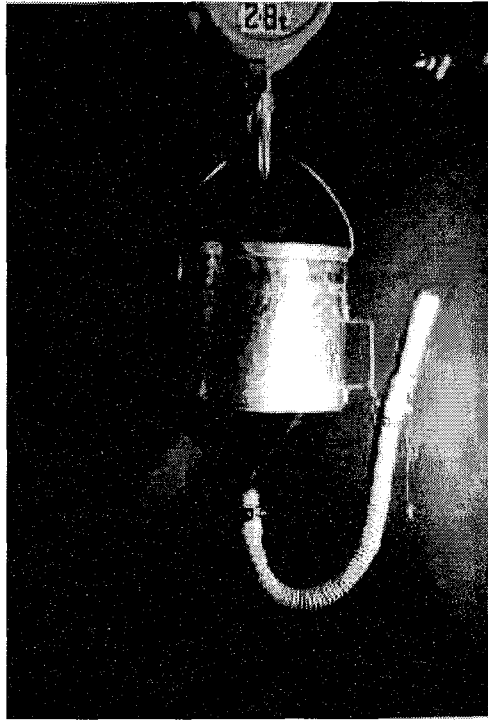
**Fig.3.23(a)** Sand hopper.



**Fig.3.23(b)** Relationships between hole dia. and pouring mass rate,  $D_r$ .



**Fig.3.23(c)** Relationships between drop and  $D_r$ .



**Photo.3.16** Sand hopper.



**Photo.3.17** Slit of sand hopper.



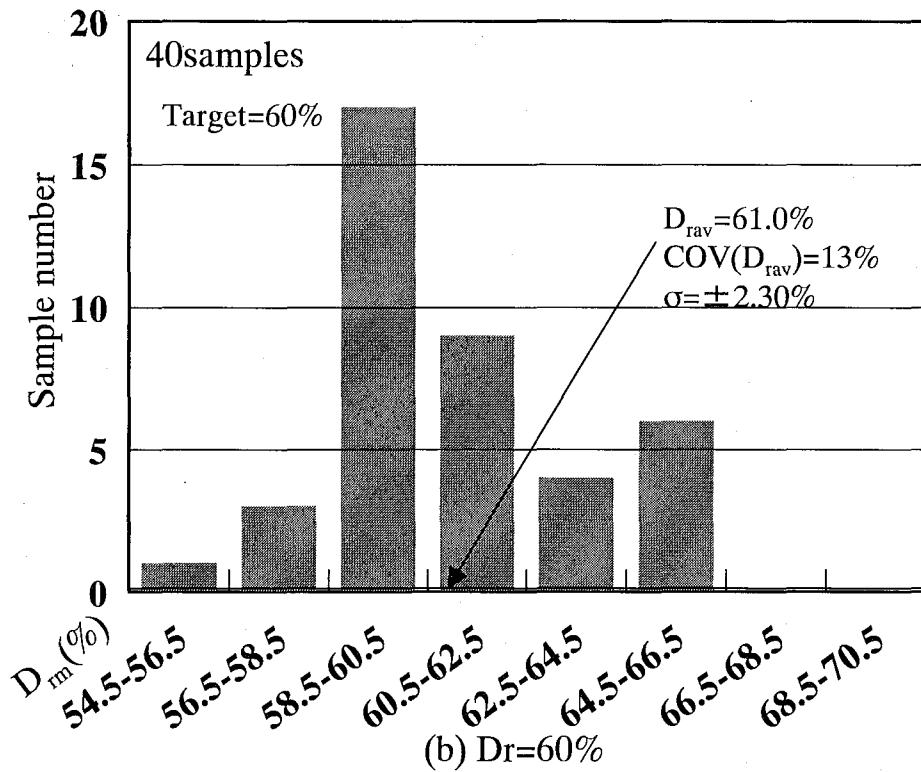
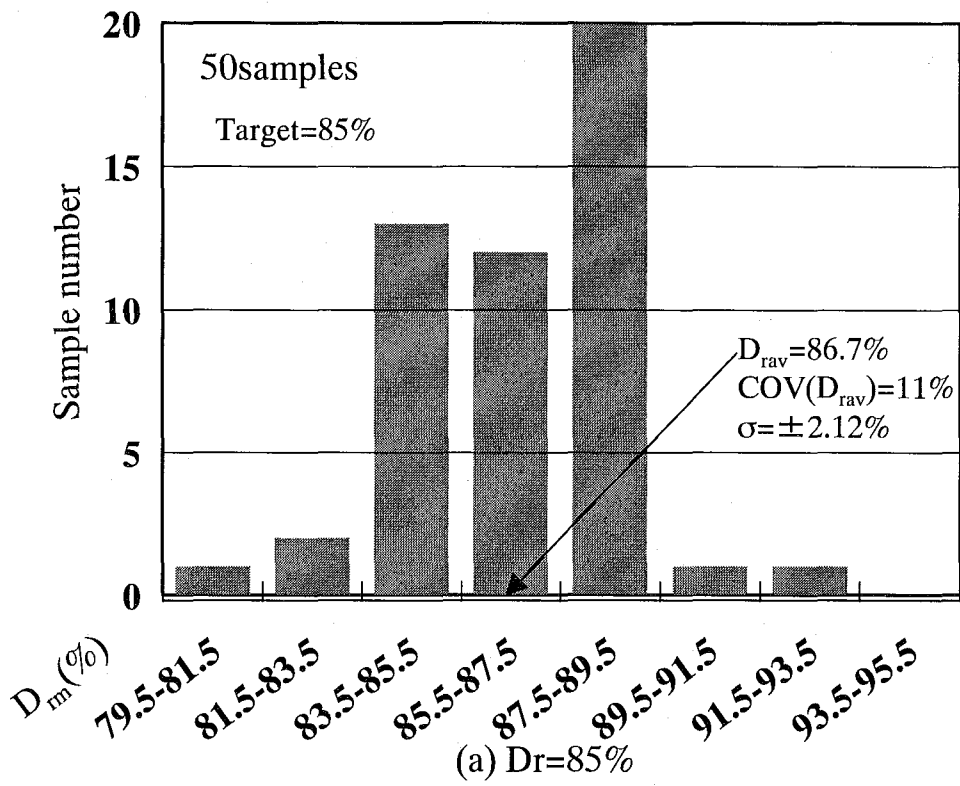
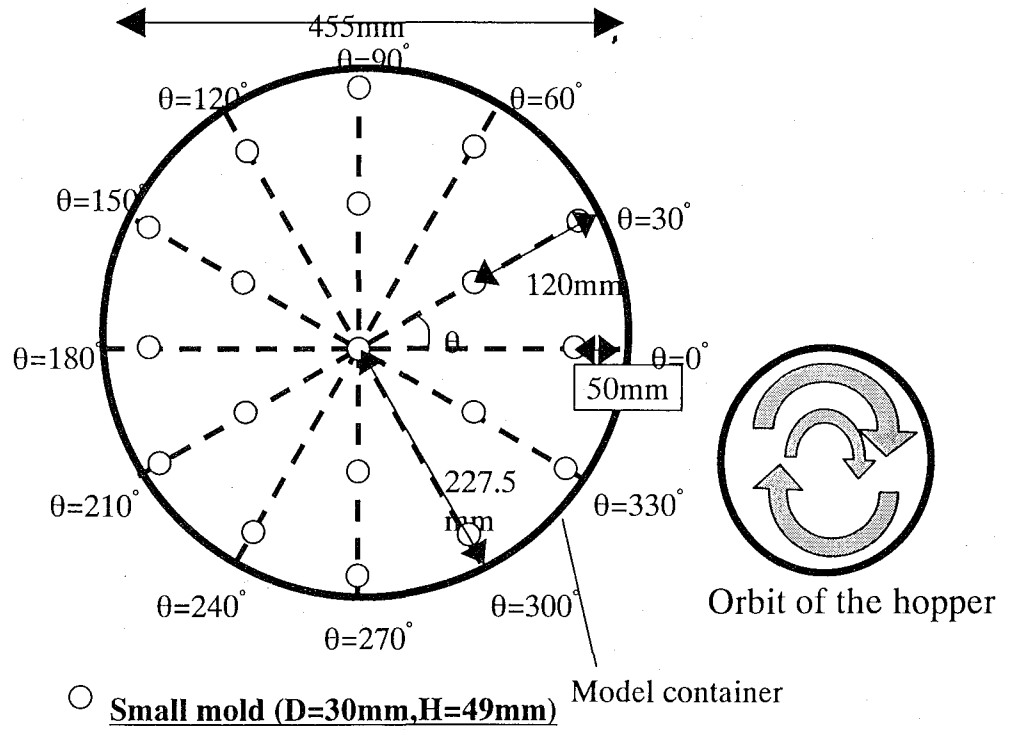
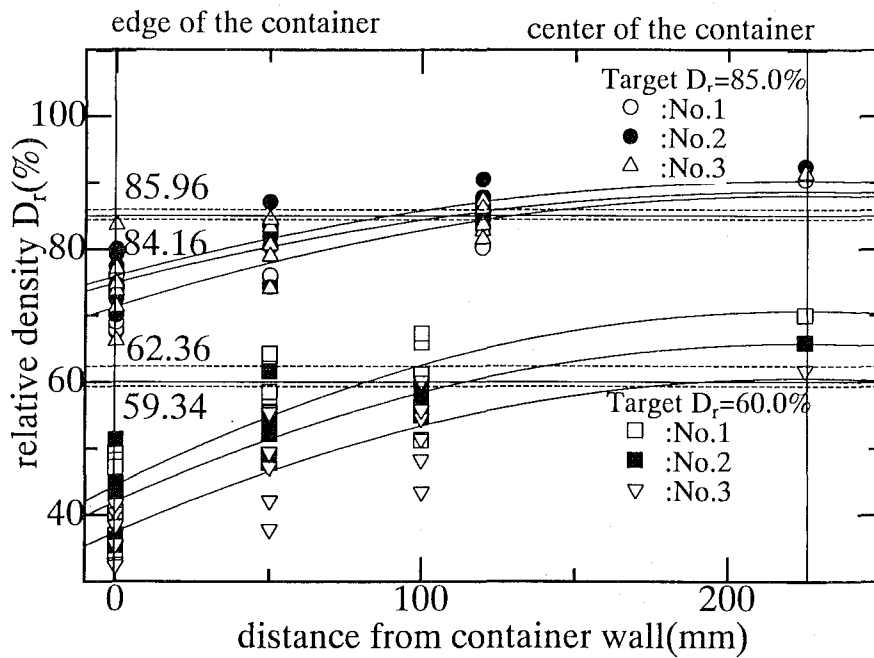


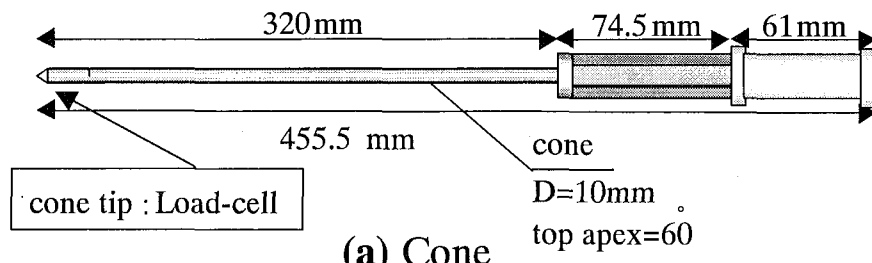
Fig.3.24 Relative density.



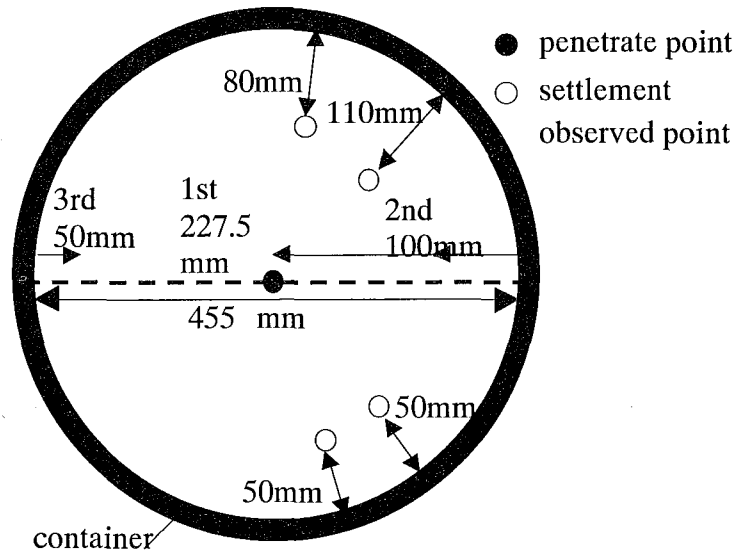
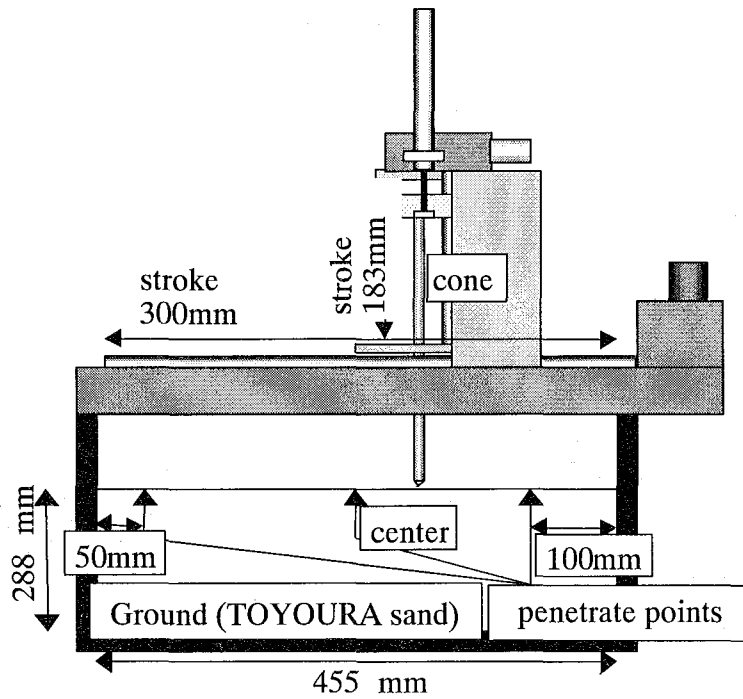
**Fig.3.25** Locations of small container.



**Fig.3.26** Relative density distribution.

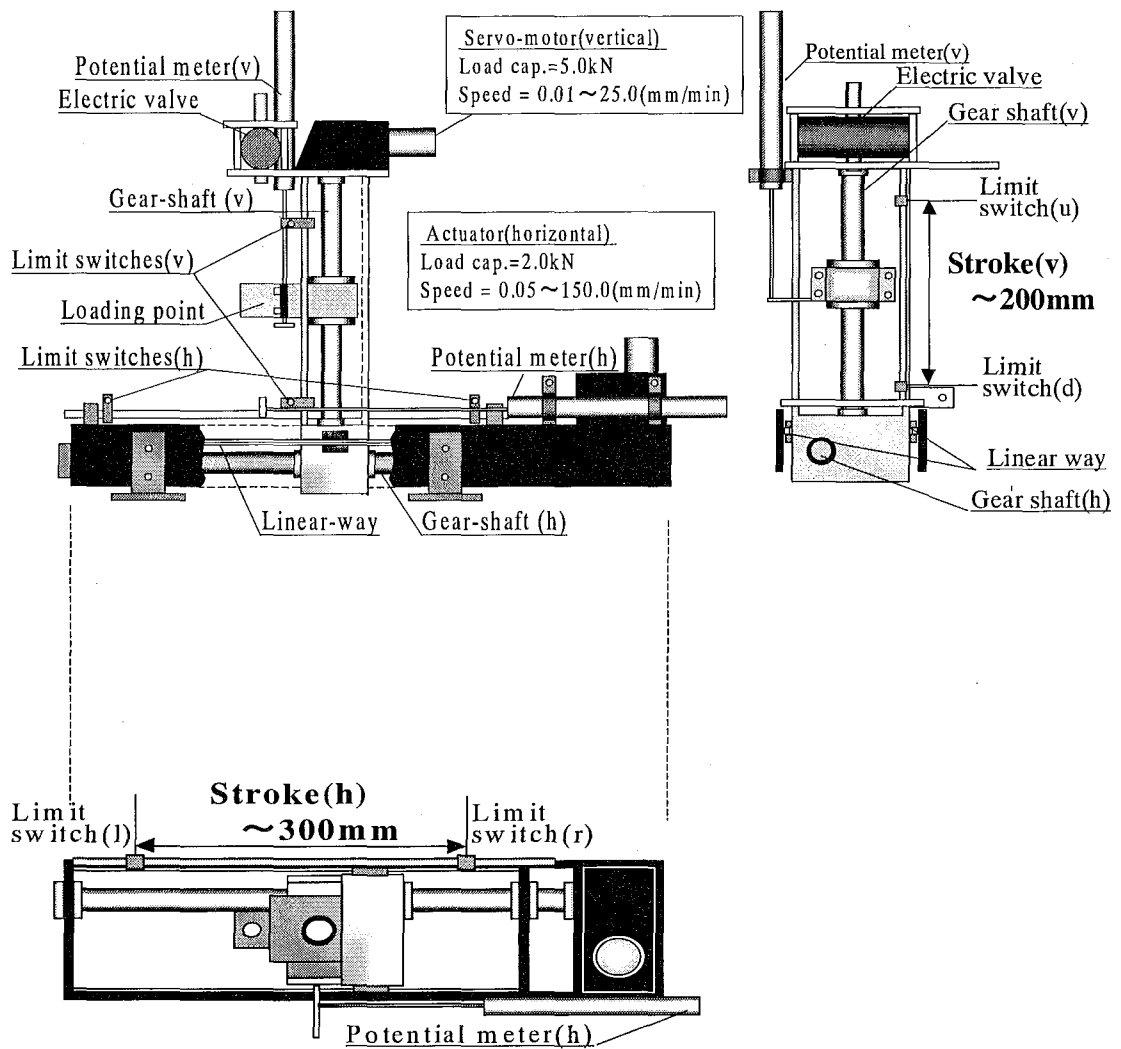


(a) Cone

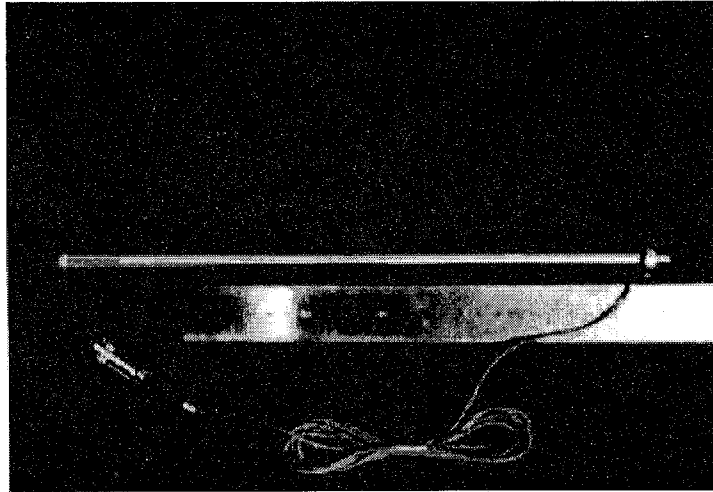


(b) Cone penetration system

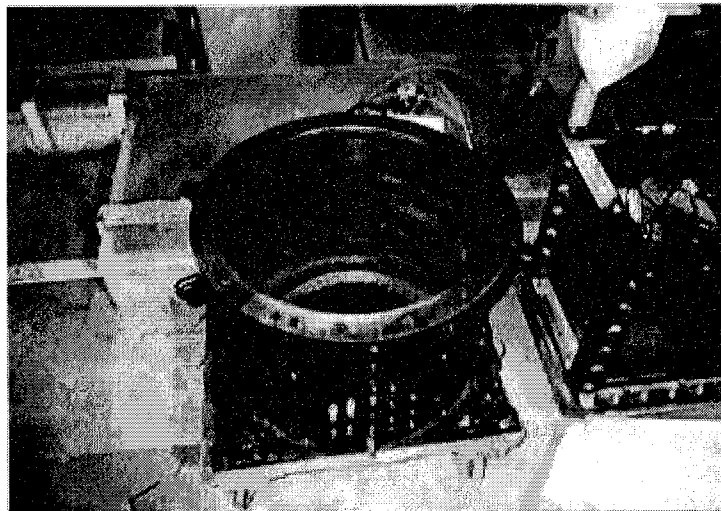
Fig.3.27 Cone penetration test in centrifuge.



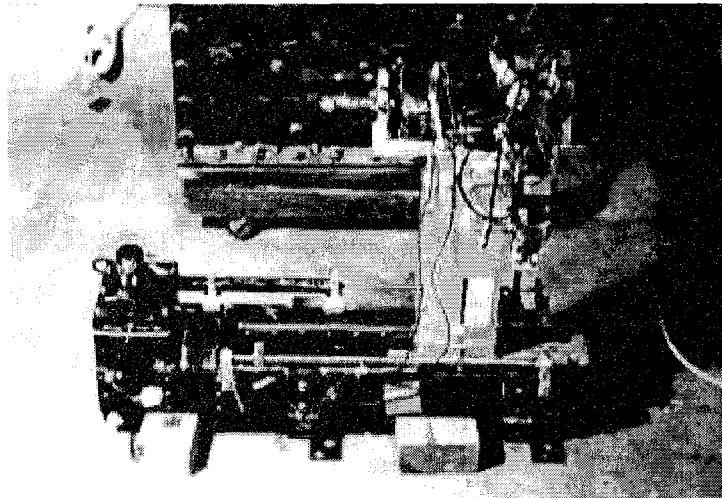
**Fig.3.28** In-flight cone penetrator.



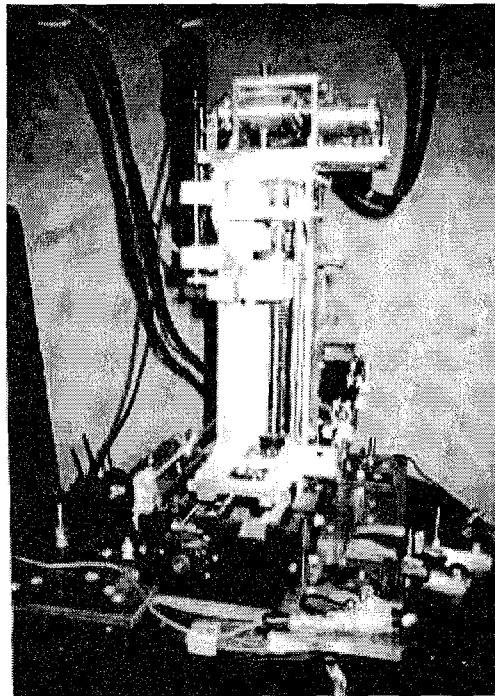
**Photo.3.18** Cone( $\phi=10\text{mm}$ ).



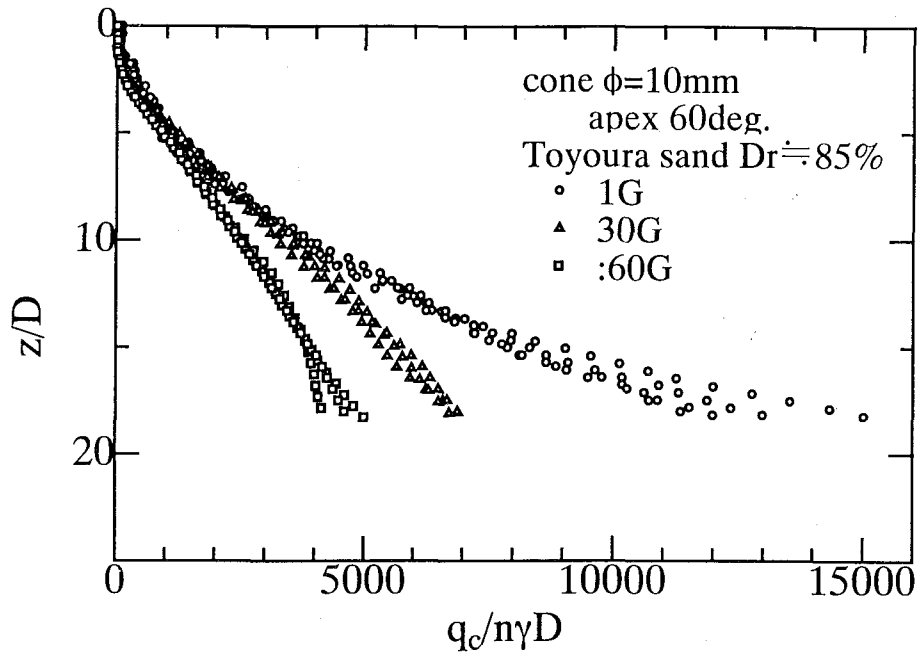
**Photo.3.19** Circular box.



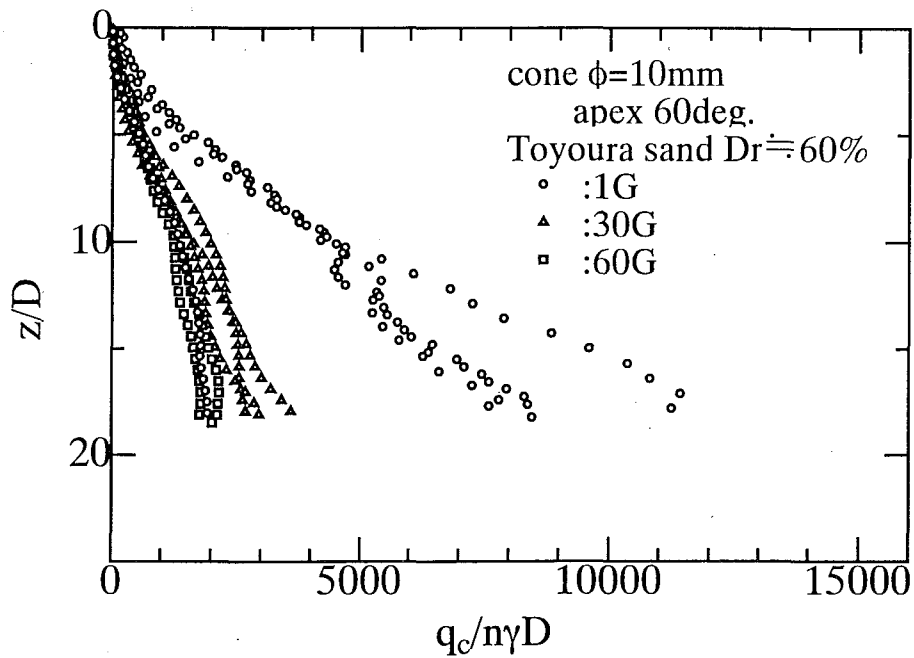
**Photo.3.20(a)** In-flight cone penetrator.



**Photo.3.20(b)** In-flight cone penetrator.

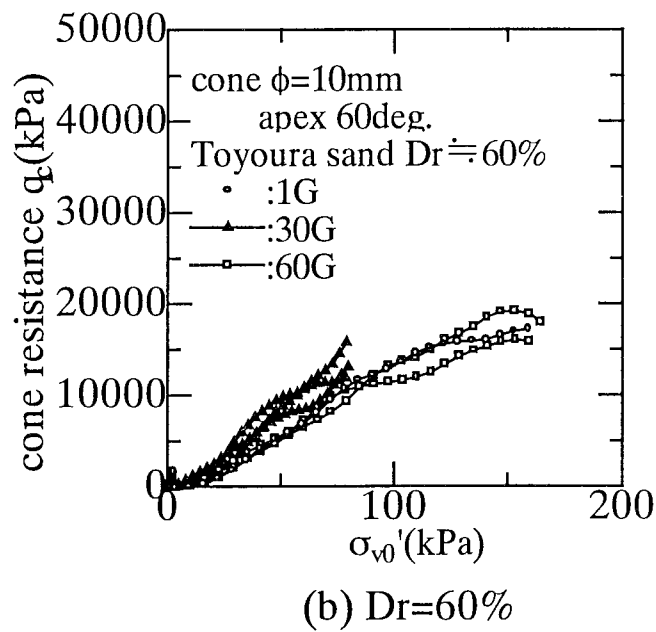
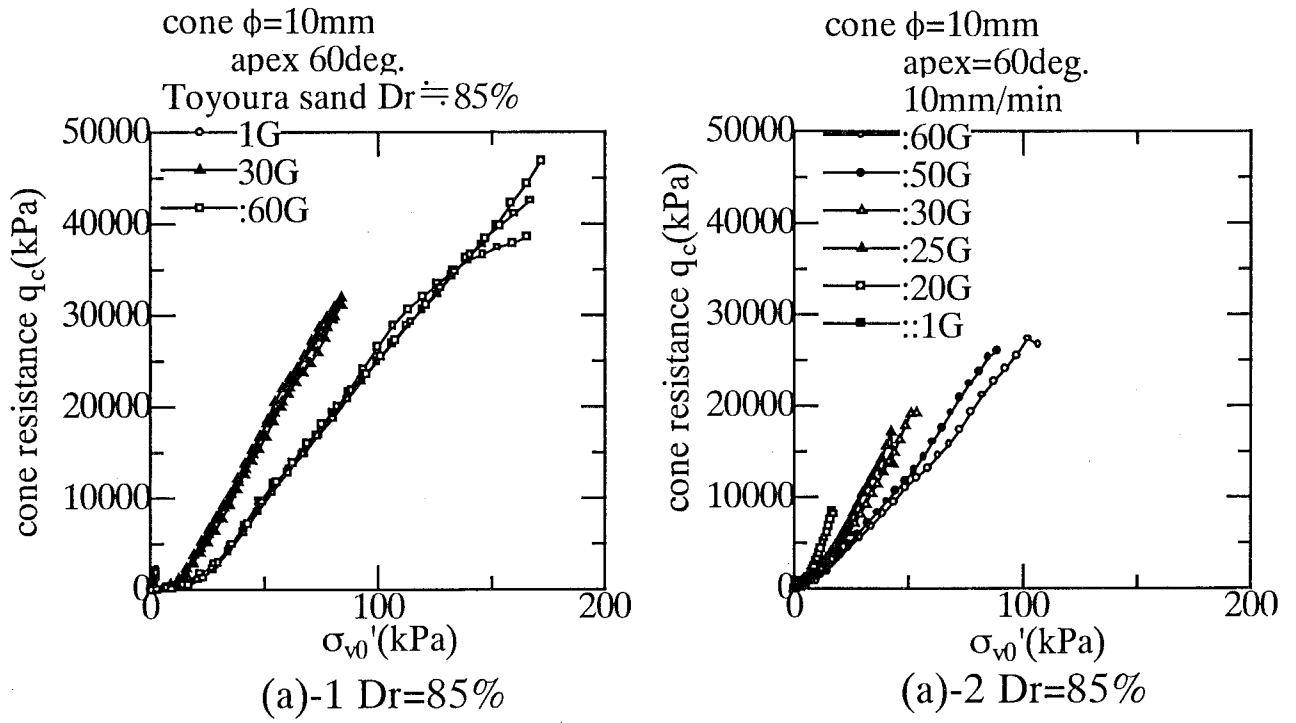


(a)  $Dr=85\%$



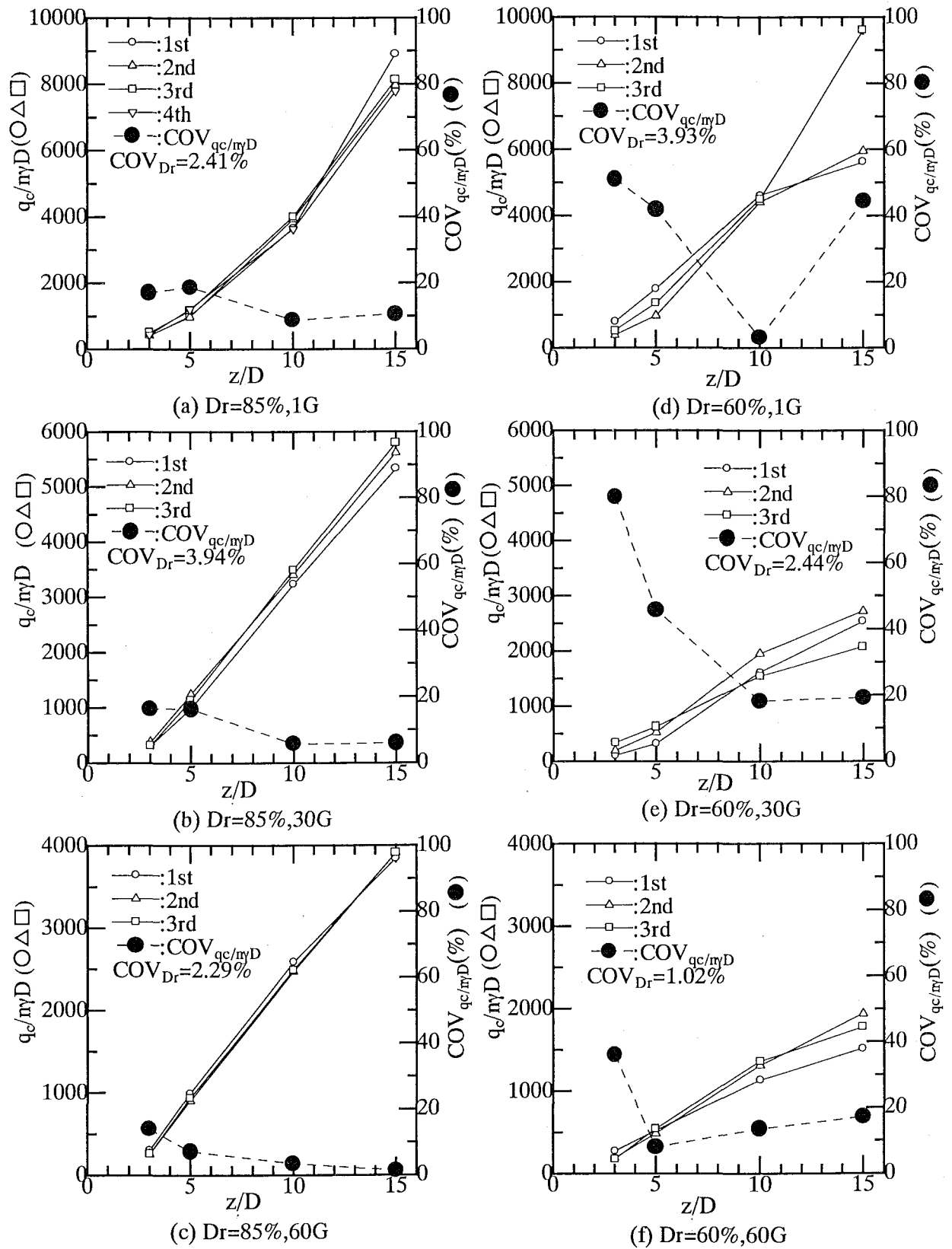
(b)  $Dr=60\%$

**Fig.3.29** Relationships between  $q_c/n\gamma$  and  $z/D$ . ( $Dr=85,60\%$ )

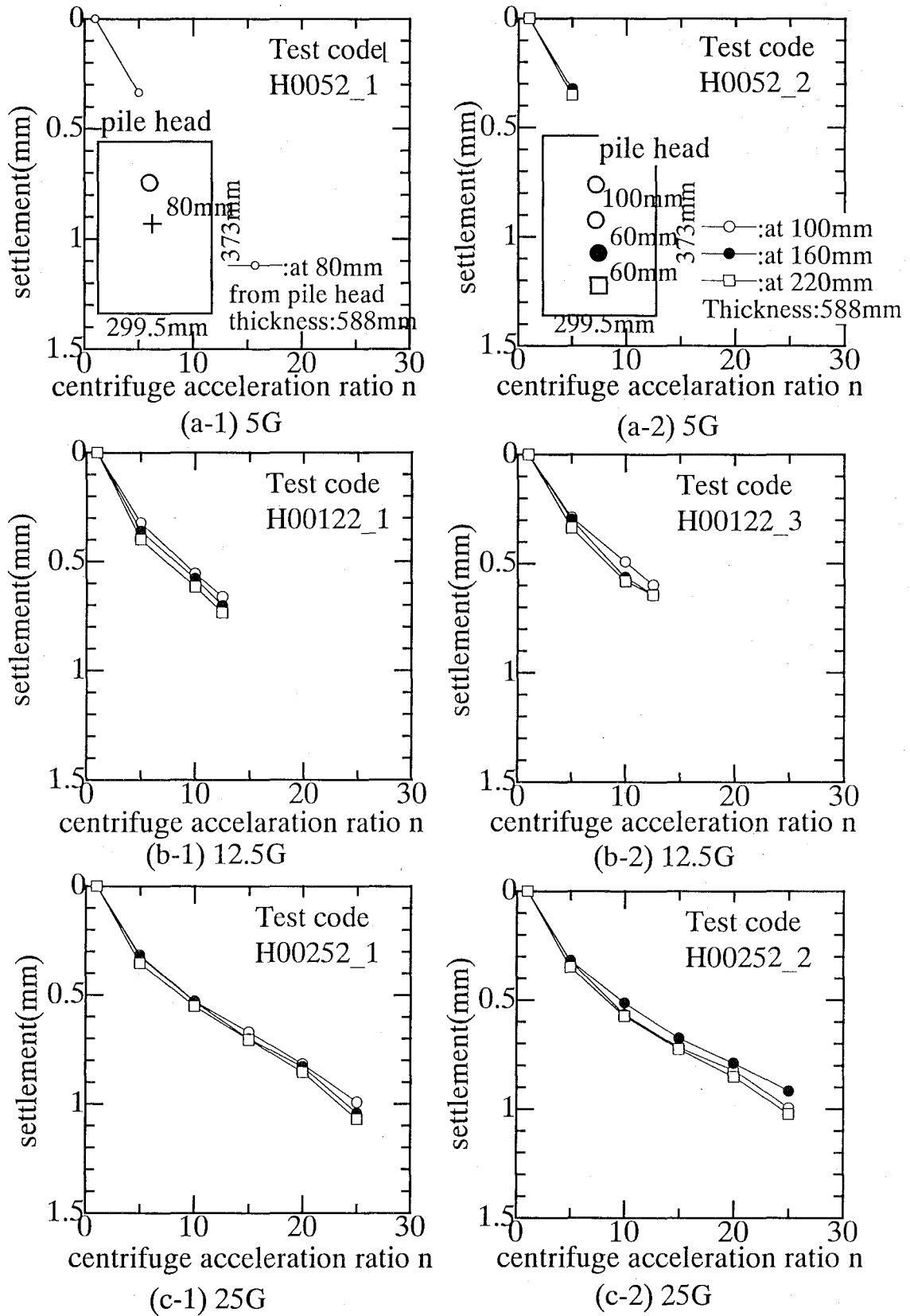


**Fig.3.30** Relationships between  $q_c$  and  $\sigma_{v0}'$ .  
( $Dr=85,60\%$ )

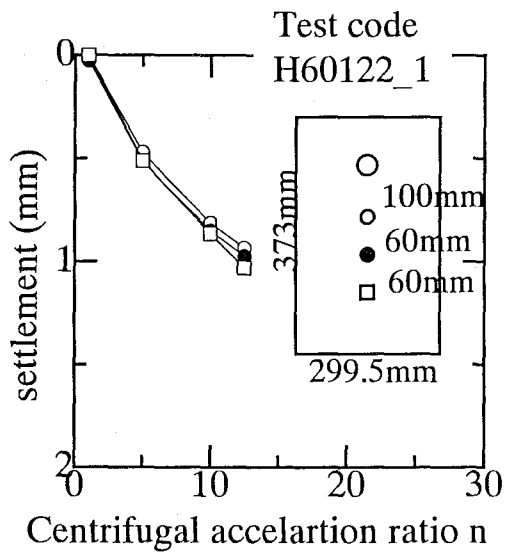




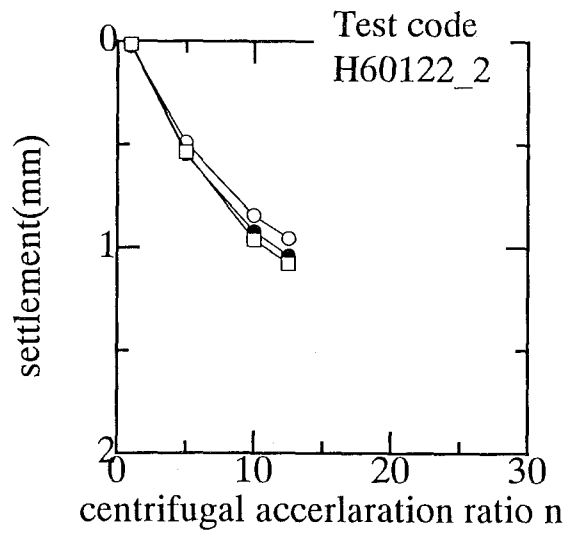
**Fig.3.31** Relationships between  $q_c/nyD$ ,  $COV_{q_c/nyD}$  and  $z/D$ .



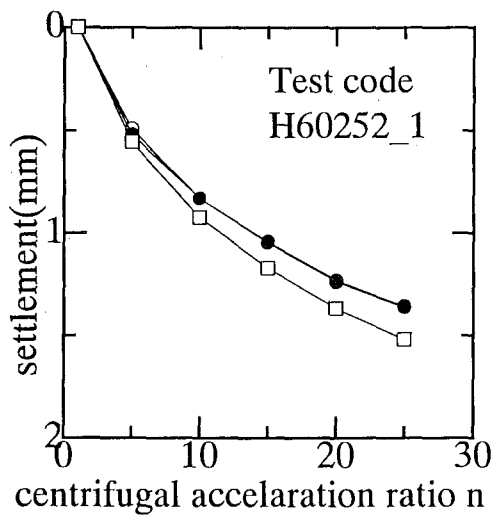
**Fig.3.32** Relationships between settlement and centrifuge acceleration ratio.  $D_r=85\%$



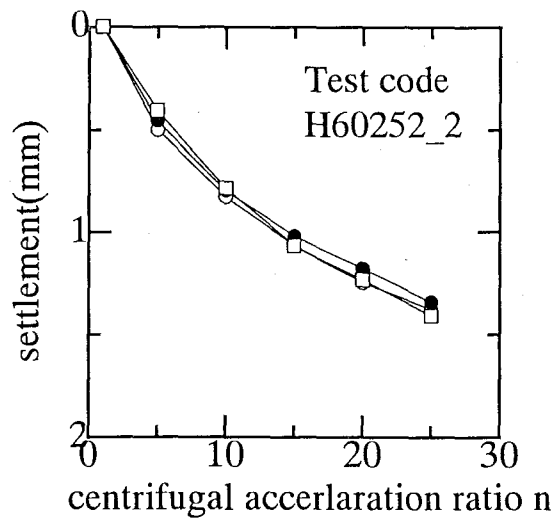
(a-1) 12.5G



(a-2) 12.5G

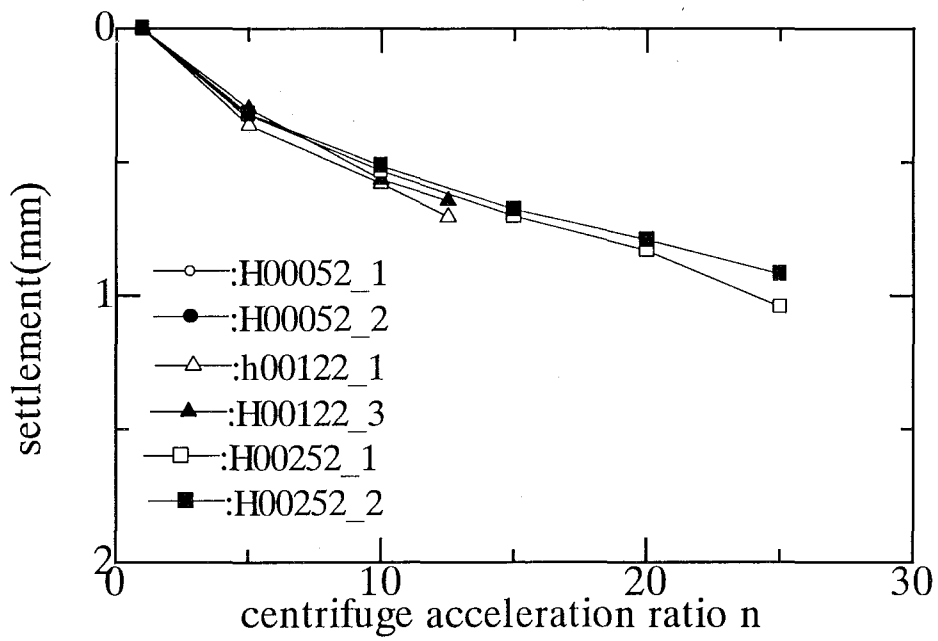


(b-1) 25G

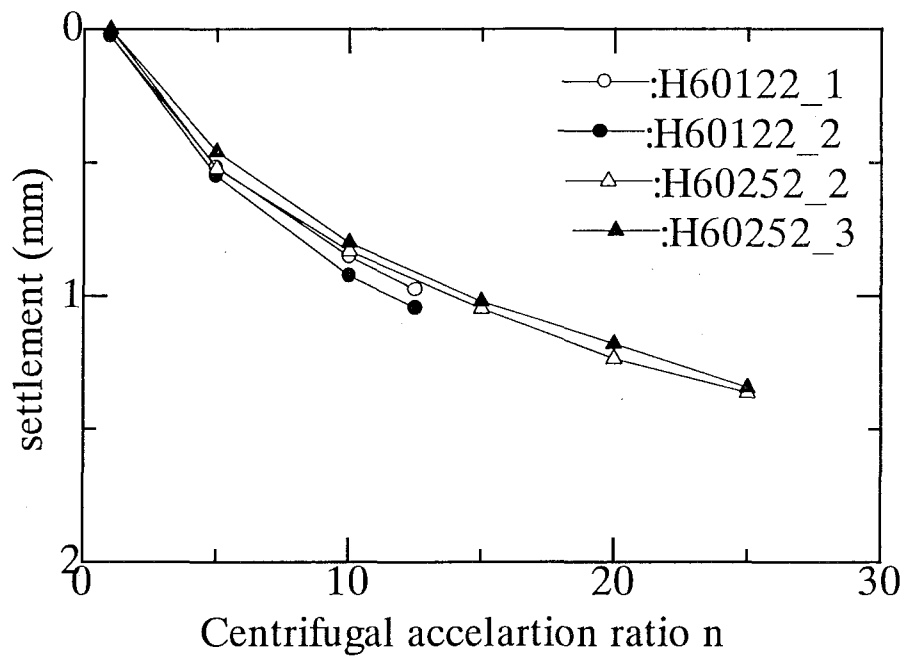


(b-2) 25G

**Fig.3.33** Relationships between settlement and centrifuge acceleration ratio.  
 $D_r=60\%$



(a)  $D_r=85\%$



(b)  $D_r=60\%$

**Fig.3.34** Relationships between settlement and centrifuge acceleration ratio.  
 $D_r=60\% \& 85\%$

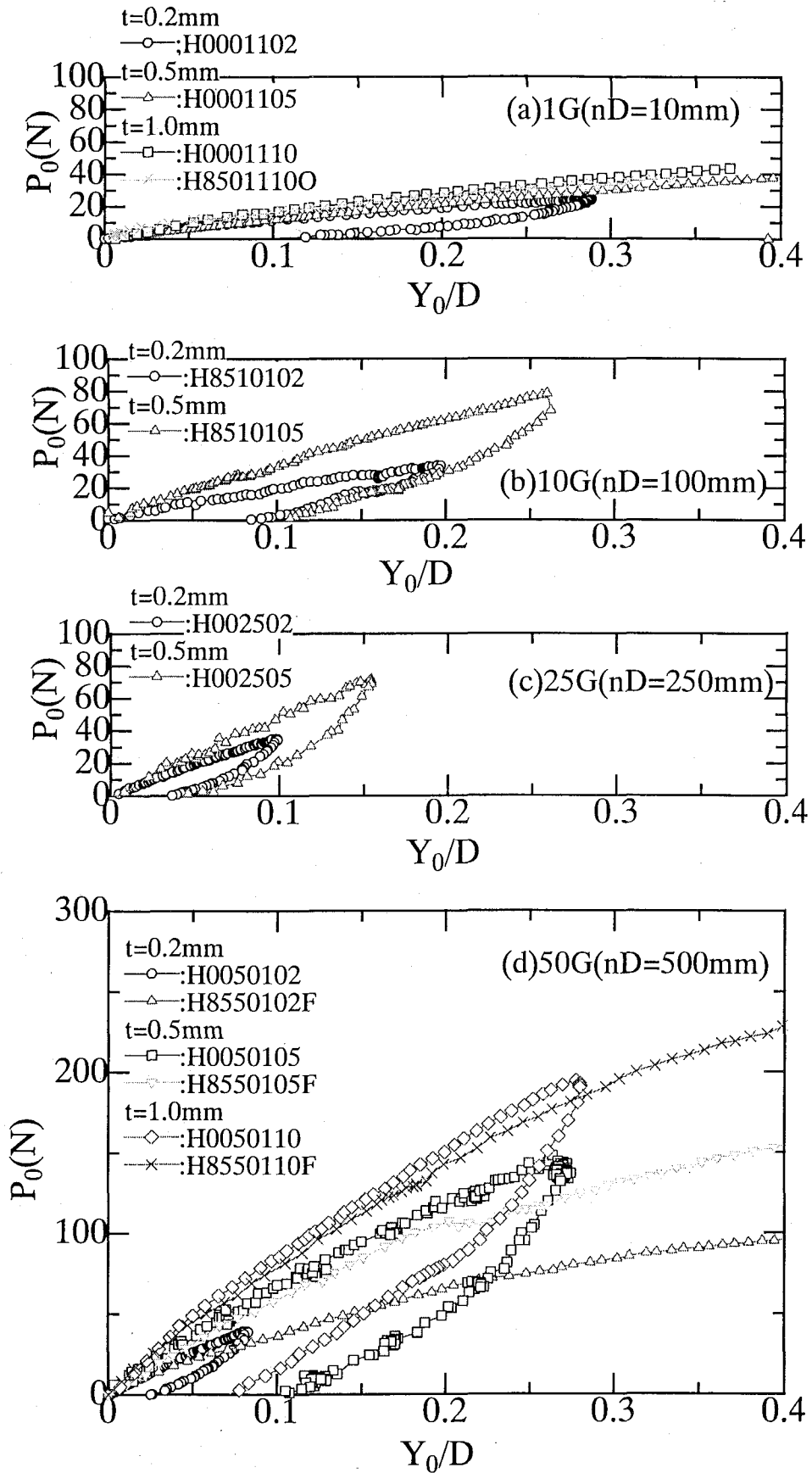
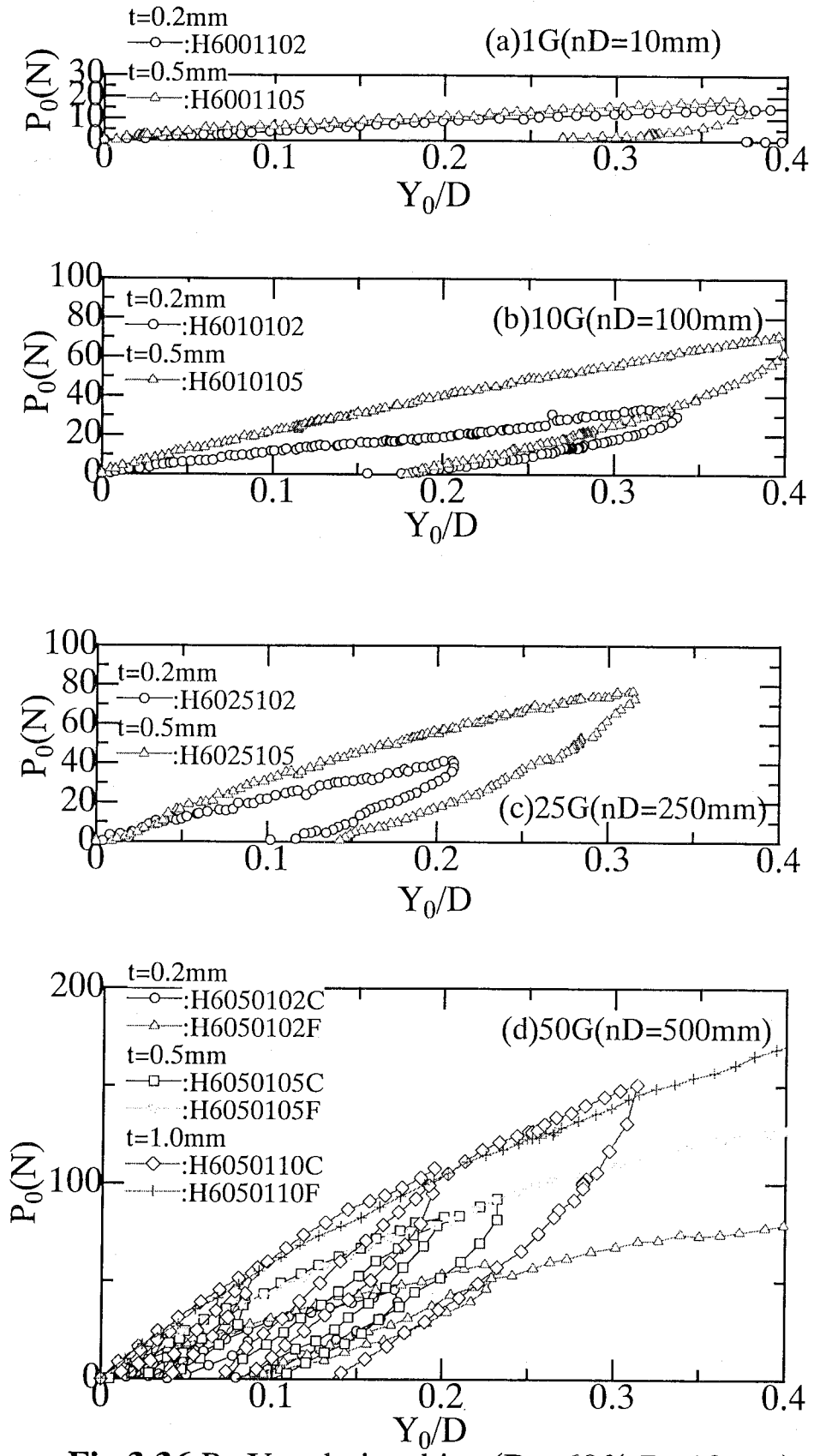
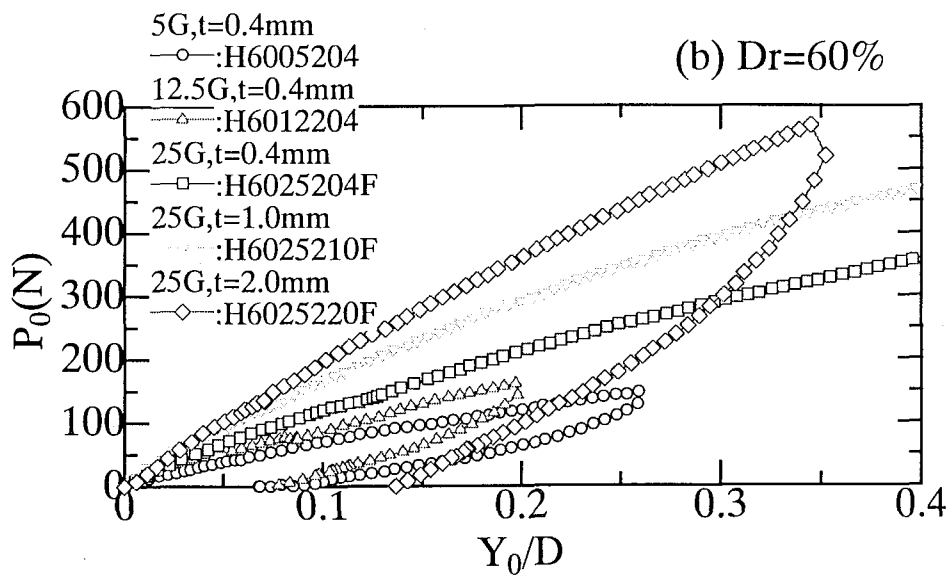
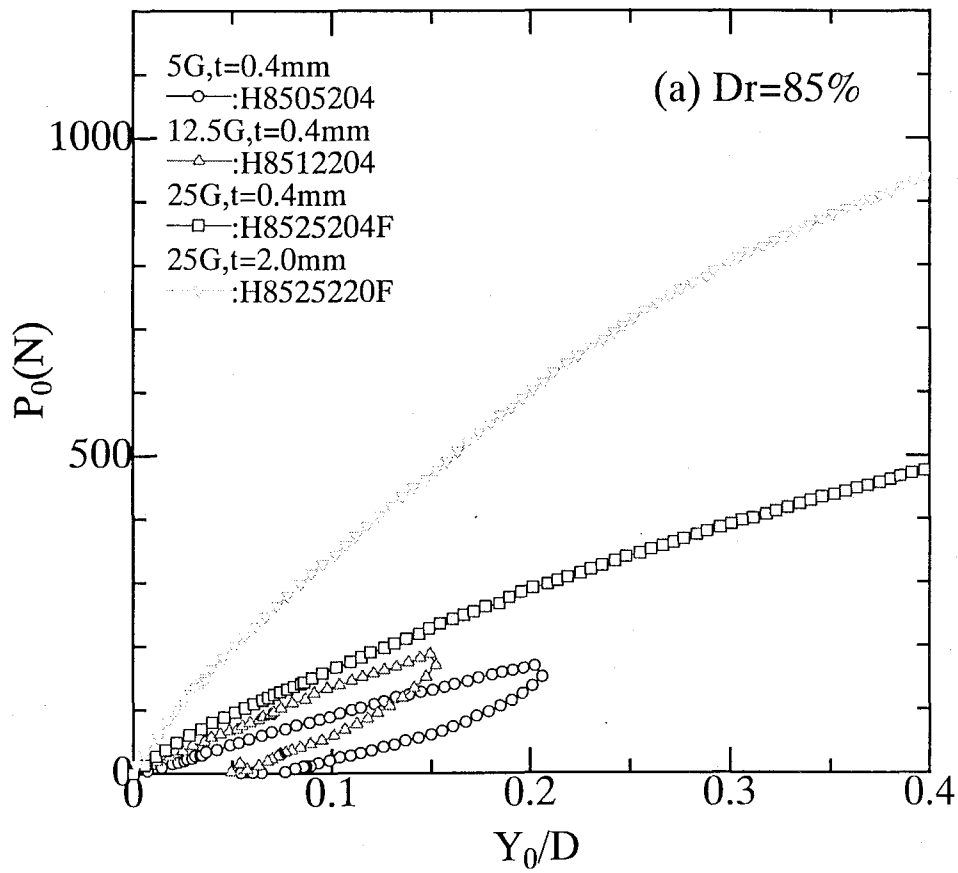


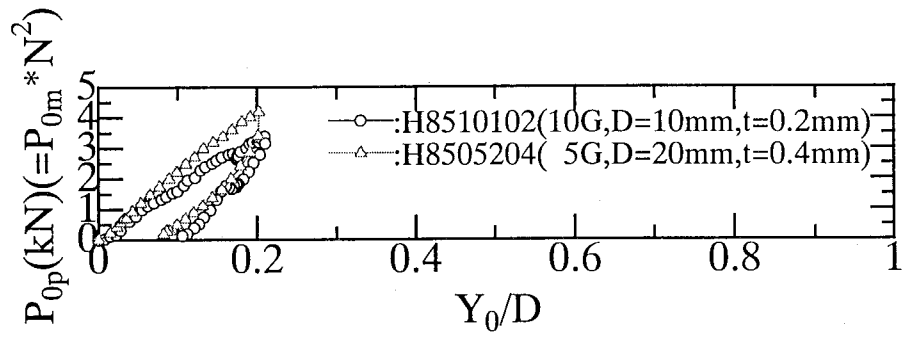
Fig.3.35  $P_0$ - $Y_0$  relationships. ( $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ )



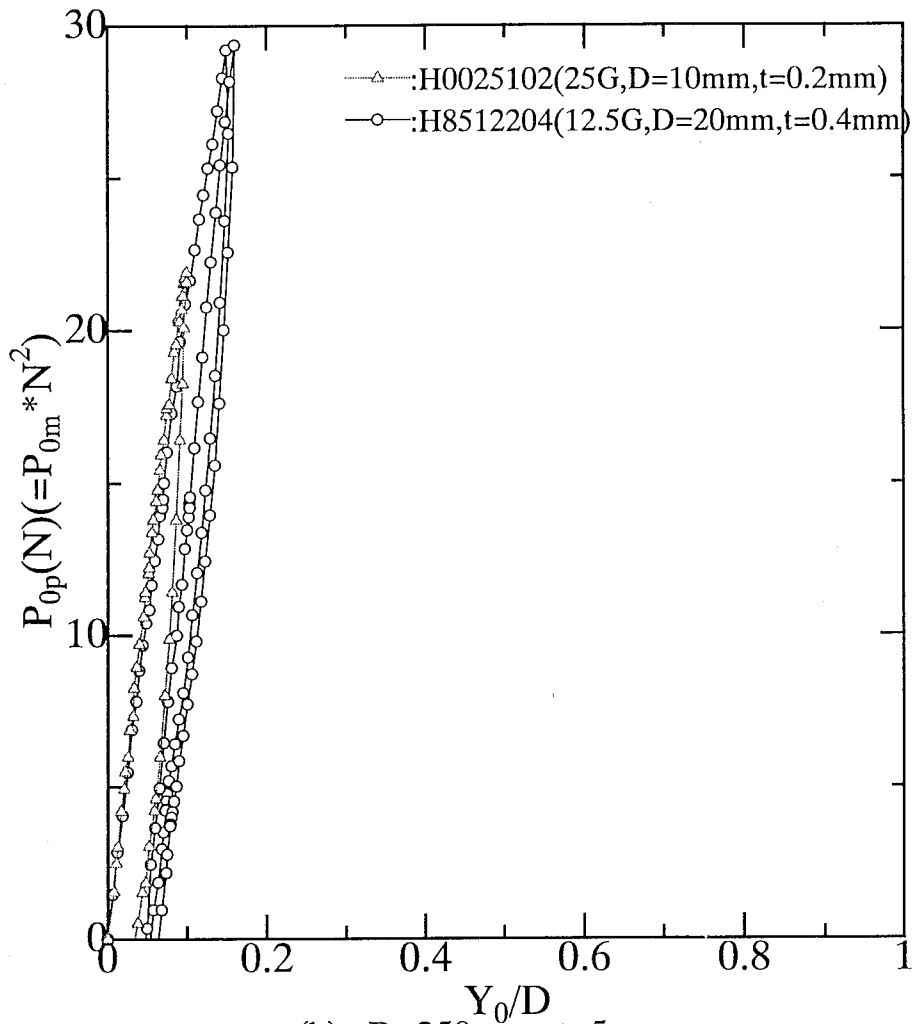
**Fig.3.36**  $P_0$ - $Y_0$  relationships. ( $D_r=60\%$ ,  $D=10$ mm)



**Fig.3.37**  $P_0$ - $Y_0$  relationships. ( $D=20\text{mm}$ )



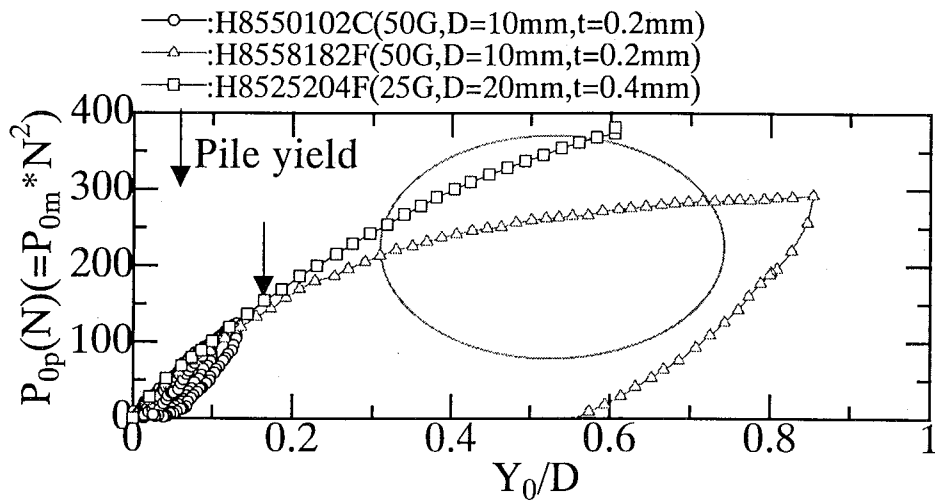
(a)  $nD=100\text{mm}, nt=2\text{mm}$



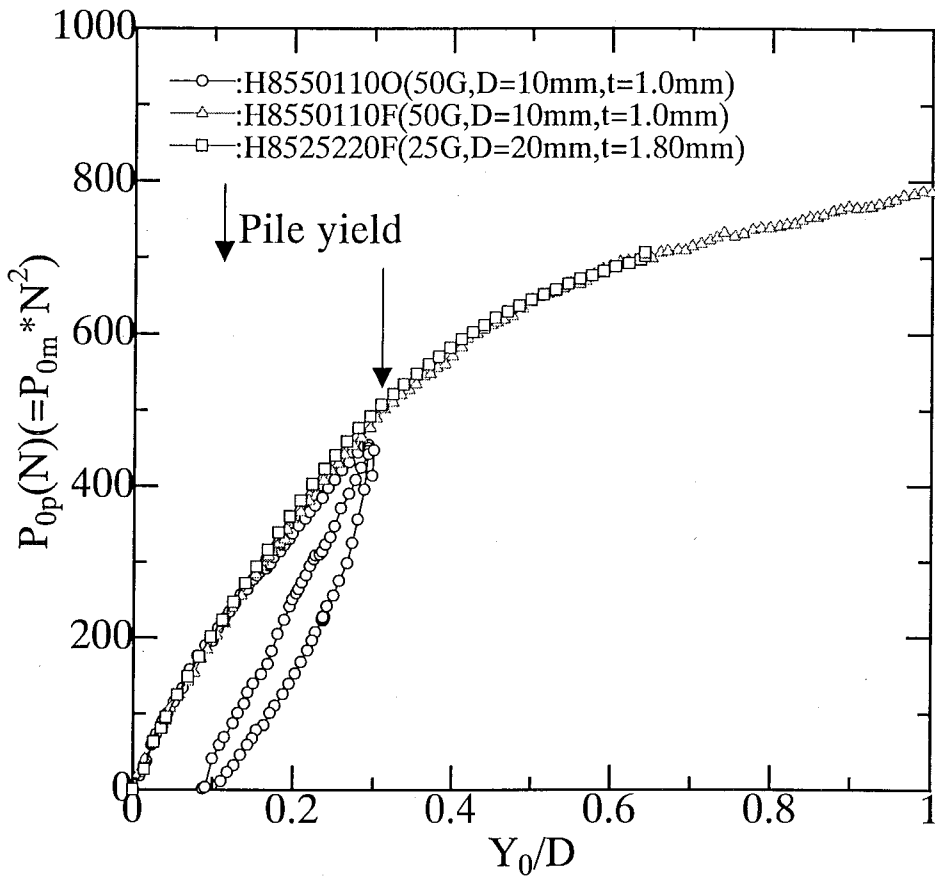
(b)  $nD=250\text{mm}, nt=5\text{mm}$

**Fig.3.38** Modeling of models.  
 ( $P_{0p}$ - $Y_{0p}$  relationships( $D_r=85\%$ ))



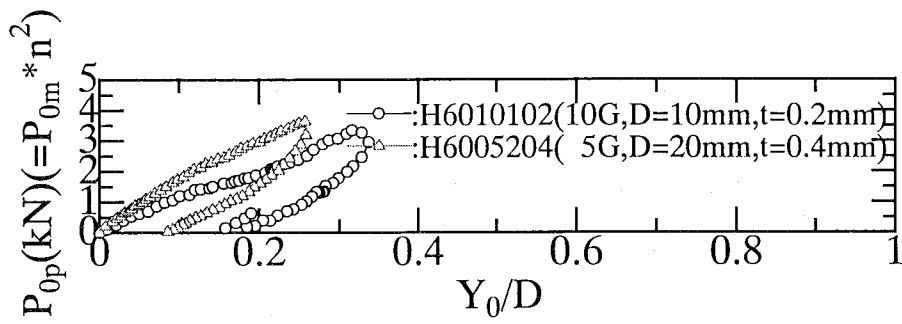


(c)  $nD=500\text{mm}, nt=10\text{mm}$

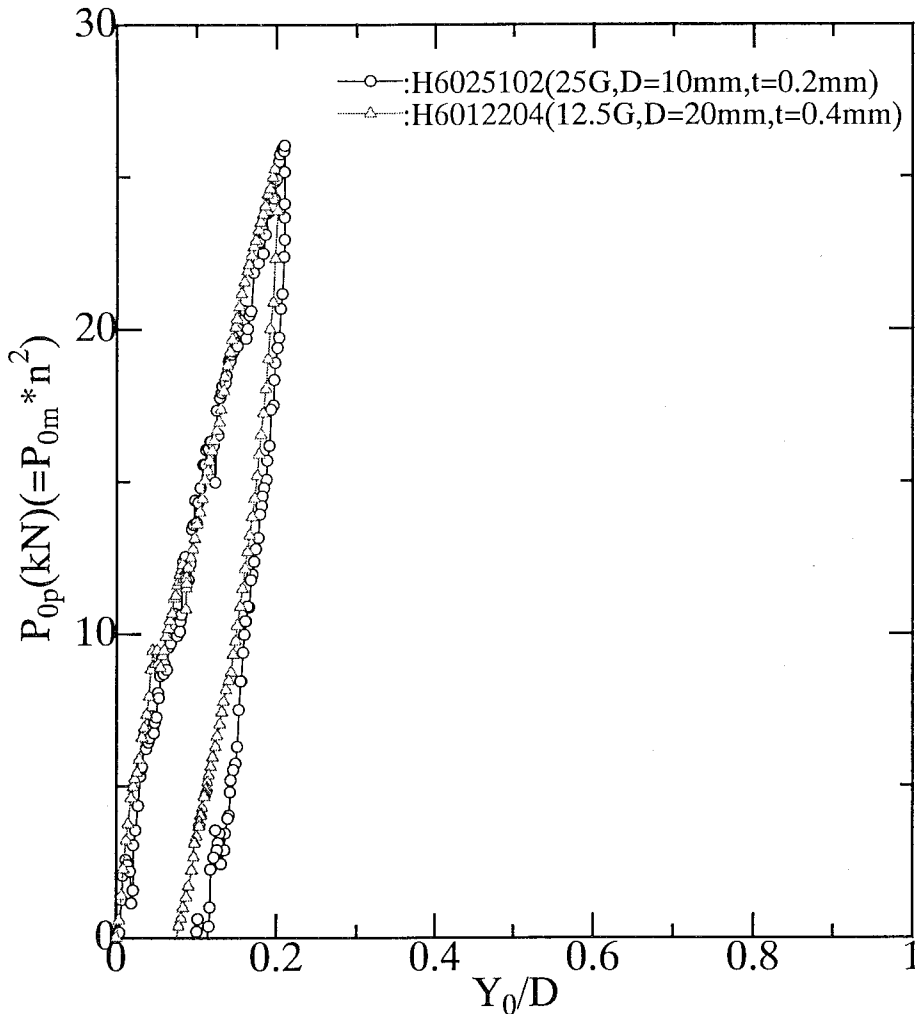


(d)  $nD=500\text{mm}, nt=50\text{mm}$

**Fig.3.38** Modeling of models.  
 ( $P_{op}$ - $Y_{op}$  relationships( $Dr=85\%$ ))

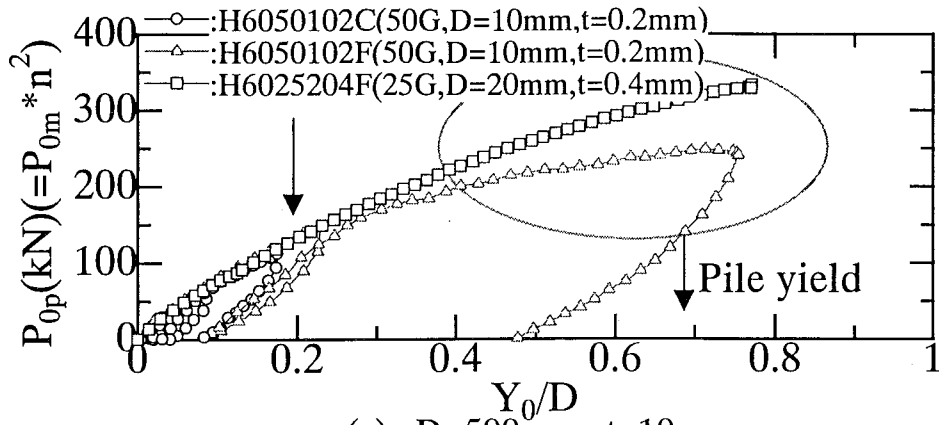


(a)  $nD=100\text{mm}$ ,  $nt=2\text{mm}$

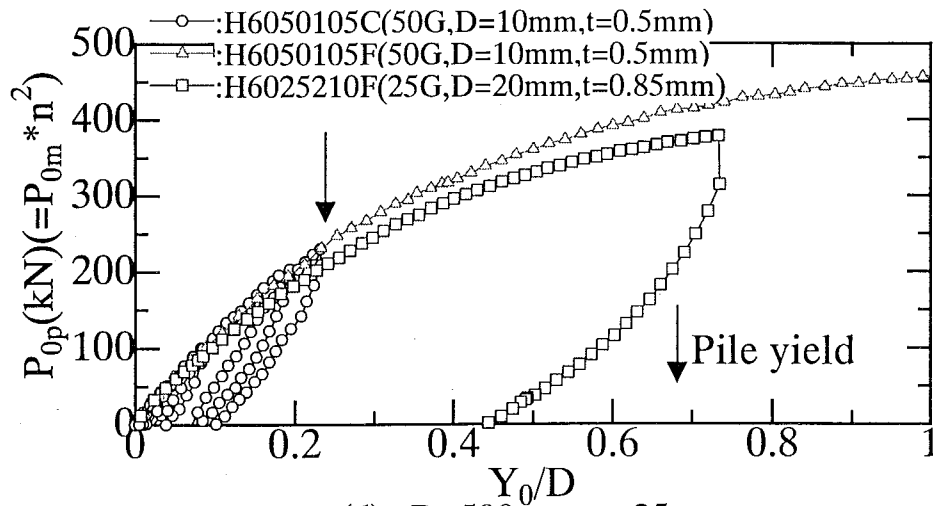


(b)  $nD=250\text{mm}$ ,  $nt=5\text{mm}$

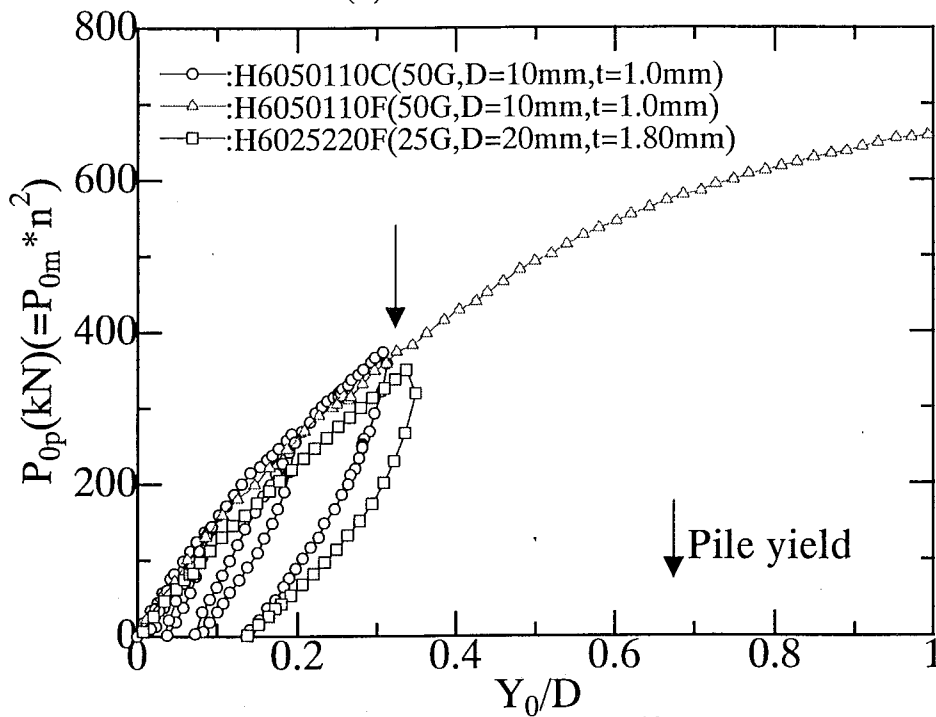
**Fig.3.39** Modeling of models.  
(  $P_{op}$ - $Y_{op}$  relationships( $Dr=60\%$ ))



(c)  $nD=500\text{mm}, nt=10\text{mm}$

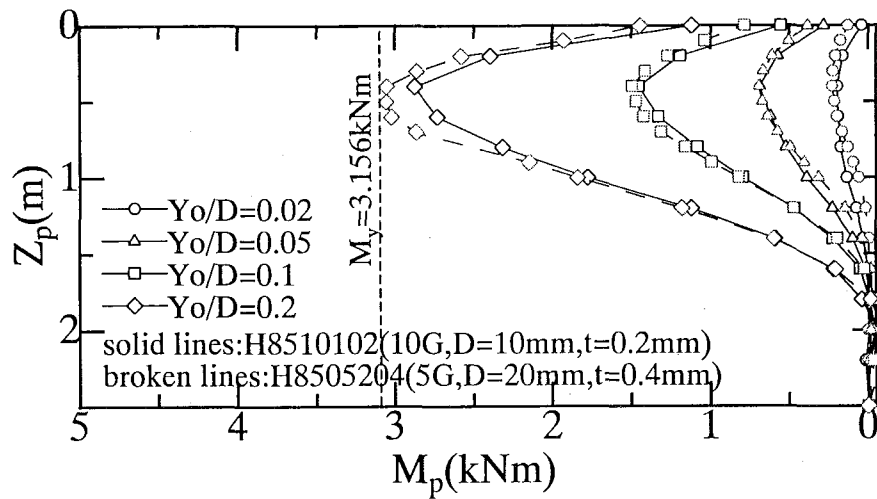


(d)  $nD=500\text{mm}, nt=25\text{mm}$

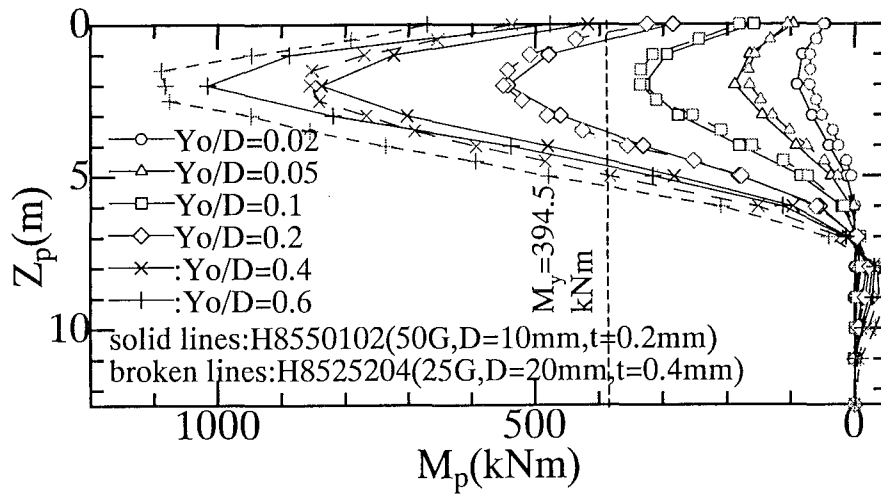


(e)  $nD=500\text{mm}, nt=50\text{mm}$

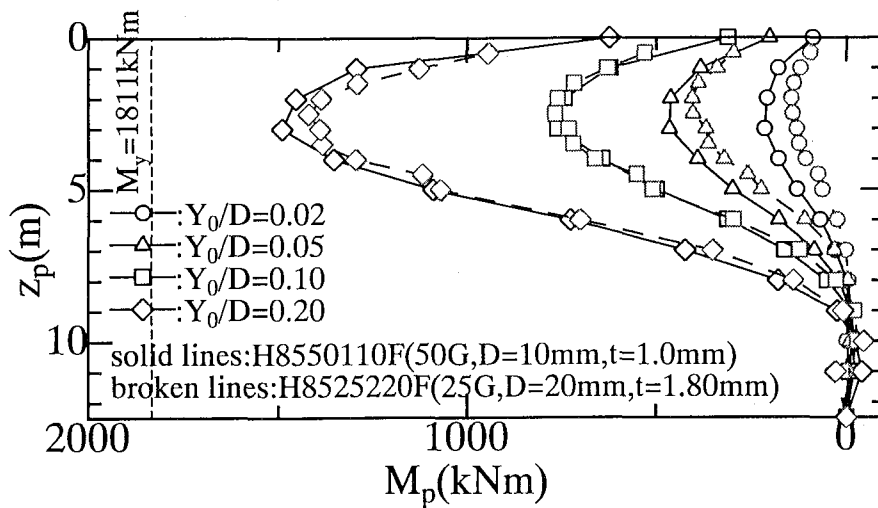
**Fig.3.39** Modeling of models. ( $P_{op}$ - $Y_{op}$  relationships ( $Dr=60\%$ ))



(a)  $nD=100\text{mm}, nt=2\text{mm}$

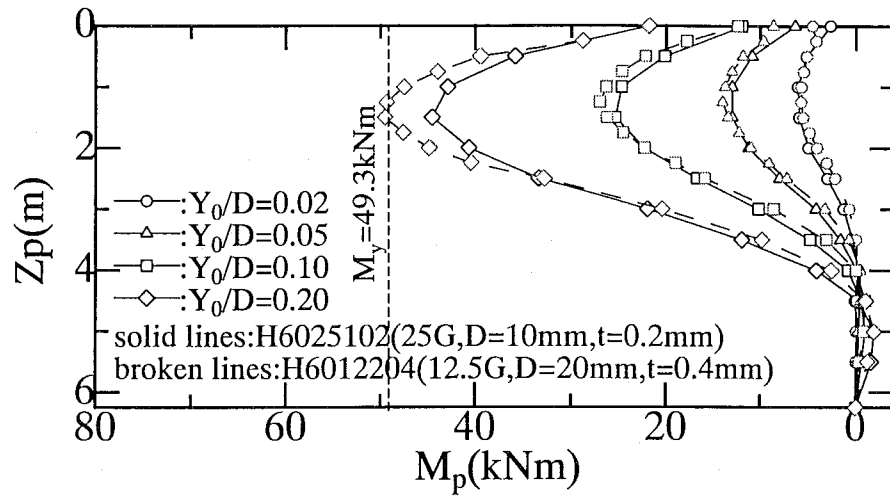


(b)  $nD=500\text{mm}, nt=10\text{mm}$

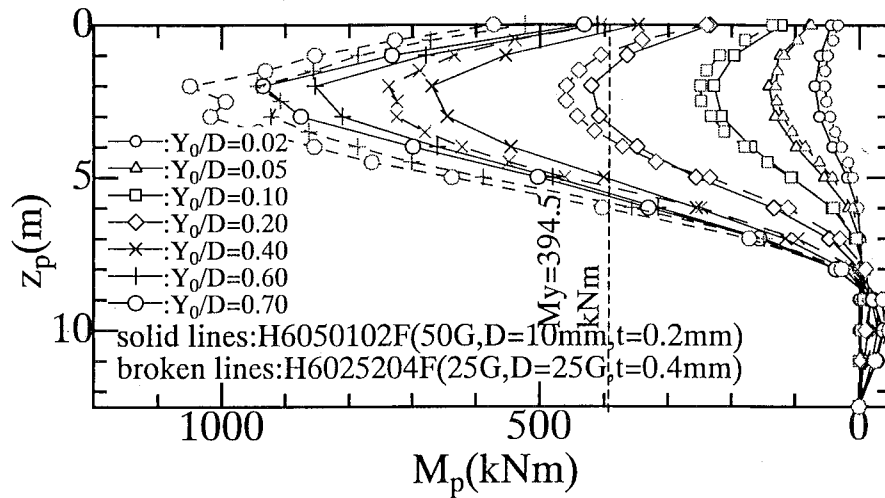


(c)  $nD=500\text{mm}, nt=50\text{mm}$

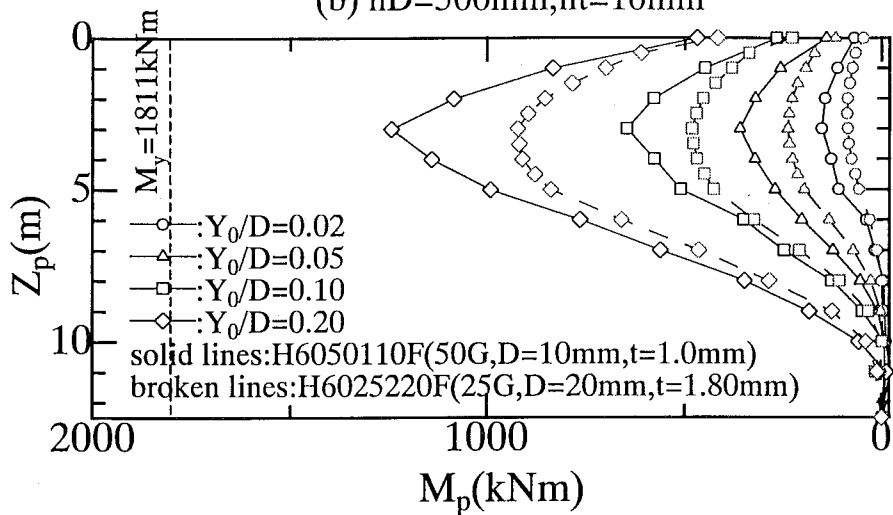
**Fig.3.40** Modeling of models.(  $M_p$  profiles( $D_r=85\%$ ))



(a)  $nD=250\text{mm}, nt=5\text{mm}$

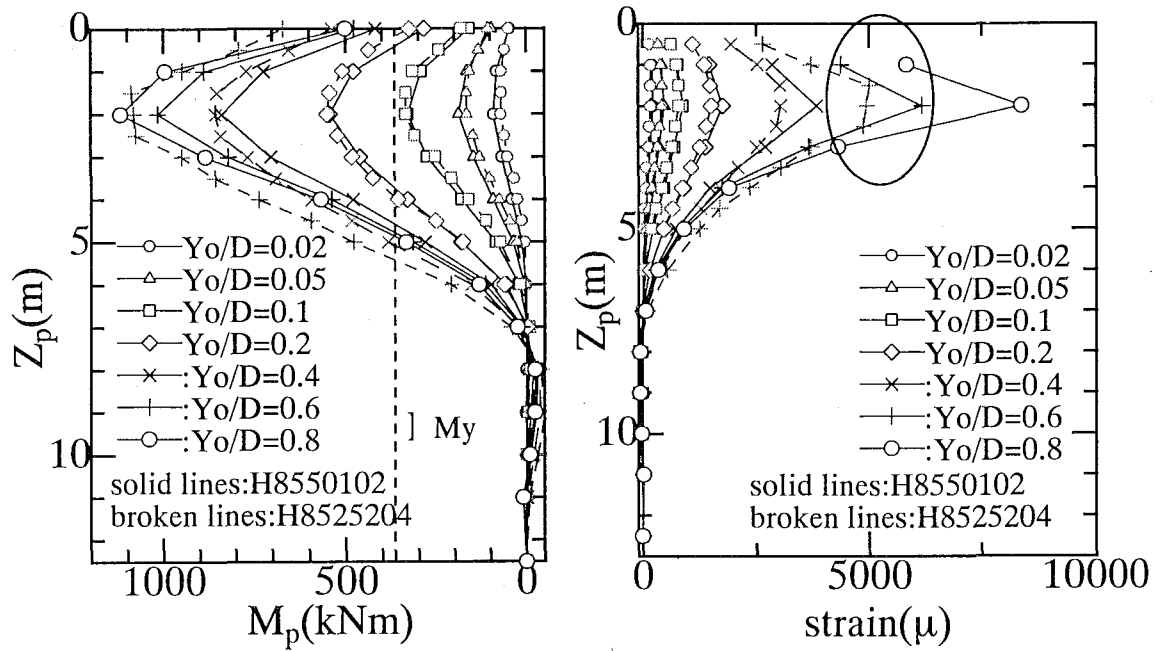


(b)  $nD=500\text{mm}, nt=10\text{mm}$

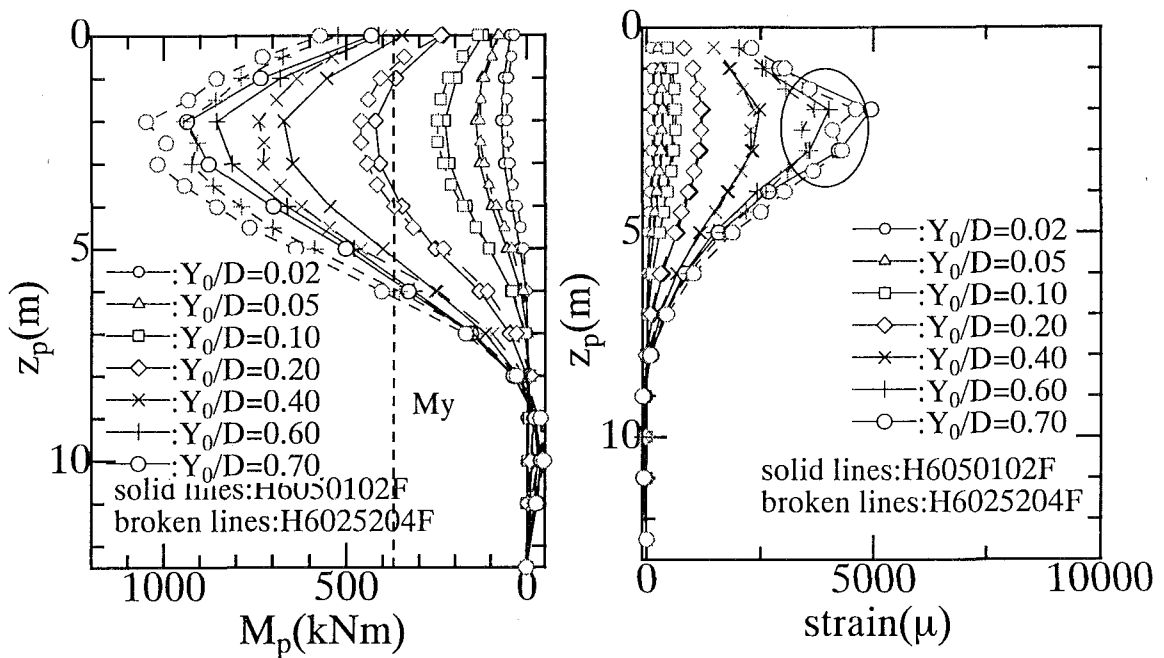


(c)  $nD=500\text{mm}, nt=50\text{mm}$

**Fig.3.41** Modeling of models. ( $M_p$  profiles ( $D_r=60\%$ ))

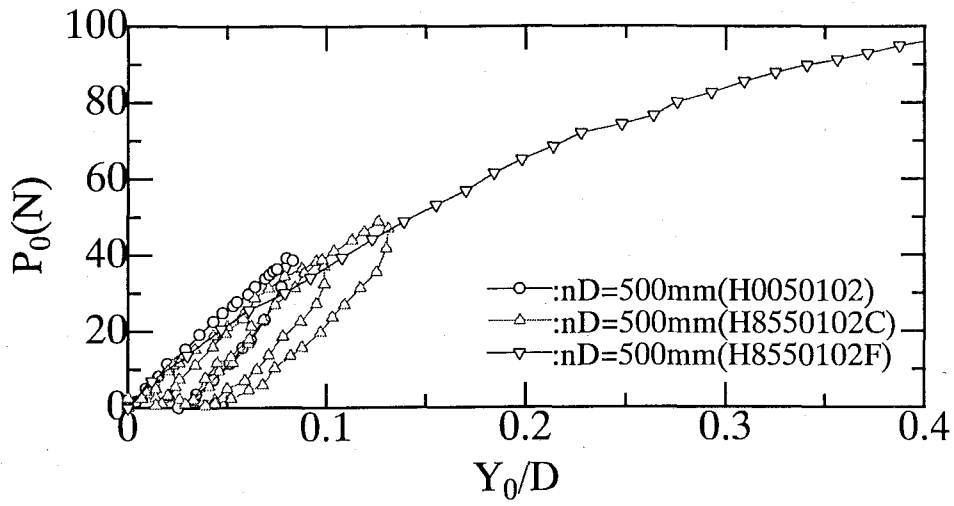


(a)  $Dr=85\%$ ,  $nD=500\text{mm}$ ,  $nt=10\text{mm}$

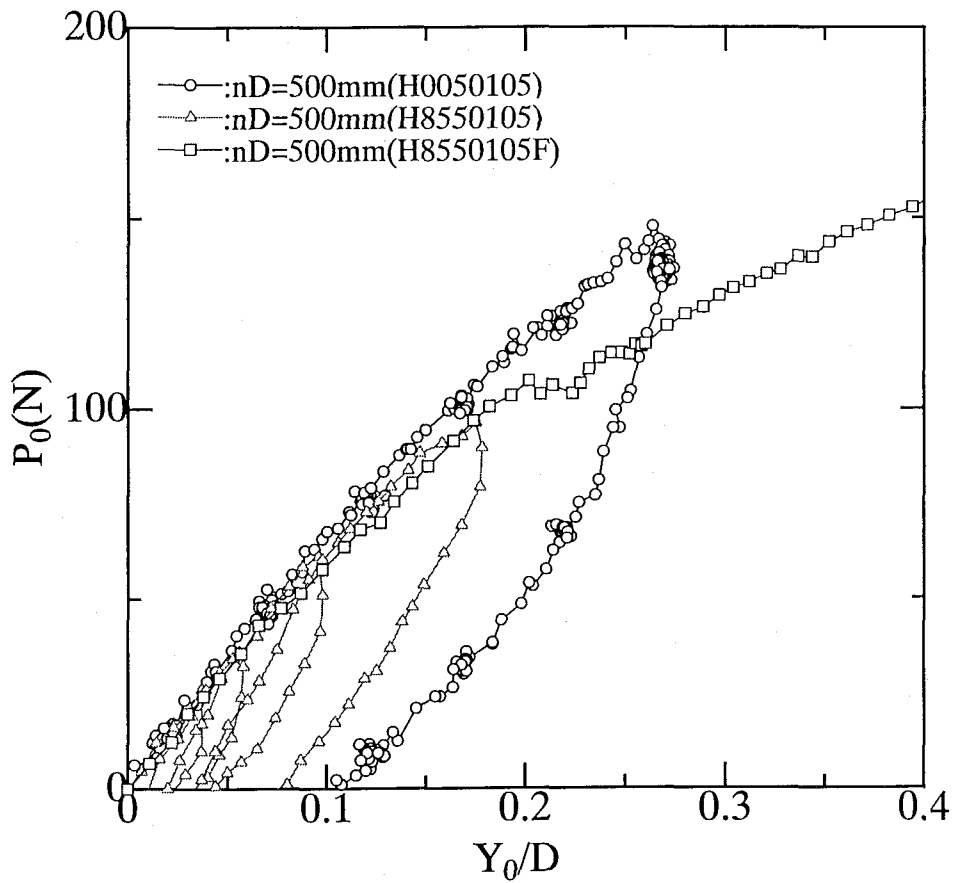


(b)  $Dr=60\%$ ,  $nD=500\text{mm}$ ,  $nt=10\text{mm}$

**Fig.3.42** Modeling of models.(moment & strain profiles)

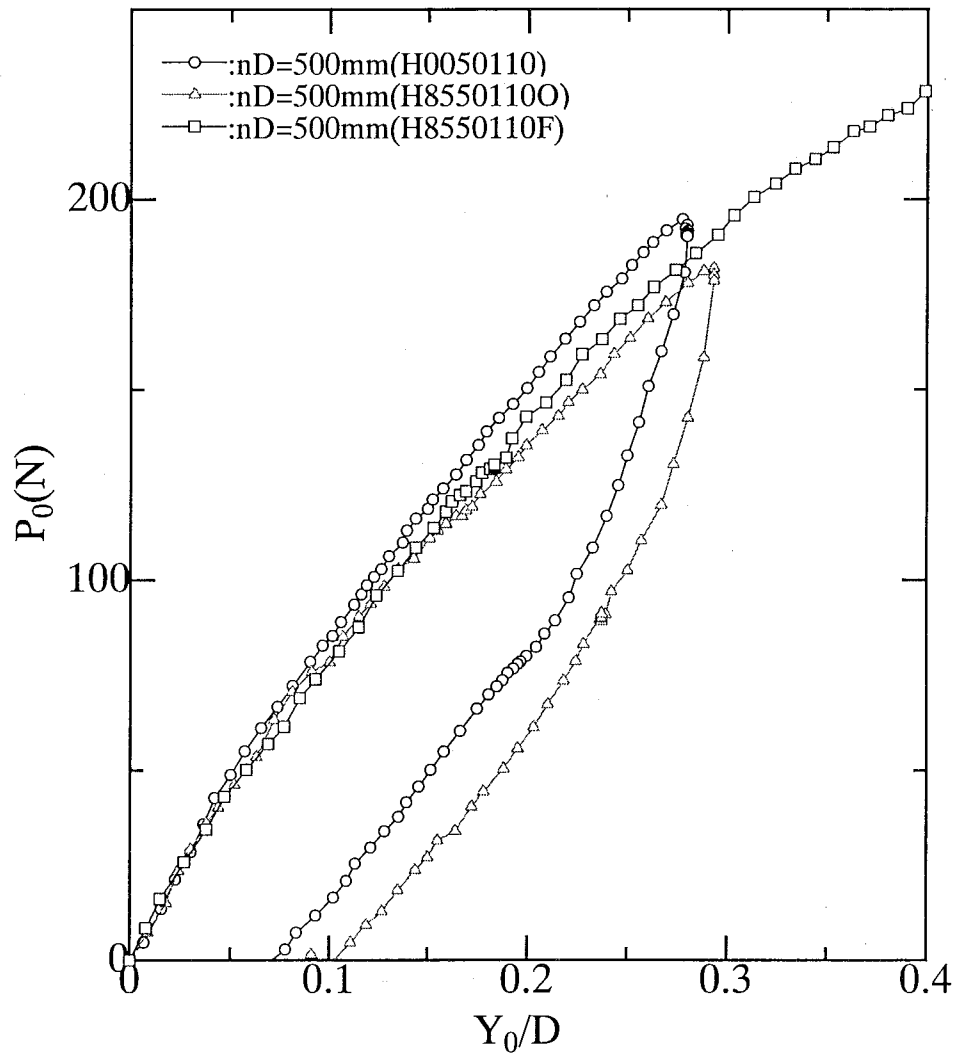


(a)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$



(b)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$

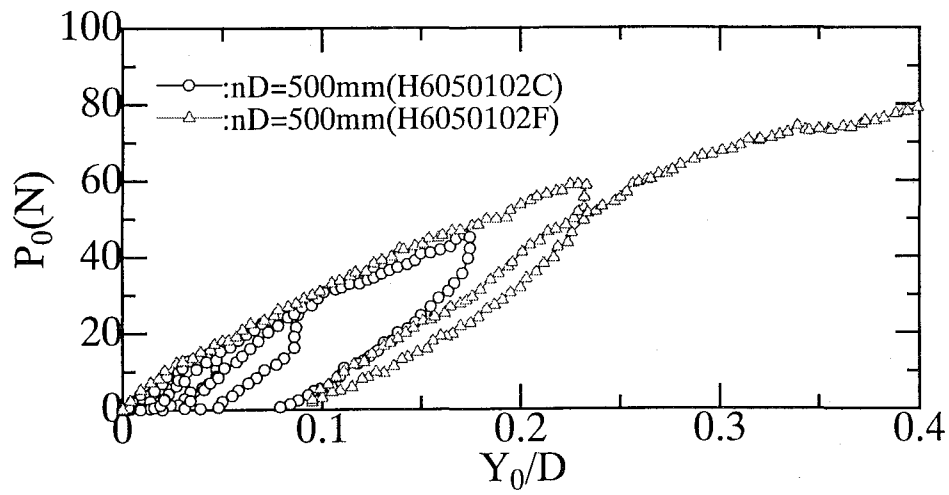
**Fig.3.43** Effect of cyclic load on  $P_0$ - $Y_0$  relations. ( $Dr=85\%$ )



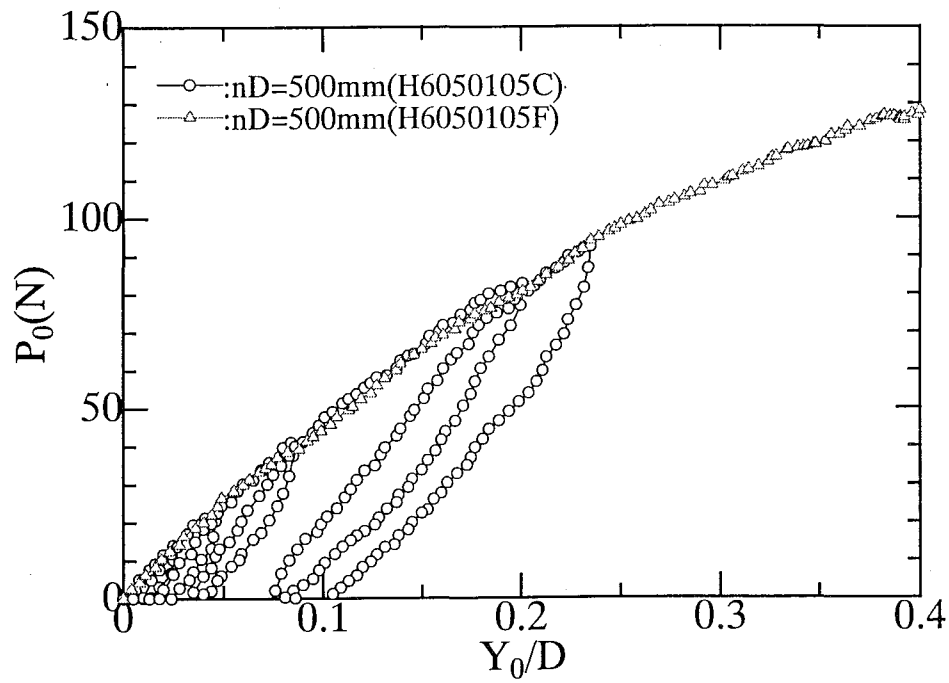
(c)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=1.0\text{mm}$

**Fig.3.43** Effect of cyclic load on  $P_0$ - $Y_0$  relations. ( $Dr=85\%$ )



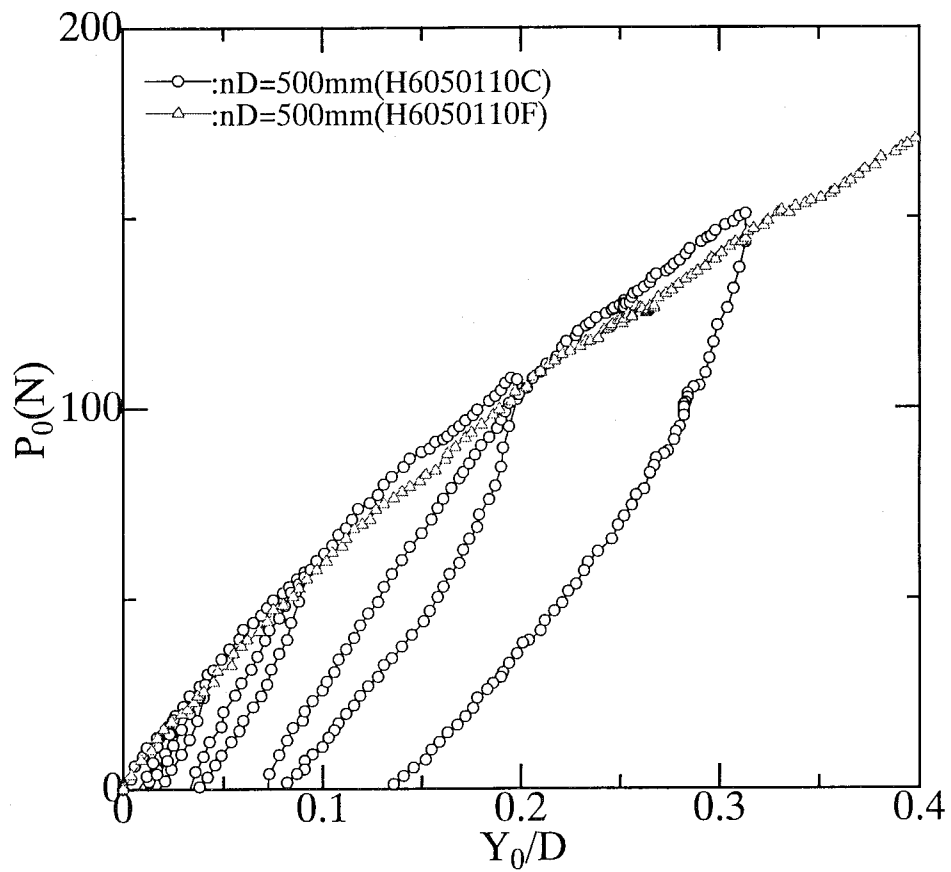


(a)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$



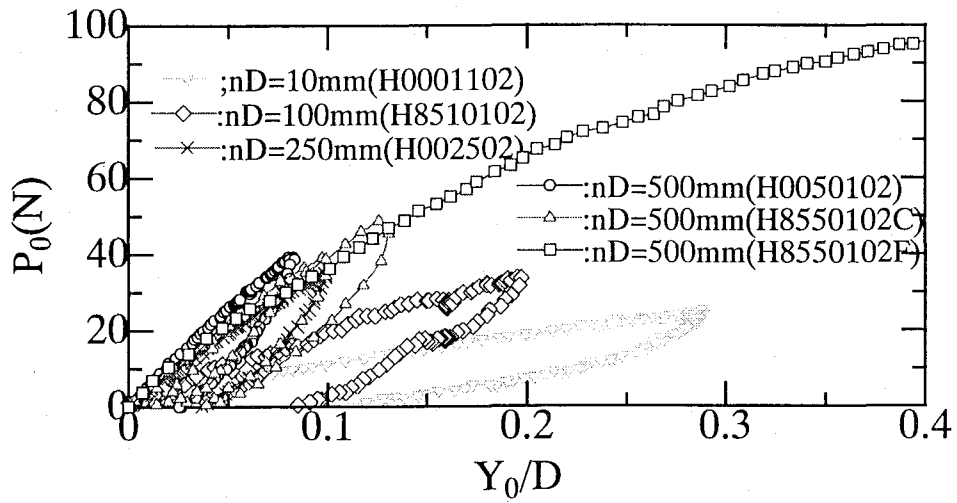
(b)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$

**Fig.3.44** Effect of cyclic load on  $P_0$ - $Y_0$  relations. ( $Dr=60\%$ )

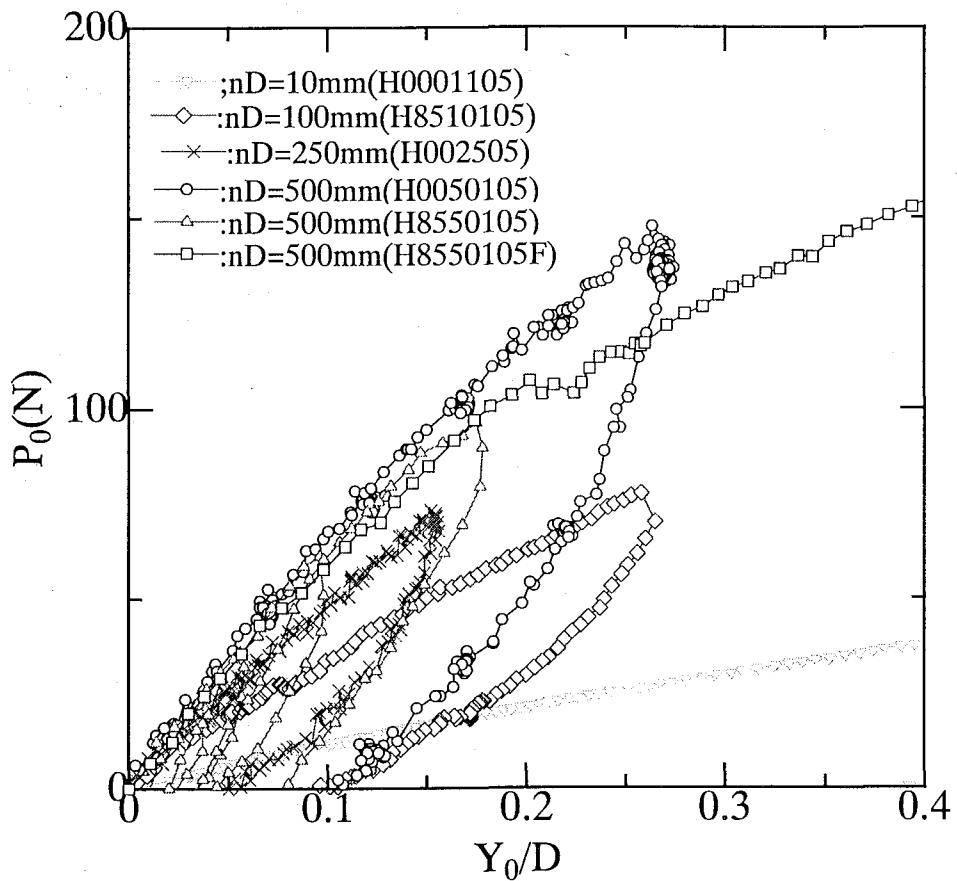


(c)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=1.0\text{mm}$

**Fig.3.44** Effect of cyclic load on  $P_0$ - $Y_0$  relations. ( $D_r=60\%$ )

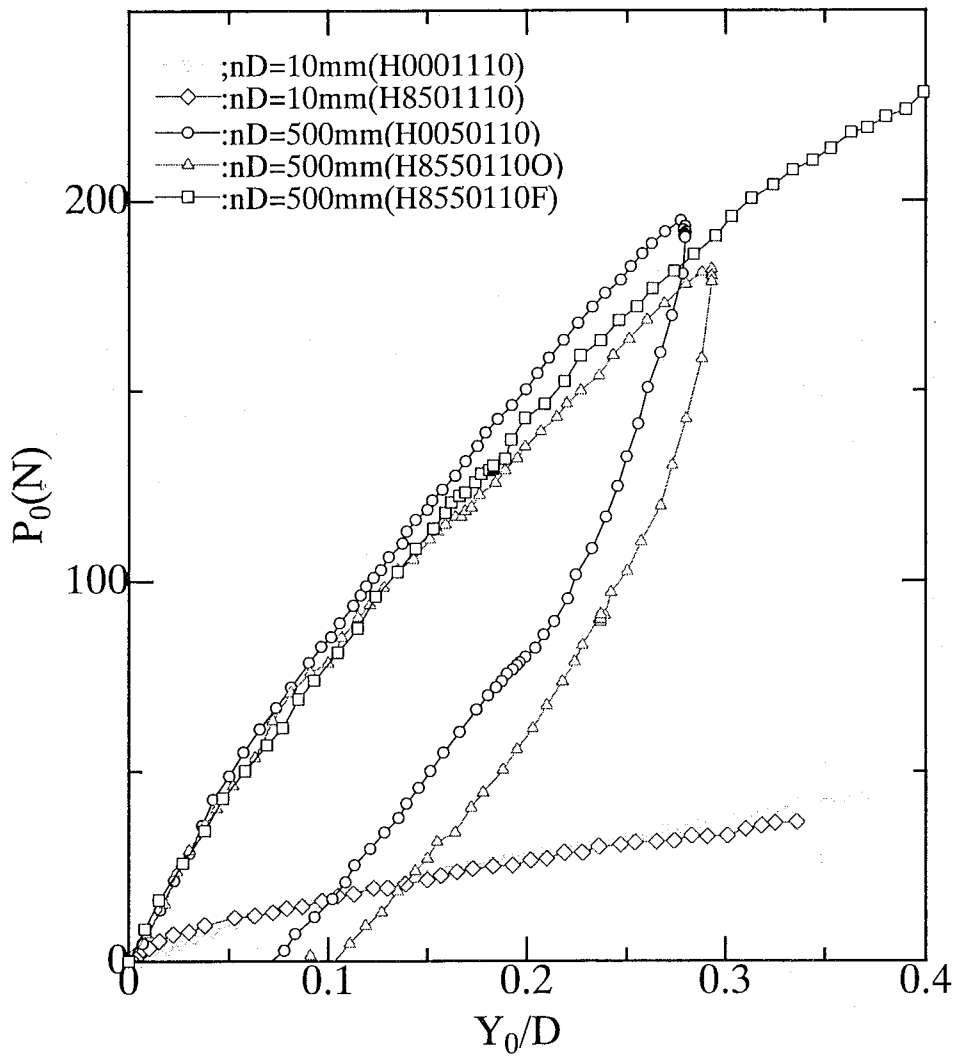


(a)  $D=10\text{mm}, t=0.2\text{mm}$



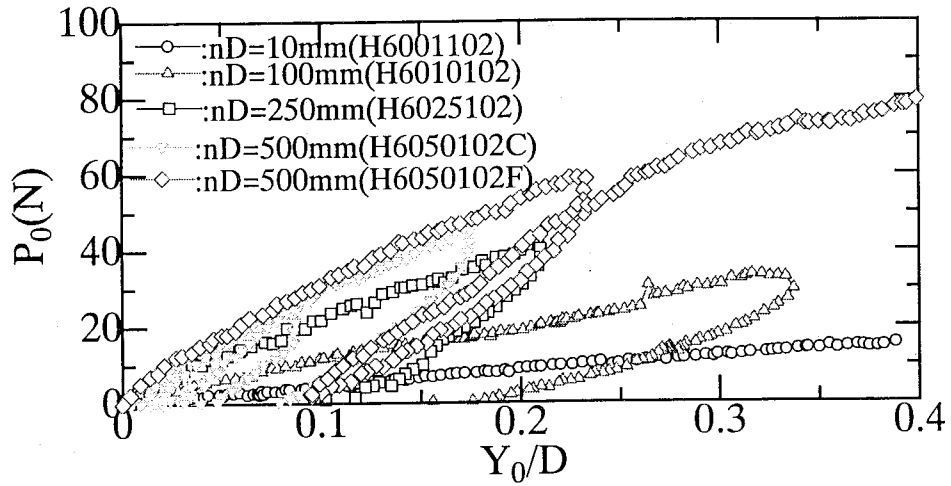
(b)  $D=10\text{mm}, t=0.5\text{mm}$

**Fig.3.45** Effect of centrifugal acceleration ratio  $n$  on  $P_0$ - $Y_0$  relationships. ( $Dr=85\%$ )

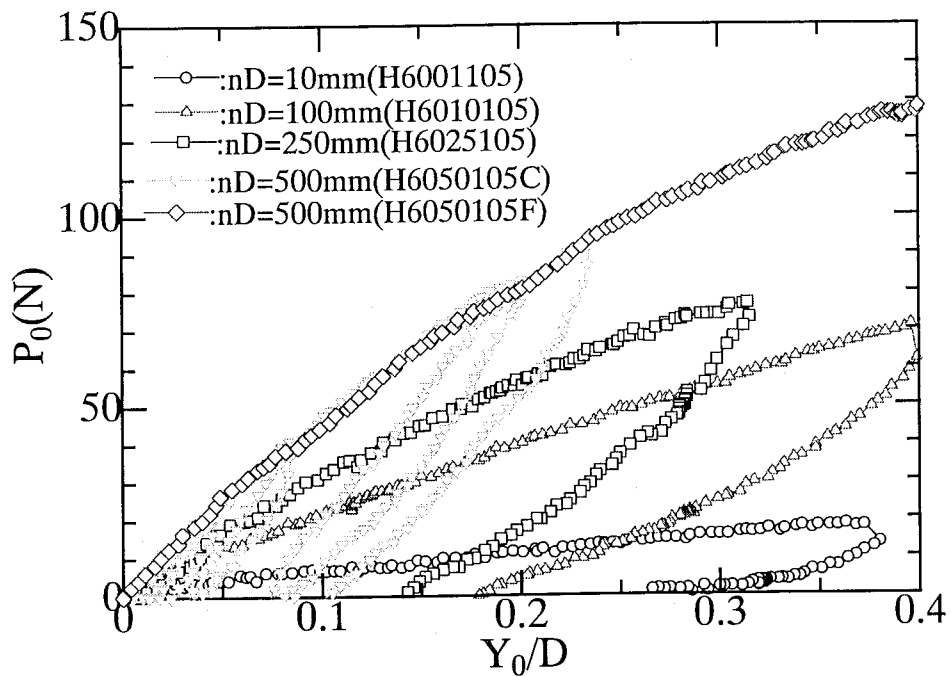


(c)  $D=10\text{mm}, t=1\text{mm}$

**Fig.3.45** Effect of centrifugal acceleration ratio  $n$  on  $P_0$ - $Y_0$  relationships. ( $Dr=85\%$ )

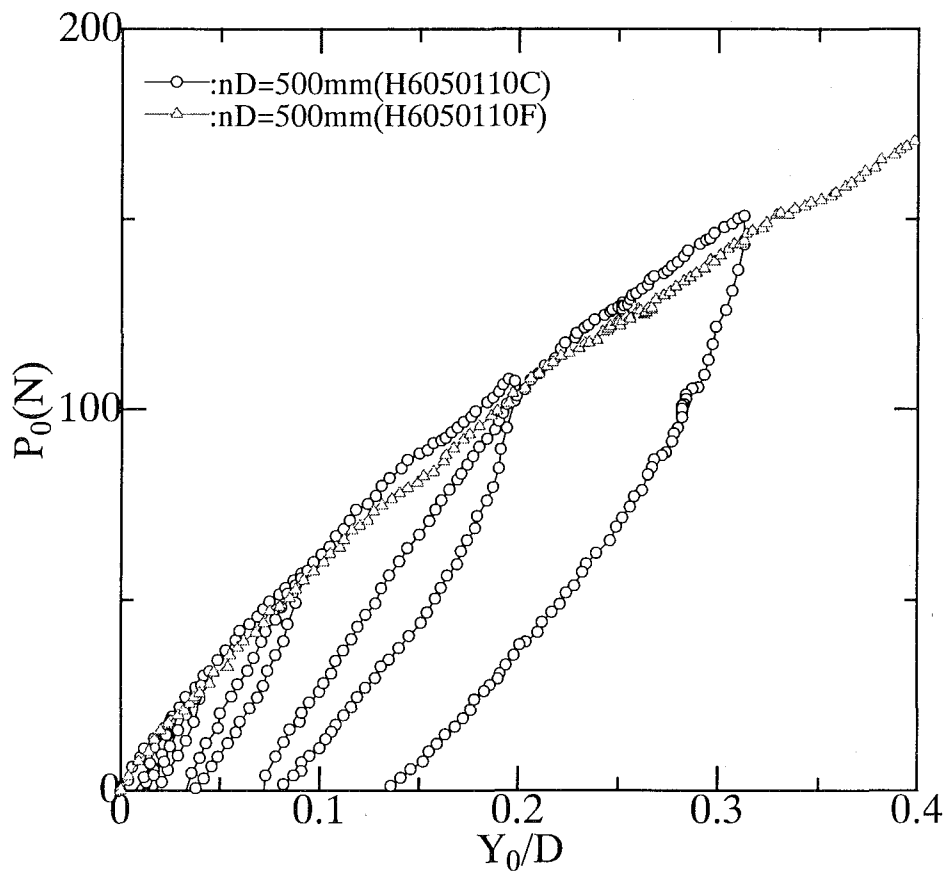


(a)  $D=10\text{mm}, t=0.2\text{mm}$



(b)  $D=10\text{mm}, t=0.5\text{mm}$

**Fig.3.46** Effect of centrifugal acceleration ratio  $n$  on  $P_0$ - $Y_0$  relationships. ( $Dr=60\%$ )



(c)  $D=10\text{mm}, t=1.0\text{mm}$   
**Fig.3.46** Effect of centrifugal acceleration ratio  $n$  on  $P_0$ - $Y_0$  relationships. ( $D_r=60\%$ )

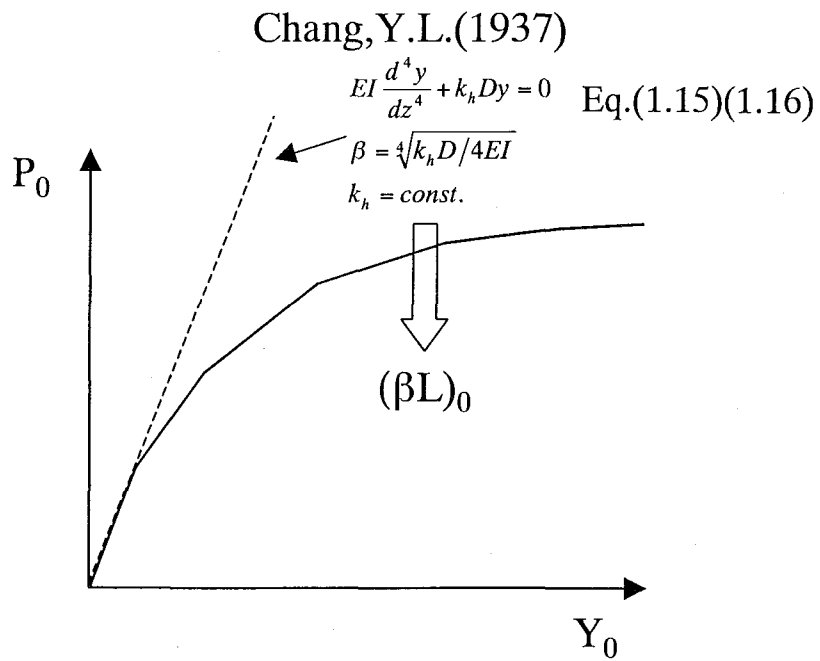


Fig.3.47(a) Determination of  $(\beta L)_0$ .

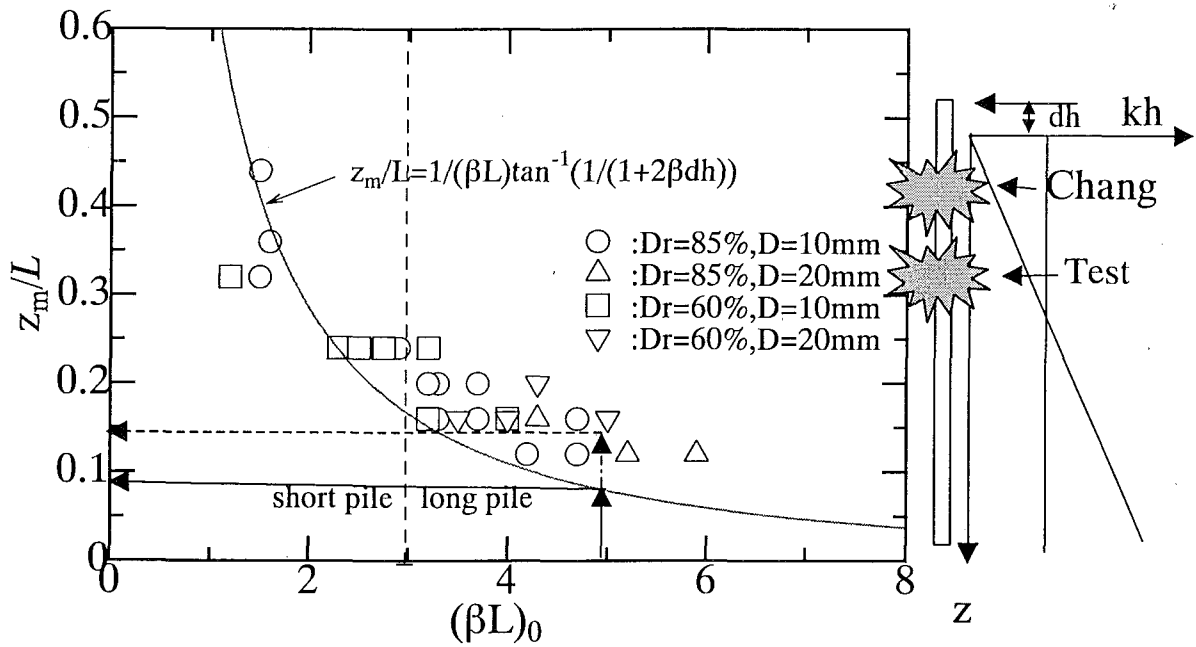
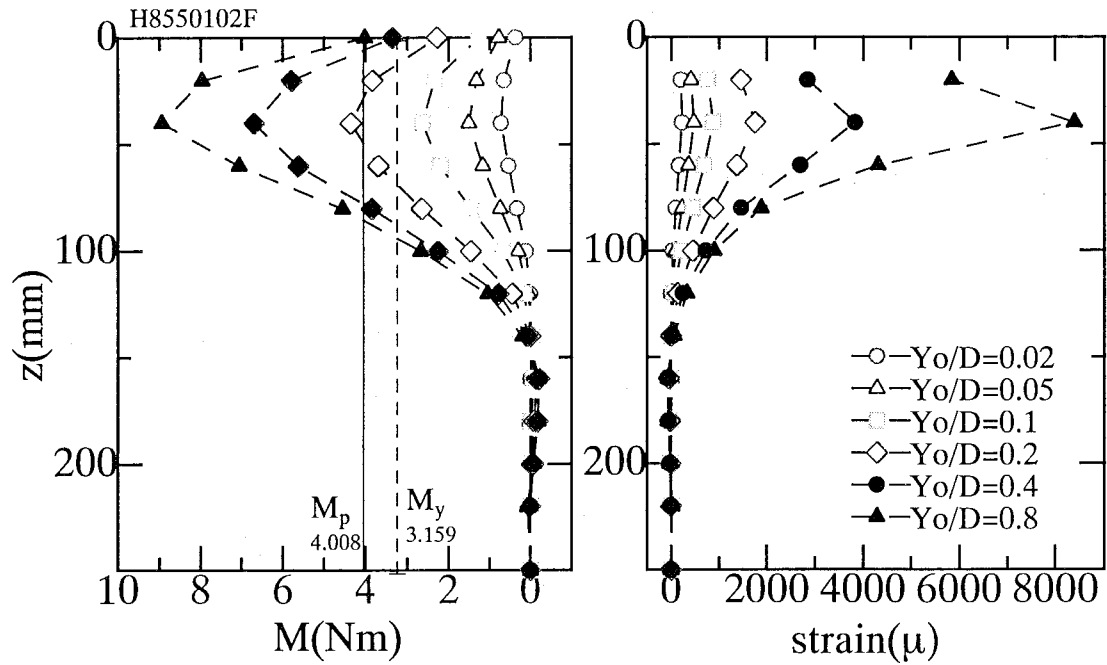
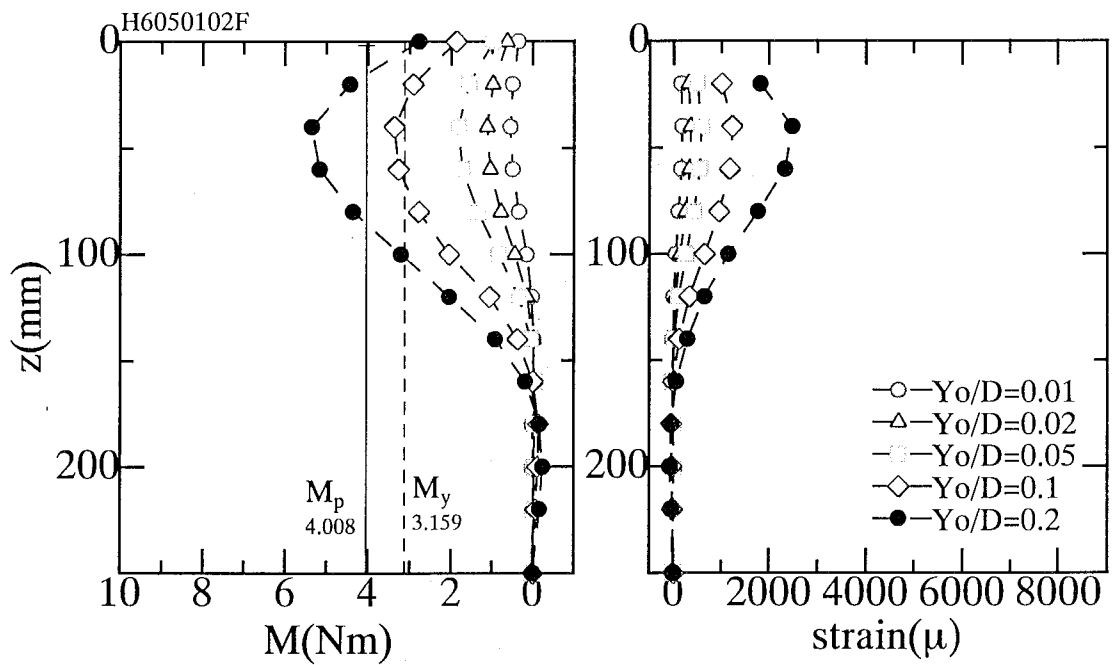


Fig.3.47(b) Relationships between  $z_m/L$  and  $(\beta L)_0$ .



(a) H8550102F



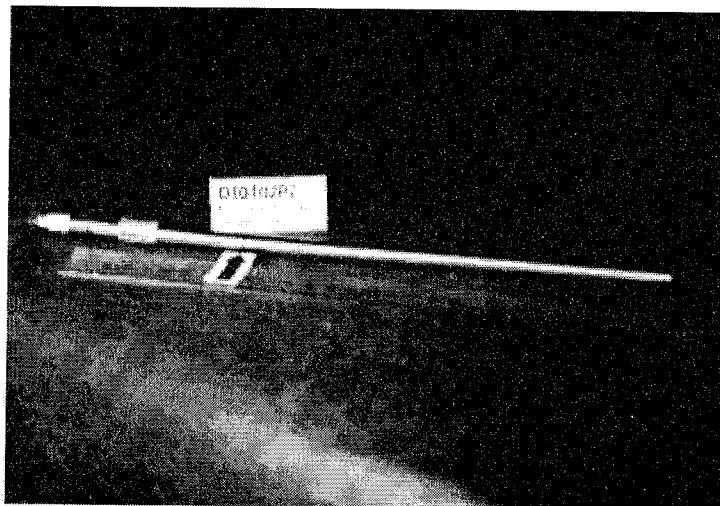
(b) H6050102F

Fig.3.48 Moment profiles.



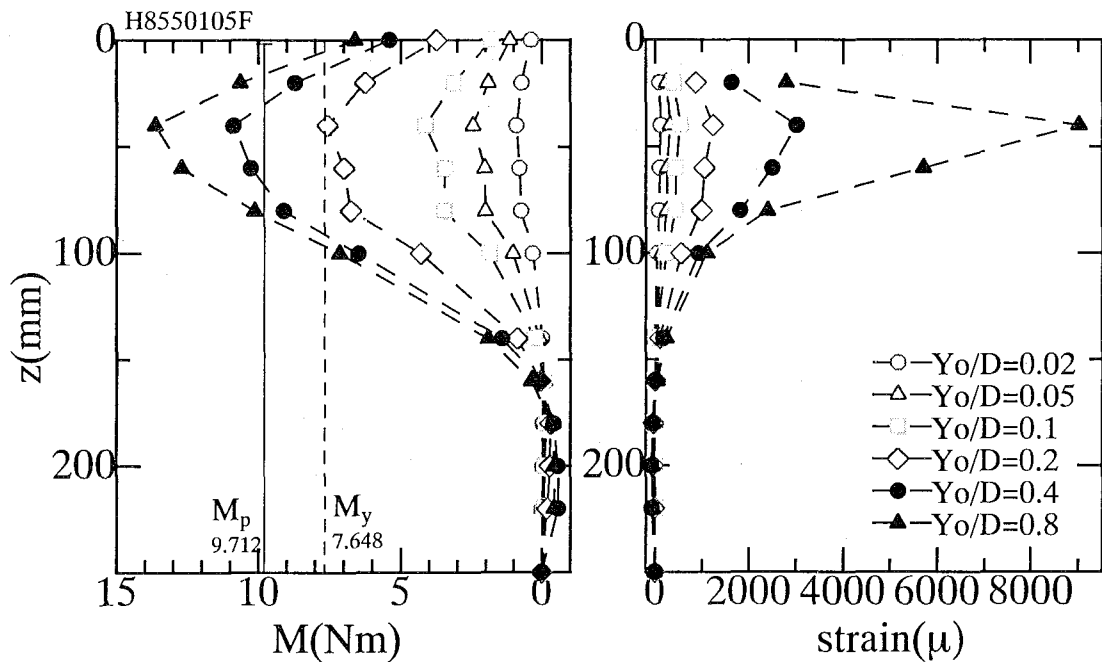


(a) H8550102F

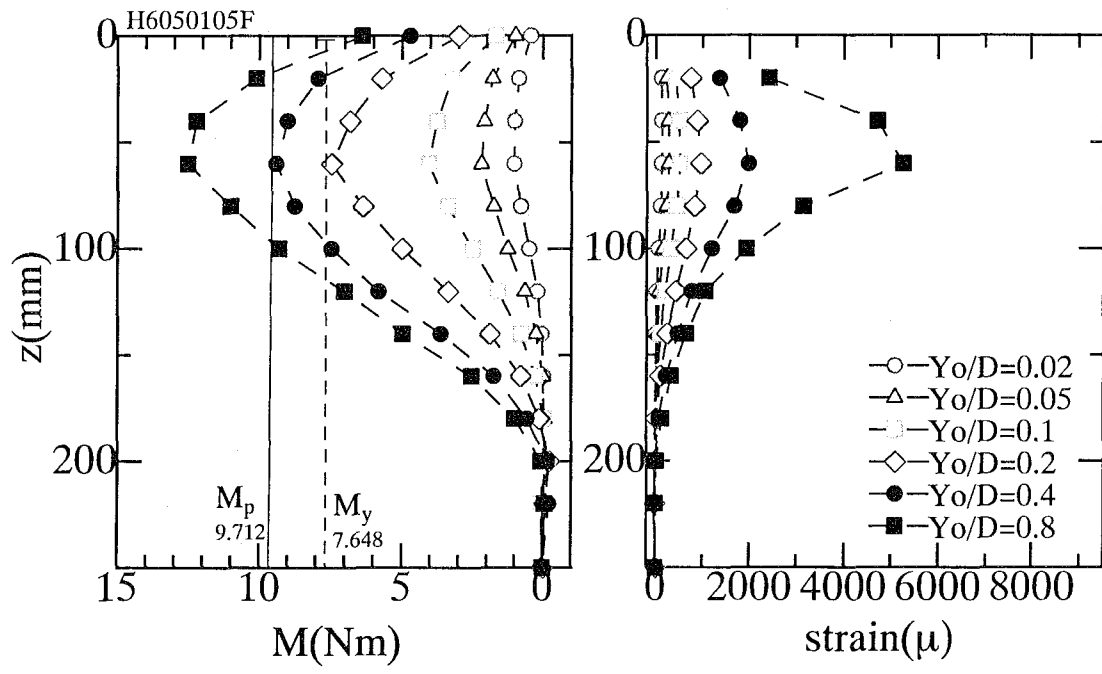


(b) H6050102F

**Photo.3.21** Model pile after loading.

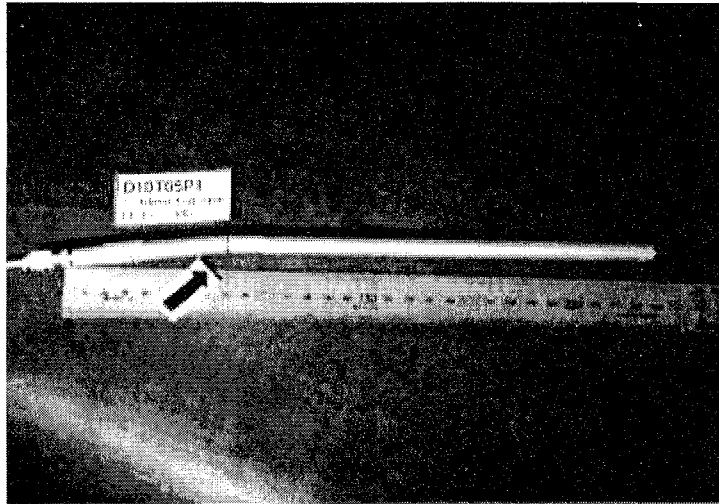


(c) H8550105F

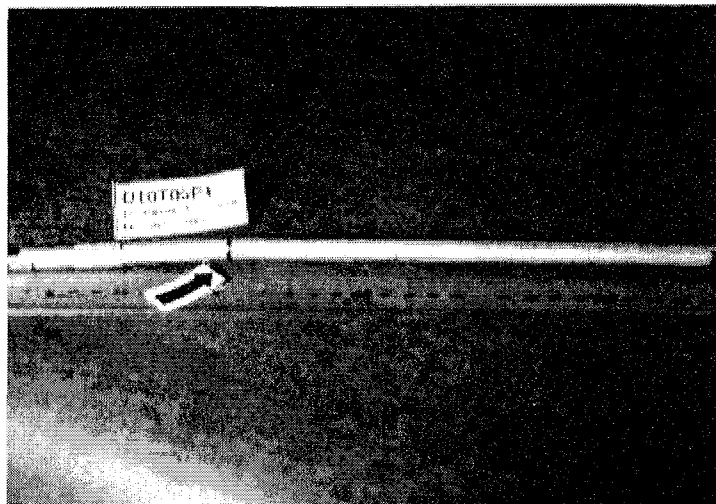


(d) H6050105F

Fig.3.48 Moment profiles.

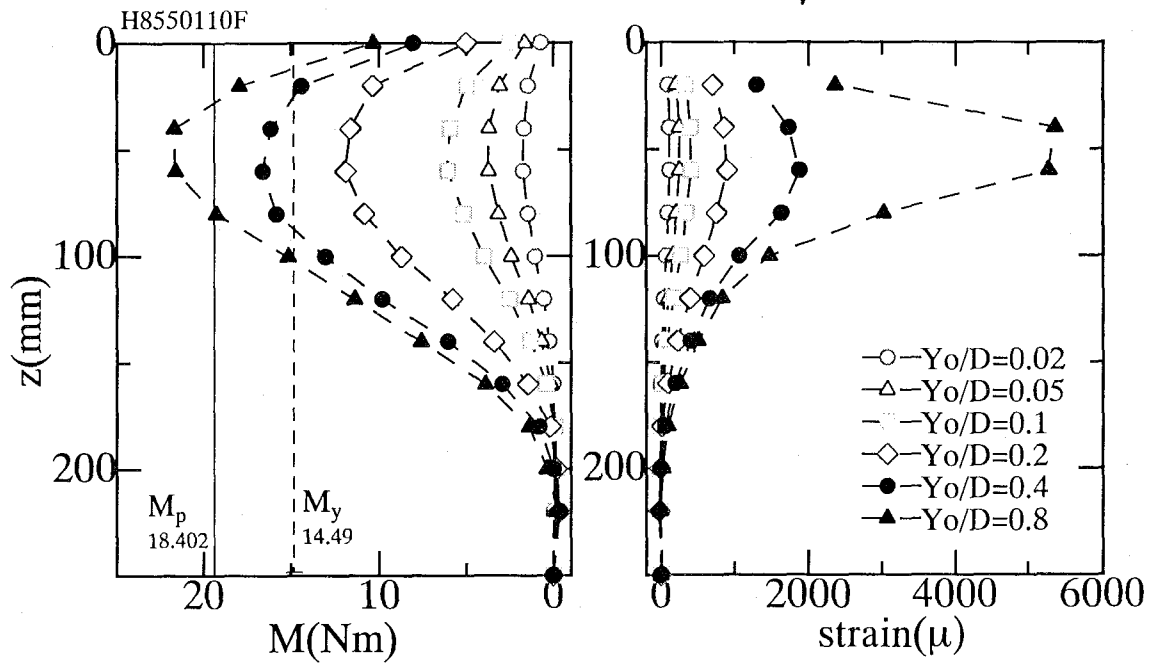


(c) H8550105F

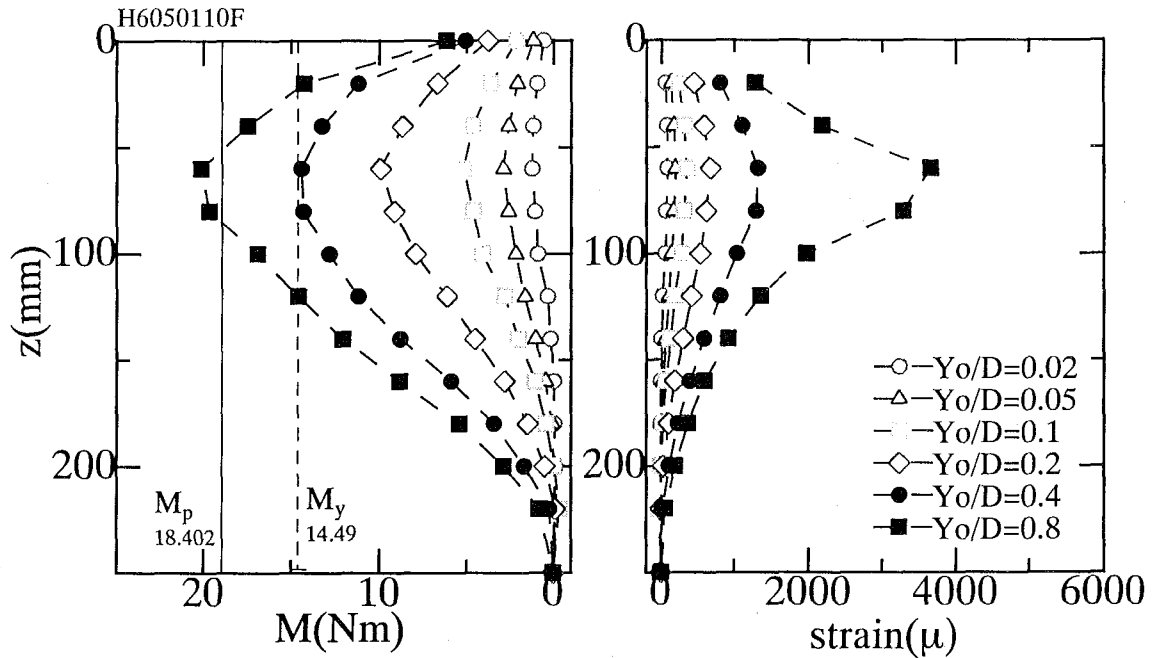


(d) H6050105F

**Photo.3.21** Model pile after loading.

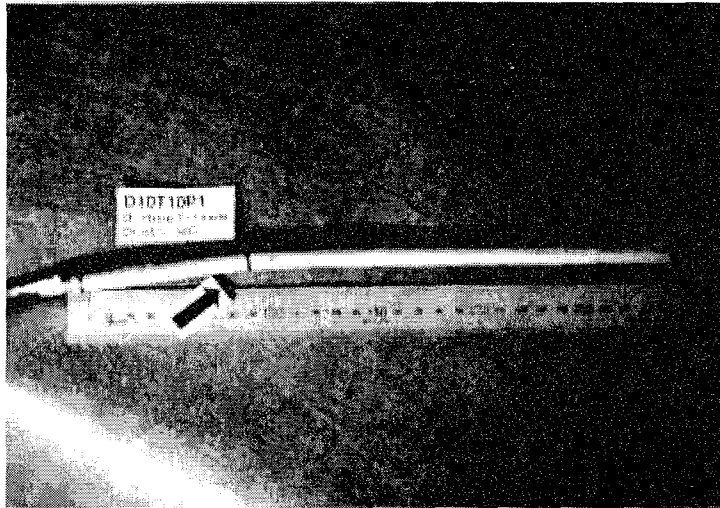


(e) H8550110F

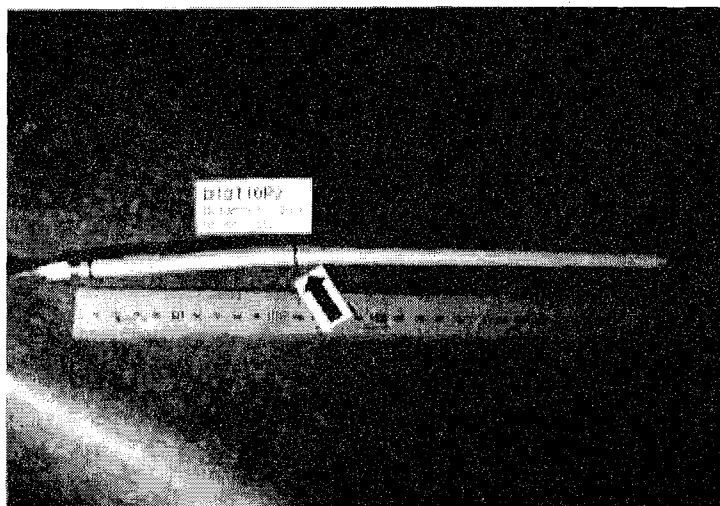


(f) H6050110F

Fig.3.48 Moment profiles.

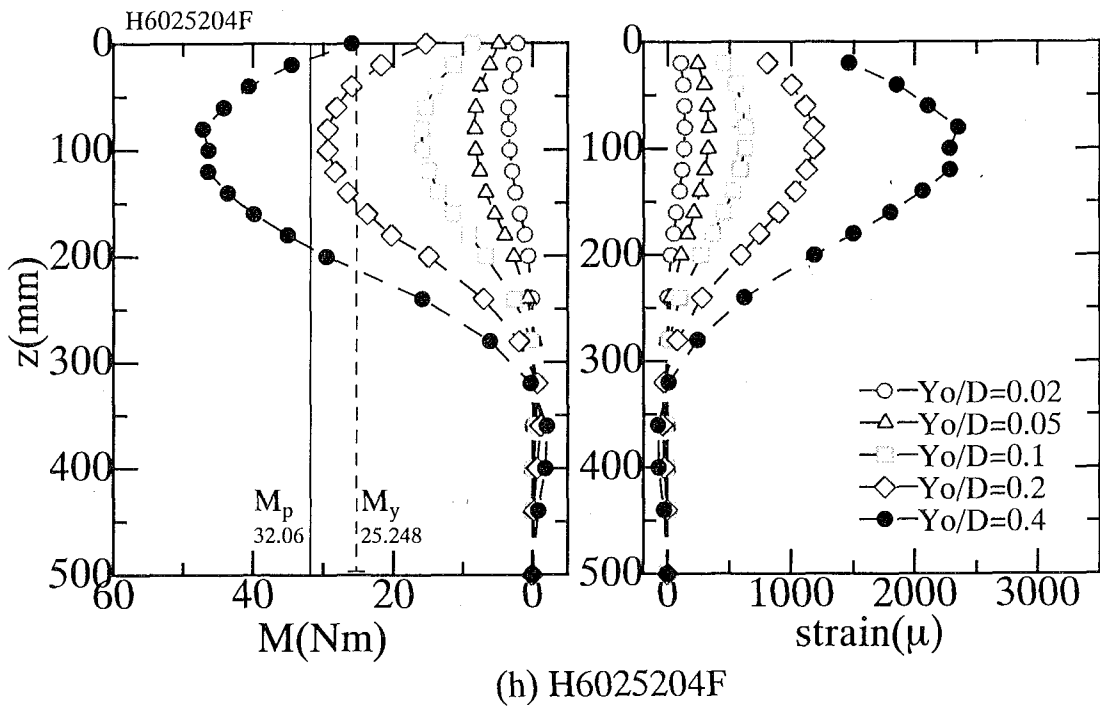
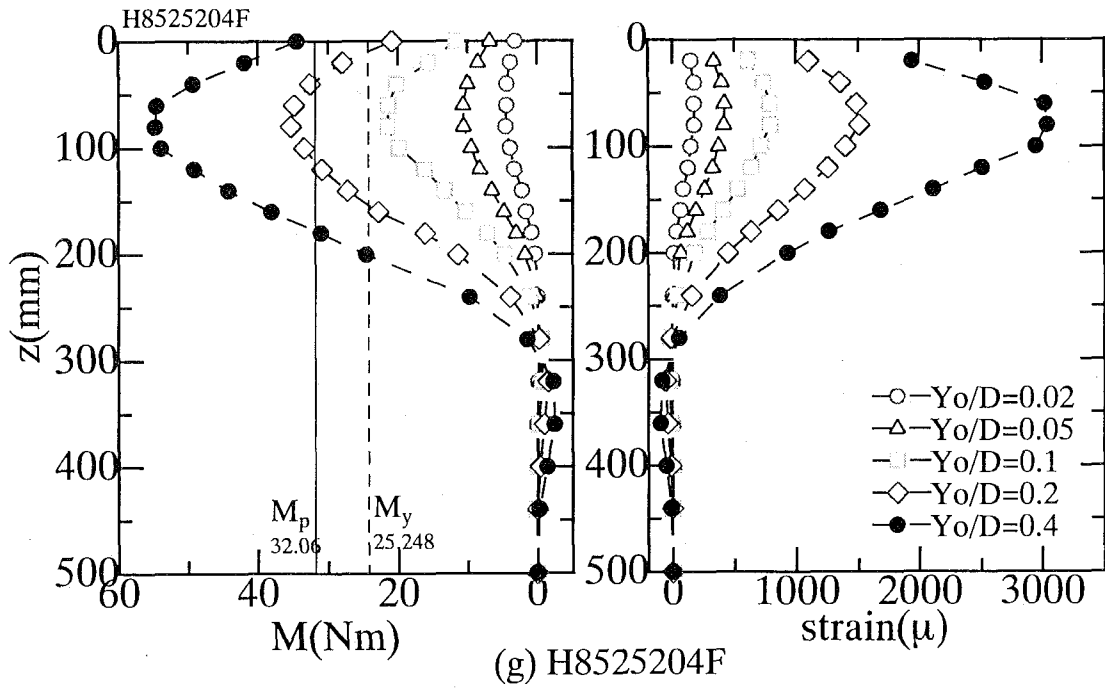


(e) H8550110F

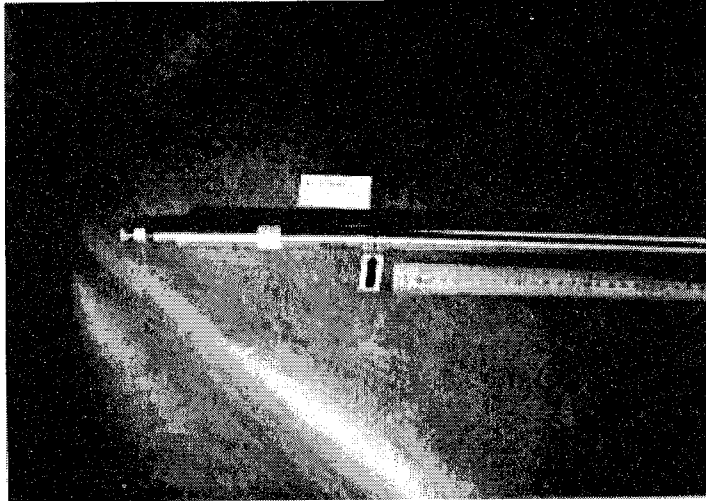


(f) H6050110F

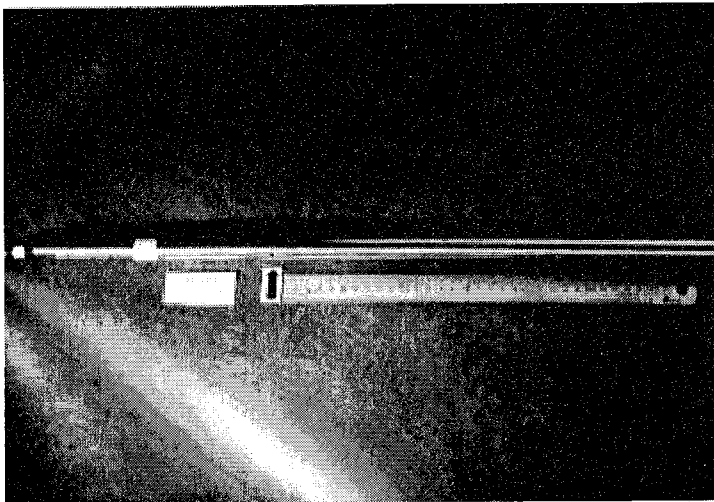
**Photo.3.21** Model pile after loading.



**Fig.3.48** Moment profiles.

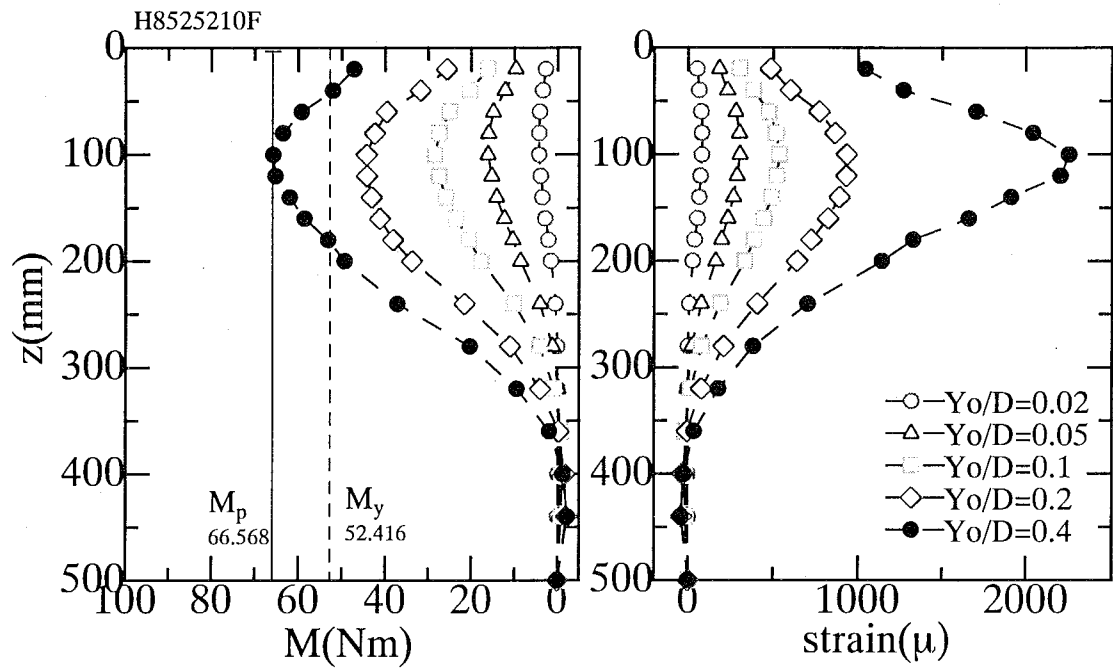


(g) H8525204F

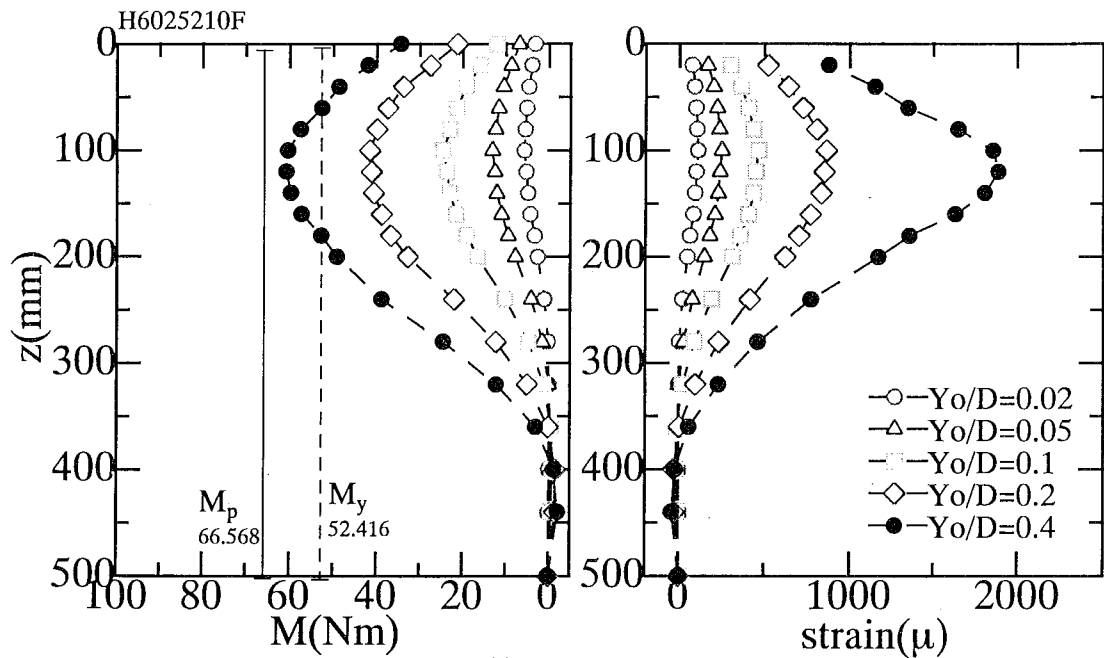


(h) H6025204F

**Photo.3.21** Model pile after loading.



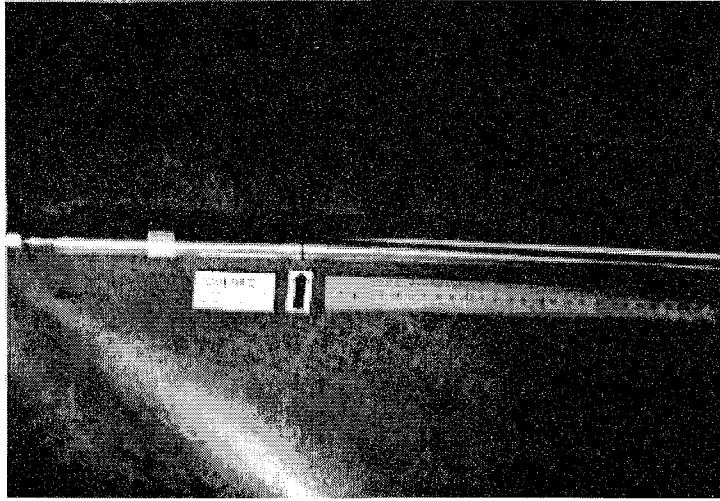
(i) H8525210F



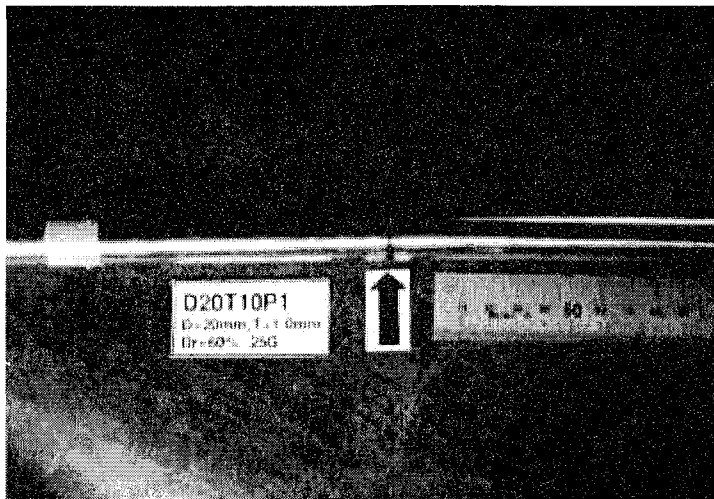
(j) H6025210F

Fig.3.48 Moment profiles.



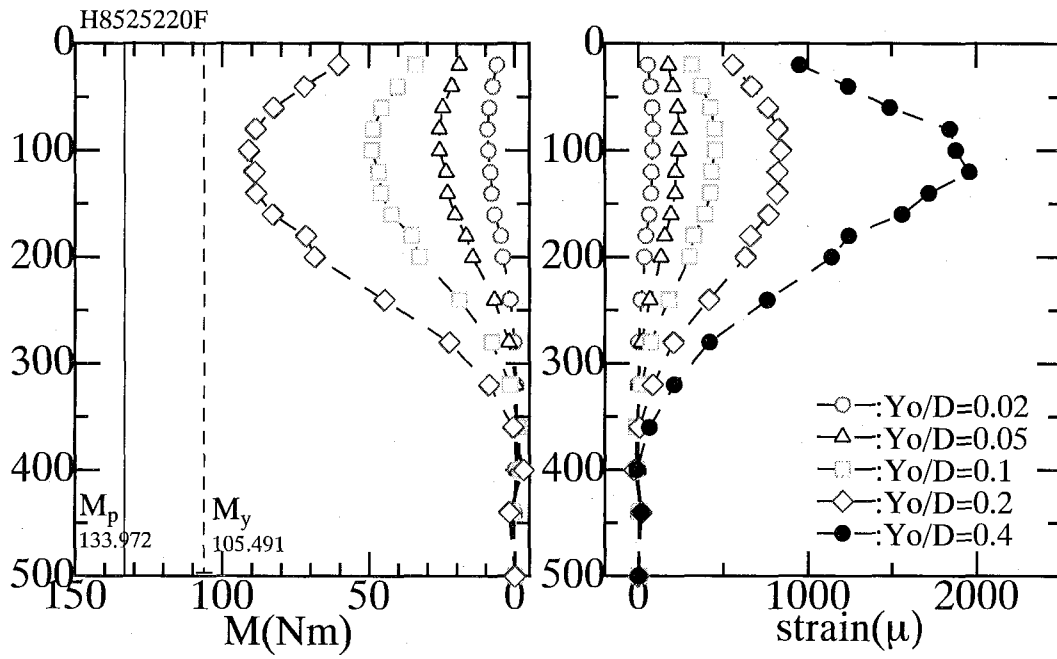


(i) H8525210F



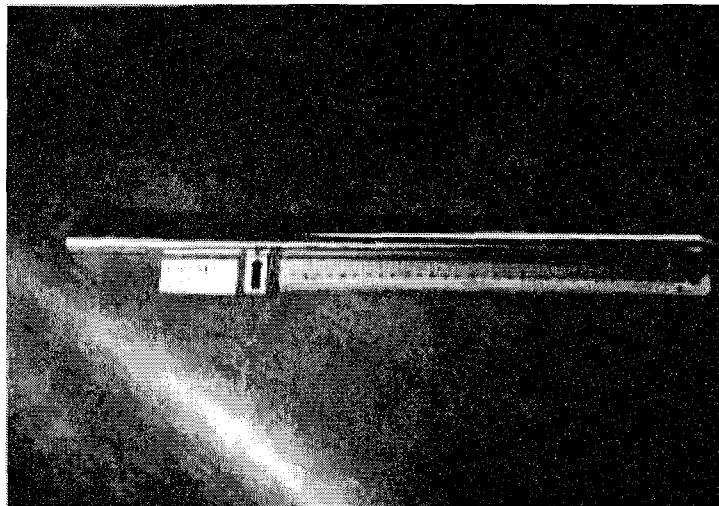
(j) H6025210F

**Photo.3.21** Model pile after loading.



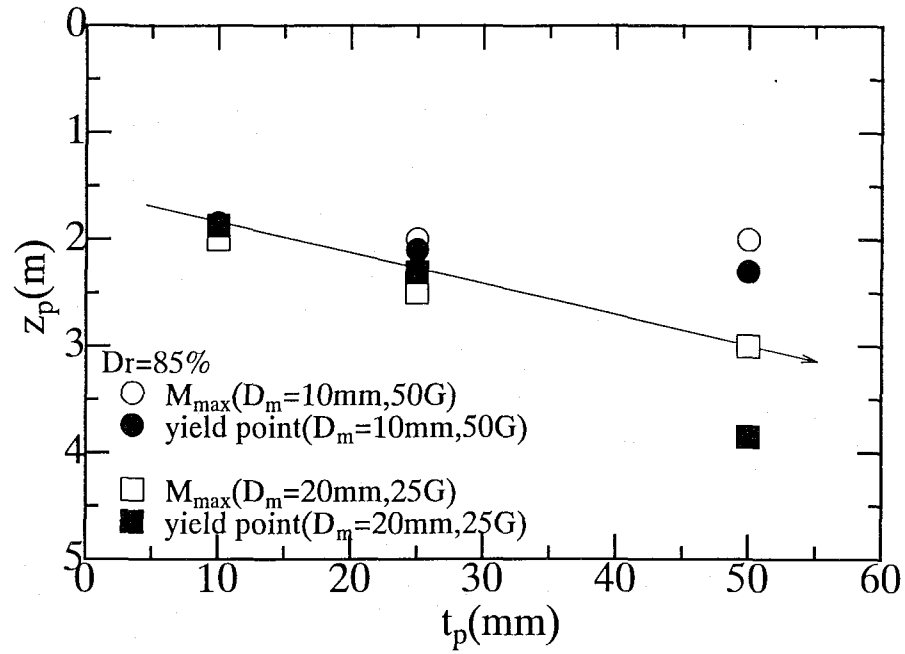
(k) H8525220F

Fig.3.48 Moment profiles.

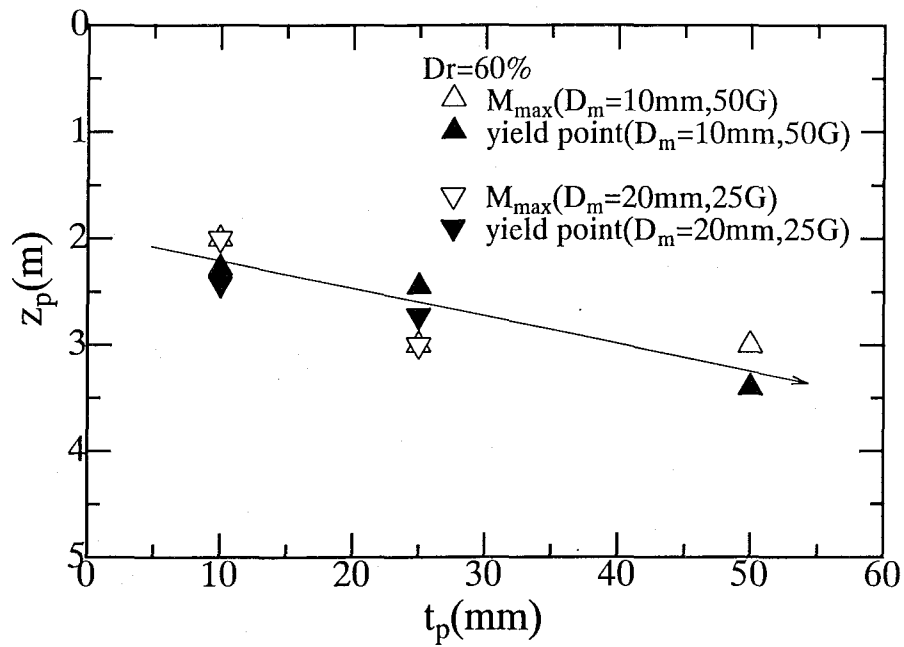


(k) H8525220F

Photo.3.21 Model pile after loading.

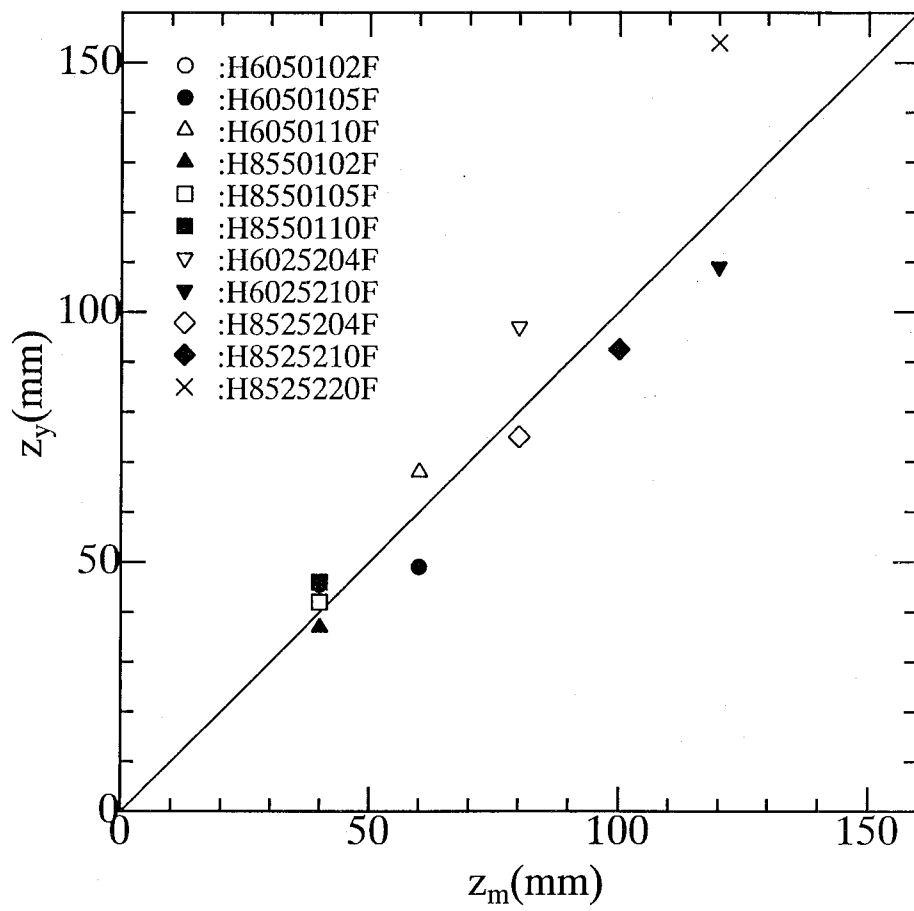


(a) Dr=85%

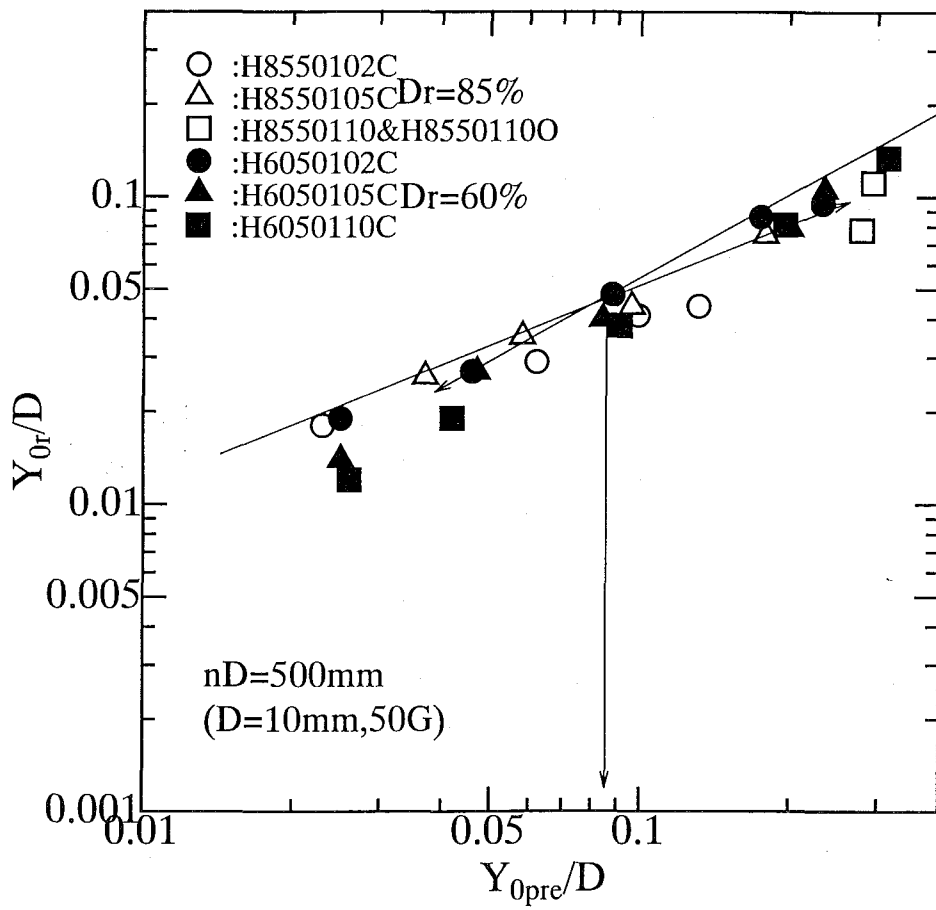


(b) Dr=60%

**Fig.3.49** Relationships between yield location and thickness.



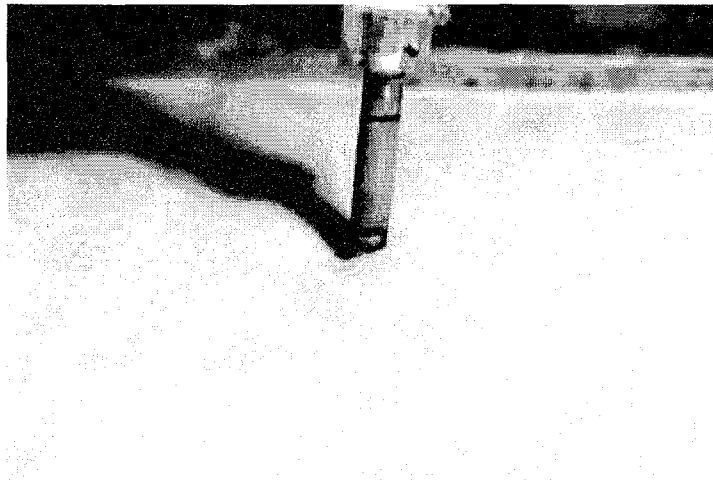
**Fig.3.50** Relationships between  $z_y$  and  $z_m$ .



**Fig.3.51** Relationships between residual disp.  $Y_{0r}/D$  and pre-disp.  $Y_{0pre}/D$  in centrifuge.

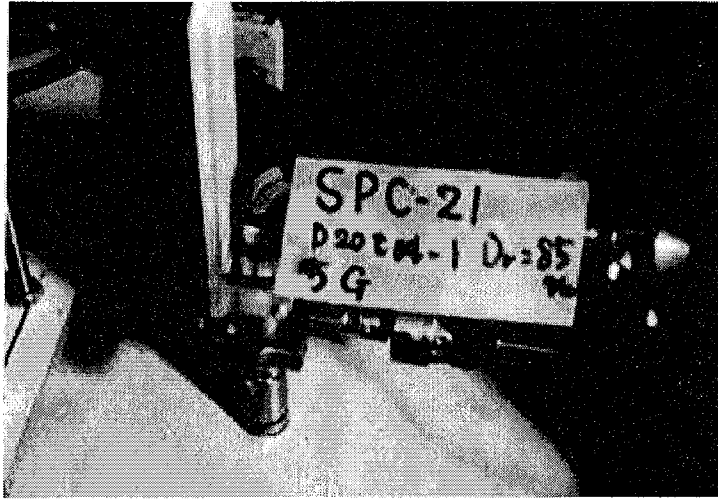


(a)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $50G$



(b)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $50G$

**Photo.3.22** Model pile & Ground deformation after loading.

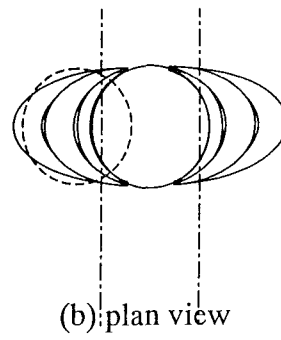
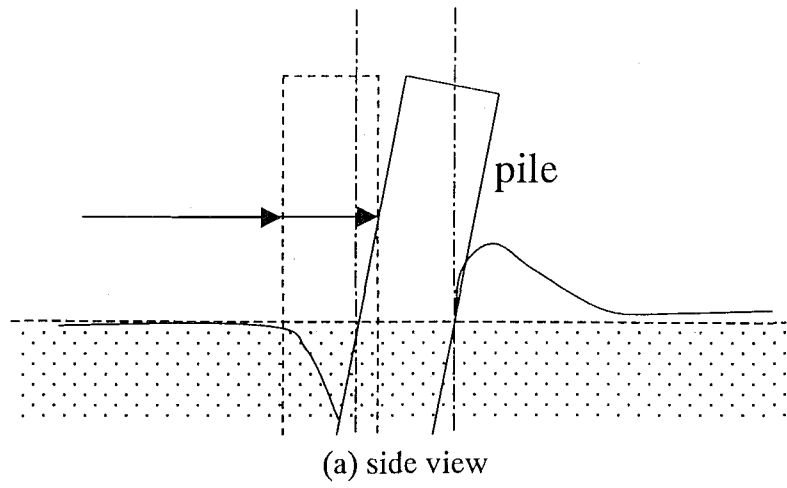


(c)  $Dr=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $t=0.4\text{mm}$ ,  $5G$



(d)  $Dr=60\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $t=0.4\text{mm}$ ,  $25G$

**Photo.3.22** Model pile & Ground deformation after loading.



**Fig.3.52** Ground deformation after lateral loading.



## 第4章 単杭の p-y 関係の測定およびモデル化

### 4.1 はじめに

最近の砂地盤中の単杭の p-y 関係に関する研究では, Reese, L.C. et al. (1974) に代表されるように水平変位の増加に伴う地盤反力の非線形性を考慮した p-y 関係が用いられている(例えば, DnV, 1980; Scott, R.F., 1980; Murchison, J.M. & O'Neil, M.W., 1984; Georgiadis, M. et al., 1991; Wu, D. et al., 1998). これらの研究では杭基礎の杭頭水平載荷実験から得られた曲げモーメント分布をそれぞれ 2 階積分および 2 階微分を行うことにより, それぞれ杭の水平変位  $y$  および地盤反力  $p$  を算出し, 単杭の p-y 関係を求める手法が採られている. しかしながら 2 階微分の際, 曲げモーメント分布の仮定が地盤反力  $p$  に与える影響は大きく, これが直接 p-y 関係の信頼性の低下に繋がっている(沢口, 山田, 1988). 以上述べた問題点の解決のために, 本章では遠心力場で直接砂地盤中の単杭の p-y 関係を計測できる分割杭および分割杭の水平載荷システムを新たに開発し, これを用いて遠心力場内の 2 種の地盤密度, 種々の遠心加速度のもと, 単杭の p-y 関係を初めて直接測定することを試みた. 得られた p-y 関係を地盤密度, 深さ, 応力レベルの影響を考慮した双曲線型 p-y 関係でモデル化すると共に, 第 3 章で説明した遠心力場での砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートし, 分割杭の水平載荷実験から得られた p-y 関係の整合性の検証を行っている.

### 4.2 分割杭および水平載荷システムの開発

#### 4.2.1 分割杭

新たに開発した分割杭は Stewart, D.P. & Randolph, M.F. (1991) が開発した T-bar にヒントを得, これを鉛直方向に 13 個並べ, 深さ方向の p-y 関係を連続的に測定することを可能にしたものである. Stewart, D.P. & Randolph, M.F. (1991) は Fig. 4.1(a) に示す長さ 35mm, 直径 5mm の T-bar の開発を行い, 遠心力場内で模型粘土地盤中に貫入し, 地盤から受ける反力をロッドに取り付けた歪みゲージで測定している. この結果を Fig. 4.1(b)(c) に示した. 彼らは T-bar はコーン貫入試験のように深さ方向に連続的に貫入抵抗を測定できるメリットとコーン周辺の地盤の破壊メカニズムの複雑さを解消できる手法として T-bar 貫入試験の優位性を唱えている. 本研究では T-bar を鉛直方向に並べこれを水平に押しやることにより, 各深さ毎の p-y 関係の分布を直接測定した. このように砂地盤中の深さ方向に幾つもの p-y 関係を直接計測した例は今までなく, 本研究で初めて実施するものである.

Fig. 4.2, Photo. 4.1 は, 本研究において開発した分割杭である(神田ら, 1998; 神田ら, 1999). 単杭を模し分割した直径  $D=10(20)$ mm, 長さ  $dl=20(40)$ mm のステンレス円柱に直径  $\phi=8$ mm のロッドが付いており, 先端の円柱を地盤中で水平に押すことにより生じる水平地盤反力, すなわちロッド軸力をロッドに取り付けた半導体ひずみゲージ(豊田工機 Sp-1.7-1000Us)4 枚で計測している. なお, 分割杭は  $D=10$ mm および  $D=20$ mm と杭径  $D$  が変えられ, 括弧内の値は, 分割杭の杭径  $D=20$ mm に変更した場合のものである. いくつかの予備実験より密な砂地盤において重力場から 50G 場では, この円柱 1 つには 2N から 2000N の反力が作用すると

実験的に予測できた。この最大荷重に対しロッドに座屈が生じないこと、および温度上昇によるひずみの出力を除去する温度保証用ゲージ(長さ L5mm\*幅 W4mm)をロッド軸と直交方向に貼る必要から最小ロッド径 $\phi=8\text{mm}$ を選定した。この結果、ゲージ部で生じるひずみは  $1\mu$  から  $300\mu$  と小さく、通常の金属箔ゲージでは測定誤差が大きくなる新たな問題が生じる可能性が考えられた。そこで、微小ひずみの計測に適する半導体ひずみゲージを用い、温度保証用ゲージ(ゲージ B)をロッド軸に対して直角方向に貼り、更に曲げひずみの除去および軸ひずみが高出力となるよう対向面に同様に 1 対 2 枚の半導体ひずみゲージを貼りあわせた。

この分割杭のロッドの検定のために、予想される荷重域まで载荷試験を実施した。载荷システムを Fig.4.3(a)に示す。载荷システムにロッドを挟み、カウンターウエイトにより荷重を与え、この原理を利用することによりカウンターウエイトの 10 倍の荷重をロッドに付与することが可能である。13 本のロッドすべてについて検定を実施した。Fig.4.3(b)には横軸に载荷荷重、縦軸に軸ひずみを採り、測定した結果の 1 例を示した。検定は  $50\mu$  までの小さな軸ひずみ領域と  $300\mu$  までの軸ひずみ領域に分けて载荷ステップ幅を変化させて実施した。同図にはゲージ部の断面積、材料の弾性係数より算出した载荷荷重と軸ひずみの関係も示してある。同一载荷荷重における測定ひずみが計算値より多少大きくなっているが、载荷荷重と計測軸ひずみに明確な線形性が現れ、これよりほぼ設計通りの分割杭が得られたことが確認できた。また、別途分割杭の検定と同様の载荷方法によりロッドの座屈試験を行い、座屈荷重を確認した。座屈荷重は測定最大荷重の 2 倍の  $4000\text{N}$  であり、座屈はゲージ貼付部の断面欠損部で生じた。実際の分割杭の水平载荷実験では、ロッド周辺には砂があり、地盤のロッドへの拘束効果により座屈は  $4000\text{N}$  以上の载荷荷重で生じるものと考えられ、今回の载荷実験の範囲内ではロッドの座屈に対しては十分安全であることがわかった。よって最深部のロッドの座屈に対する安全率  $F_s$  は  $2.0(=4000\text{N}/2000\text{N})$  以上と考えられる。

#### 4.2.2 分割杭の水平载荷システム

Fig.4.4, Photo.4.2 に分割杭の水平载荷システムを示す。剛性容器内(L700xH600xW300(mm))に Fig.4.5, Photo4.3 に示すジャッキを納め、ジャッキスペースと土層スペースに分けた。土層スペースは L377xH600x300(mm)であり、分割杭を水平に载荷した際に壁面の影響がでないようできる限りジャッキスペースを小さく、土層スペースを大きくした。分割杭の円柱体と仕切板は 100mm 離れ、载荷時に仕切板の影響がでないようにクリアランスを選んでいる。この载荷ジャッキは 2 台で最大  $29.5\text{kN}$  の载荷能力を有す。Table4.1 に载荷ジャッキの仕様を示す。上述の分割杭 13 個を鉛直に並べ、各分割杭間にはシリコングリースを薄く塗り相互の分割杭の摩擦低減処理を施した。ジャッキを水平に動かすことにより反力プレートに剛結されたロッドが水平移動し、分割杭の载荷が行われる。容器底部と最下端分割杭の間には滑面を有するステンレス製のスペーサーを置き、底面摩擦の低減を施した。しかしながら、最下端分割杭には底面の影響が地盤反力に現れることが予想されたため、この分割杭はダミー分割杭とし、計測は行わなかった。分割杭の水平変位は反力プレートに取り付けた測定容量  $50\text{mm}$  のポテンシャル式変位計(データインストルメント社)で測定した。

ロッドは地盤反力を受け圧縮するが、この圧縮量  $\Delta L$  は、分割杭に作用する地盤反力を  $P$ 、断面欠損部の長さを  $L_1$ 、断面積を  $A_1$ 、欠損部以外のロッドの長さを  $L_2$ 、断面積を  $A_2$ 、ロッドの弾性係数を  $E$  とすると、

$$\Delta L = \frac{P}{E} \left( \frac{L_1}{A_1} + \frac{L_2}{A_2} \right) \quad (4.1)$$

で計算できる。地盤反力  $P$  を予想される最大荷重 2000N とすると( $L_1=20\text{mm}$ ,  $L_2=130\text{mm}$ ,  $A_1=27.6\text{mm}^2$ ,  $A_2=50.3\text{mm}^2$ ,  $E=21.6 \times 10^4 \text{MPa}$ ),  $\Delta L$  は 0.03mm となり荷重変位と比較してロッドの圧縮量は変位量に対して非常に小さいと言える。しかしながらデータ整理の際、地盤反力から $\Delta L$ を計算し、与えた水平変位から $\Delta L$ を減ずることによりロッドの圧縮による水平変位  $y$  の補正を行った。以上の分割杭の荷重システムを用いて、2種の地盤密度および種々の遠心加速度のもと砂地盤中の単杭の各深さ毎の  $p$ - $y$  関係を調べた。図に示す分割杭の水平荷重システムでは上下 2 台の電動ジャッキが同一速度で移動するようになっていることから、反力板に剛結されたロッドは荷重中すべて同一速度で水平に移動する。しかしながら、実際の砂地盤中の単杭の杭頭水平荷重実験では、杭の変形は杭頭部で最大水平変位が生じ、杭深部では小さくなるような変形モードをとり、変形モードが異なることから分割杭の水平荷重実験により得られる  $p$ - $y$  関係に差が生じることが予想される。したがって、「第 4 章 4.1 はじめに」で説明したように得られた  $p$ - $y$  関係と単杭の水平荷重試験時に生じる  $p$ - $y$  関係の整合性の確認として、第 3 章で説明した遠心力場での単杭の杭頭水平荷重実験のシミュレーションを得られた  $p$ - $y$  関係を用いて実施した。この結果は「第 4 章 4.4.5 解析結果と実験結果の比較」に述べている。

**Table4.1** 分割杭の水平荷重試験用電動ジャッキ

モータ	NA50-20NALKNN(日機電装)
・電圧	AC100V
・定格出力	200W
・定格回転数	3000RPM
・定格トルク	650N・mm
・定格電流	2.5A
減速機	RA60-100(BAYSIDE)入力軸－出力軸直交型
・減速比	100:1
・出力軸トルク	33900N・mm
ジャッキ	三光精密
・ジャッキ部ネジ径	M35,P=1.5mm
・移動量	40mm
・最大速度	45mm/min
・最大荷重	29.5kN

### 4.3 遠心力場での分割杭の水平荷重実験

#### 4.3.1 実験条件および実験方法

用いた地盤材料は第 3 章で実施した遠心力場での単杭の杭頭水平荷重実験と同様に豊浦砂である。予め遠心模型実験装置のプラットフォーム上に設置した剛性容器内に空中落下法で相対密度  $D_r=85\%$  および  $60\%$  を目標に模型地盤を作製した。砂地盤の作製方法は第 3 章で

説明したように岡本ら(1998)に習い、サンドホッパー内の落下穴の径、および落下高さをコントロールし行った。鉛直に並んだ分割杭の表面まで模型地盤を一様に作製した後、所定の遠心加速度  $nG$  場まで遠心加速度を上昇させ、毎分  $10\%D$  の载荷速度で杭径  $D$  の  $50\%$ 以上の水平変位を分割杭に与えた。遠心加速度は第 3 章の遠心力場における単杭の杭頭水平载荷実験と同様の遠心加速度場を選択し、杭径  $D=10\text{mm}$  の場合、重力場(1G), 10, 25, 50G, 杭径  $D=20\text{mm}$  の場合、重力場(1G), 5, 12.5 および 25G と変化させ、modeling of models の比較が可能な実験条件を設定した。つまり、遠心加速度比  $n$  と模型杭寸法  $D$  の積が同一となる実験条件を  $D=10, 20\text{mm}$  の模型杭に設定した。Table4.2 に分割杭による水平载荷実験の条件を示す。なお、Table4.2 に示すように同一条件の载荷実験は 2 回以上実施し、合計 53 ケースの遠心模型実験を実施した。

Table4.2 Conditions for divided pile loading tests

No	Test Code	Pile Diameter D (mm)	Relative Density $D_r$ (%)	Centrifugal Acceleration Ratio $n$	No	Test Code	Pile Diameter D (mm)	Relative Density $D_r$ (%)	Centrifugal Acceleration Ratio $n$
1	H00011_1	10	89	1	1	H60011_1	10	65	1
2	H00011_2		89		2	H60011_3		62	
3	H00011_3		88		3	H60011_4		CUT	
					4	H60.11_5		65	
4	H00101_1		91	10	5	H60101_1		62	10
5	H00101_2		92		6	H60101_2		65	
6	H00101_3		89		7	H60101_3		65	
					8	H60101_4		CUT	
7	H00251_1		84	25	9	H60251_1		62	25
8	H00251_2		87		10	H60251_2		63	
9	H00251_3		89		11	H60251_3		62	
					12	H60251_4		63	
10	H00501_1		88	50	13	H60501_2		66	50
11	H00501_2		88		14	H60501_3C		63	
12	H00501_3		86		15	H60501_4		63	
13	H00501_4		85						
14	H00501_5		88						
15	H00501_6C		84						
16	H00501_7	84							
17	H00501_8C	85							
18	H00501_9	86							
19	H00012_1	83	1	16	H60012_1	57	1		
20	H00012_2	84		17	H60012_2	59			
21	H00012_3	86		18	H60012_3	60			
22	H00052_1	85	5	19	H60052_1	59	5		
23	H00052_2	88		20	H60052_2	59			
24	H00122_1	88	12.5	21	H60122_1	59	12.5		
25	H00122_2	89		22	H60122_2	56			
26	H00122_3	81							
27	H00252_1	85	25	23	H60252_1	58	25		
28	H00252_2	85		24	H60252_2	58			
				25	H60252_3C	60			

#### 4.3.2 p-y 関係の再現性

分割杭の杭径  $D=10\text{mm}$  および  $D=20\text{mm}$  について得られた  $p-y$  関係を Fig.4.6~4.21 にそ

れぞれ示す。なお、地盤反力  $p$ 、および杭の水平変位  $y$  は  $n\gamma D$  および  $D$  でそれぞれ無次元化してある。ここで  $n$  は遠心加速度比、 $\gamma$  は模型地盤の単位体積重量、 $D$  は模型杭の直径である。また、これらの図には杭径の 10% の変位量までを拡大したものが示した。各深さ  $z$  で計測された無次元化された極限值  $p_{\max}/n\gamma D$  は、Terzaghi, K. (1943) や Meyerhof, G. G. (1951) の支持力理論とは荷重方向が異なり、また杭背面での主働土圧の存在や地盤表面での明確な応力境界がないといった異なる点もあるものの、基本的には基礎幅  $D$ 、根入れ  $z$  と直接関係する支持力係数  $N_{\gamma}$  と同様な物理的意味を有する無次元量である。この理由として第 3 章の単杭の杭頭水平荷重実験で説明した遠心模型実験の相似則において、縦軸に  $p/n\gamma D$ 、横軸に  $y/D$  を採用することで得られる無次元化した  $p$ - $y$  関係は実物スケールの地盤反力  $p$  および水平変位  $y$  を無次元化したものと同一になることから、遠心加速度比  $n$  が異なる  $p$ - $y$  関係を比較する上で非常に都合が良い。Fig.4.10 に示す  $D_r=60\%$ 、 $D=10\text{mm}$ 、重力場で得られた  $p$ - $y$  関係の初期部では、分割杭のロッドに取り付けた歪みゲージの分解能と比較して水平地盤反力の方が小さくばらつきが大きくなったため、結果の整理には用いなかった。また、Fig.4.17 に示す  $D_r=85\%$ 、 $D=20\text{mm}$ 、25G のケースでは全地盤反力がジャッキの容量を超え、荷重途中でジャッキがストップした。この時ジャッキには約 30kN の荷重が作用していた。全体的に得られた  $p$ - $y$  関係には若干のばらつき、例外もあるが、同一条件(同一杭径、同一地盤密度、同一遠心加速度)では得られた  $p$ - $y$  関係の再現性を確認できる。荷重初期には水平地盤反力  $p/n\gamma D$  は水平変位  $y/D$  に対して直線的に増加し、比較的浅い部分では杭径の 1~5% 程度で地盤反力の増加割合が低下する非線形性が確認でき、さらに荷重すると極限地盤反力に達し、水平地盤反力は一定となる。一方、比較的深い部分では荷重と共に徐々に水平地盤反力  $p/n\gamma D$  の増加割合は低下するものの、杭径の 80% 以上の水平変位を与えても地盤反力は一定値をとらない。また同一水平変位  $y/D$  における無次元化した地盤反力  $p/n\gamma D$  の大きさは換算杭径  $nD$  (原型の杭径) の増大に伴い減少することがわかる。このように Fig.4.6~4.21 に示す  $p$ - $y$  曲線の形状の概観からすると、荷重初期ではわずかながら直線的に地盤反力は増加し、この増加割合は徐々に低下する双曲線に近い形状であることが理解できる。

#### 4.3.3 modeling of models

10G および 25G の遠心力場で相対密度  $D_r=60, 85\%$ 、杭径  $D=10, 20\text{mm}$  に変化させた際、得られた  $p$ - $y$  関係を Fig.4.22(a)~(h) にそれぞれ示す。隣り合ったグラフ (a)(b)、(c)(d)、(e)(f) および (g)(h) はそれぞれ換算杭径  $nD$  (原型寸法) が等しい modeling of models である。深いほど、つまり  $z/D$  が大きいほど地盤反力は大きくなり、 $D_r=85\%$  の  $p$ - $y$  関係は  $D_r=60\%$  のそれより明らかに大きい。また、modeling of models の比較では  $D_r=85\%$  において模型寸法が大きい  $D=20\text{mm}$  の地盤反力  $p/n\gamma D$  が同一  $y/D$  で  $D=10\text{mm}$  のそれより大きくなっており、杭径  $D$  を  $10\text{mm}$  から  $20\text{mm}$  に大きくしたことで、容器壁面と分割杭円柱体の相対距離が小さくなり (Fig.4.4 参照)、容器壁面の影響が現れたものと考えられる。つまり、 $D=10\text{mm}$  および  $20\text{mm}$  の分割杭の水平荷重実験の両方で同一の剛性容器 (L700xH600xW300) を使い、両者の中心位置を剛性容器に対して変化させず、杭径に対する相対的な壁面との距離は  $D=20\text{mm}$  の方が小さくなったため生じたものと考えられる。本実験では荷重方向に対し直角方向の壁面が最も分割杭に近く、 $D=10\text{mm}$  で杭径の約 14 倍、 $D=20\text{mm}$  で 7 倍であった。一方、荷重方向の容器壁面との距離は  $D=10\text{mm}$  で杭径の約 35 倍、 $D=20\text{mm}$  で約 17 倍であった。特に  $z/D > 15$  以上の深さで  $D=20\text{mm}$  の方が大きくなっているのに対し、これより浅い部分では両者はほぼ等しいことがわかる。またこの壁面の影響は応力レベルの小さな  $nD=100\text{mm}$  で顕著である。一方、 $D_r=60\%$  では粒子寸法効果の影響および容器壁面の影響は比較的小さく、ほぼ同一の  $p$ - $y$  関係が得られている。第 3 章で行った遠心力場での単杭の杭頭水平荷重実験では、

modeling of models において粒子寸法効果の影響は小さく、模型寸法の違いによらず、同一の実物寸法の  $P_0$ - $Y_0$  関係、曲げモーメント分布が得られた。これは杭頭部に杭径の 40%以上の水平変位を与えたが、杭深部での水平変位は小さく、壁面との相対距離の違いによる影響は見られなかったためと考えられる。以上の考察から本研究では  $D_r=85\%$ 、 $D=20\text{mm}$  で得られた  $p$ - $y$  関係については、容器壁面の影響を含むと考えられ、単杭の  $p$ - $y$  関係のモデル化には用いないこととした。

#### 4.3.4 $p$ - $y$ 関係に及ぼす載荷方法の影響

Fig.4.23～4.25 には同一杭径、同一遠心力場における分割杭の一方単調水平載荷実験と一方繰返し水平載荷実験より得られた  $p$ - $y$  関係を示す。繰返し荷重を与えた水平載荷実験では所定の先行杭頭水平変位  $Y_{0\text{pre}}$  に到達した際の繰返し回数は 1 回のみとし、除荷により水平地盤反力がゼロになった時点より再載荷を始め、次の除荷時の杭頭水平変位まで載荷している。除荷時の杭頭変位は  $y/D=0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8$  とした。両者を比較すると  $y/D<0.1$  の範囲から  $y/D=1.0$  の範囲までほぼ同一の包絡線が得られることがわかる。第 3 章で重力場における鋼管製模型単杭の水平載荷実験では最大水平荷重作用時の水平変位を結んだ  $P_0$ - $Y_0$  関係の包絡線に与える繰返しの影響は小さいという結論を得た。本章の分割杭の水平載荷実験から得られた  $p$ - $y$  関係はこれを支持するものとなっている。つまり、繰返し荷重により除荷・再載荷が単杭に作用した場合、この時生じる  $p$ - $y$  関係は最大先行変位を超える水平荷重が作用すれば、繰返しにより地盤の剛性低下の影響をうち消す形で  $p$ - $y$  関係が生じ、処女載荷の  $p$ - $y$  関係とほぼ同一の包絡線を描く。Fig.4.26～4.28 に一方繰返し水平載荷実験より得られた  $p$ - $y$  関係と同一  $z/D$  における一方単調水平載荷実験より得られた  $p$ - $y$  関係を比較した。これより各深さにおける単調水平載荷実験と除荷・再載荷を伴う一方繰返し水平載荷実験から得られた  $p$ - $y$  関係の包絡線はほぼ同一のものとなることが確認できる。

#### 4.3.5 周辺地盤の変形

これらの分割杭の水平載荷実験のうち、 $D=20\text{mm}$  について周辺地盤の変形状況を調べるために水平載荷試験後、写真撮影を行った。これを Photo.4.4(a)～(f)に示す。これらの地盤表面に作製したメッシュは模型地盤を作製した後スプレーペンキにより描いたものである。Photo.4.5 に変形モードの例を示した。杭周りの地盤の変形は、分割杭の移動方向に最大水平変位が生じ、分割杭から離れるに従い地盤の変形量は減少する。与えた水平変位は杭径  $D$  の 80%であるが、この場合杭径の 4～5 倍程度の距離でほとんど水平変位がゼロになった。載荷方向に対し直角方向の地盤の変形は載荷方向を境に左右対称となり、対称軸から直角方向に離れるに従い地盤の変形量は小さくなった。載荷領域の地盤は、載荷方向に対し台形の膨れ上がりが生じ、分割杭から遠ざかるにつれて滑らかにその膨れ上がり量は減少した。この様子がよく分かる例として Photo.4.4(f-1)(f-2)があげられる。

Fig.4.29, 4.30 には載荷中の地盤表面の鉛直変位を示した。沈下を正としていることから地盤表面は分割杭の載荷に伴って隆起していることが理解できる。これは壁面近くまで及んでおり、遠心加速度の上昇とともにこの値は小さくなった。したがって、分割杭周辺の浅い領域では地盤は載荷に伴い水平移動・鉛直移動を伴う 3 次元的な変形が生じていることが理解できる。

## 4.4 双曲線による p-y 関係のモデル化と分割杭の p-y 関係の検証

### 4.4.1 検証手法

遠心力場内で分割杭の水平載荷実験を行うことにより、砂地盤中の単杭の p-y 関係が得られた。本節ではこれらの p-y 関係の検証を行い、同時に双曲線によるモデル化を行うこととする。検証方法は Fig.4.31 に示すような手順によった。得られた p-y 関係には地盤の(1)相対密度の影響( $D_r$ )、(2)杭径の影響( $D$ )、(3)深さの影響( $z/D$ )、(4)応力レベルによる影響(遠心加速度比  $n$ )、そして(5)実験誤差が含まれている。これらの影響を関係づけながら p-y 関係のモデル化を行い、これを用いて第 3 章で行った単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートし、両者を比較することで、得られた p-y 関係の整合性の検証を行うこととした。(5)実験誤差については、1つの条件で多くの載荷実験を実施していれば平均値に対しあるばらつき以内を真値に近い実験値とし評価可能であるが、本研究で実施した実験回数は少なく、全データを用い実験誤差を含んだ形で(1)~(4)まで評価することとした。モデル化に用いた p-y 関係にはパラメータが初期部の傾きと極限値の 2 つと少ない双曲線を用いた。双曲線モデルは過去の研究成果でも用いられており(Georgiadis, M. et al., 1991; Wu, D. et al., 1998)、分割杭から得られた p-y 関係の考察からも妥当であると判断した。

### 4.4.2 双曲線による単杭の p-y 関係のモデル化

#### (1) 初期地盤反力係数 $k_{hi}$

本研究では実測 p-y 関係の初期部の傾き、即ち Fig.4.6~21 で得られる地盤反力が水平変位に対して直線的に増加する領域の勾配を初期地盤反力係数  $k_{hi}$  と定義した。Fig.4.32(a)(b)(c)(d)は無次元化した初期地盤反力係数  $k_{hi}/n\gamma$  と深さ  $z/D$  の関係を換算杭径  $nD$  毎に示したものである。これより多少ばらつきはあるものの初期地盤反力係数は深さに対して増加し、その増加割合は深さと共に小さくなるのがわかる。このばらつきを注意してみると、いくつかの  $k_{hi}$  が傾向から離れ小さくなっているが、それを挟む位置の  $k_{hi}$  は若干大きめの値を示している。これは載荷システム上の問題であり、ある深さの分割杭の実際の水平変位が他のものより初期部で小さくなり、その分割杭の反力が小さくなった分、上下の分割杭に 3 次元的な効果が現れ、やや大きめの地盤反力が現れたものと推察できる。また、明らかに同一  $z/D$  における無次元化した初期地盤反力係数は換算杭径  $nD$  の増加と共に低下する、いわゆる寸法効果(応力レベルの増加により無次元化した初期地盤反力係数  $k_{hi}/n\gamma$  が低下する)が見られる。

無次元化した初期地盤反力係数と無次元化した深さ  $z/D$  の関係を両対数軸にプロットしたものを Fig.4.33(a)(b)(c)(d)に示す。横軸  $z/D$  はその点での初期鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  を  $n\gamma D$  で除したものと一致し、同一実験結果の初期地盤反力係数を比較する上では  $\sigma_{v0}'$  と同一の意味となる。同図には  $D_r=60, 85\%$  に対して  $k_{hi}/n\gamma$  が  $z/D$  の 0.5 乗に比例すると仮定した関係も直線で示した。 $D_r=85\%$  に対しては明らかに初期地盤反力係数は、 $z/D$  (つまり  $\sigma_{v0}'$ ) に依存し、また  $k_{hi}/n\gamma$  が  $z/D$  の平方根に比例するとした直線(傾き 0.5)と実験値はほぼ平行であることから、 $D_r=60, 85\%$  の無次元化した初期地盤反力係数はほぼ  $z/D$  の平方根に比例すると言える。これは砂の弾性係数が初期の最大主応力  $\sigma_1'$  の平方根に比例するという過去の研究成果(安部, 1989; 澁谷ら, 1995; 中村ら, 1998)と類似した結果であり、初期地盤反力係数は弾性係数の関数であると類推される。この深さ方向の初期地盤反力係数の傾きは、初期鉛直有効応力の

増加に対する荷初期の土の剛性の増加割合(土の圧縮性の低下割合)を示し、鉛直有効応力の増加による土粒子の骨格構造の変化に起因するものと考えられる。

以上の考察より無次元化した初期地盤反力係数  $k_{hi}/n\gamma$  について式(4.2)に示す指数関係を仮定し、Fig.4.33(a)(b)(c)(d)に直線で示すように実験結果から最小自乗法により回帰式を求めた。

$$k_h(z)/n\gamma = A(z/D)^B \quad (4.2)$$

ここで、A、B は地盤条件によって変化するパラメータであり、 $D_r=60, 85\%$  について  $B=0.5$ 、A には地盤の相対密度  $D_r$ 、遠心加速度比  $n$ 、つまり換算杭径  $nD$ 、そして模型杭径  $D$  の影響が含まれる。この回帰曲線から大きくずれるデータもあるが、前述のばらつきに対する推察がある程度妥当であると仮定し、すべてのデータを用いてフィッティングを行っている。この結果は Fig.4.32(a)(b)(c)(d)にも曲線で示した。フィッティングの結果、得られた A を換算杭径  $nD$  に対してプロットしたものを Fig.4.34(a)に示す。この場合  $D_r=85\%$  については応力レベルが  $1\sim 50G$ 、つまり換算杭径  $nD$  が  $10\sim 500mm$  に変化することにより A は  $0.661 \times 10^3 \sim 2.76 \times 10^3$  まで大きく変化するのに対し、 $D_r=60\%$  では比較的小さく  $0.334 \times 10^3 \sim 0.867 \times 10^3$  となった。また、 $nD$  が等しい modeling of models では上述したように  $D_r=85\%$ 、杭径  $D=20mm$  の初期地盤反力係数に容器壁面の影響が含まれ  $D=10mm$  のそれより大きくなっている。この傾向は  $nD$  の増加、つまり応力レベルが増加することによって小さくなり、 $nD=500mm$  ではほとんど容器壁面の影響および粒子寸法効果も小さなものとなり、杭径  $D$  の違いによらずほぼ同一の無次元化した初期地盤反力係数  $k_{hi}/n\gamma$  が得られた。 $D_r=60\%$  については若干粒子寸法効果の影響から  $nD=100mm$  で  $D=20mm$  の A の値が小さくなっているが、通常の杭径の大きさを考慮すると、 $D=100mm$  での差よりも  $nD=500mm$  付近での  $nD$  に対する A の変化が重要である。これより  $D_r=85\%$  より  $D_r=60\%$  の初期地盤反力係数に与える応力レベルによる寸法効果は明らかに小さい。

Fig.4.34(b)には(a)を両対数軸に書き換えたものを示した。図中の実線および破線は、A および  $nD$  の関係を両対数で直線と仮定した回帰曲線である。ただし、 $D_r=60, 85\%$  それぞれにおいて、同一の  $nD$  に対する A の値の小さなものは容器壁面や粒子寸法効果の影響が小さいと判断し、 $D_r=85\%$  では  $D=10mm$  を、 $D_r=60\%$  では  $D=20mm$  の結果を用い両対数軸上で直線近似を行っている。これらの直線の傾きは、それぞれ  $-0.413$  および  $0.265$  となった。式(4.2)は模型寸法についての関係式であるが、反力(応力)、単位体積重量が原型と模型で等しく、原型の変位および長さが模型の  $n$  倍であることを考慮し、これを原型寸法で書き換えると、式(4.2)の左辺は以下の通りになる。ここでサフィックス  $m$  は模型、 $p$  は原型を表す。

$$\begin{aligned} \frac{k_{hm}(z_m)}{n\gamma_m} &= \frac{P_{im}(z_m)/y_{im}}{n\gamma_m} = \frac{P_{ip}(z_p)/(y_{ip}/n)}{n\gamma_m} = \frac{P_{ip}(z_p)}{\gamma_p y_{ip}} \\ &= \frac{k_{hp}(z_p)}{\gamma_p} \end{aligned} \quad (4.3)$$

ここで、 $p_i$  は初期直線部の水平変位  $y_i$  時の反力である。一方、右辺について上述の関係  $A_m=C(nD)^f$  (ここで  $D_r=85\%$ 、 $C=7060$ 、 $f=-0.413$ 、 $B=0.5$  および  $D_r=60\%$ 、 $C=1700$ 、 $f=-0.265$ 、 $B=0.5$ ) とし、代入すると



$$\begin{aligned}
 A_m(z_m/D_m)^B &= C(nD_m)^f(z_m/D_m)^B \\
 &= CD_p^f(z_p/D_p)^B \\
 &= Cz_p^B D_p^{f-B}
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

となる。式(4.2)～(4.4)より

$$\frac{k_{hp}(z_p)}{\gamma_p} = Cz_p^B D_p^{f-B}
 \tag{4.5}$$

が得られる。これより同一原型深さにおける初期地盤反力係数に与える載荷幅の影響は、 $D_r=85\%$ で-0.913、 $D_r=60\%$ で-0.765 となり Yoshida ら(1972)のそれ(-3/4)よりやや大きいことがわかる。これは Yoshida らが載荷変位 10mm の際の割線係数を地盤反力係数と定義したのに対し、ここでは初期部の傾きを用いた差によるものと考えられる。地盤を均質な弾性体と仮定すれば、地盤反力係数は載荷幅に反比例(-1 乗)する。しかし、同一沈下量の場合、載荷幅が小さいほど非線形性が表れ、剛性が低下する。今回の実験結果が-3/4 乗より載荷幅の影響が大きくなった原因として、Yoshida らの実験では載荷変位 10mm と言えどもこの非線形性の影響を受けた結果であることが考えられ、また  $D_r=60\%$ の-0.765 が  $D_r=85\%$ のそれ(-0.913)より小さくなったことは、同様の解釈より理解可能である。地盤反力係数に与える載荷幅の影響について後述の単杭の p-y 関係のモデル化の後、更に考察を加えることとする。

Fig.4.34(a)(b)に示した水平載荷実験より得られた A, B の値および Fig.4.34(b)に示す回帰曲線上の A の値について Table4.3 にまとめた。

Table 4.3 Parameter A, B

$D_r$ (%)	$nD$	Regression curve for test data				Proposed	
		D=10mm		D=20mm		D=10,20mm	
		A	B	A	B	A	B
85	10	2766	0.5	-	0.5	2755	0.5
	20	-		2994			
	100	951		1301			
	250	688		735			
	500	588		661			
60	10	-	0.5	-	0.5	926	0.5
	20	-		770			
	100	867		501			
	250	584		380			
	500	378		334			

Fig.4.35(a)～(d)には、初期地盤反力係数  $k_{hi}$  と初期鉛直有効応力  $\sigma_{v_0}'$  の関係を地盤の相対密度および模型杭径 D 毎に示した。これらの図は模型杭径 D、初期鉛直有効応力  $\sigma_{v_0}'$  の時得られる初期地盤反力係数を表し、初期鉛直有効応力の増加とともに初期地盤反力係数が増加することがわかる。また同一相対密度において模型寸法が D=10mm から D=20mm と大きくなると、初期地盤反力係数は低下している。これは  $D_r=85\%$  および  $60\%$  とともに同一の傾向である。Fig.4.36(a)(b)にこれを  $D_r=85\%$  と  $D_r=60\%$  に分けて示した。これより明らかに初期鉛直有効応力の増加とともに初期地盤反力係数は増加し、杭径 D が大きくなると小さくなることがわかる。

## (2) 単杭の p-y 関係のモデル化と極限地盤反力

前述の通り, 分割杭の水平載荷実験から得られた p-y 関係は双曲線で十分近似できることがわかった. そこで上記で求めた初期地盤反力係数  $k_{hi}/n\gamma$  および式(4.6)に示す無次元化した双曲線を用いて, もう一つのパラメータである最大値, つまり極限地盤反力  $p_{max}/n\gamma D$  を最小自乗法により求めた.

$$\frac{p(z,y)}{n\gamma D} = \frac{(k_{hi}(z)/n\gamma)(y/D)}{1 + \frac{k_{hi}(z)/n\gamma}{p_{max}(z)/n\gamma D}(y/D)} \quad (4.6)$$

ここで,  $p(z,y)$  は深さ  $z$ , 杭の水平変位  $y$  のときの水平地盤反力,  $k_{hi}(z)$  は深さ  $z$  の初期水平地盤反力係数,  $p_{max}(z)$  は深さ  $z$  の極限地盤反力である. 確認した実測値とこの双曲線の相関も, 全ケースにおいて相関係数  $R=0.9$  以上であった. **Fig.4.6~21** には得られた回帰曲線を実線で示してある.

以上求めた無次元化した極限地盤反力  $p_{max}/n\gamma D$  と深さ  $z/D$  の関係を換算杭径  $nD$  毎に **Fig.4.37(a)~(d)** に, また極限地盤反力  $p_{max}$  と各点の初期鉛直有効応力  $\sigma'_0$  の関係を **Fig.4.38(a)~(d)** にそれぞれ示す. これらの図より極限地盤反力は深さの増加に対し, 比較的浅い部分ではその増加割合が漸増し, 深い部分ではほぼ直線的に増加する傾向が伺える. このような深さに対する極限地盤反力の変化は極限地盤反力が地盤の破壊メカニズムに強く依存するためと考えられる. 即ち, 浅い領域で比較的杭周りの有効応力が小さな場合と深い領域の有効応力が大きな場合ではその破壊メカニズムが異なり, 浅い部分では応力境界である地盤表面の影響から比較的ダイレイティブな全般せん断に近い破壊が小さな水平変位で生じる. 一方, 深い部分では杭周りの応力レベルが増加すると共に p-y 関係にピークを持たない局所せん断破壊形式に移行し, 大きな水平変位でも地盤反力が増加し続ける. 両図には Broms, B.B.(1964)の方法により極限地盤反力を求めた結果も示してある. この計算では第2章の豊浦砂の  $\phi'$ - $\sigma'_m$  関係から  $D_r=85\%$  については内部摩擦角  $\phi'=44.5\text{deg.}$ ,  $D_r=60\%$  については  $\phi'=41.5\text{deg.}$  を用いた. Broms, B.B.の方法は初期鉛直有効応力 ( $z/D$ ) の増加に対して内部摩擦角  $\phi'$  は変化しないため直線的に増加する. しかしながら実験から得られた極限地盤反力は浅い部分で漸増し, 深さの増加と共に直線的増加に変化し, 既往の研究成果 (Broms, B.B., 1964) と異なる挙動を採る. また, 極限地盤反力においても初期地盤反力係数と同様に明らかに換算杭径  $nD$  の増加と共に無次元化した極限地盤反力  $p_{max}/n\gamma D$  が低下する寸法効果が確認された.

**Fig.4.39** は初期地盤反力係数と同様に (**Fig.4.33**), 両対数軸に対して無次元化した極限地盤反力  $p_{max}/n\gamma D$  と深さ  $z/D$  の関係を各換算杭径  $nD$  毎にプロットしたものである. 浅い場合  $p_{max}$  の値が小さく相対的に誤差の割合が大きくなり, その結果ばらつきも大きくなる. 図より各換算杭径  $nD$  において浅い部分と深い部分では傾きが異なり, 浅い部分では深い部分より傾きはやや小さくなっているように見られる. しかしながら計測誤差の大きい  $z/D=1$  を除けば, 本研究で行った深さまでであれば無次元化した極限地盤反力  $p_{max}/n\gamma D$  と深さ  $z/D$  の関係は以下の指数関係によって表すことができそうである.

$$p_{max}(z)/n\gamma D = a(z/D)^b \quad (4.7)$$

ここで、 $a$  および  $b$  は地盤条件および破壊メカニズムの変化によって変化するパラメータであり、実験では相対密度  $D_r$ 、遠心加速度比  $n$ 、つまり換算杭径  $nD$  の影響がこれらに直接関係する。ただし、式(4.7)では地盤の破壊メカニズムの違いの影響を正確には表現しているとは言えず破壊メカニズムを考慮した極限地盤反力のモデル化については、第 5 章で検討することとする。式(4.7)を用いて最小自乗法より得られたパラメータ  $a$  および  $b$  と換算杭径  $nD$  の関係を Fig.4.40(a)(b)に示す。また、Fig.4.37 にこの回帰曲線も併記した。 $D_r=85\%$ 、 $D=10\text{mm}$  については遠心加速度が  $1\sim 50G$ 、つまり換算杭径  $nD$  が  $10\sim 500\text{mm}$  と変化することにより、 $a$  は  $1.78\sim 16.7$ 、 $b$  は  $2.68\sim 1.42$  に変化し、 $D=20\text{mm}$  については  $a$  は  $2.04\sim 33.3$ 、 $b$  は  $2.73\sim 1.53$  まで変化した。一方、 $D_r=60\%$  については同様に  $a$  は  $15.0\sim 27.3$ 、 $b$  は  $1.50\sim 1.03$  に変化し、 $D=20\text{mm}$  については  $a$  は  $7.41\sim 18.3$ 、 $b$  は  $1.63\sim 1.28$  まで変化した。式(4.7)に示すモデルの実験値との対応は相関係数  $R=0.99$  以上あり、実測値のばらつきが  $k_{hi}$  より小さい。Fig.4.40(a)を見る限りでは、 $a$  と  $nD$  の関係はなさそうである。一方、Fig.4.40(b)については  $nD$  の増加と共に  $b$  は減少傾向が見られ、換算杭径  $nD$  の増加(応力レベルの増加)による  $b$  の低下、つまり無次元化した極限地盤反力の低下が顕著に現れている。これらの値を Table 4.4 に示した。

Table 4.4 Parameter  $a, b$

$D_r$ (%)	$nD$	Regression curve for test data			
		$D=10\text{mm}$		$D=20\text{mm}$	
		$a$	$b$	$a$	$b$
85	10	1.78	2.68	-	-
	20	-	-	2.04	2.73
	100	6.67	2.01	10.3	2.06
	250	15.9	1.60	33.3	1.53
	500	16.7	1.42	-	-
60	10	15.0	1.50	-	-
	20	-	-	15.2	1.63
	100	20.9	1.23	7.41	1.76
	250	20.2	1.19	18.3	1.28
	500	27.3	1.03	11.5	1.40

式(4.6)の無次元化した双曲線並びに式(4.2)(4.7)および Table 4.3, Table 4.4 で与えられるパラメータ  $A, B, a, b$  を用いることにより換算杭径  $nD$  および深さ  $z/D$  が与えられれば  $p-y$  関係が得られる。Fig.4.41(a)～(d) および Fig.4.42(a)～(d) には式(4.2)(4.7) および Table 4.3, Table 4.4 で与えられる  $k_{hi}/n\gamma$  および  $p_{max}/n\gamma D$  と実験結果を示した。Fig.4.41 に示す初期地盤反力係数では両者はほぼ一致している。一方、Fig.4.42 に示す極限地盤反力では  $D=10\text{mm}$  は一致するものの、やはり  $D=20\text{mm}$  については容器壁面の影響が大きく両者には差が生じている。またこの関係を用いて求めた式(4.6)の無次元化した双曲線型  $p-y$  関係と実験より得られた  $D=10\text{mm}$  の  $p-y$  関係の比較を Fig.4.43(a)～(f)に示した。若干両者で差はあるものの概ね式(4.6)で表される双曲線型  $p-y$  関係は実験結果をよく表していると言える。

この結果を用いて原型深さ  $z_p$  における原型水平変位  $y_p=10\text{mm}$  に対する地盤反力係数を求めた結果を Fig.4.44 に示す。なお、ここでは換算杭径  $nD=10, 100, 250$  および  $500\text{mm}$  について原型深さ  $z_p=250, 1000, 2500$  および  $6250\text{mm}$  に対し、基準とする地盤反力係数  $k_{h0}$  を  $nD=250\text{mm}$  の地盤反力係数として、これに対する比  $k_h/k_{h0}$  と  $nD$  の関係で表している。同図には Yoshida ら(1972)の結果(-3/4 乗則)を実線で、式(4.5)で表される同一原型深さ  $z_p$  での原型初期地盤反力係数と杭径の関係を、 $D_r=85\%$  については破線で、 $D_r=60\%$  については一点鎖

線で示した。nD が 100mm より 500mm の範囲で点で示された実験結果は Yoshida らの結果とよく対応しており、基準変位 10mm であれば杭径の寸法効果として $3/4$  乗則の妥当性を支持する結果が得られた。また  $D_r=85\%$  の初期地盤反力係数に与える杭径の影響は、Yoshida らや実験結果で示された基準変位量 10mm における地盤反力係数のそれより大きいことが再確認できる。しかしながら、一点鎖線で示された  $D_r=60\%$  の初期地盤反力係数に与える杭径の影響は  $D_r=85\%$  のそれより小さく、p-y 関係の非線形性の影響が  $D_r=85\%$  より大きいと考えられる。

### (3) 除荷および再載荷時の地盤反力係数

Table 4.2 に示す分割杭の水平載荷実験には水平変位  $y$  が所定の水平変位に到達した時点で除荷し、地盤反力がゼロになった時点で再載荷を行い、これを繰返ししながら分割杭の水平変位を増加させた水平載荷実験も含まれ、このケースには表中の test code 末尾に C を付けた。この実験結果を用いて砂地盤中の単杭の p-y 関係における除荷・再載荷時の地盤反力係数  $k_{hcy}$  を Fig. 4.45 に示すような定義から求めた。つまり、除荷時には急激な直線で水平荷重が低下し、ゼロ近くで若干勾配が緩やかになる。その後再載荷時には再度急な勾配で立ち上がり、ループを描く。このためループの中心となる除荷時と再載荷時の点を結ぶ傾きを除荷・再載荷時の地盤反力係数  $k_{hcy}$  と定義した。これを最大先行水平変位  $y_{pre}$  に対してプロットした図を Fig. 4.46(a)(b)、4.47(a)(b) および Fig. 4.48(a)(b) に示す。なお、縦軸および横軸は除荷・再載荷時の地盤反力係数  $k_{hcy}$  および最大先行水平変位  $y_{pre}$  を  $n\gamma$  および  $D$  でそれぞれ無次元化した。データ数が少ないこと、またばらつきが大きい傾向のみの考察となるが、無次元化した除荷・再載荷時の地盤反力係数  $k_{hcy}/n\gamma$  は最大先行水平変位  $y_{pre}/D$  に関係なく一定であると推察できる。これらの除荷・再載荷時の地盤反力係数と初期地盤反力係数の比である  $k_{hre}/k_{hi}$  と  $y_{pre}/D$  の関係を Fig. 4.49(a)(b)(c) に示した。(c) は  $D=20\text{mm}$  の結果であり、先に述べたように容器壁面の影響が含まれるため、初期地盤反力係数と比較してかなり大きい。その他の(a)(b)に示す除荷・再載荷時の地盤反力係数は若干大きく、初期地盤反力係数の約 2 倍程度となった。

#### 4.4.3 杭体の曲げ破壊特性のモデル化

模型鋼管杭の曲げ特性のモデル化については第 2 章で述べている。Fig. 2.34(再掲)に示したように曲率 $\varphi$ の増加に従って模型鋼管杭の曲げモーメントは直線的に増加し、降伏点に達する。この点のモーメントを降伏モーメント  $M_y$ 、曲率を $\varphi_0$ とし、モーメント  $M$  および曲率 $\varphi$ をそれぞれ  $M_y$  および $\varphi_0$  で除し正規化することにより、本研究では  $10 > t/D > 50$  の肉厚比  $t/D$  の範囲ではほぼ同一の  $M/M_y - \varphi/\varphi_0$  関係が得られた。この関係は以下の式で表せる。

$$\frac{M}{M_y} = \frac{0.764\varphi/\varphi_0}{1 + (0.764/1.959)\varphi/\varphi_0} \quad (2.18 \text{ 再掲})$$

#### 4.4.4 解析手法

杭は全長にわたって一様で  $EI_0 = \text{一定}$  とし、地中部分には反力以外に荷重は作用せず、軸力の影響は重ね合わせの法則が成り立つと仮定し別途考慮するものとするれば、杭の支配方

程式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + D \cdot k(x) \cdot y = 0 \quad (1.15 \text{ 再掲})$$

と表される。分割杭の水平載荷実験より求めた  $p$ - $y$  関係および模型鋼管杭の  $M$ - $\phi$  関係を用いて差分法により式(1.15)に示す杭の支配方程式を解いた。つまり、式(4.6)の無次元化した双曲線型  $p$ - $y$  関係並びに式(4.2)(4.7)および Table4.3, Table4.4 で与えられるパラメータ  $A, B, a, b$  を用いることにより得られる  $p$ - $y$  関係を差分化した式(1.15)に代入し、Fig.4.50 に示す地盤表面の杭頭部に生じる曲げモーメント  $M$ 、およびせん断力  $S$  を境界条件として解いた。ただし、算出された  $M$ - $\phi$  関係は  $EI_0$  = 一定として解いたものであり、Fig.4.51 に示すように同一の曲率  $\phi$  における等価剛性  $EI_1$  を用いて算出される  $M$ - $\phi$  関係が式(2.18)に一致するまで収束計算を行っている。これより水平力-杭頭水平変位の関係( $P_0$ - $Y_0$  関係)、曲げモーメント分布、地盤反力分布、杭のたわみ分布を算出し、単杭の杭頭水平載荷実験の結果との比較を行った。差分法による解法の詳細は Appendix に記した。

#### 4.4.5 解析結果と実験結果の比較

本研究では分割杭の載荷実験より得られた  $p$ - $y$  関係が杭頭に水平力を受ける実際の単杭に生じ得る  $p$ - $y$  関係を合理的に説明しうるか否かを確認するために、同一の地盤条件のもとで実施した模型鋼管製単杭の杭頭水平載荷実験結果を分割杭の水平載荷実験から得られた  $p$ - $y$  関係を用いてシミュレートすることを試みた。

単杭の杭頭水平載荷実験より得られた  $P_0$ - $Y_0$  関係を杭の曲げ剛性別にシミュレーション結果と共に Fig.4.52(a)~(e)および Fig.4.53(a)(b)に示す。図中で杭頭水平変位  $Y_0$  については杭径  $D$  で無次元化し、実験結果を点で、解析結果を実線で示した。これより初期の非常に小さな水平変位から  $P_0$ - $Y_0$  関係には非線形性が表れ、この傾向は同一の剛性を有する杭では、遠心加速度比  $n$  の小さい方が顕著となっている。また、杭径の約 20%の水平変位を杭頭部に与えた際にも、実験結果と解析結果は比較的良く一致した。

単杭の杭頭水平変位  $Y_0$  が杭径  $D$  のほぼ 2.5%, 5.0%, 10%, 20%, 40%となるような水平荷重  $P_0$  を与えたときの曲げモーメント分布および曲げ歪み分布を Fig.4.54~4.67 に示す。実験結果は点で、解析結果は実線で示してある。地盤の剛性と比較して、模型杭の剛性が小さい長杭と称される場合、比較的曲げモーメントの最大値が浅い位置に現れ、杭頭水平変位に与える  $p$ - $y$  関係の非線形の影響は比較的小さい。つまり地盤の深い領域で大きな変位が生じる前に杭の破壊が生じる可能性が高いことを意味する。一方、比較的杭剛性が高い短杭に近い場合、杭の破壊が生じる前に比較的深部まで地盤に大きな変形と共にひずみが生じ、 $p$ - $y$  関係の非線形性が  $P_0$ - $Y_0$  に大きく影響を与えることとなる。

6 つの曲げ剛性  $EI_0$ 、長さ  $L$  の異なる鋼管製単杭、6 種の遠心加速度比また 2 種の地盤密度のもと実験結果とシミュレーション結果は良い一致を示し、上述した鋼管製模型単杭の挙動に関する傾向も充分シミュレーション結果はとらえていると判断できる。以上のことから、分割杭によって得られた  $p$ - $y$  関係は、単杭の杭頭水平載荷実験時に発揮される  $p$ - $y$  関係を杭径  $D$  の 20%から条件によっては 40%程度の大変位域までほぼ合理的に説明できることがわかり、砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係を求めるために実施した分割杭の水平載荷実験の有用性を確認することができた。

## 4.5 まとめ

本章では砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係を直接計測可能となる分割杭および分割杭の水平載荷システムの開発を新たに行い、遠心力場内の砂地盤に対して分割杭の水平載荷実験を実施した。得られた  $p$ - $y$  関係を双曲線型  $p$ - $y$  関係にモデル化し、これを第 3 章で実施した単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションに用いた。以上より得られた知見を以下にまとめる。

- 砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係は初期地盤反力係数と極限地盤反力の 2 つのパラメータにより表す双曲線型  $p$ - $y$  関係でモデル化できる。
- 無次元化した初期地盤反力係数  $k_{hi}/n\gamma$ 、つまり実物換算した初期地盤反力係数は換算杭径  $nD$  の増加と共にこの値が減少する寸法効果を有し、 $D_r=60\%$ の緩い地盤より  $D_r=85\%$ の密な地盤の方が顕著である。また無次元化した初期地盤反力係数の深さ方向の変化は弾性係数が初期有効拘束圧の増加と共に増加する傾向(砂の弾性係数の応力依存性)に類似した形で増加し、深さの指数関数で表現できる。本研究では無次元化した初期地盤反力係数は相対密度  $D_r=85\%$ 、 $60\%$ ともに深さの 0.5 乗に比例して増加した。
- 無次元化した極限地盤反力  $p_{max}/n\gamma D$  も同様に換算杭径  $nD$  の増加と共にこの値が低下する寸法効果を有し、 $D_r=85\%$ の方が  $D_r=60\%$ より顕著である。
- 極限地盤反力の深さ方向の変化は、Broms(1964)が提案した深さに対して直線的な増加とはならず、浅い部分では増加割合が徐々に大きくなり、次第に直線的な増加に変化した。
- 遠心力場内の分割杭の水平載荷実験より得られた  $p$ - $y$  関係を用い単杭の水平載荷実験をシミュレートした結果、非常に高い整合性が得られたことから本研究で開発した分割杭の水平載荷システムの有用性および載荷試験より得られた  $p$ - $y$  関係の妥当性を確認できた。

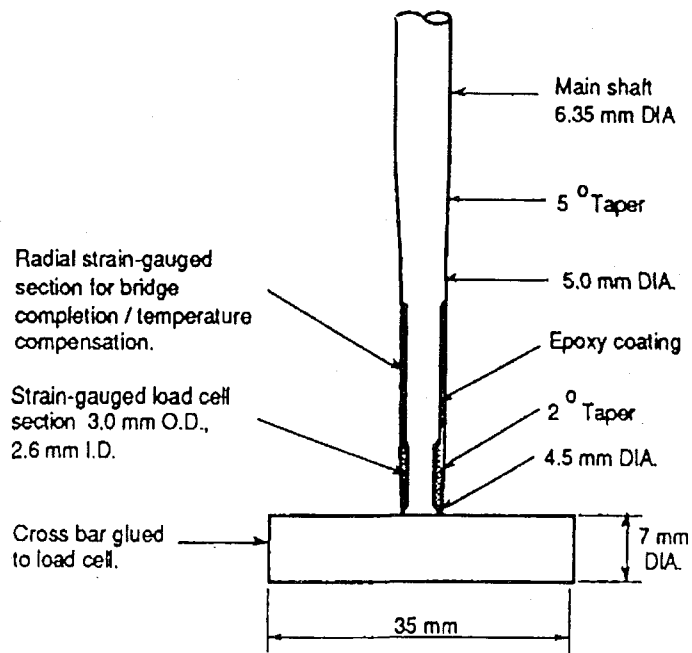
---

### 【和文参考文献】

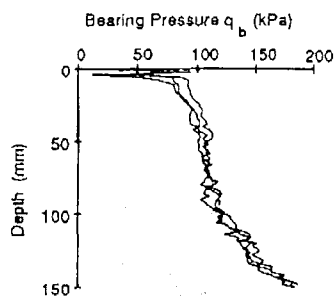
- 1) 阿部文洋(1989): 微小ひずみレベルにおける平面ひずみ圧縮での砂の変形特性, 東京大学修士論文。
- 2) 岡本道孝, 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治(1998): シングルホッパーを用いた空中落下法による模型地盤の作製について, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, III, pp.752-753.
- 3) 神田政幸, 岡本道孝, 竹村次朗, 日下部治(1998): 砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係に関する研究, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.1477-1478.
- 4) 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治(1999): 遠心模型実験による単杭の  $p$ - $y$  関係の測定, 土木学会論文集, pp.355-369.
- 5) 澁谷啓, 小高猛司, 龍岡文夫(1995): 講座 地盤材料の小ひずみでの非線形性と地盤変形問題への適用3.地盤材料の変形特性(その1), 土と基礎, Vol.45, No.4, Ser.471, pp.59-64.
- 6) 沢口正俊, 山田恭央(1988): 地盤の非線形性を考慮した短杭の水平挙動に関する研究, 土質工学会論文報告集, Vol.28, No.2, pp.164-176.
- 7) 中村勇平, 橋本聡, 桑野二郎(1998): 種々の応力状態における豊浦砂の弾性的変形特性, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.523-524.

### 【英文参考文献】

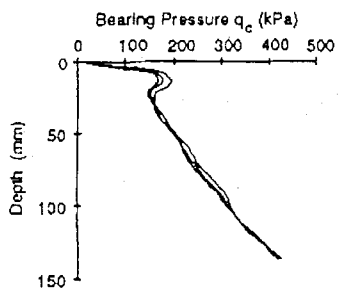
- 1) Broms, B.B. (1964): Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.90, No.SM3, pp.123-156.
- 2) Det Norske Veritas (DNV) (1980): Rules for the design, Construction and Inspection of Offshore Structure Appendix F: Foundations. Det Norske Veritas, Novik, Norway.
- 3) Georgiadis, M., Anagnostopoulos, C., & Saflekou, S. (1991): Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand, *Can. Geotech.*, Vol.29, pp.208-216.
- 4) Meyerhof, G.G. (1951) : The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, Vol.2, pp.301-332.
- 5) Murchison, J.M. & O'Neill, M.W. (1984): Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils, In analysis and design of pile foundations, Edited by Joseph Mayer. American Society of Civil Engineers, New York, pp.174-191.
- 6) Reese, L.C., Cox, W.R. & Koop, F.D. (1974): Analysis of lateral loaded piles in sand, *Proc. 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conf.*, Texas, pp.473-480.
- 7) Scott, R., F. (1980): Analysis of centrifuge pile tests: simulation of piles driving. (Cited in Murchison and O'Neill 1984). Research Report, American Petroleum Institute, OSAPR Project 13.
- 8) Stewart, D.P. & Randolph, M.F. (1991): A new site investigation tool for centrifuge, *Int. Symp. on Centrifuge 91* Ko(ed.), pp.531-538.
- 9) Terzaghi, K. (1943) : *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New York.
- 10) Wu, D., Broms, B.B. & Choa, V. (1998): Design of laterally loaded piles in cohesive soils using p-y curves, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.2, pp.17-26.
- 11) Yoshida, I. & Yoshinaka, R. (1972) : A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile. *土質工学論文報告集*, Vol.12, No.3, pp.1-17.



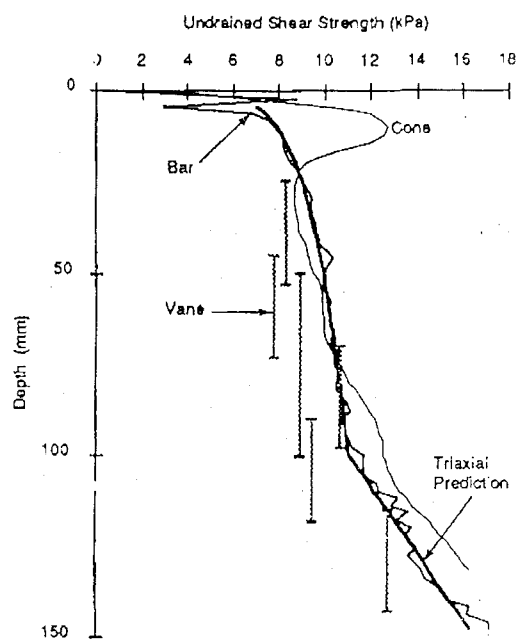
(a) T-bar



(a) Bar penetrometer results



(b) Cone penetrometer results



(c) Shear strength values

(b) Results of T-bar penetration in centrifuge

**Fig.4.1** T-bar penetration test.(Stewart,P.D.&Randolph,M.F.,1991)



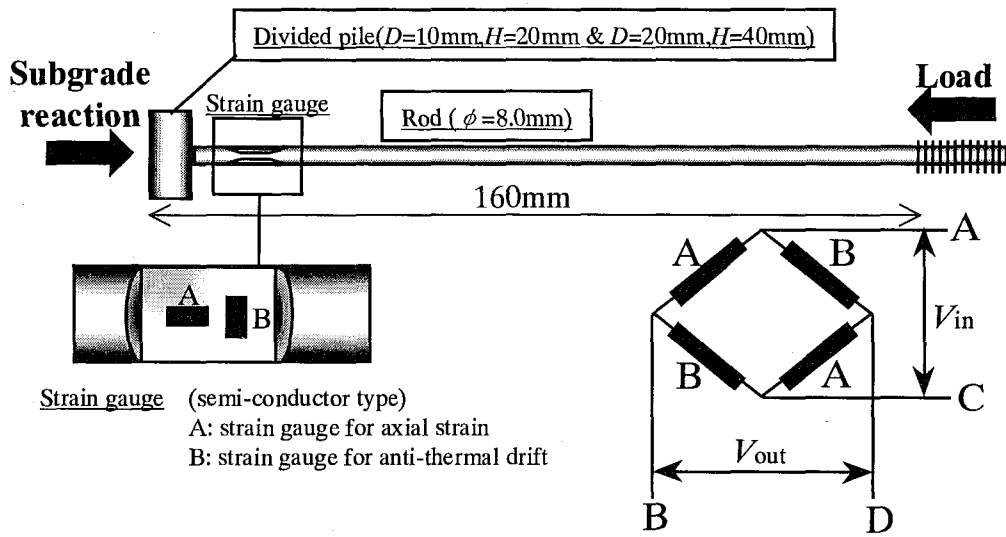


Fig.4.2 Divided pile.

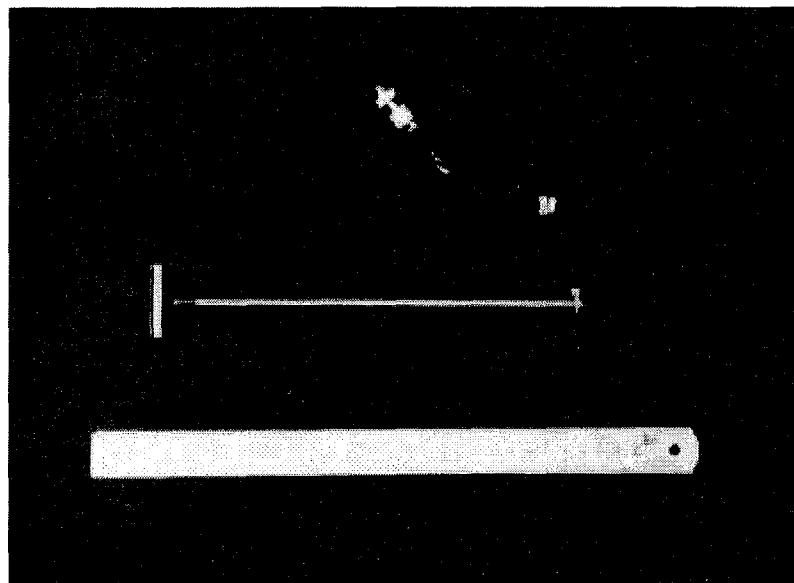
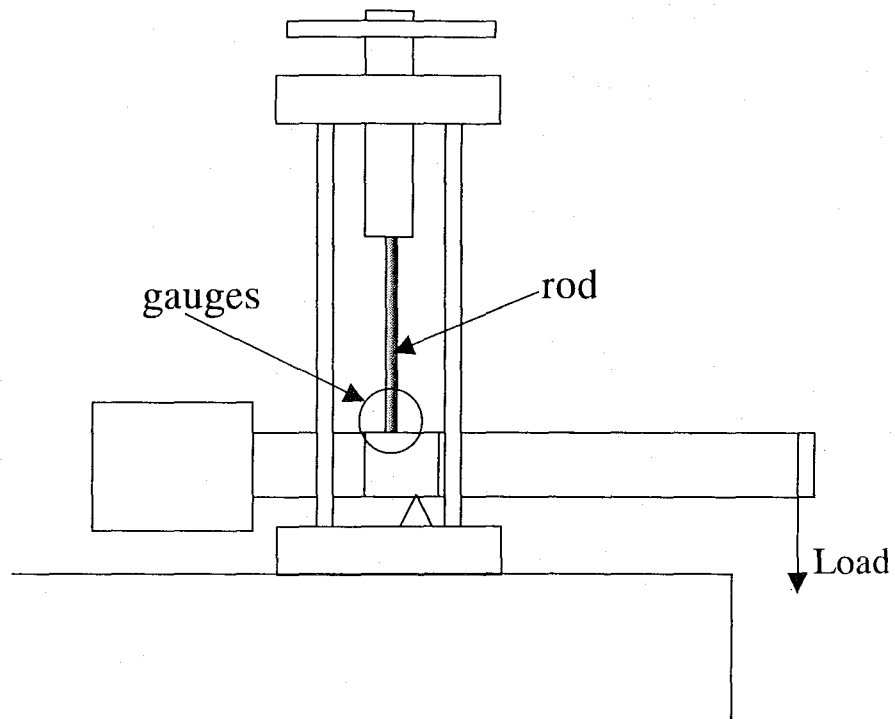
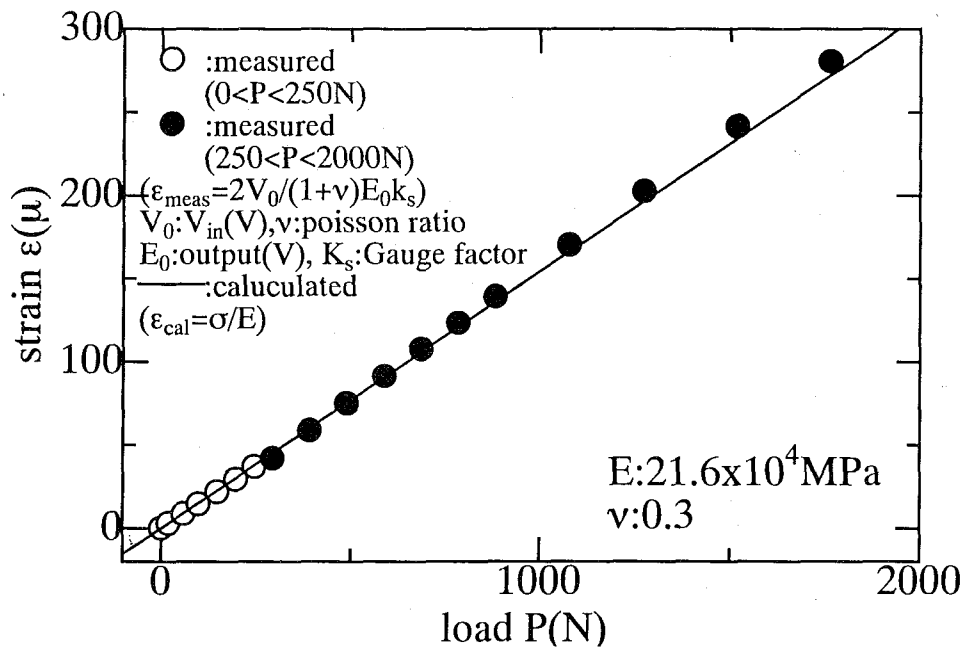


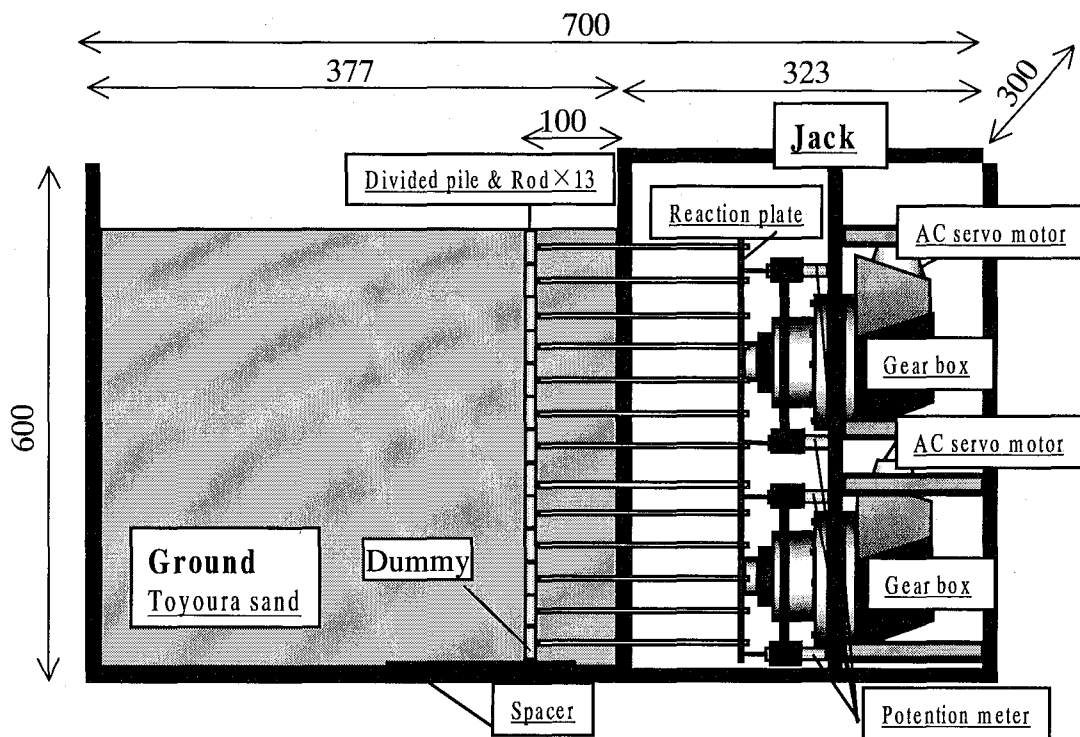
Photo.4.1 Divided pile.



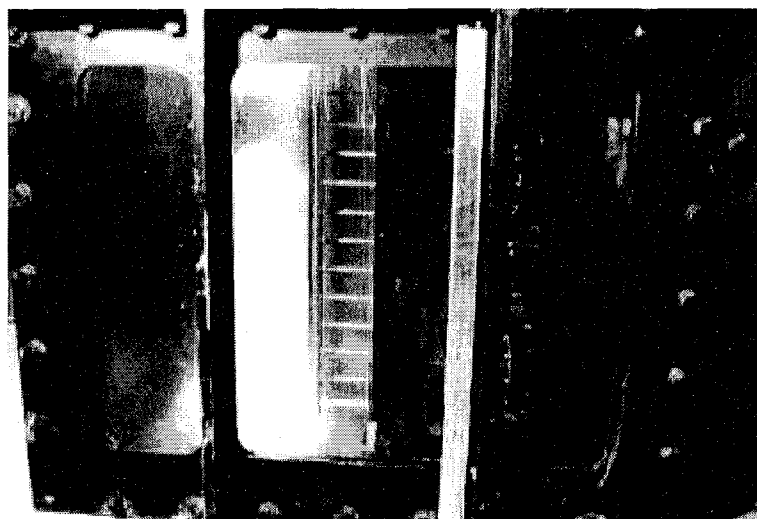
**Fig.4.3(a)** Calibration tests of divided pile.



**Fig.4.3(b)** Results of calibration test on divided pile.



**Fig.4.4** Setup for divided loading test. (in mm)



**Photo.4.2** Divided pile loading system.

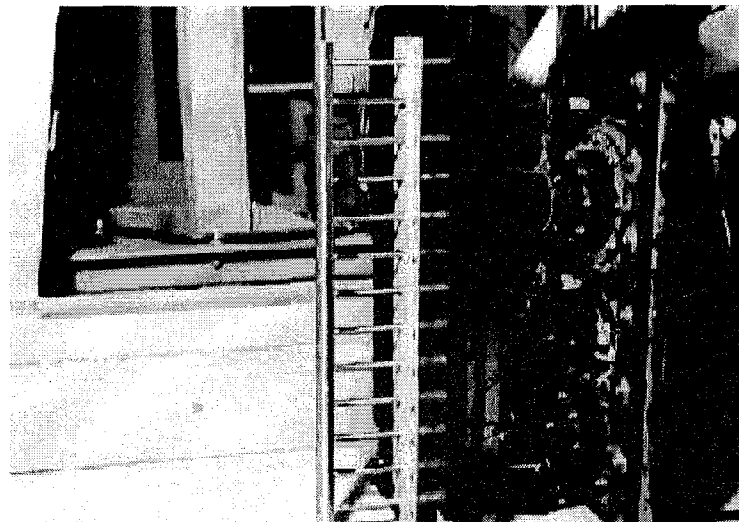


Photo.4.3 Jack&divided piles.

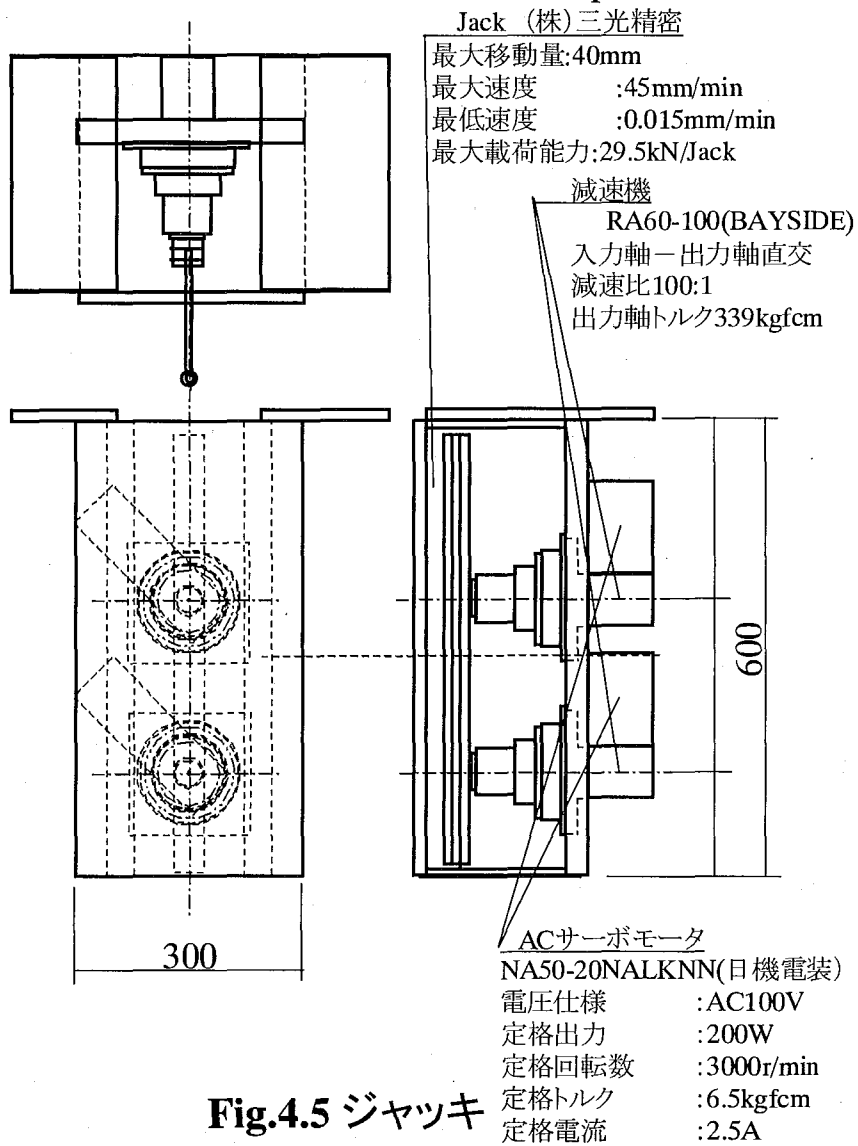
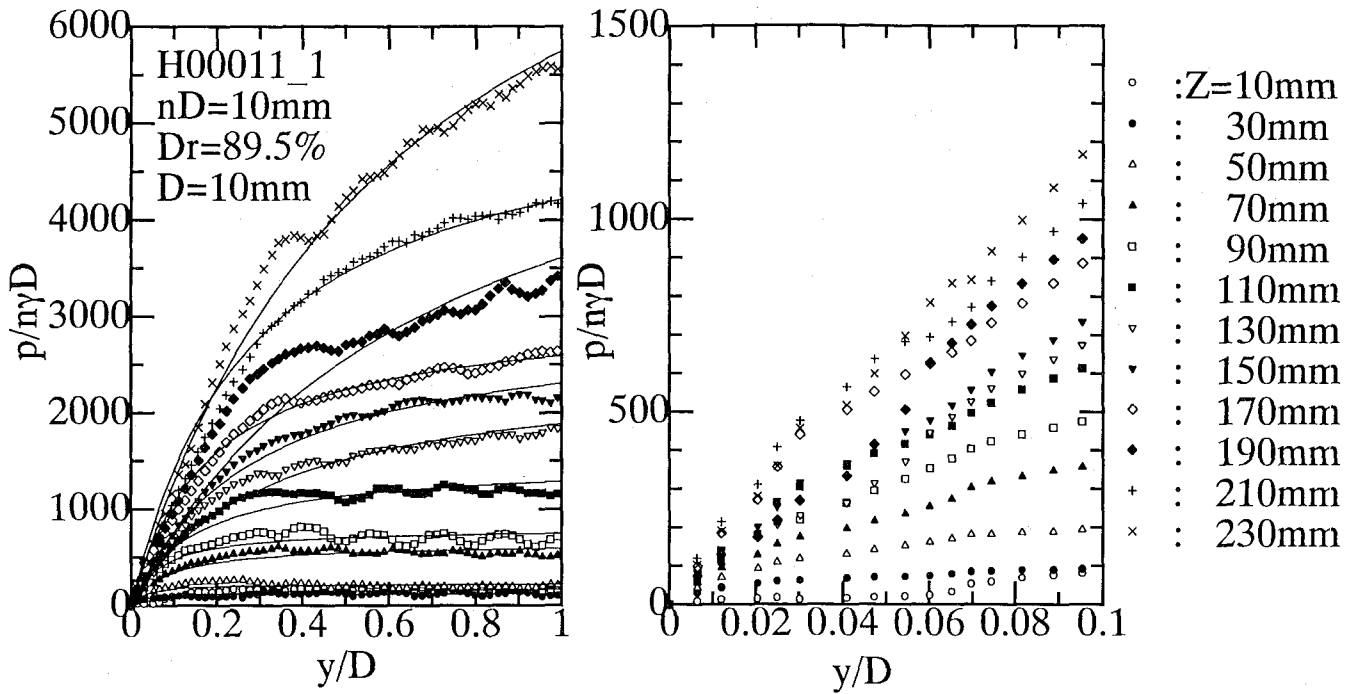
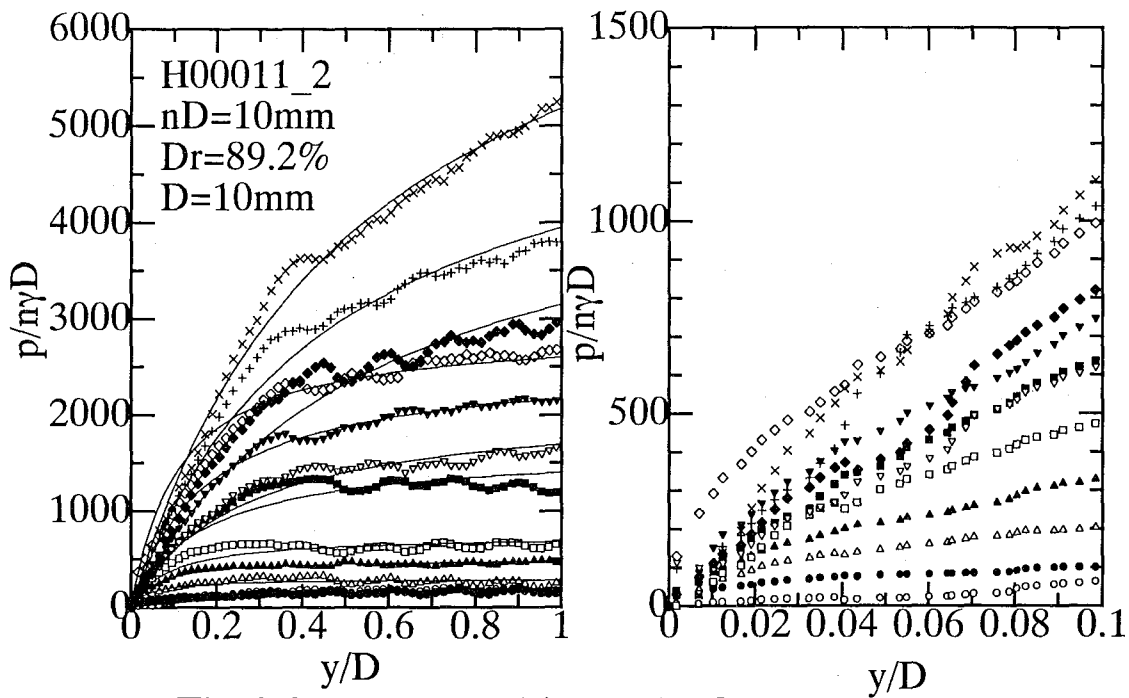


Fig.4.5 ジャッキ

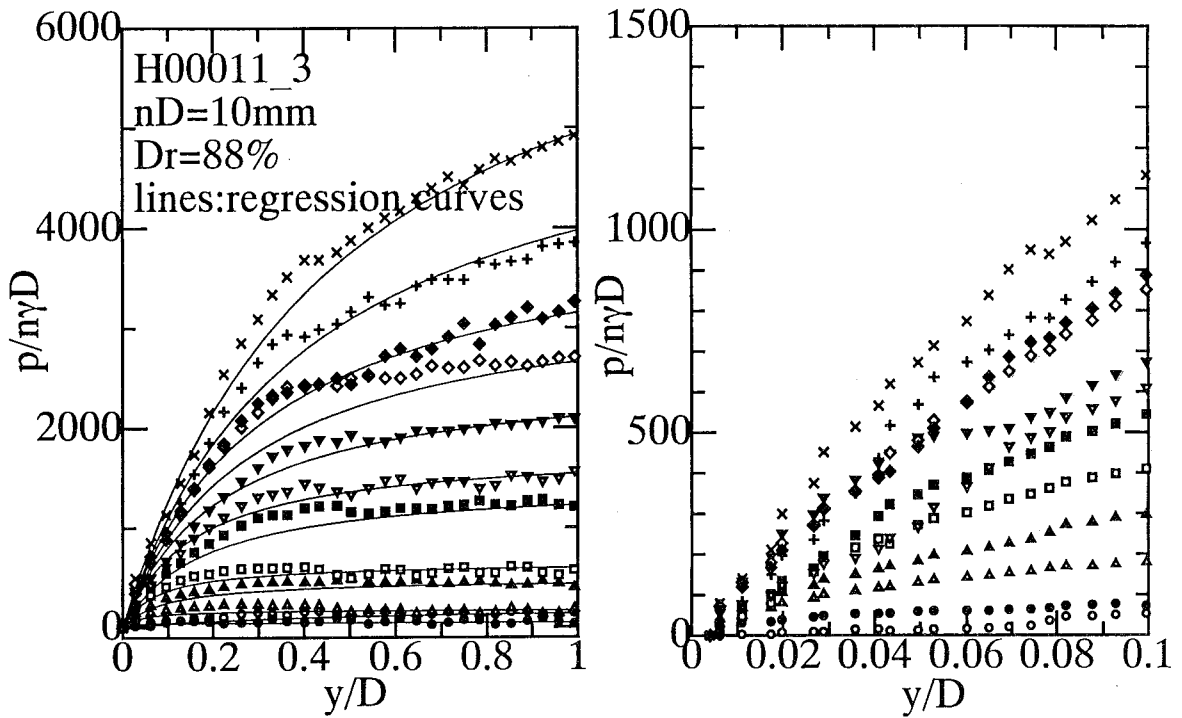


(a)H00011\_1



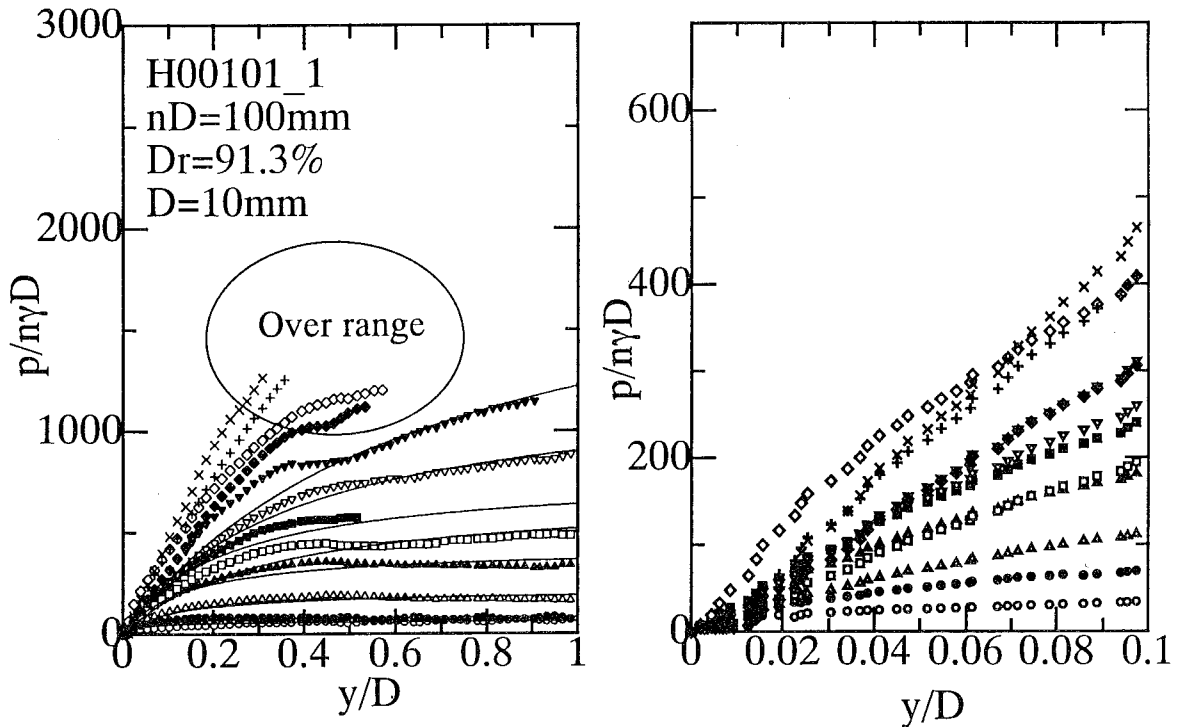
(b)H00011\_2

Fig.4.6 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $D_r=85\%$ ,  $1G$ ,  $D=10mm$ ).



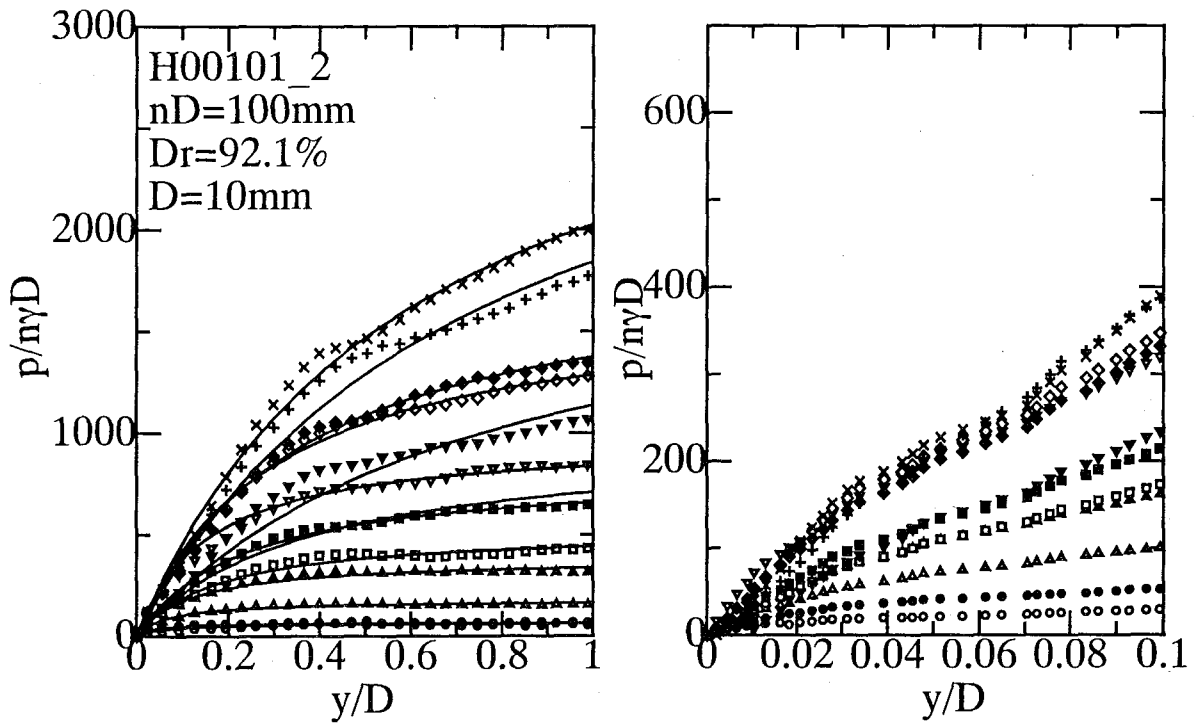
(c) H00011\_3

Fig.4.6 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $D_r=85\%$ ,  $1G$ ,  $D=10\text{mm}$ )

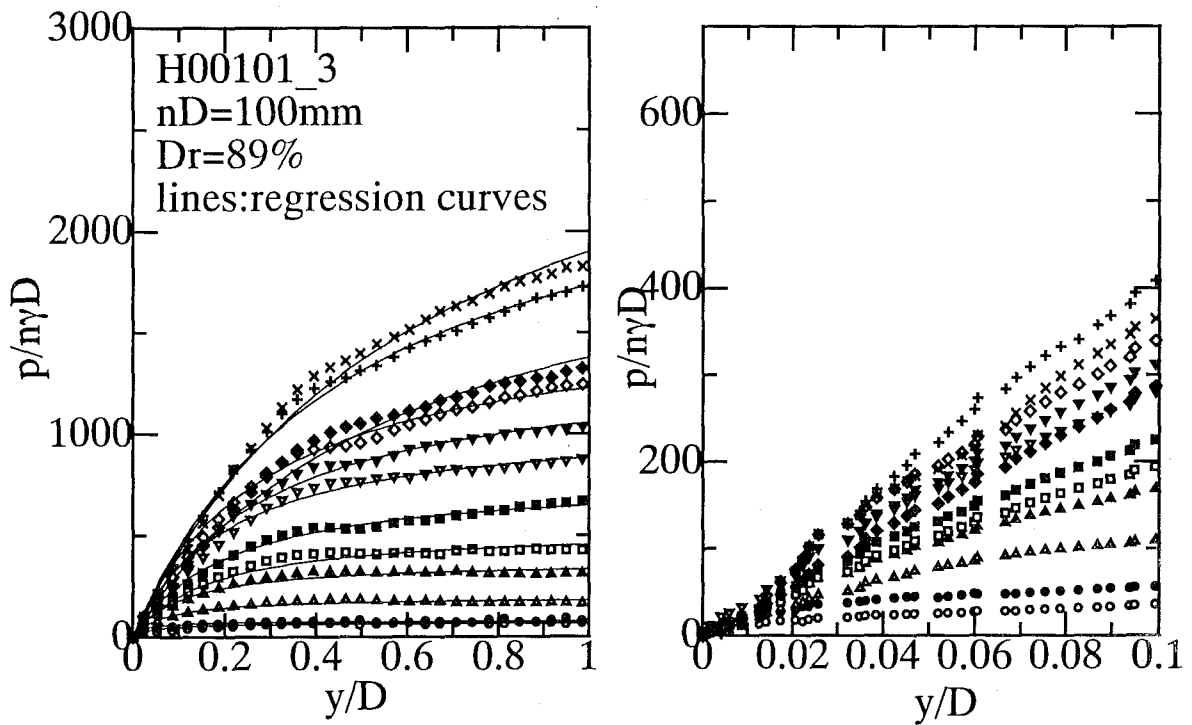


(a) H00101\_1

Fig.4.7 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $D_r=85\%$ ,  $10G$ ,  $D=10\text{mm}$ )

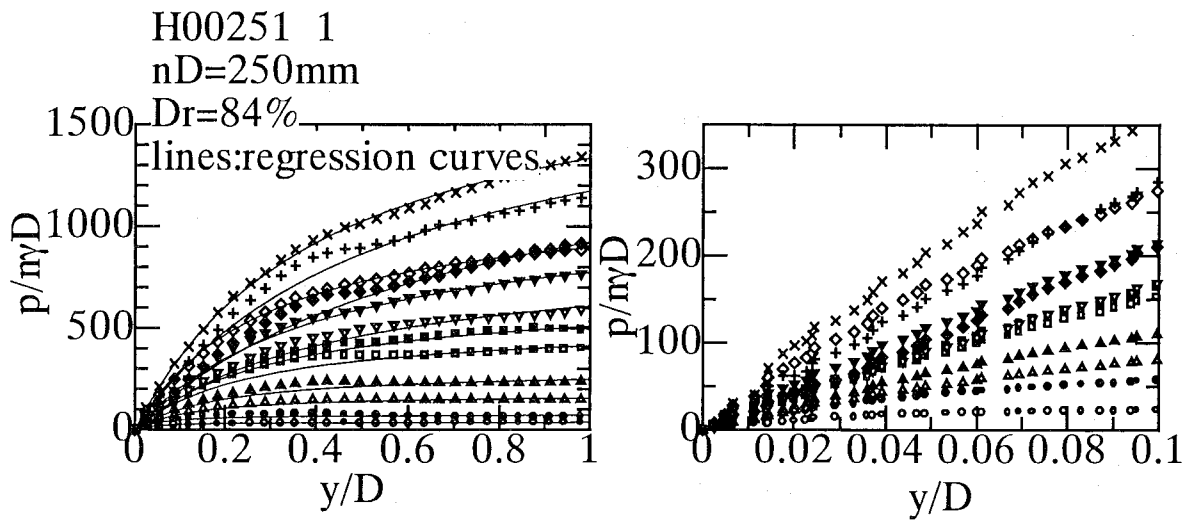


(b) H00101\_2

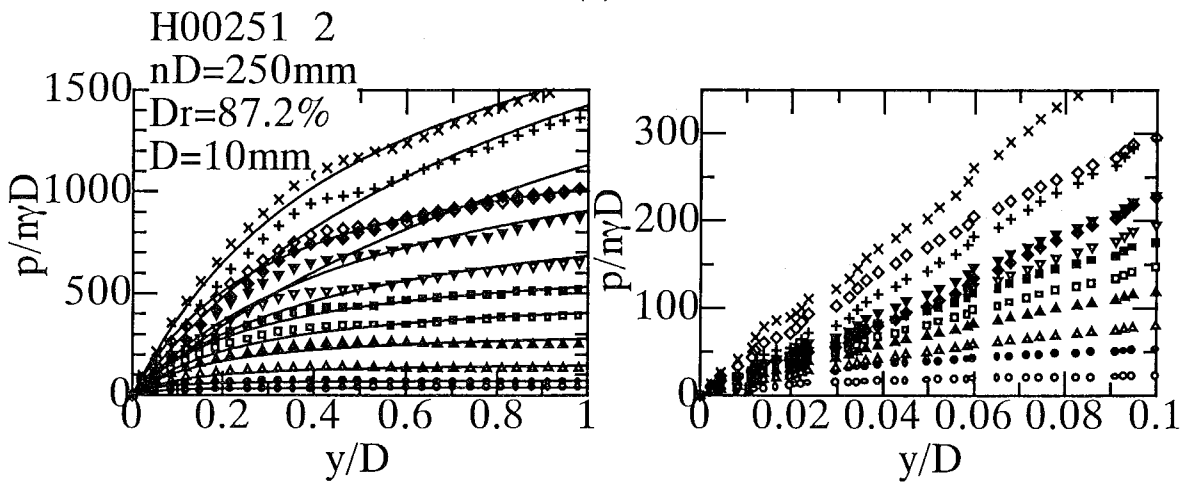


(c) H00101\_3

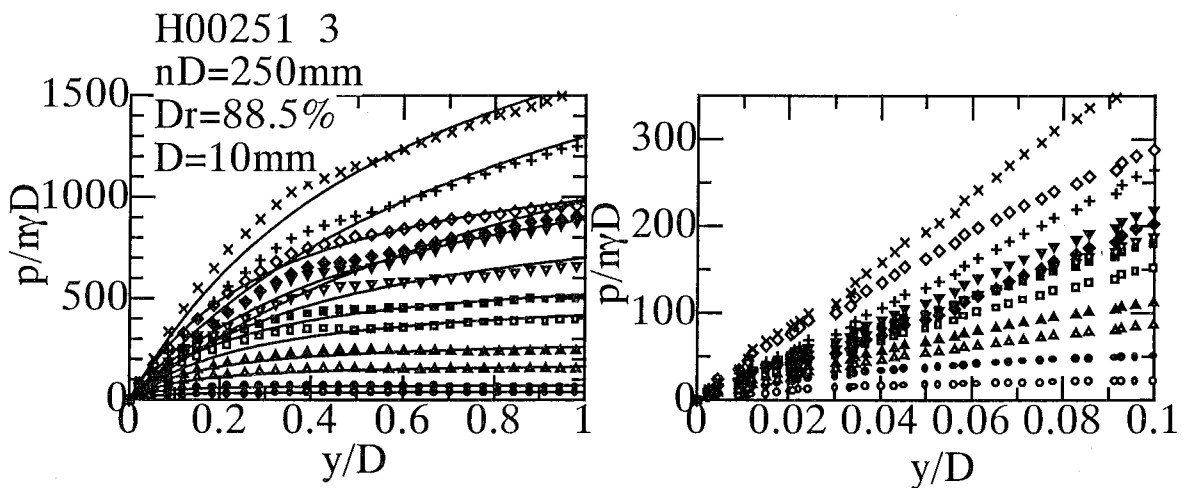
Fig.4.7 Relationships between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $10G$ ,  $D=10\text{mm}$ )



(a) H00251\_1



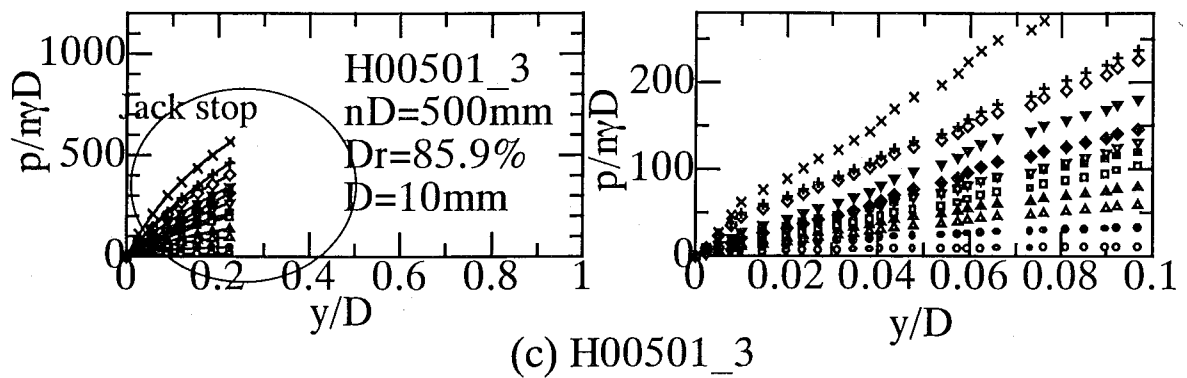
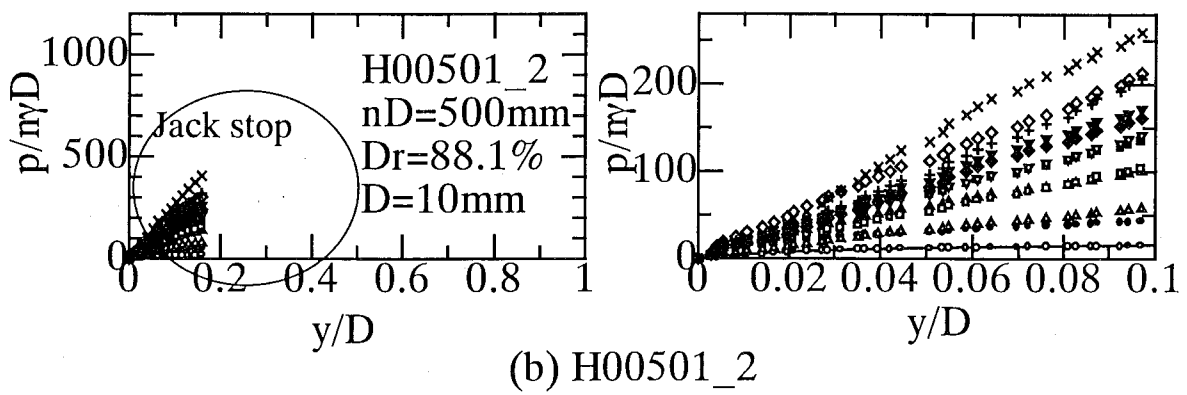
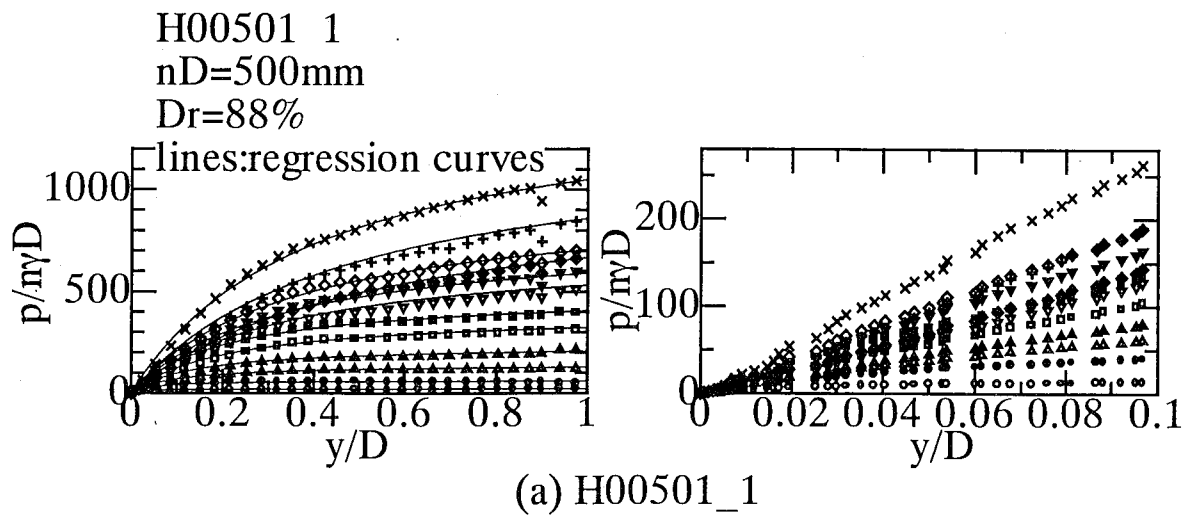
(b) H00251\_2



(c) H00251\_3

**Fig.4.8** Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $25G$ ,  $D=10\text{mm}$ ).





**Fig.4.9** Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $50G$ ,  $D=10\text{mm}$ ).

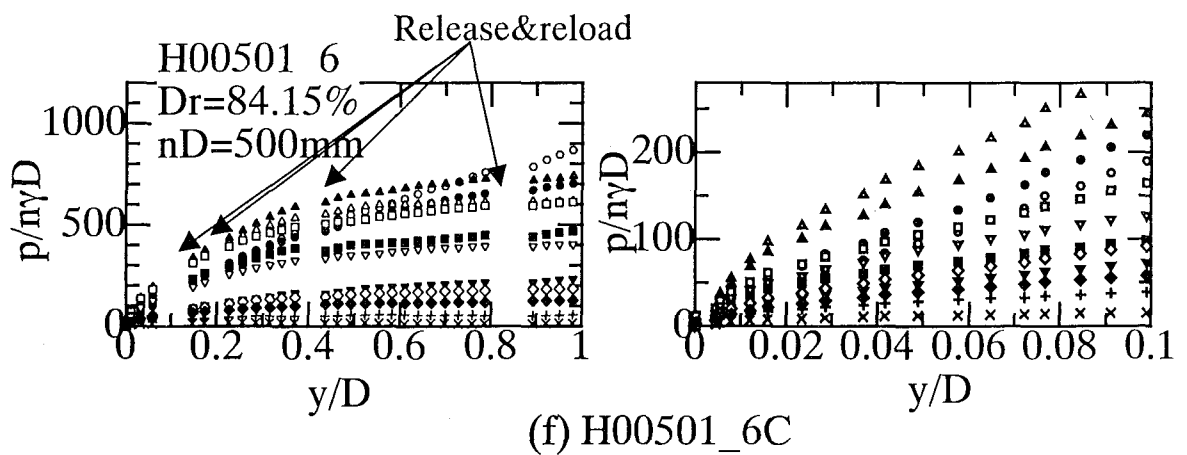
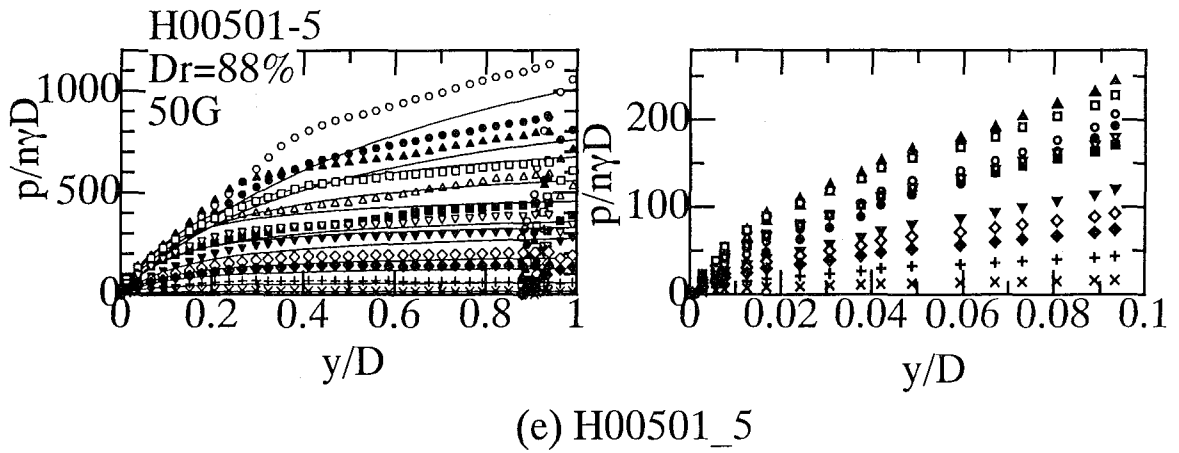
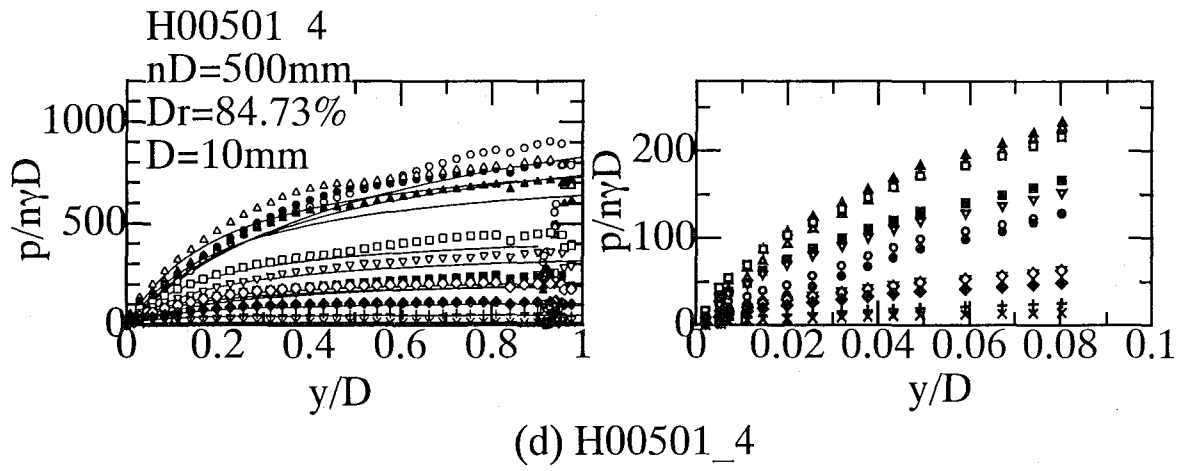
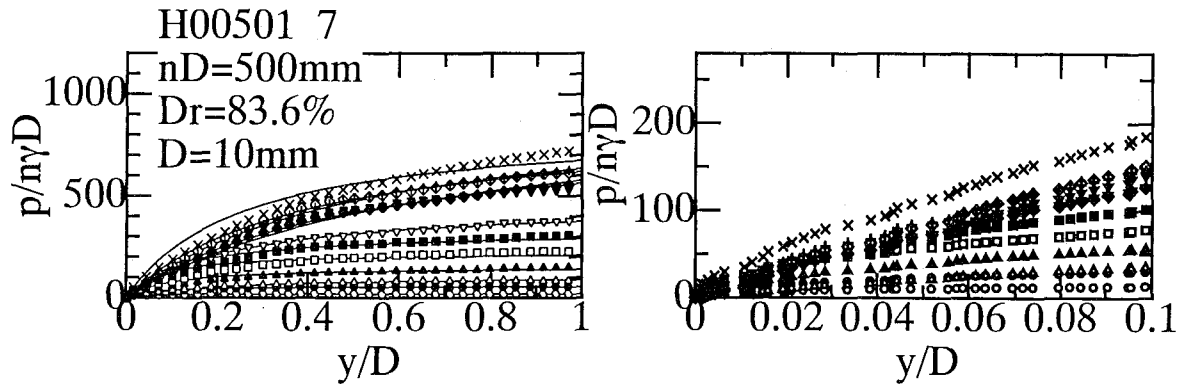
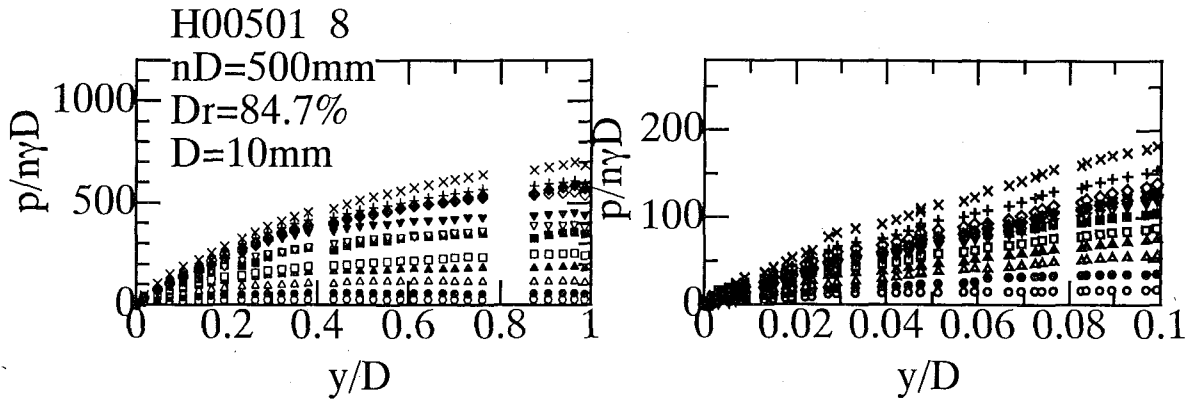


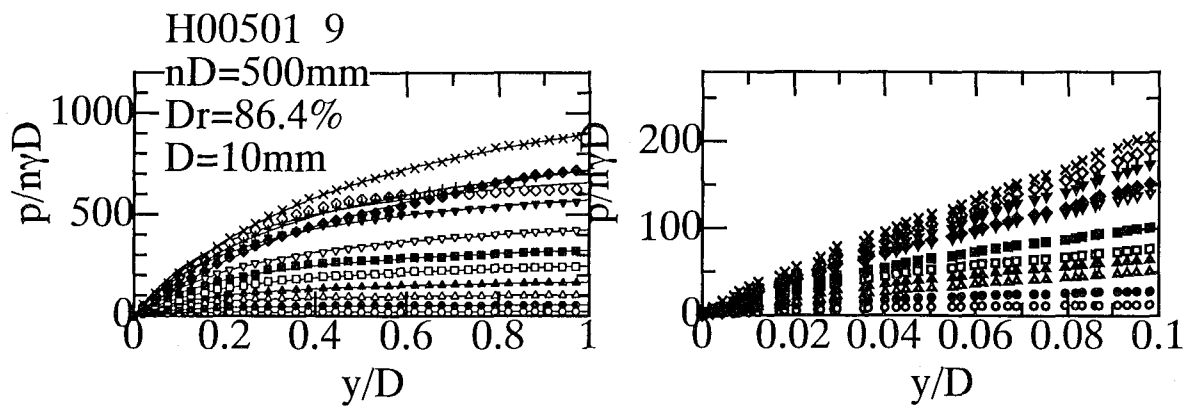
Fig.4.9 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $50G$ ,  $D=10\text{mm}$ )



(g) H00501\_7

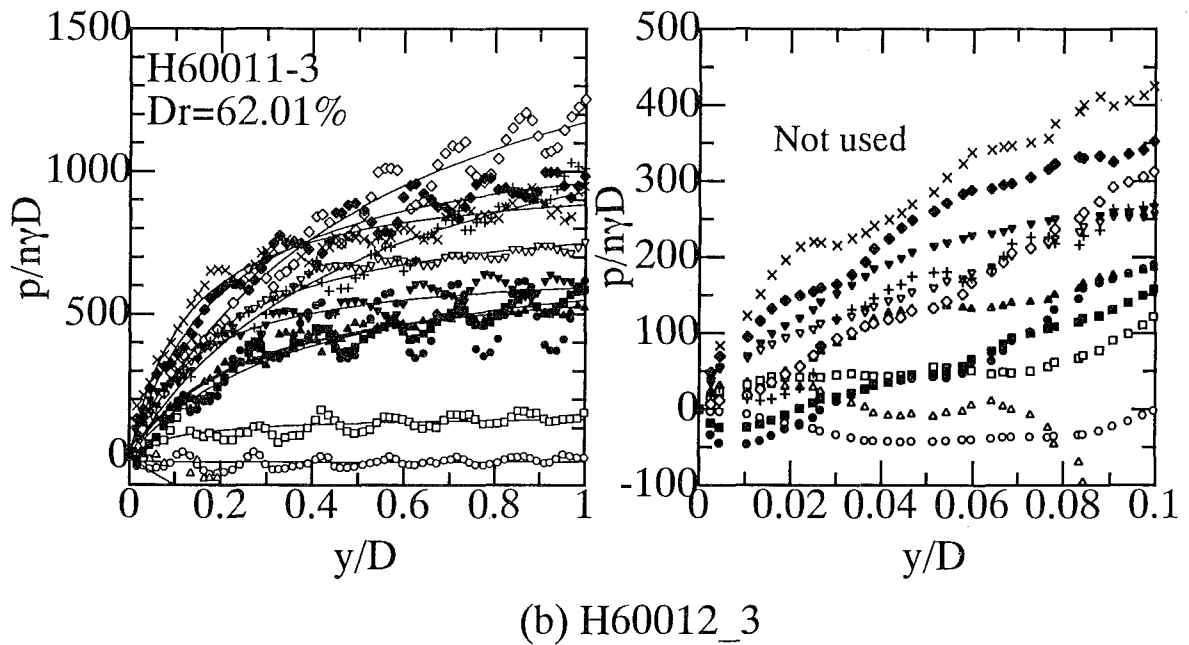
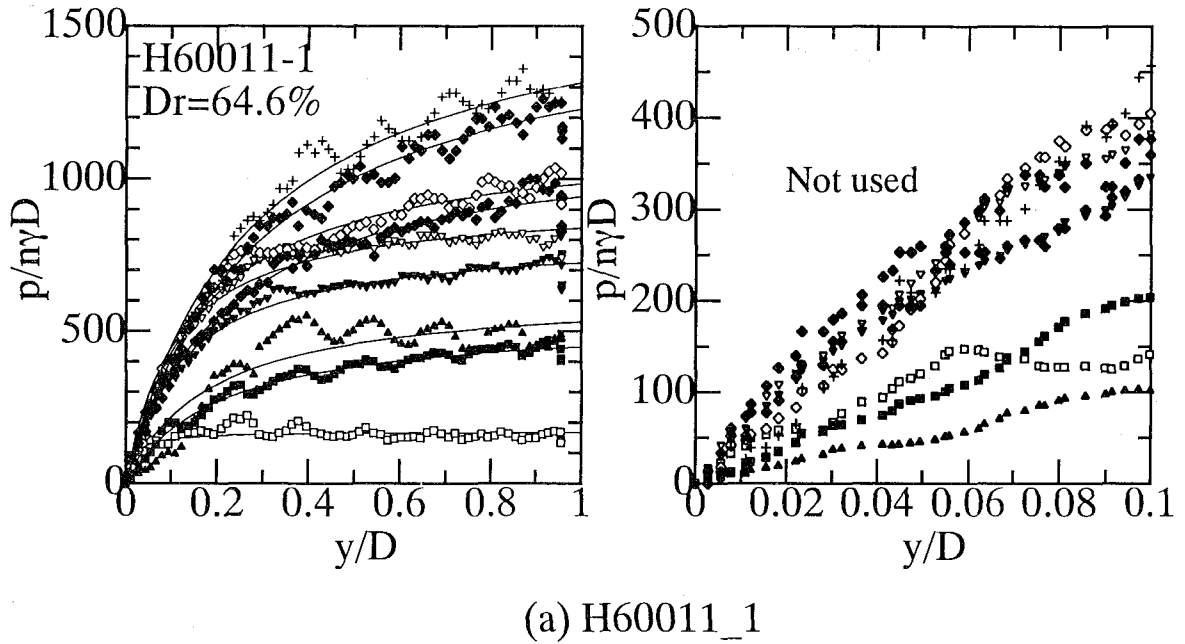


(h) H00501\_8C

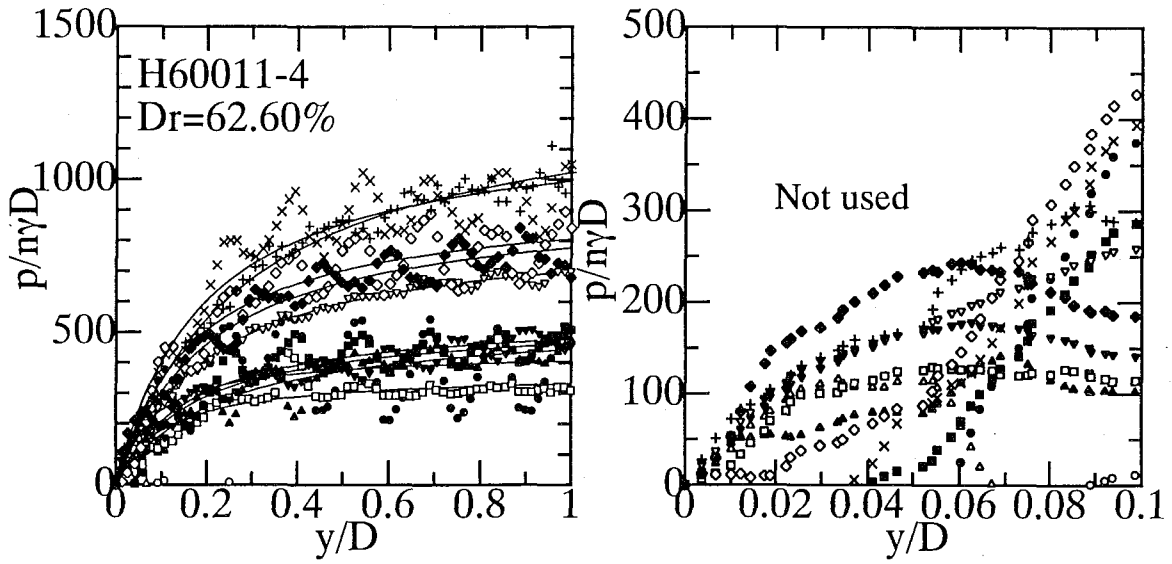


(i) H00501\_9

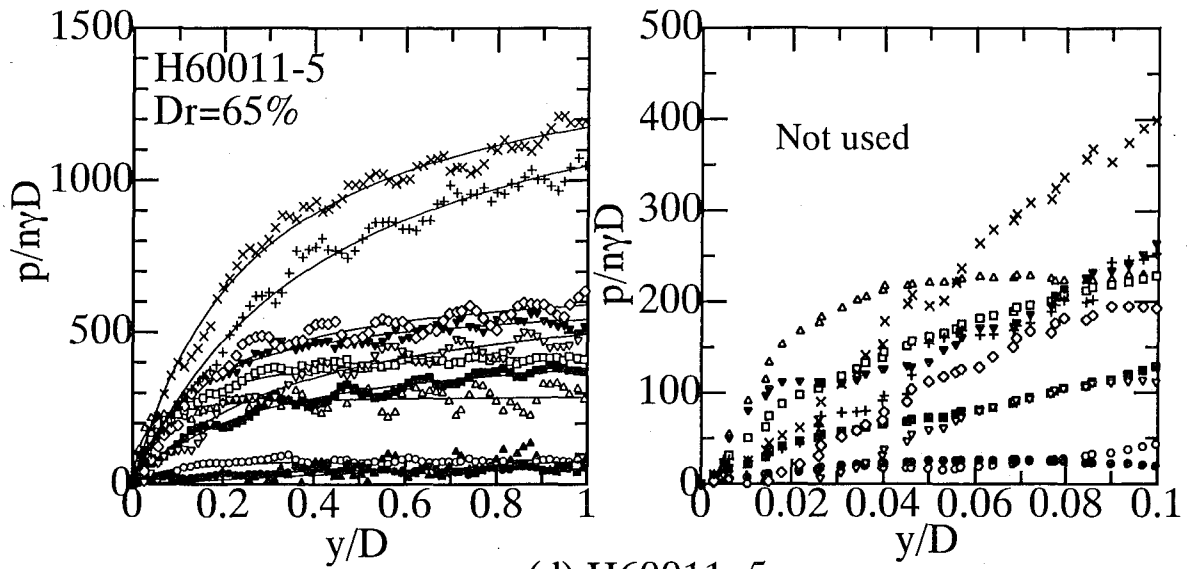
**Fig.4.9** Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $50G$ ,  $D=10\text{mm}$ ) .



**Fig.4.10** Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $1G$ ,  $D=10\text{mm}$ )

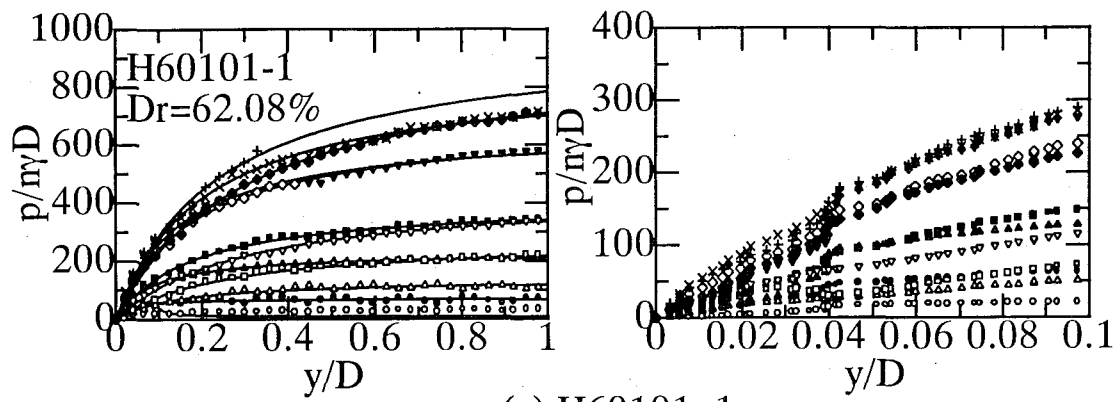


(c) H60011\_4

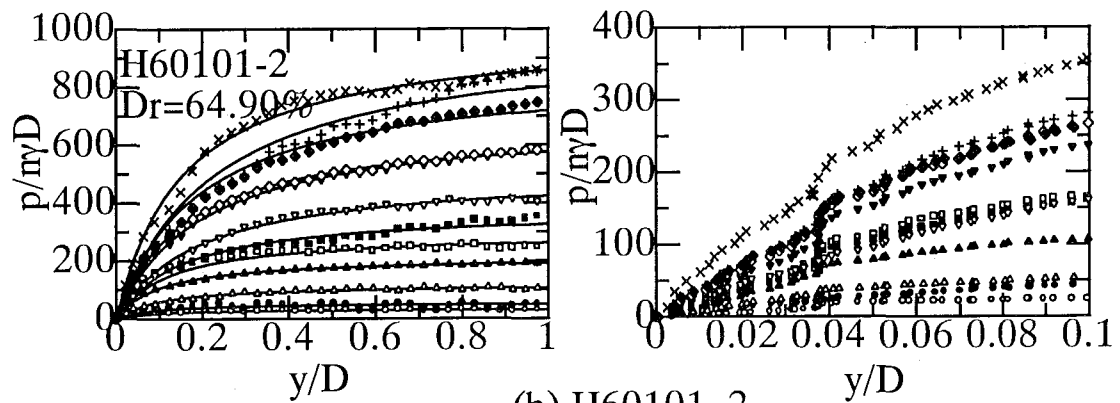


(d) H60011\_5

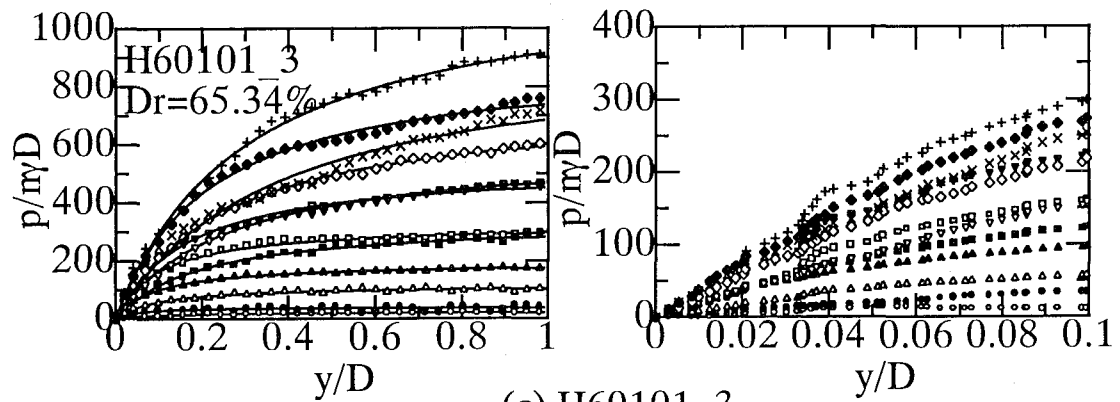
Fig.4.10 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $1G$ ,  $D=10mm$ ) .



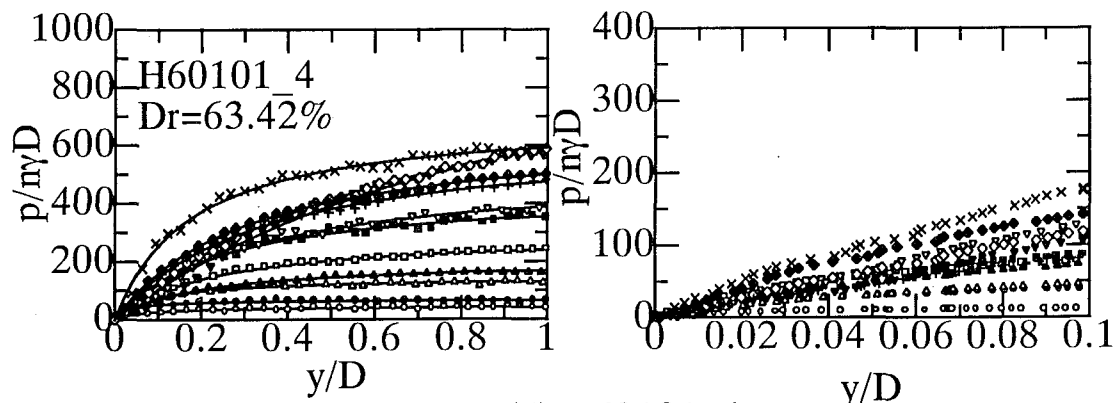
(a) H60101\_1



(b) H60101\_2

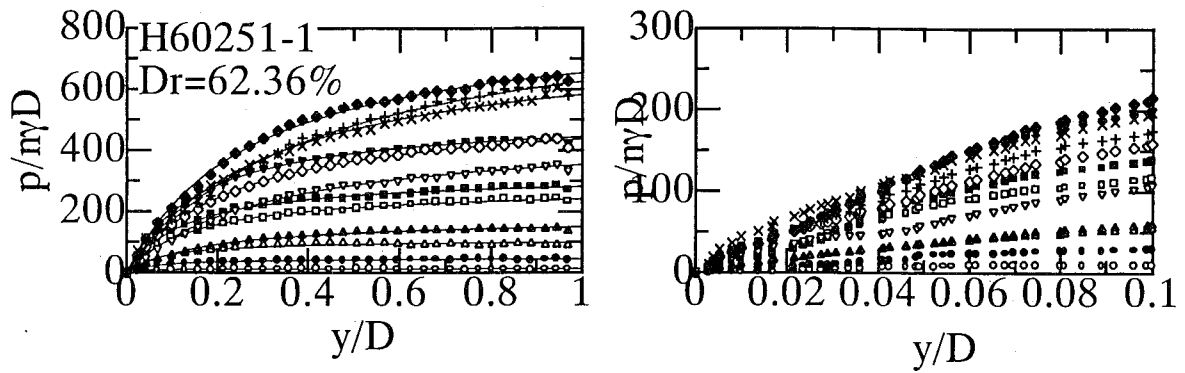


(c) H60101\_3

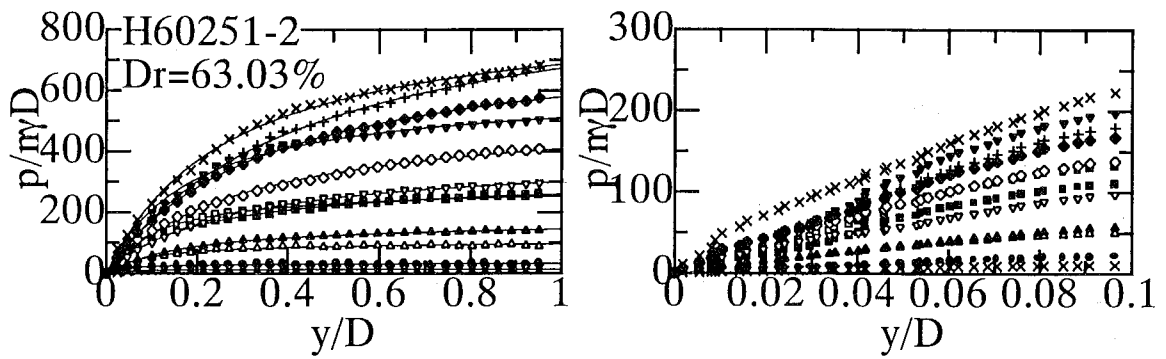


(d) H60101\_4

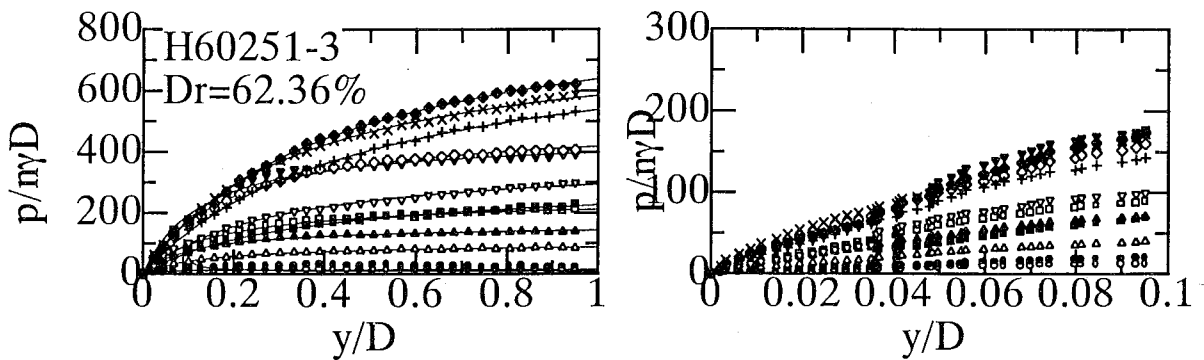
**Fig.4.11** Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $10G$ ,  $D=10\text{mm}$ ).



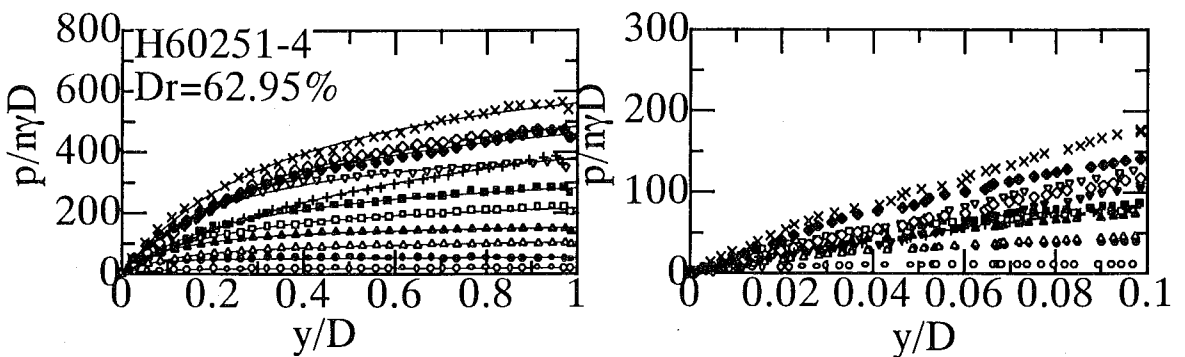
(a) H60251\_1



(b) H60251\_2

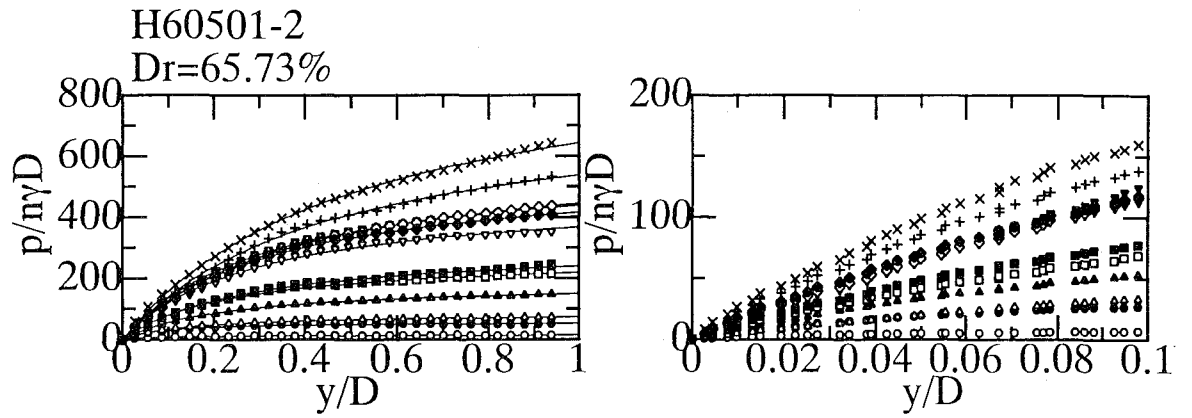


(c) H60251\_3

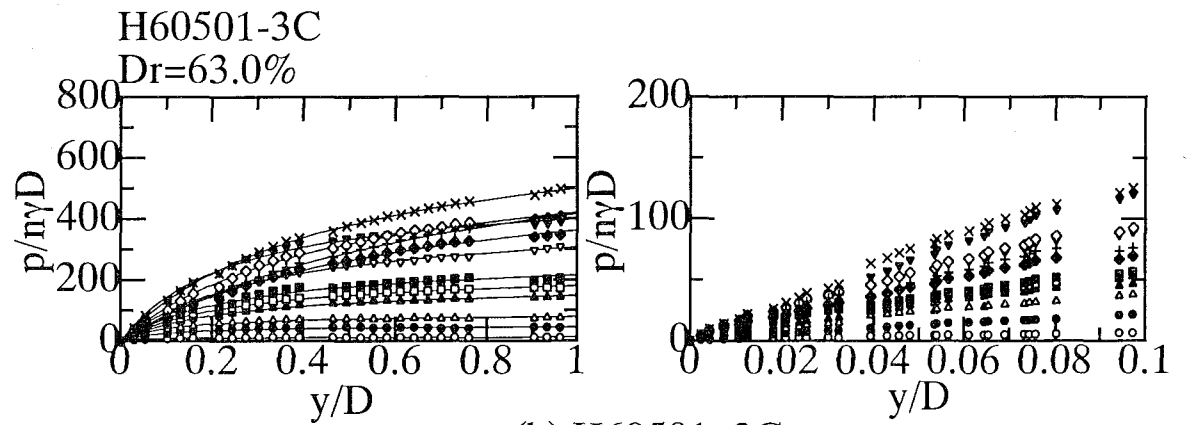


(d) H60251\_4

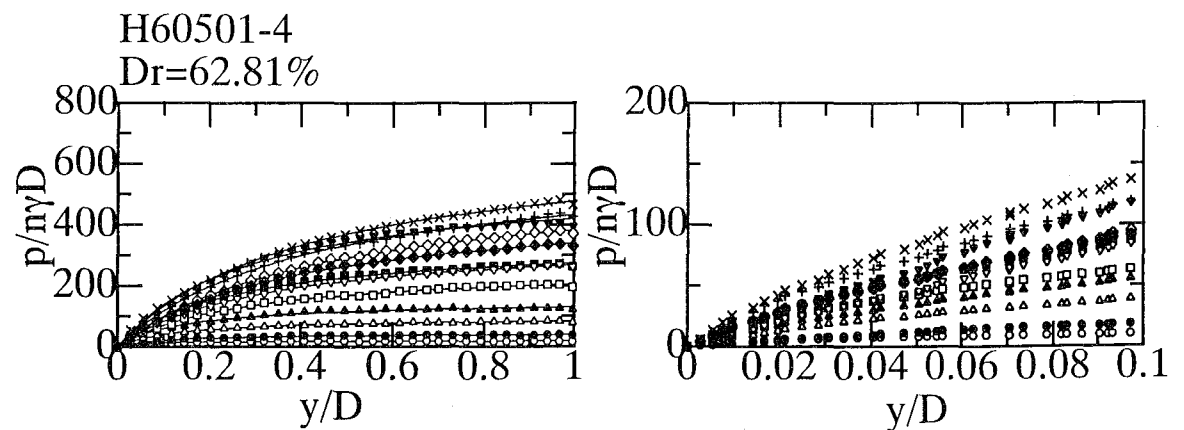
**Fig.4.12** Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $25G$ ,  $D=10mm$ ).



(a) H60501\_2



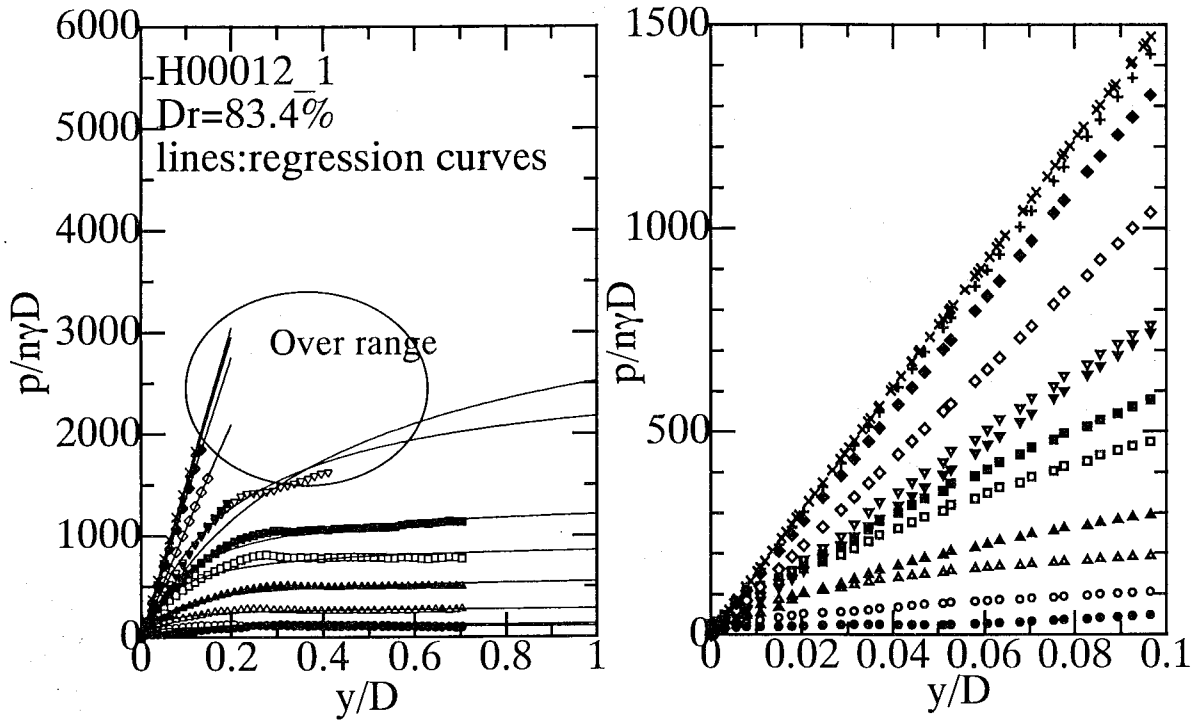
(b) H60501\_3C



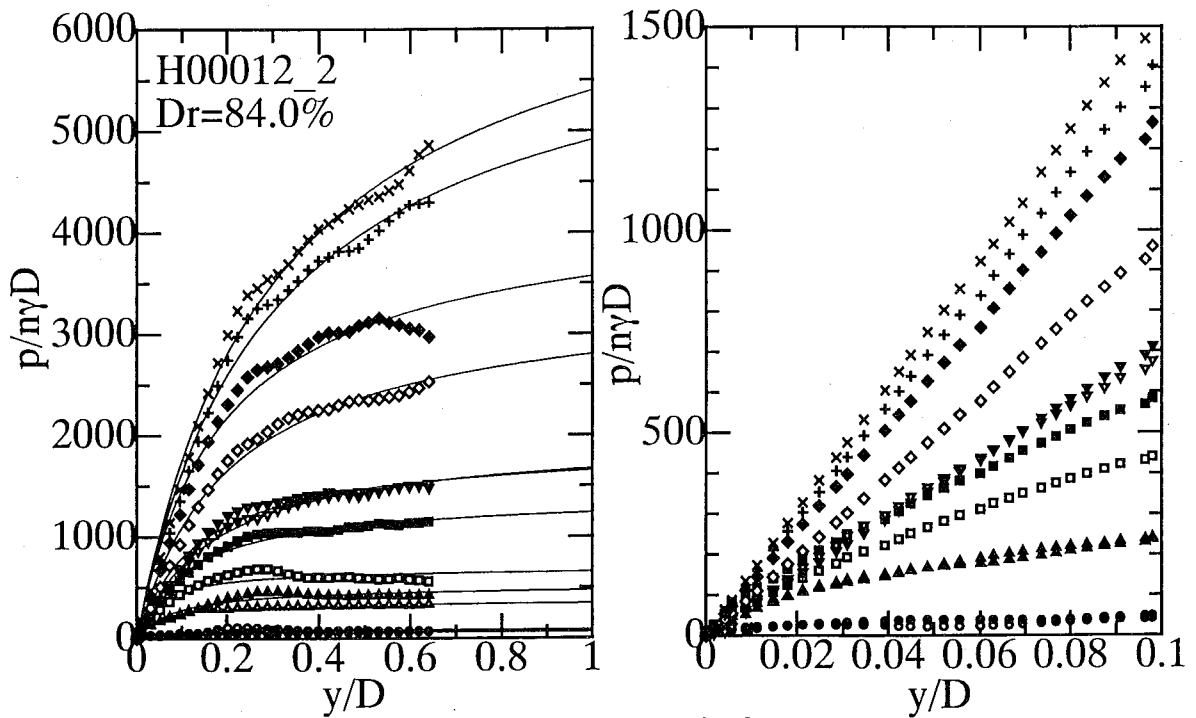
(c) H60501\_4

Fig.4.13 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $50G$ ,  $D=10mr$ )



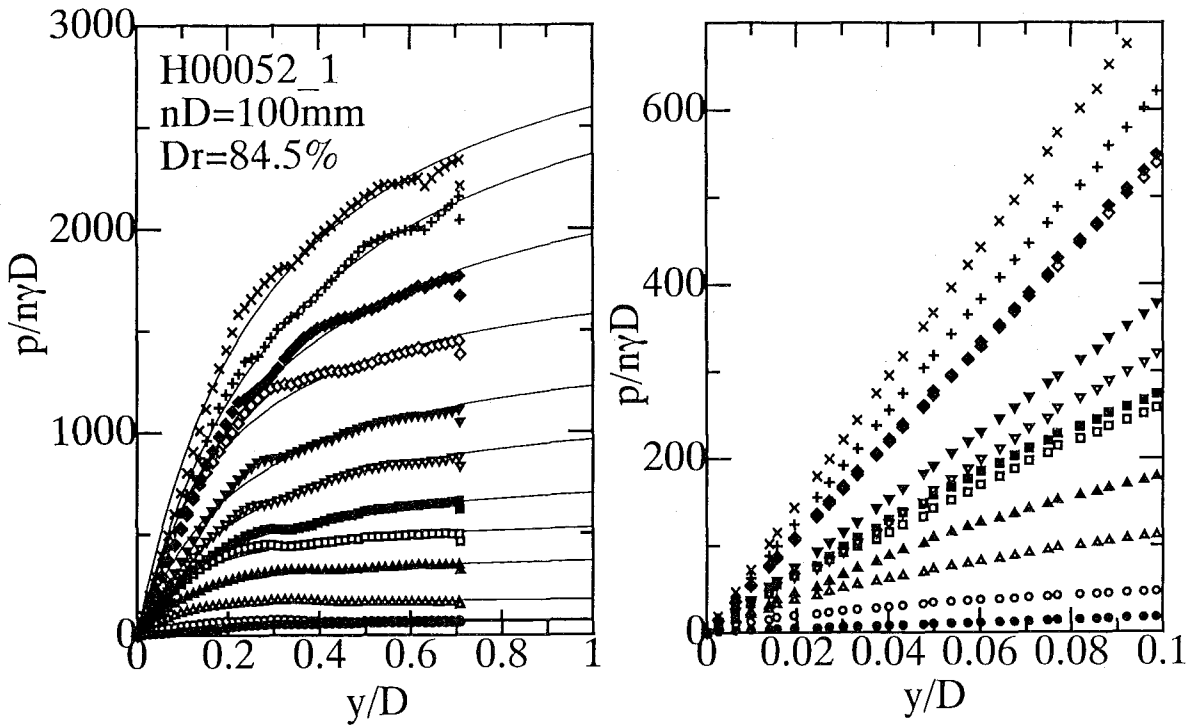


(a) H00012\_1

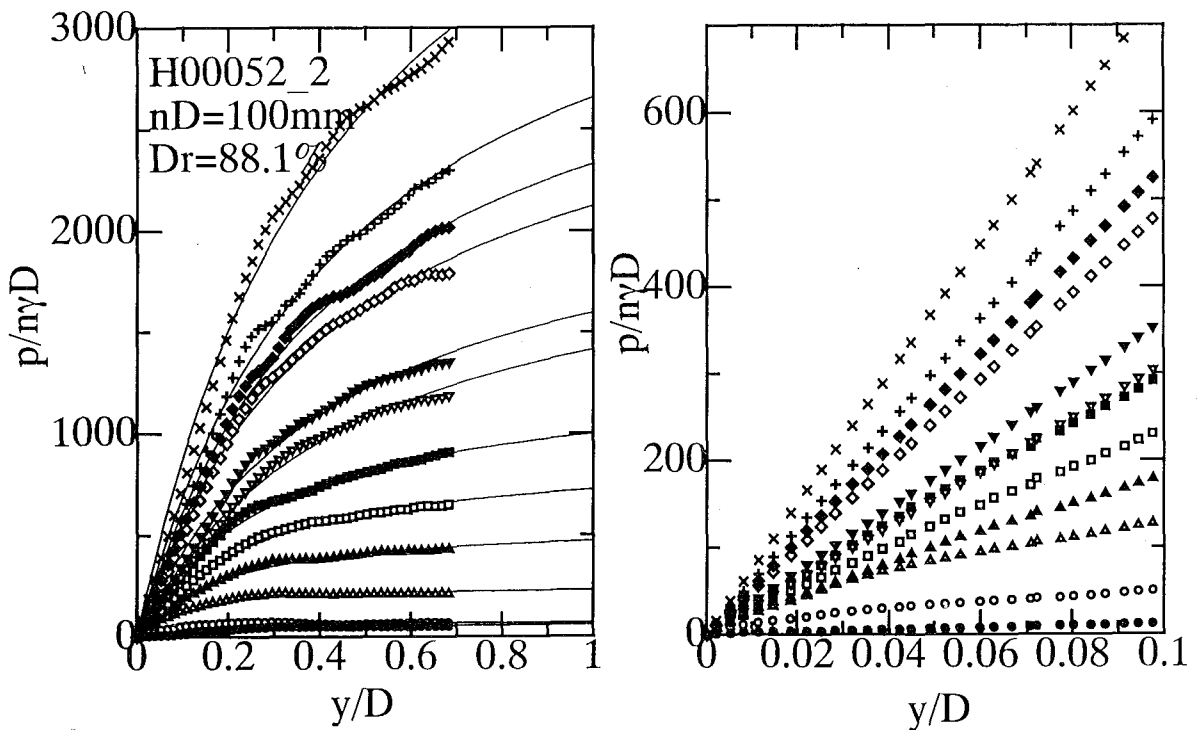


(b) H00012\_2

Fig.4.14 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $1G$ ,  $D=20mm$ ) .



(a) H00052\_1



(b) H00052\_2

Fig.4.15 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $5G$ ,  $D=20\text{mm}$ )

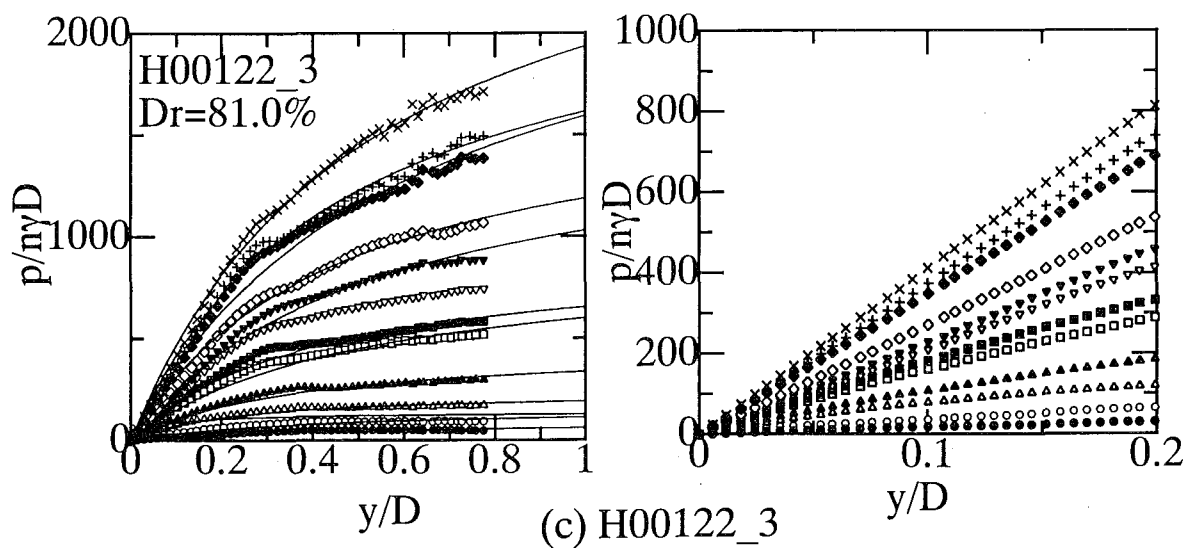
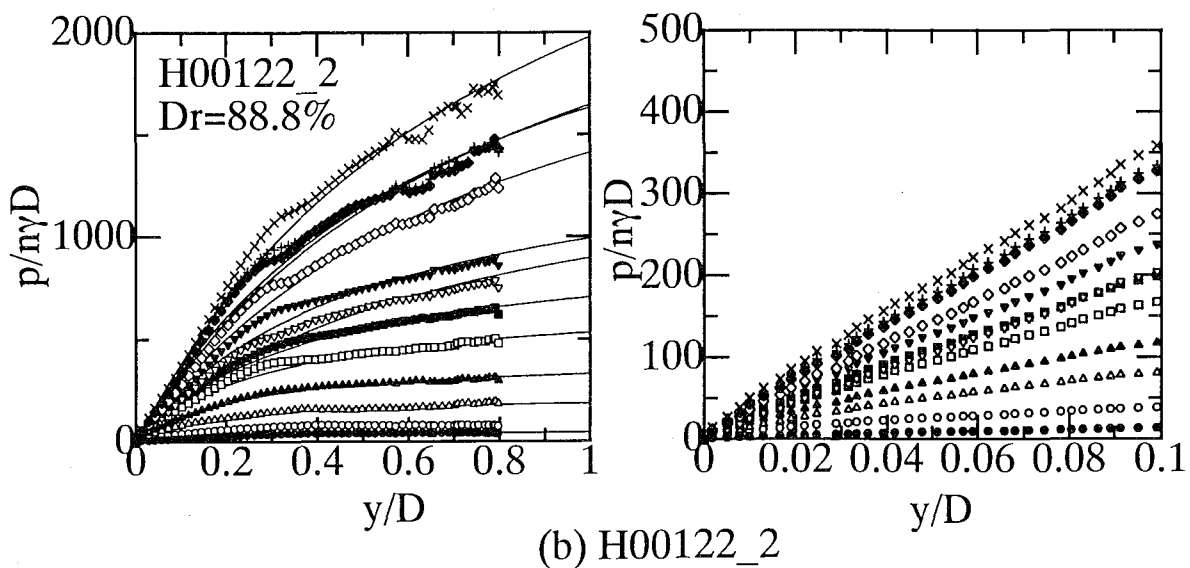
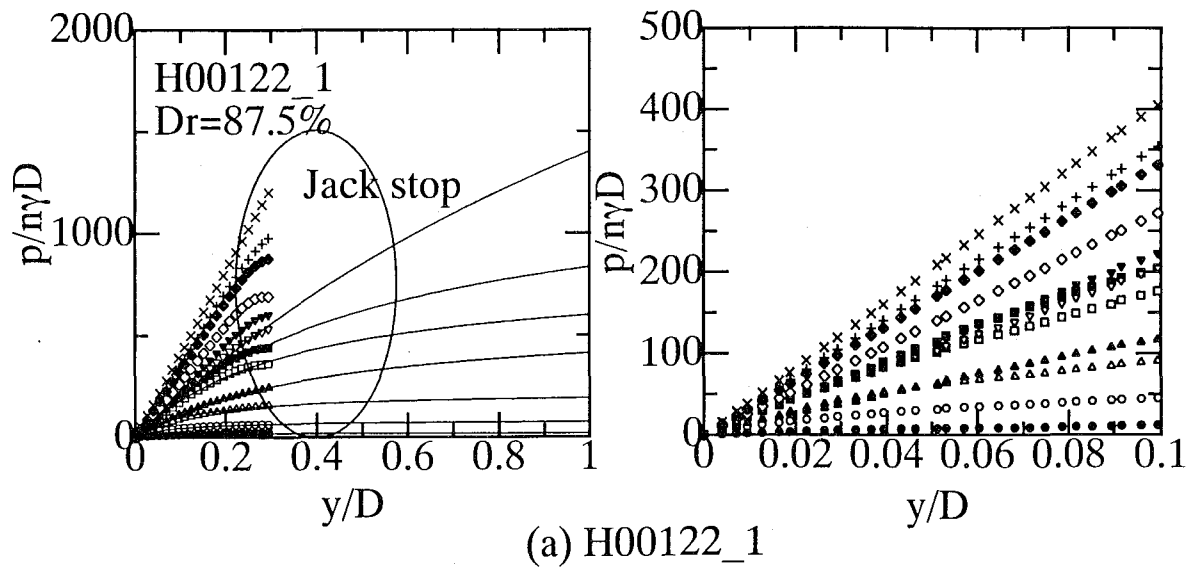
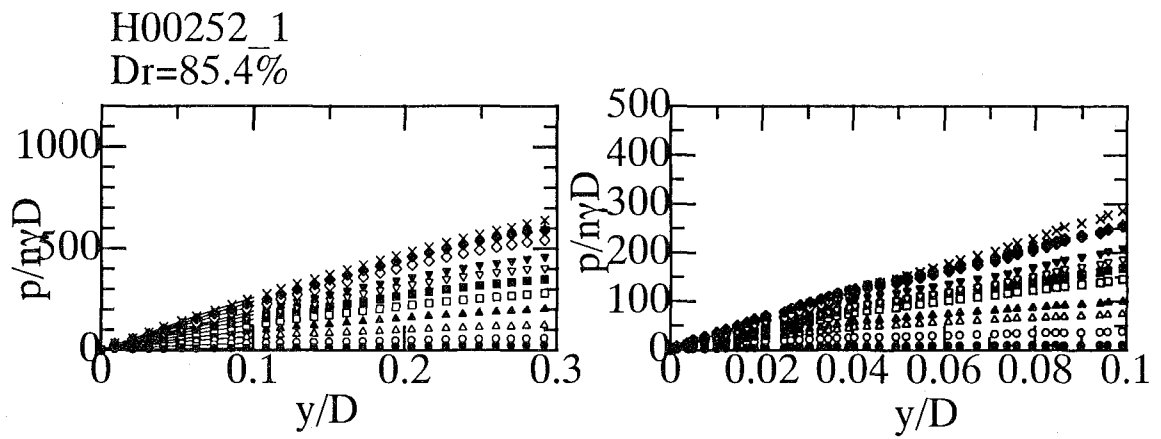
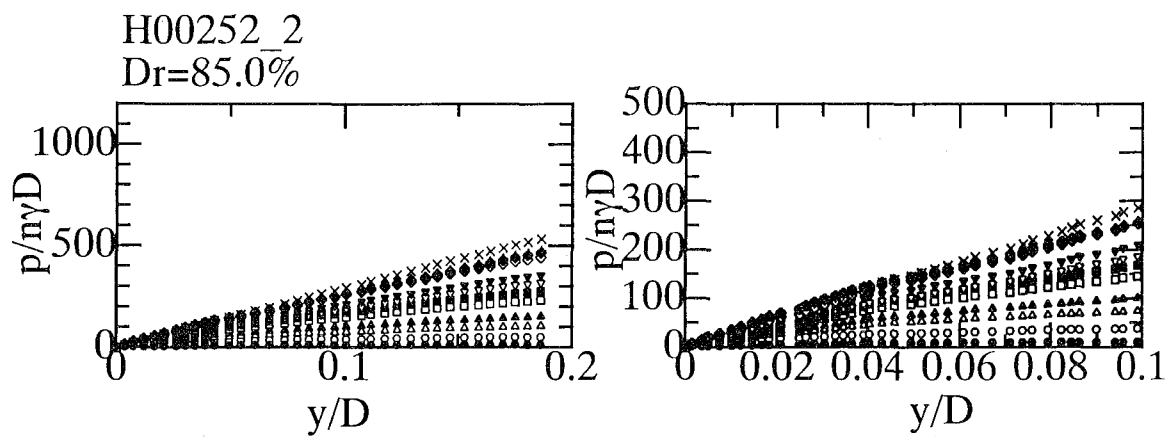


Fig.4.16 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $12.5G$ ,  $D=20mm$ )

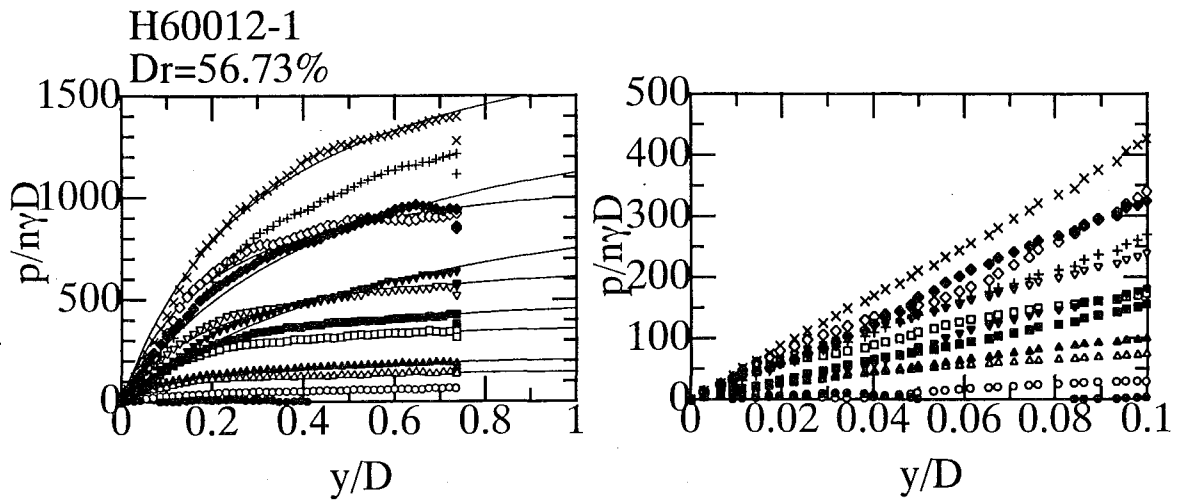


(a) H00252\_1

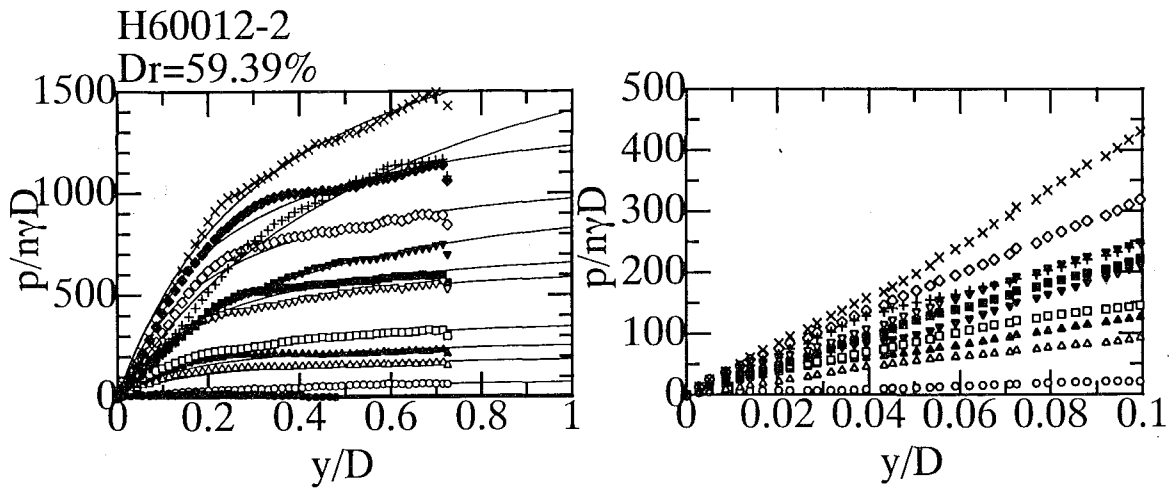


(b) H00252\_2

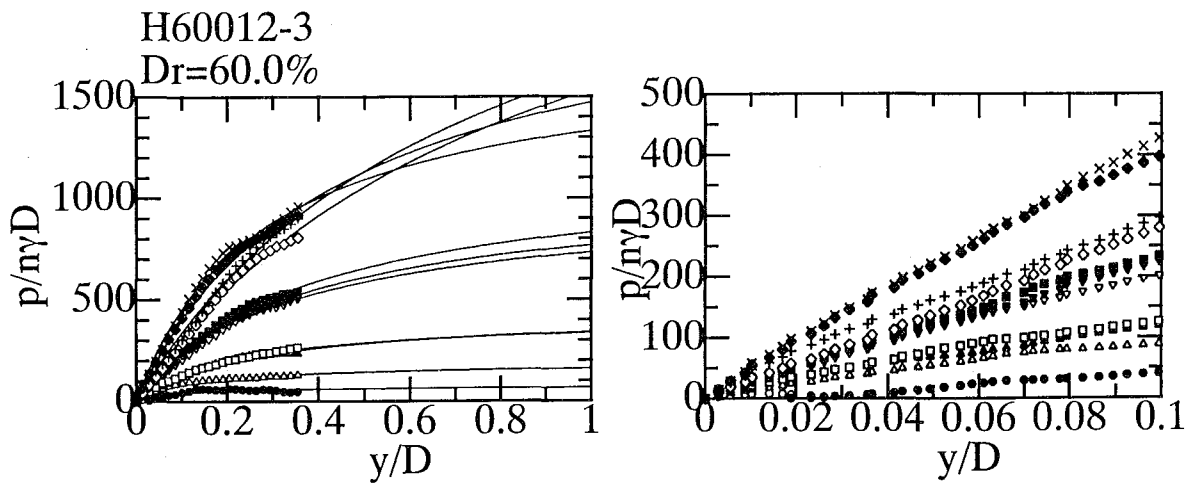
Fig.4.17 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$ ,  $25G$ ,  $D=20mm$ ) .



(a) H60012\_1



(b) H60012\_2



(c) H60012\_3

Fig.4.18 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $1G$ ,  $D=20mm$ ) .

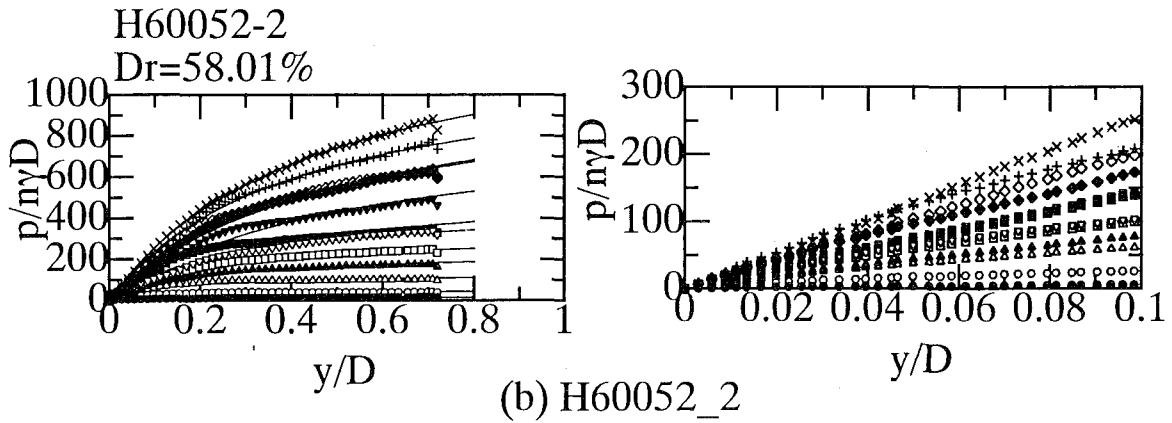
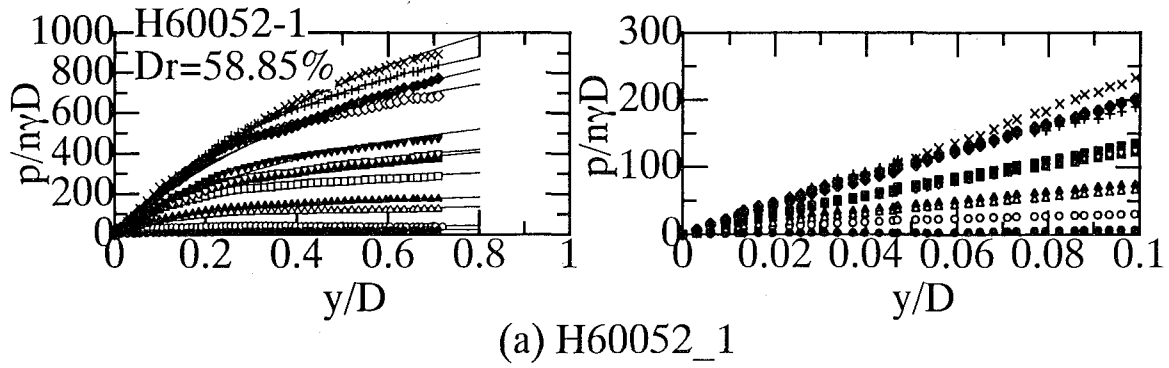


Fig.4.19 Relationship between  $p/n\gamma D$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $5G$ ,  $D=20\text{mm}$ ) .

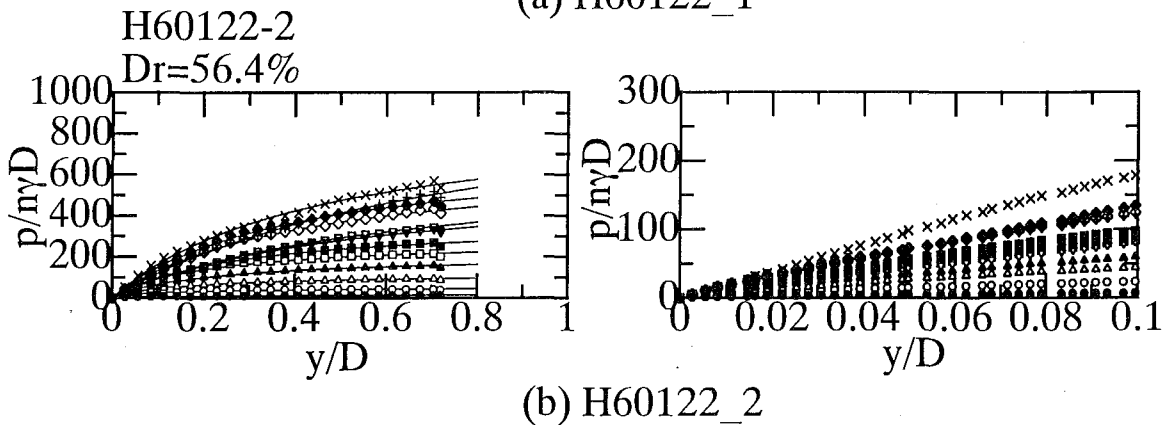
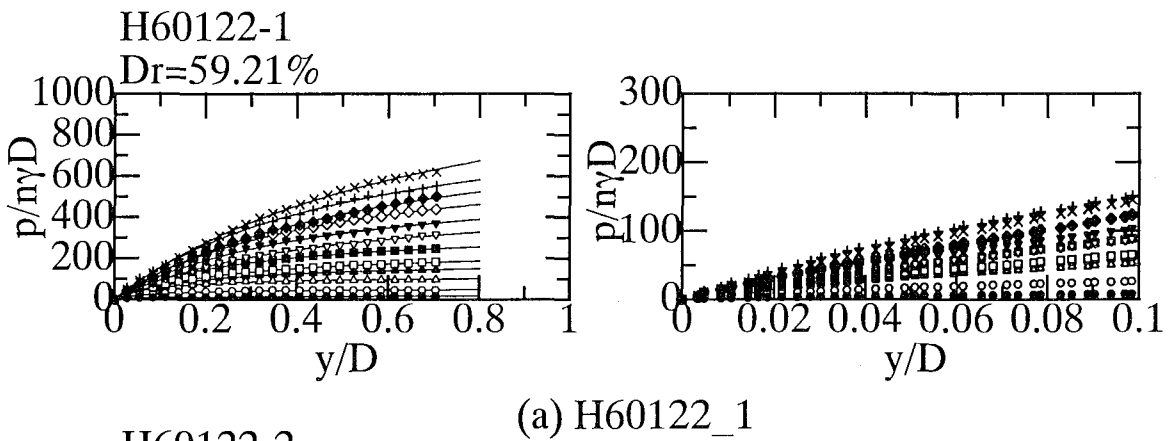
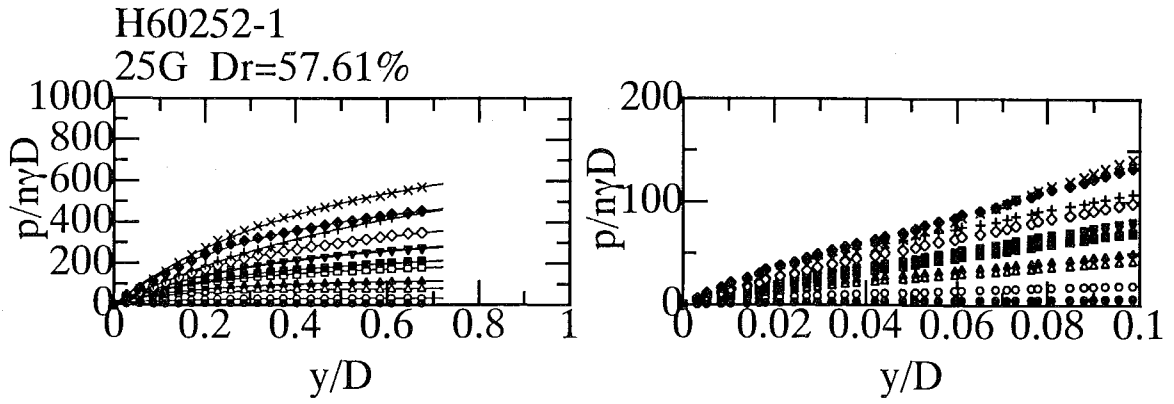
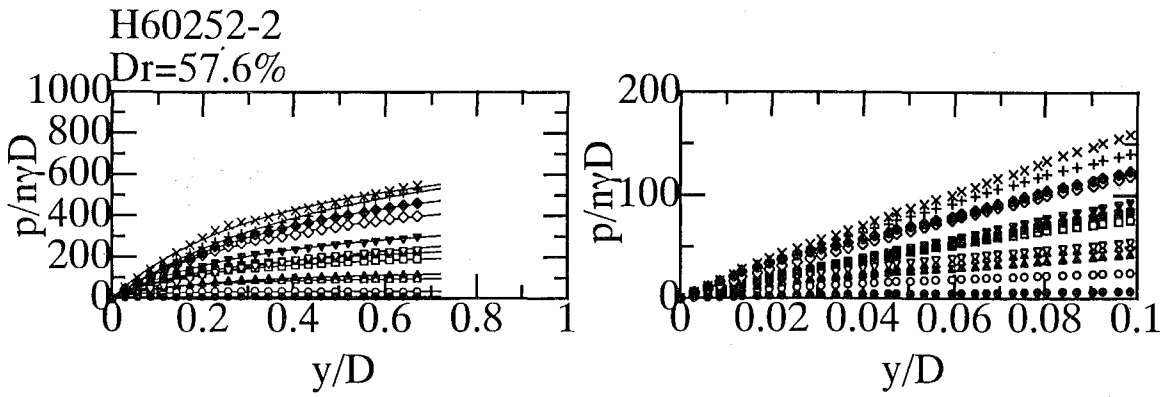


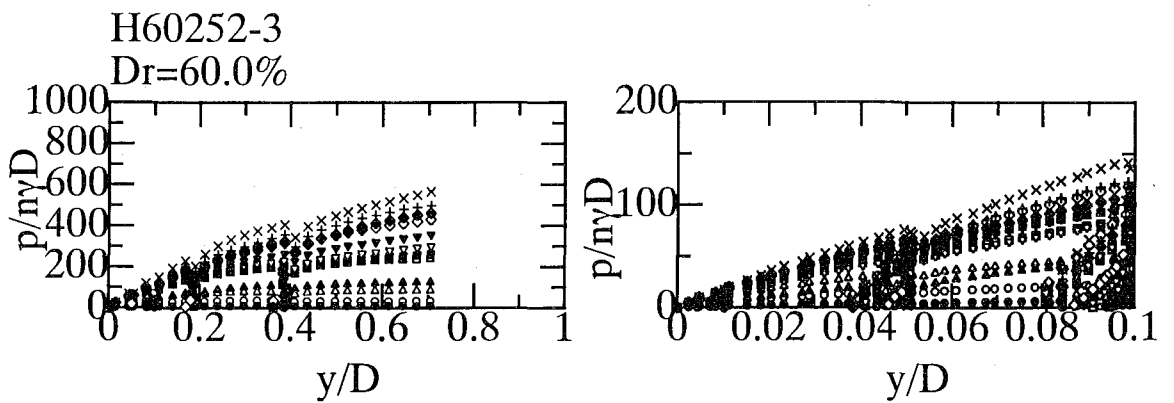
Fig.4.20 Relationship between  $p/n\gamma D$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $12.5G$ ,  $D=20\text{mm}$ )



(a) H60252\_1



(b) H60252\_2



(c) H60252\_3C

Fig.4.21 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=60\%$ ,  $25G$ ,  $D=20mm$ )

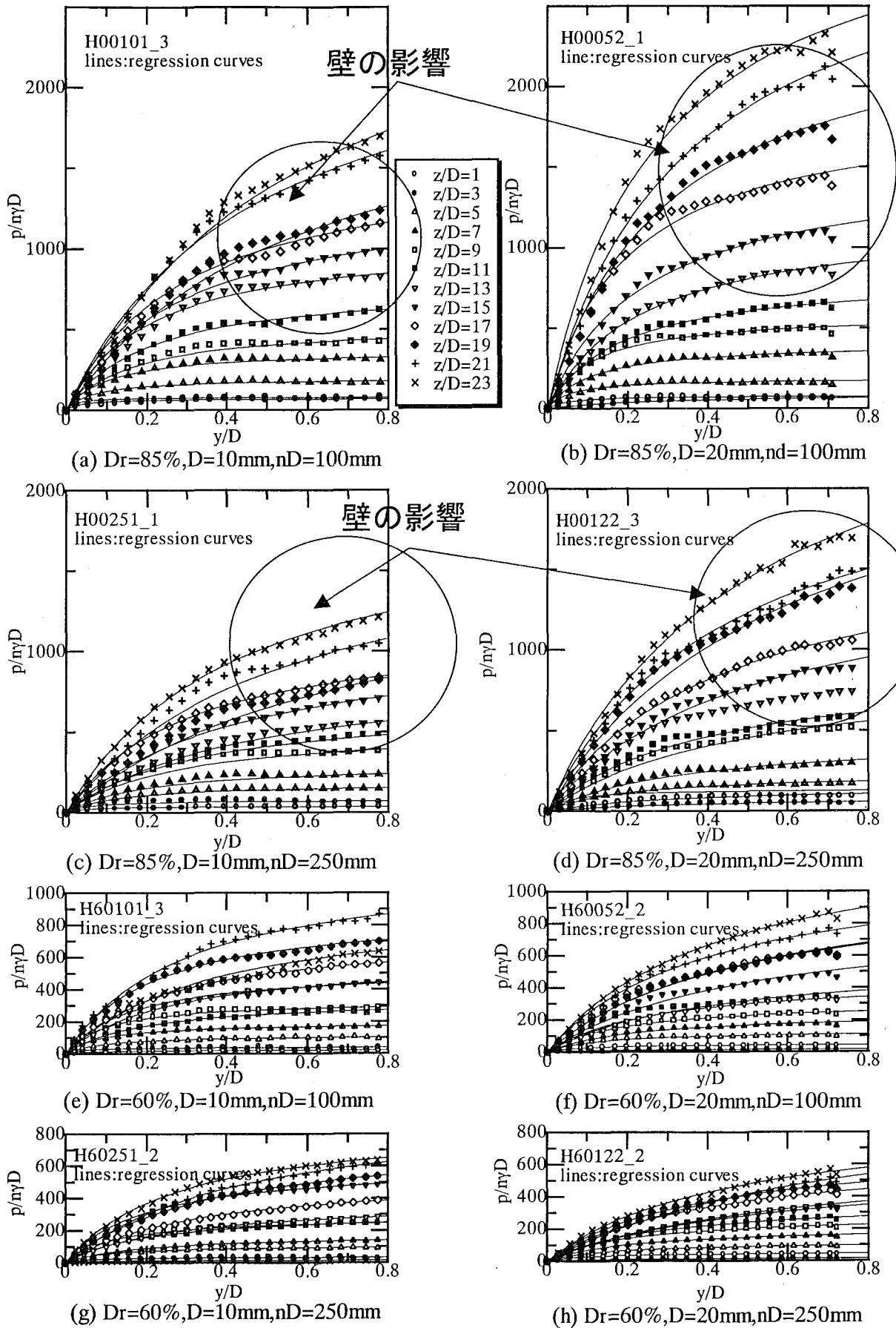
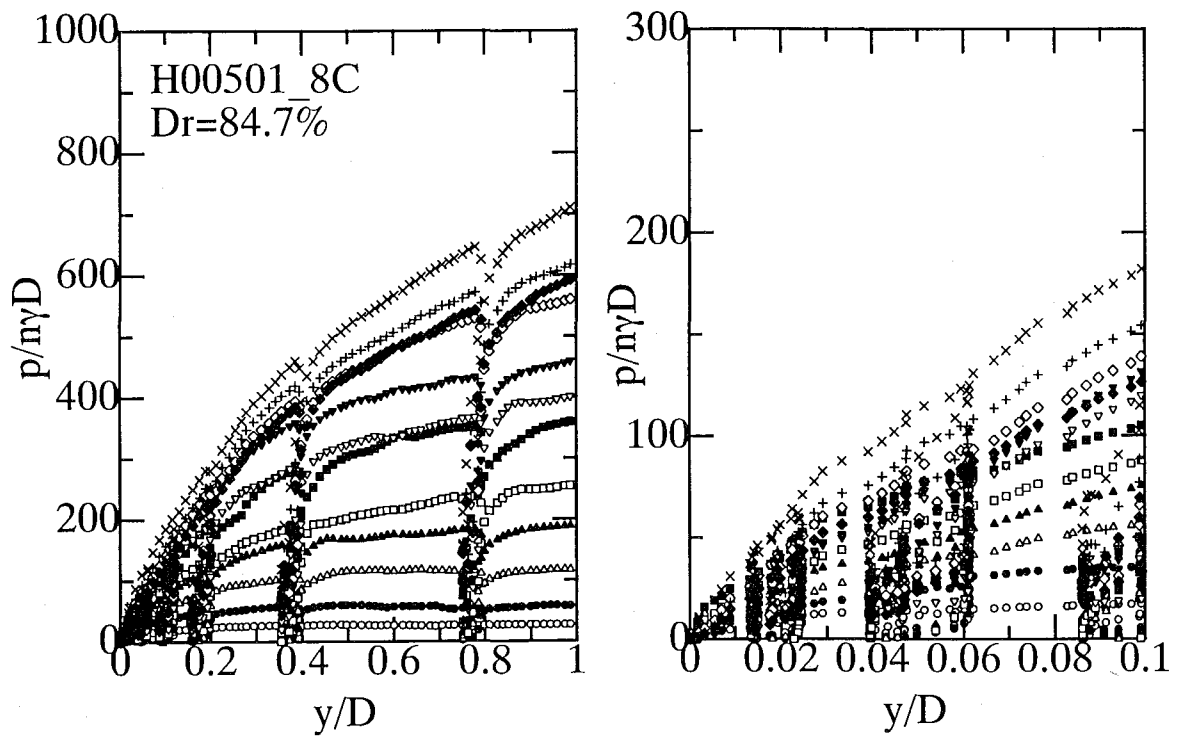
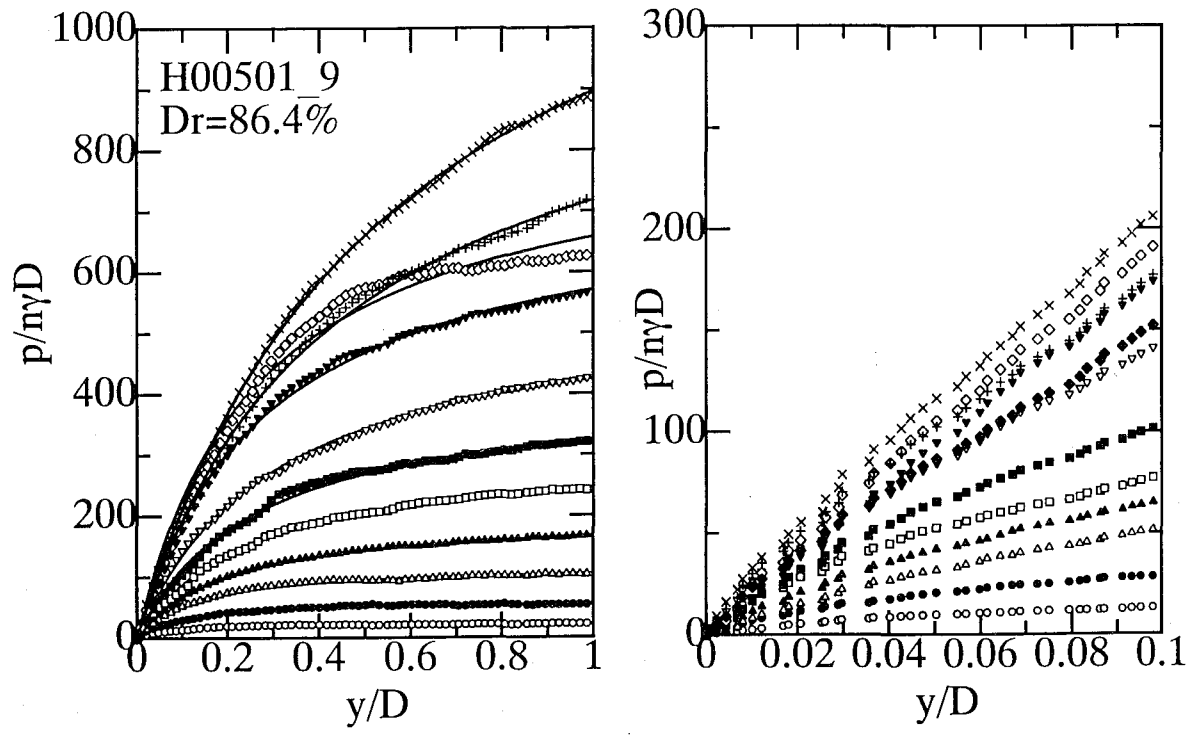


Fig.4.22 Relationships between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $Dr=85\%$  &  $Dr=60\%$ ).



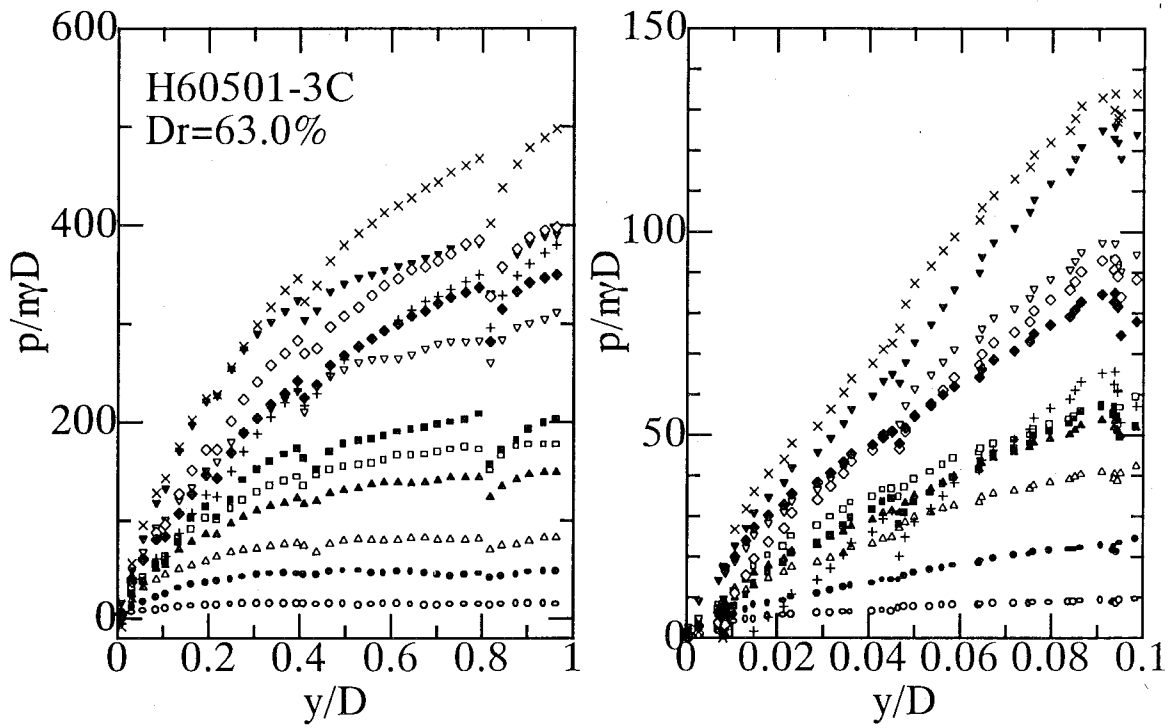


(a) cyclic loading(H00501\_8C)

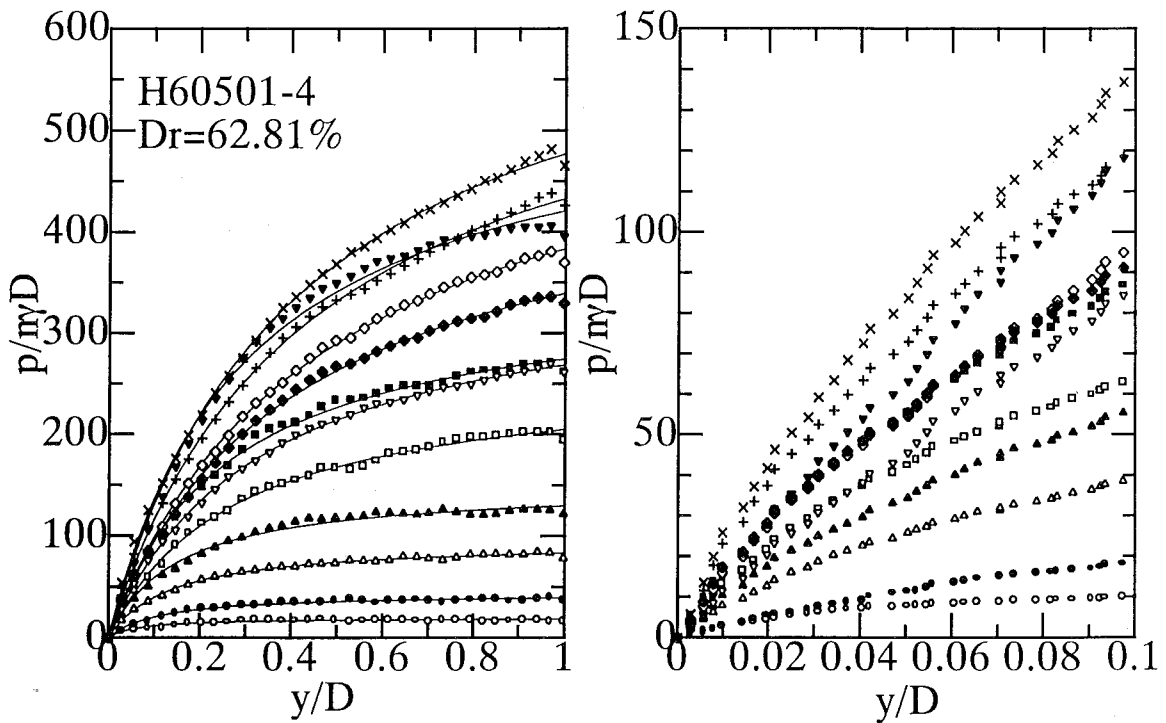


(b) monotonic loading(H00501\_9)

Fig.4.23 Effect of loading method on p-y relations.

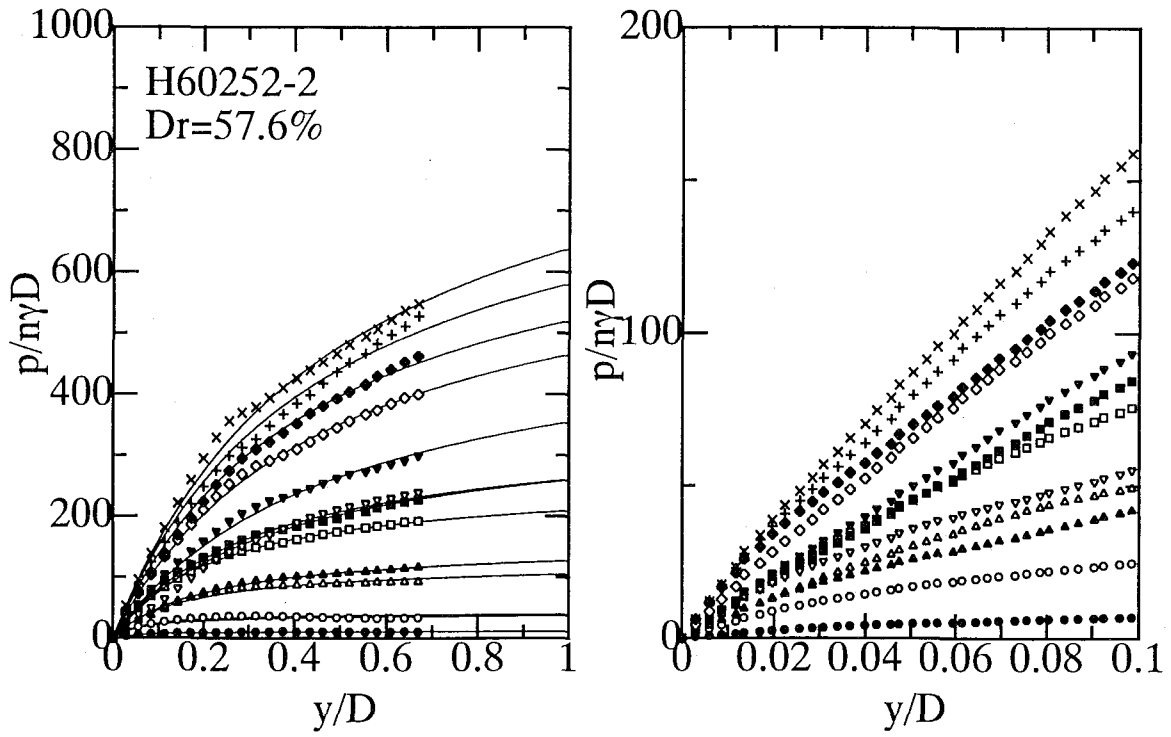


(a) Cyclic loading(H60501\_3C)

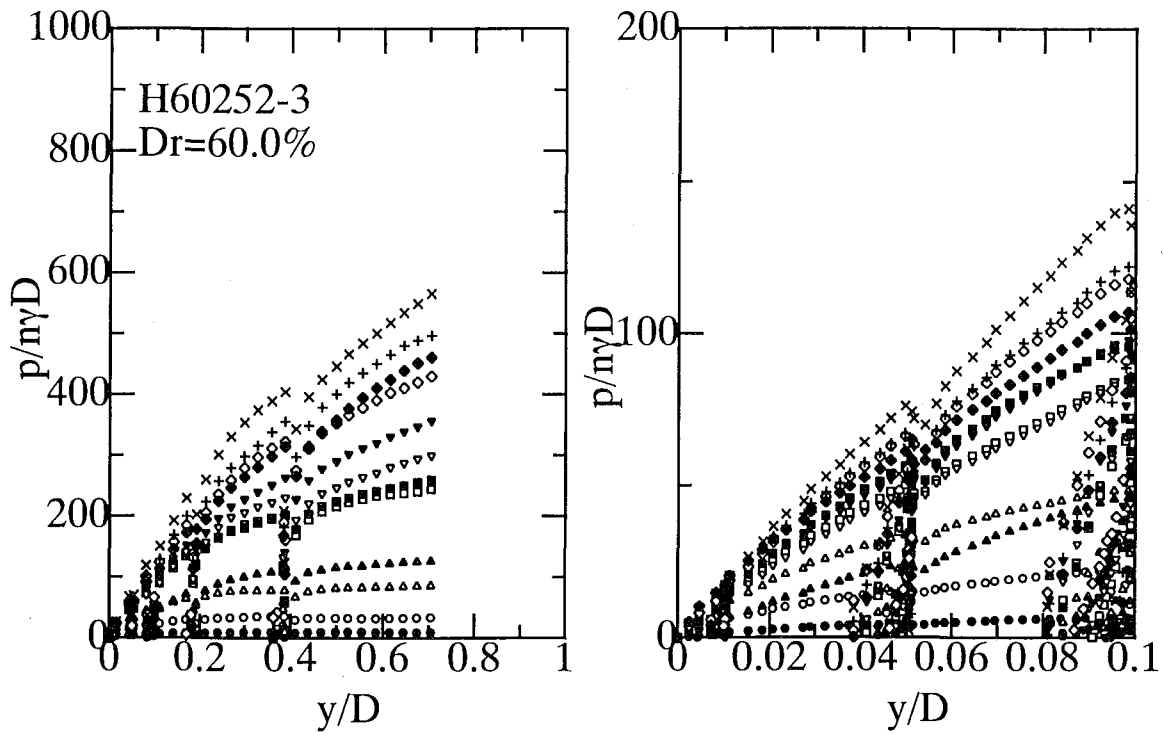


(b) Monotonic loading (H60501\_4)

Fig.4.24 Effect of loading method on p-y relations.



(a) monotonic loading(H60252\_2)



(b) cyclic loading(H60252\_3C)

**Fig.4.25** Effect of loading method on p-y relations .

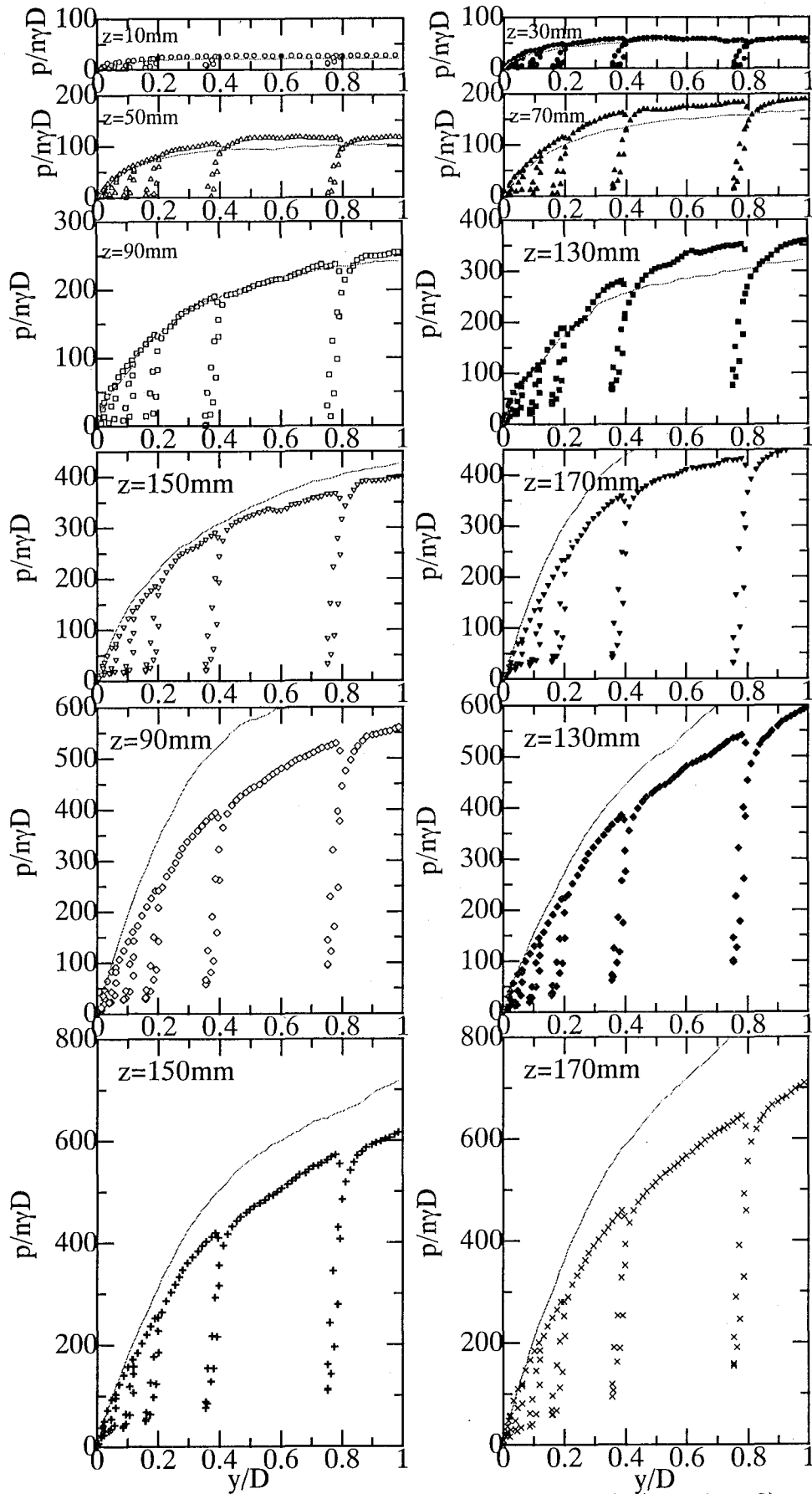
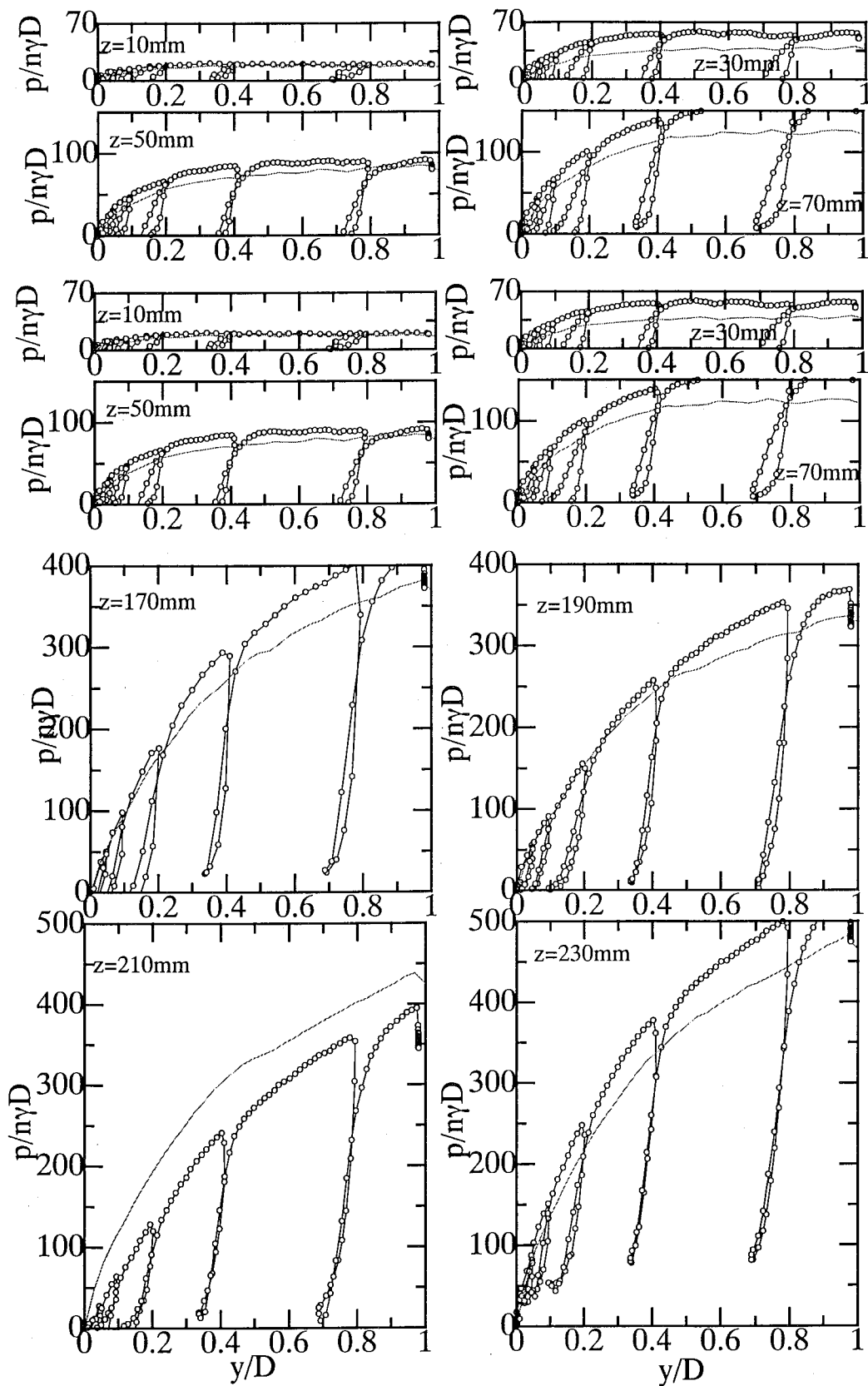
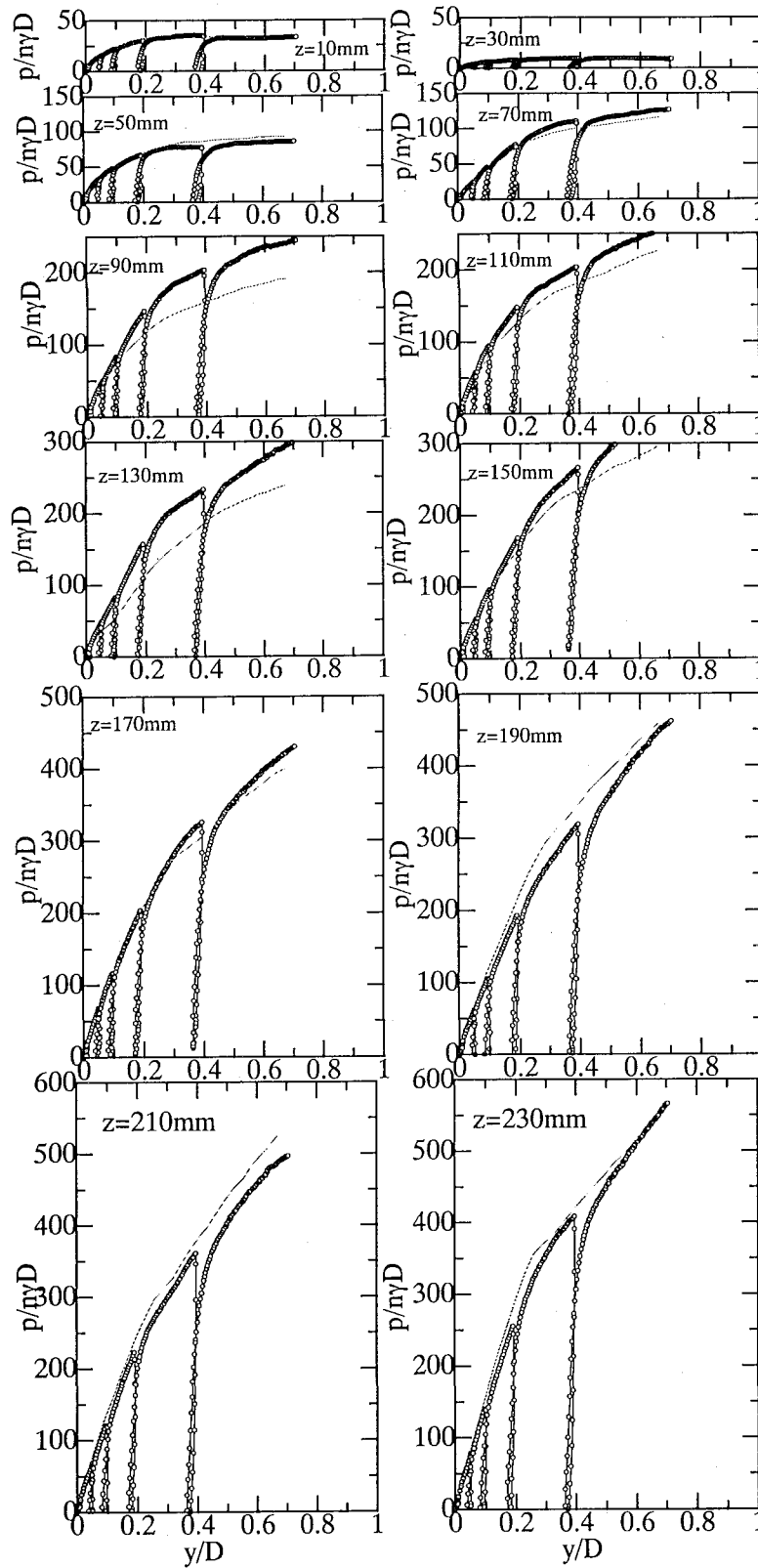


Fig.4.26 Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$ (H00501\_8).



**Fig.4.27** Relationship between  $p/nyD$  and  $y/D$ (H60501\_3C).



**Fig.4.28** Relationships between  $p/nyD$  and  $y/D$ .(H60252\_3C)

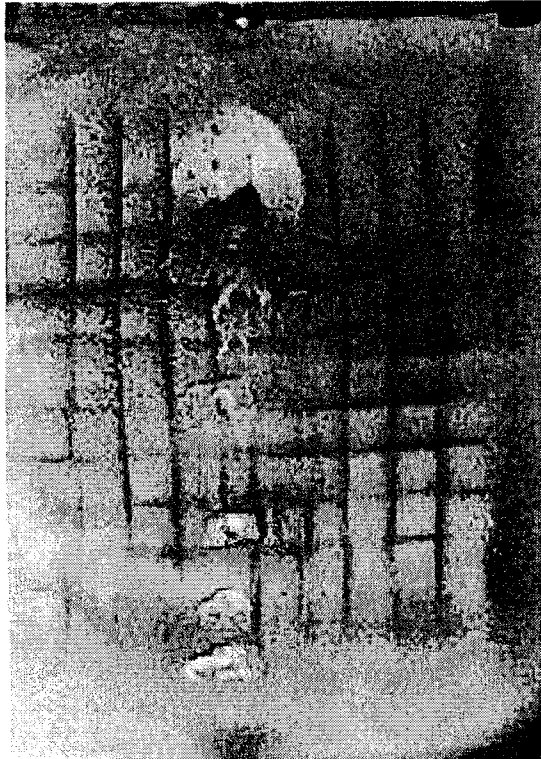


(a-1)  $D_r=85\%$ ,  $nD=100\text{mm}$

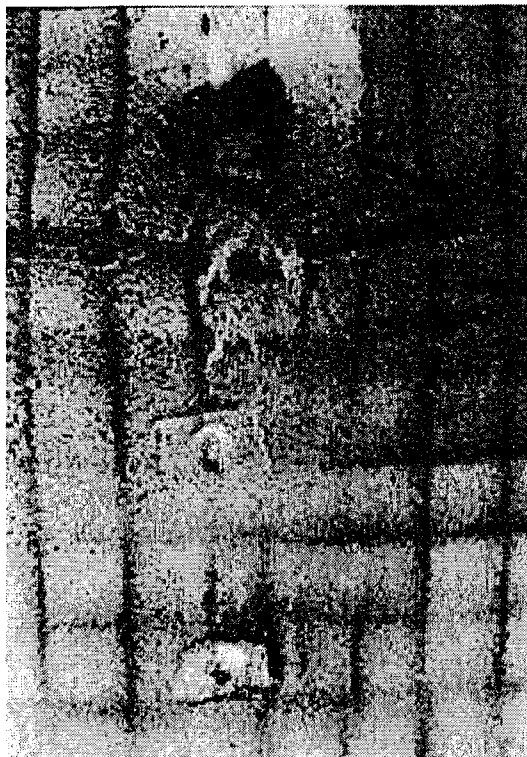


(a-2)  $D_r=85\%$ ,  $nD=100\text{mm}$

**Photo.4.4** Ground deformation.



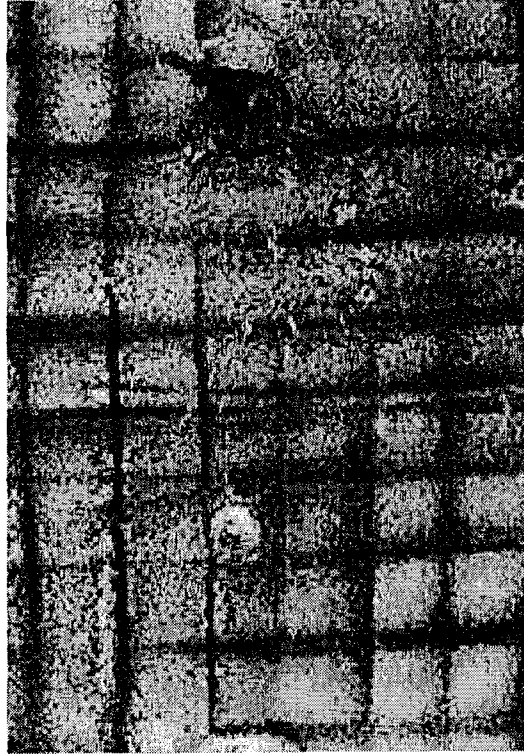
**(b-1)**  $D_r=85\%$ ,  $nD=250\text{mm}$



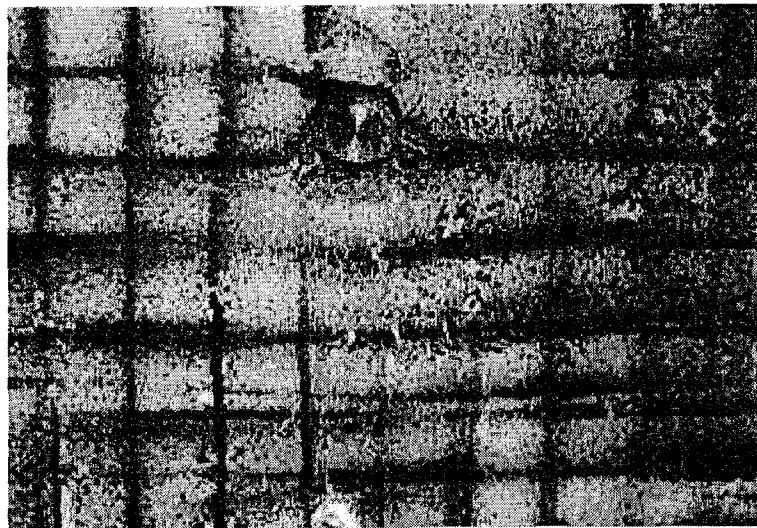
**(b-2)**  $D_r=85\%$ ,  $nD=250\text{mm}$

**Photo.4.4** Ground deformation.





(c-1)  $D_r=85\%$ ,  $nD=500\text{mm}$

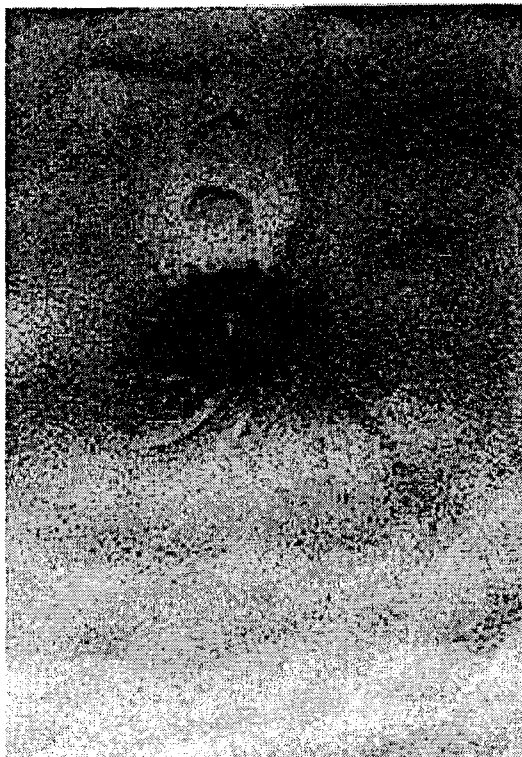


(c-2)  $D_r=85\%$ ,  $nD=500\text{mm}$

**Photo.4.4** Ground deformation.



**(d-1)**  $D_r=60\%$ ,  $nD=100\text{mm}$

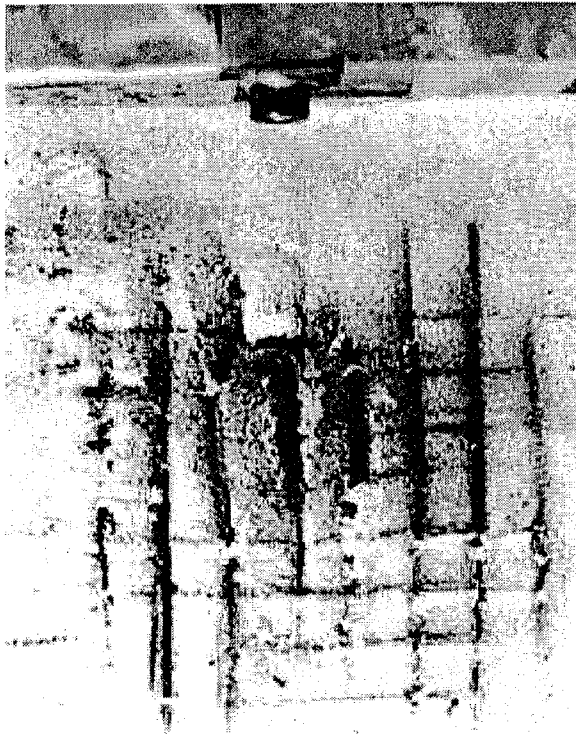


**(d-2)**  $D_r=60\%$ ,  $nD=100\text{mm}$

**Photo.4.4** Ground deformation.

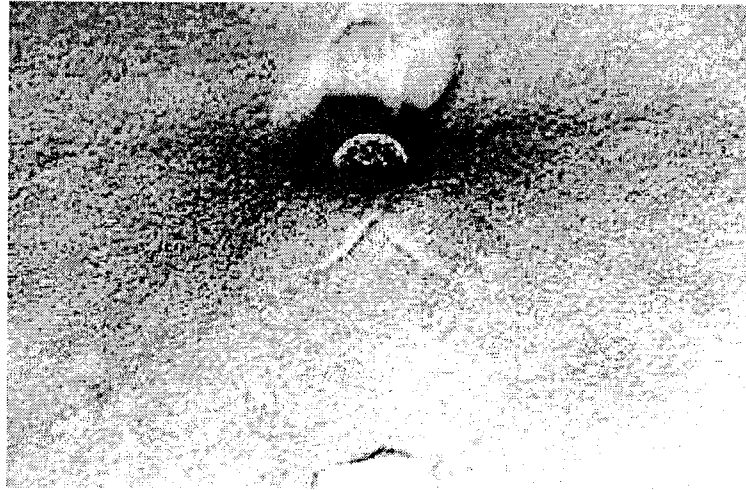


(e-1)  $D_r=60\%$ ,  $nD=250\text{mm}$

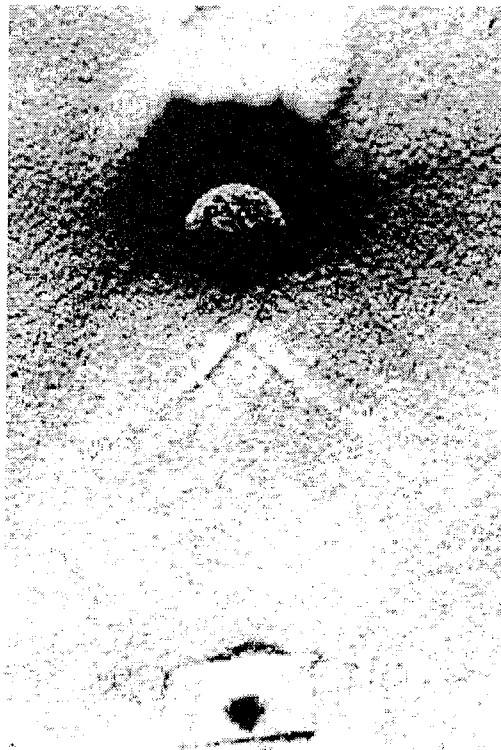


(e-2)  $D_r=60\%$ ,  $nD=250\text{mm}$

**Photo.4.4** Ground deformation.

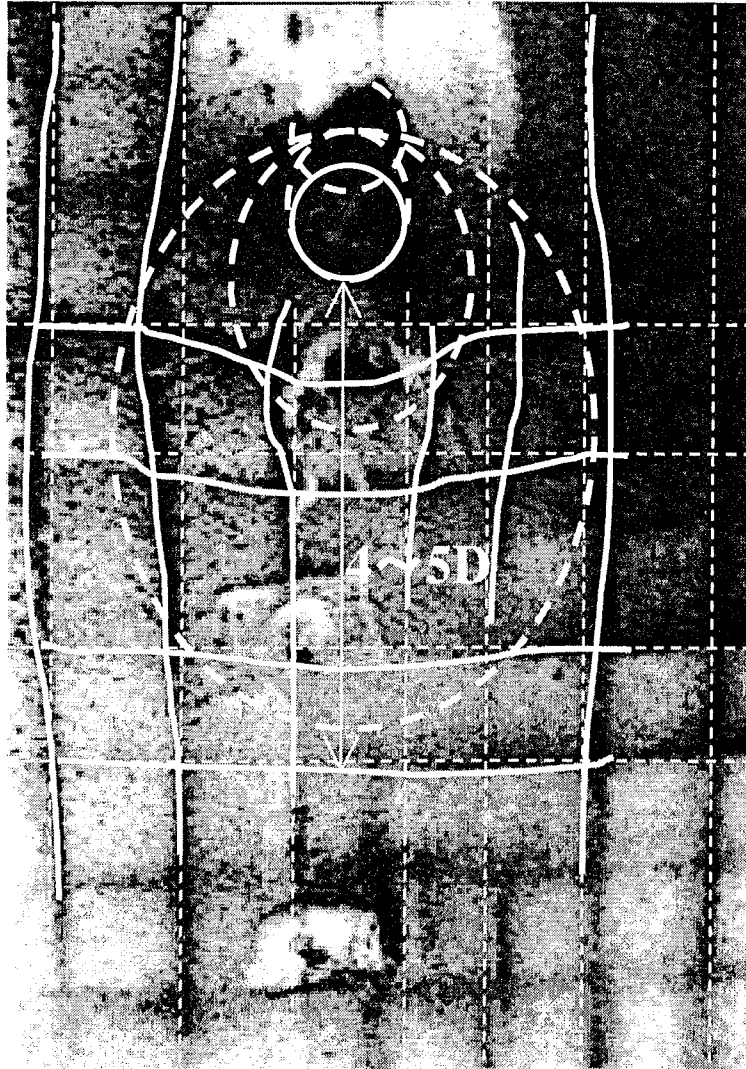


(f-1)  $D_r=60\%$ ,  $nD=500\text{mm}$

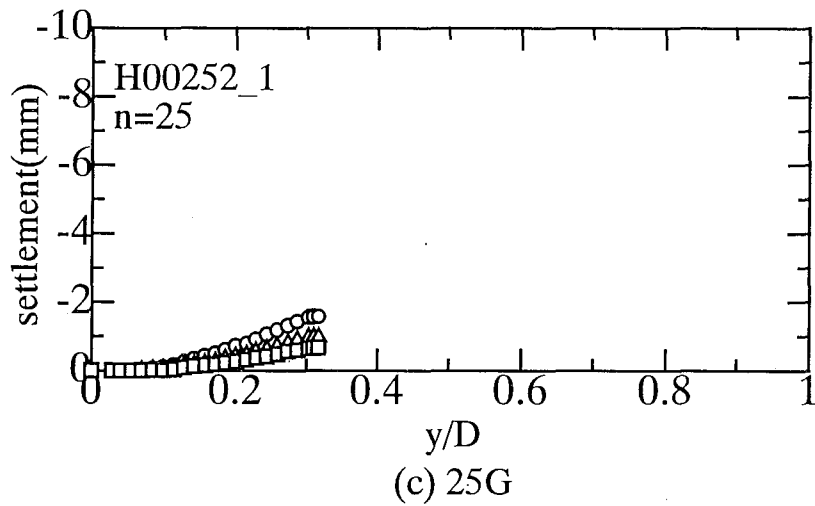
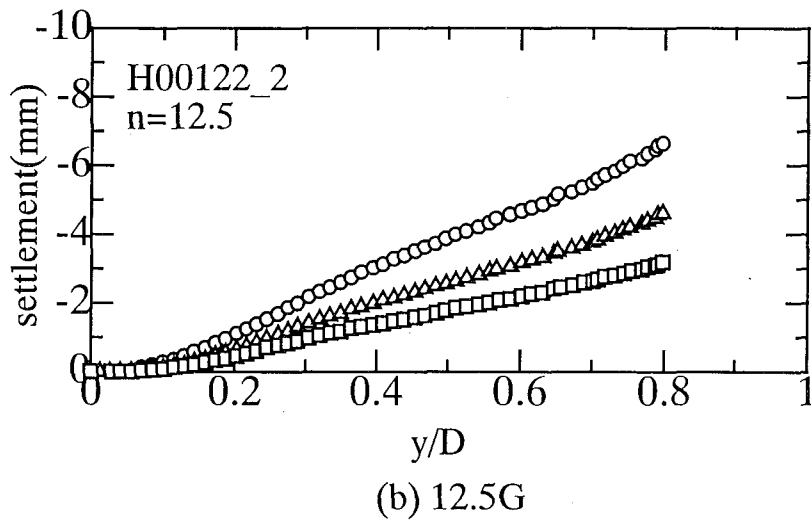
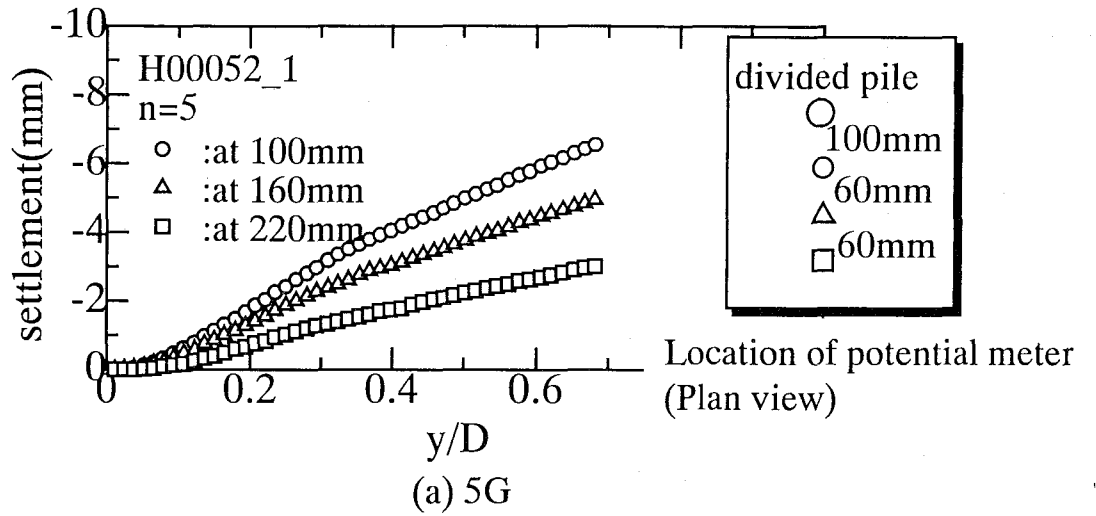


(f-2)  $D_r=60\%$ ,  $nD=500\text{mm}$

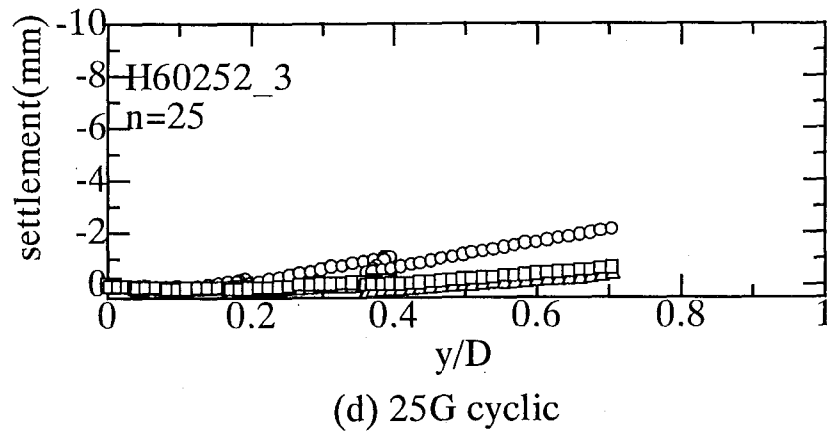
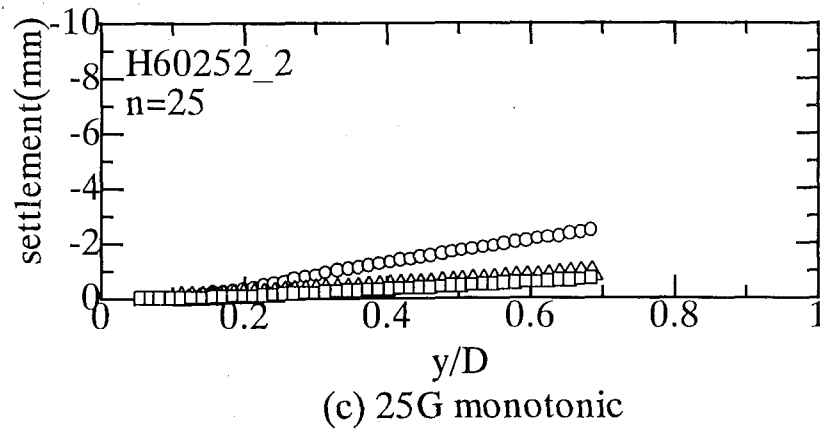
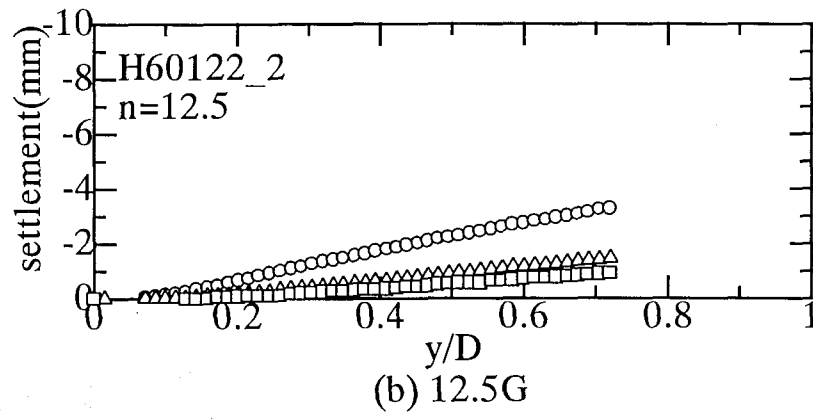
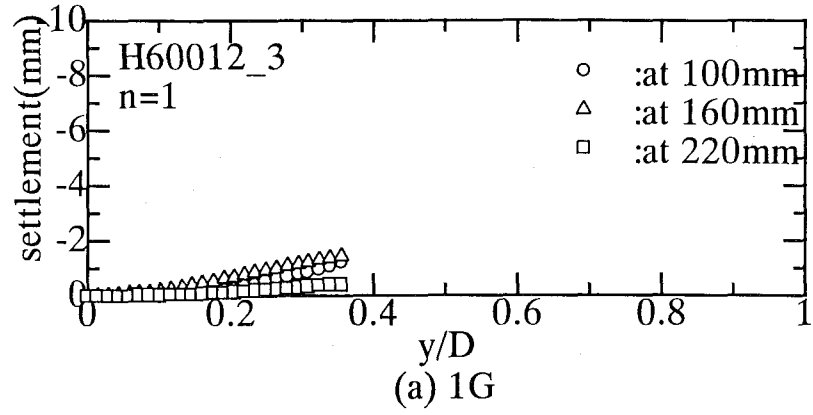
**Photo.4.4** Ground deformation.



**Photo.4.5** An Example of ground deformation.



**Fig.4.29** Relationships between settlement and  $y/D$ .

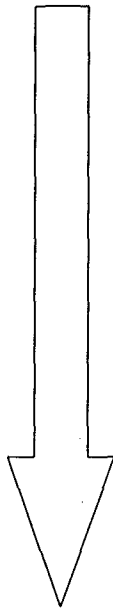


**Fig.4.30** Relationships between settlement and  $y/D$ .

Divided pile loading test  
in centrifuge

Single Pile loading test in  
centrifuge

P-y relations

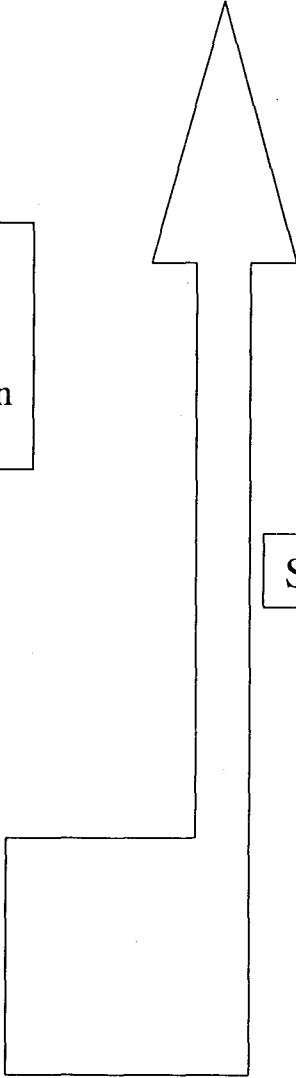


- (1) relative density  $D_r$
- (2) pile diameter  $D$
- (3) depth  $z$
- (4) centrifuge acceleration  $n$
- (5) error

Hyperbolic p-y model

$$p = \frac{k_{hi} y}{(1 + \frac{k_{hi}}{p_{max}} y)}$$

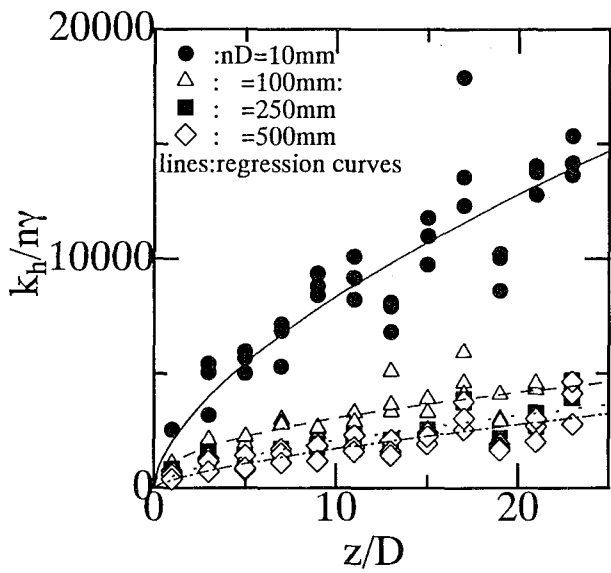
$k_{hi}$ : coefficient of subgrade reaction  
 $p_{max}$ : ultimate subgrade reaction



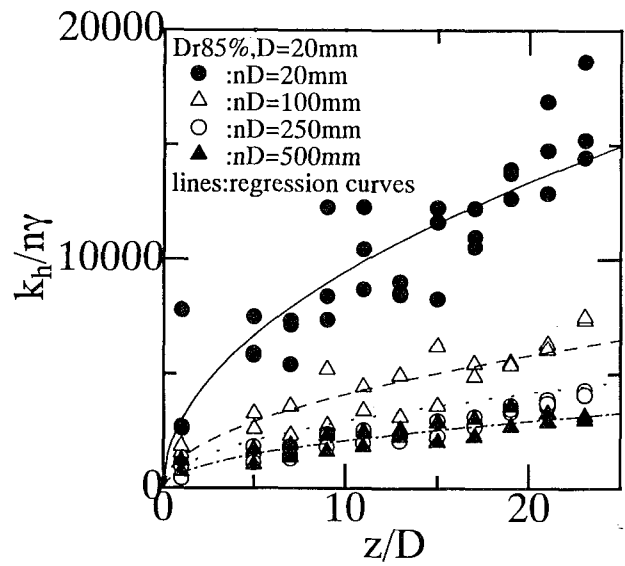
Simulation

Fig.4.31 Verification & modelization.

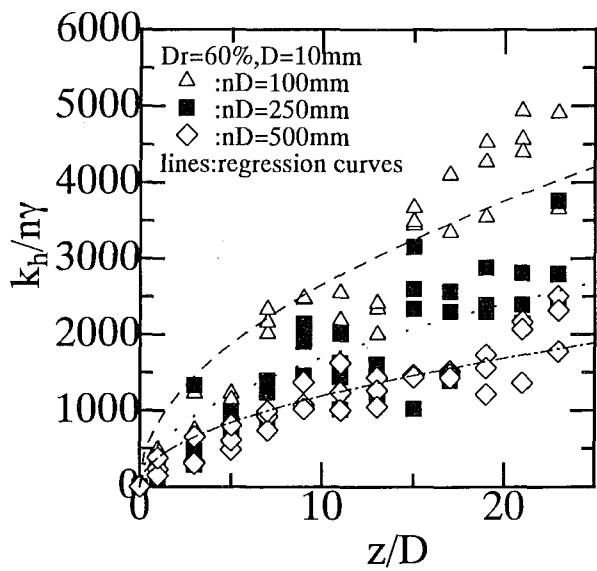




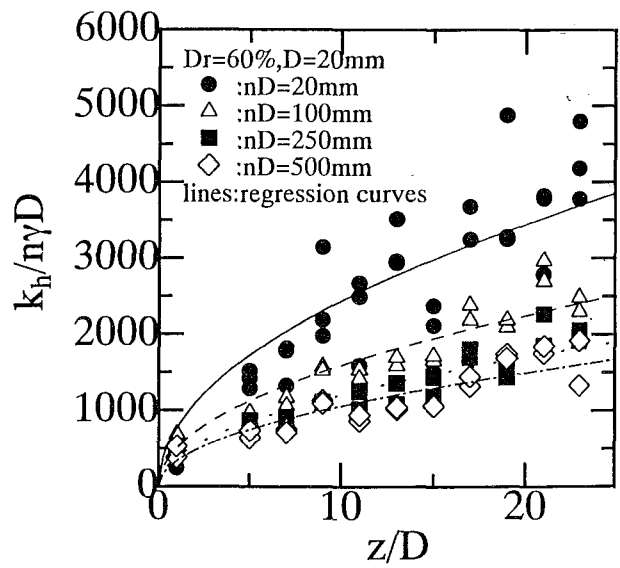
(a)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$



(b)  $Dr=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$

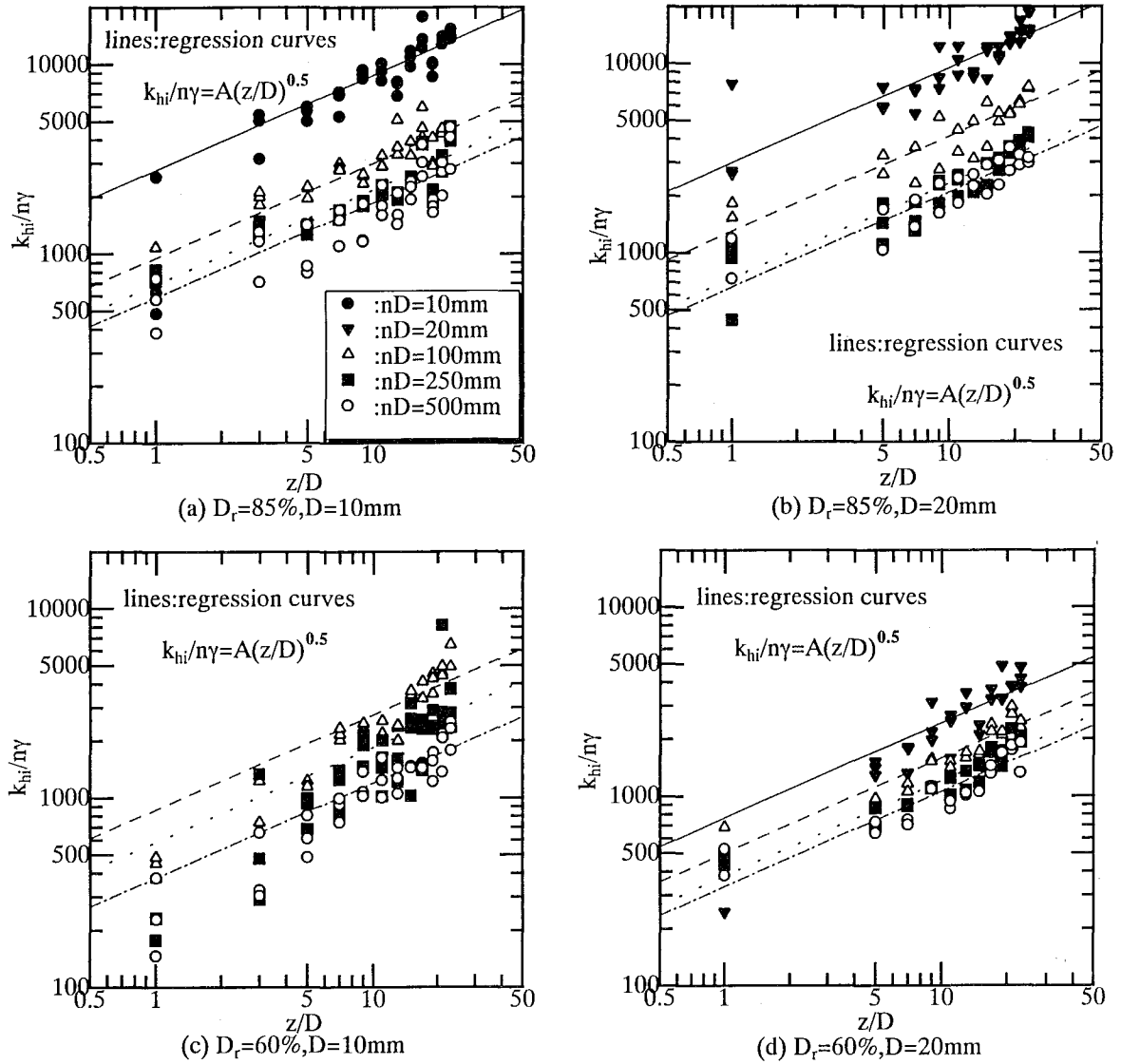


(c)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$

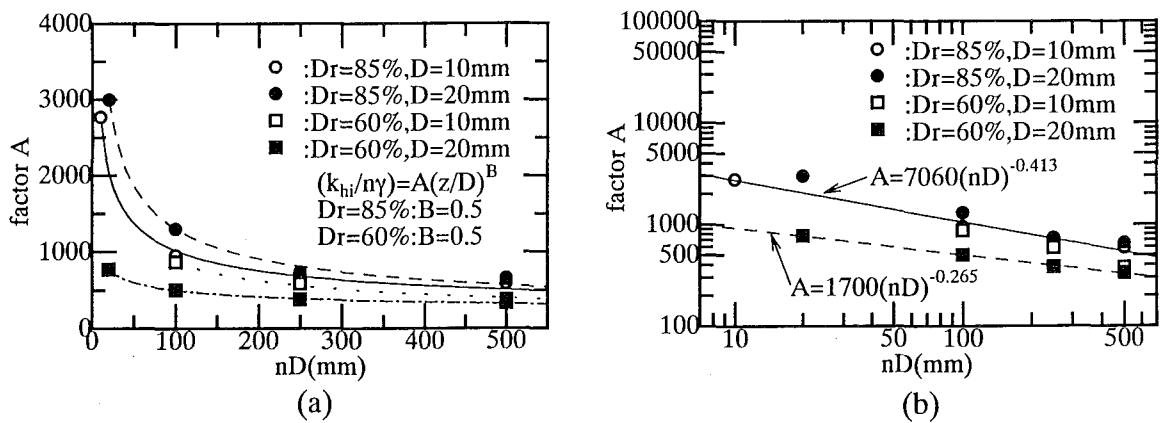


(d)  $Dr=60\%$ ,  $D=20\text{mm}$

**Fig.4.32** Variation of normalized initial gradient of subgrade reaction  $k_h/n\gamma$  with normalized depth  $z/D$ .



**Fig.4.33** Relationships between  $k_{hi}/n\gamma$  and  $z/D$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ )



**Fig.4.34** Relationships between A and  $nD$ .

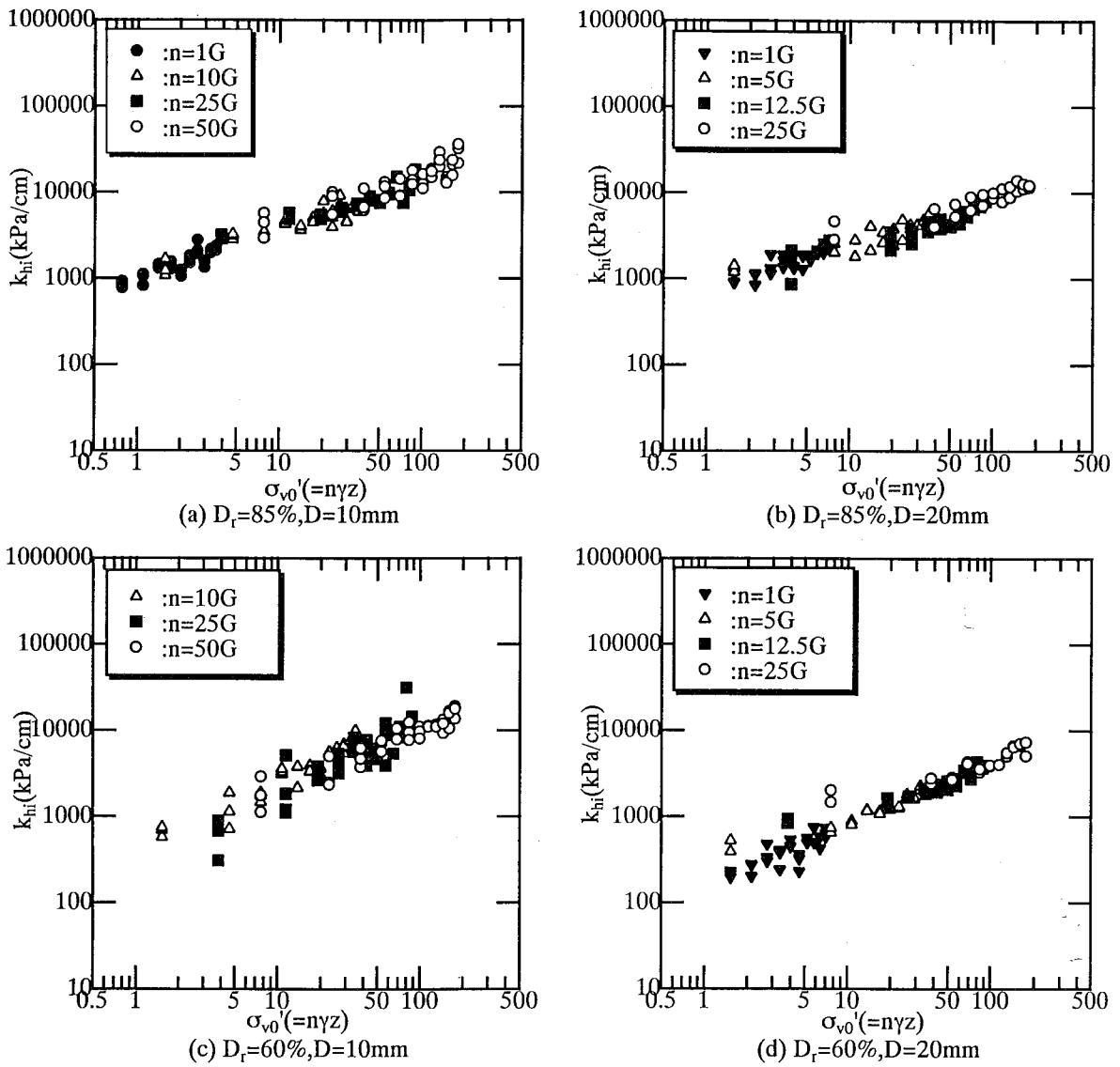


Fig.4.35 Relationships between  $\log(k_{hi})$  and  $\log(\sigma_{v0}')$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ )

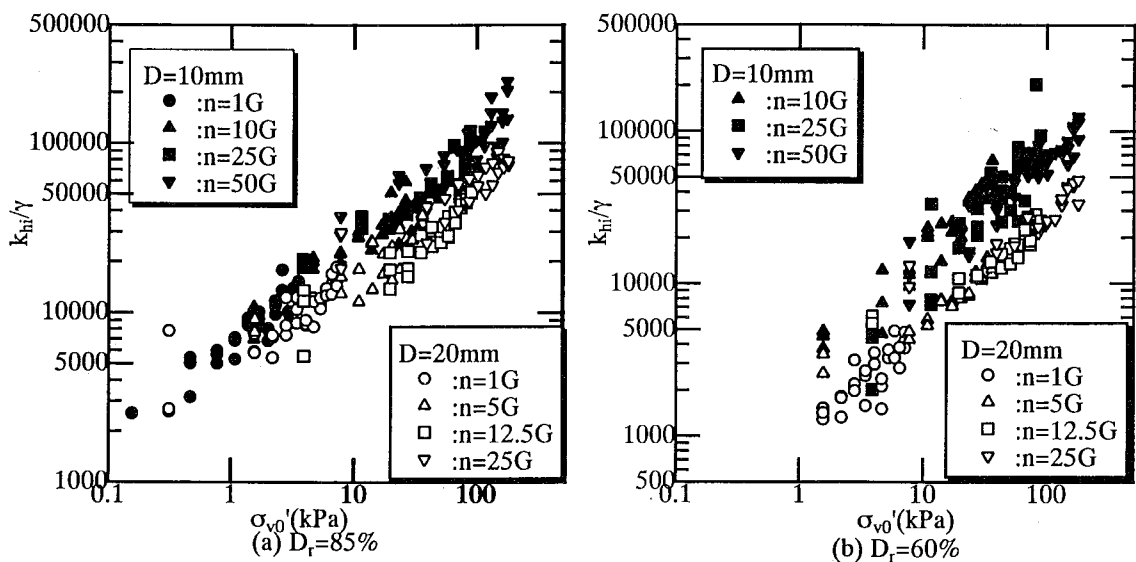
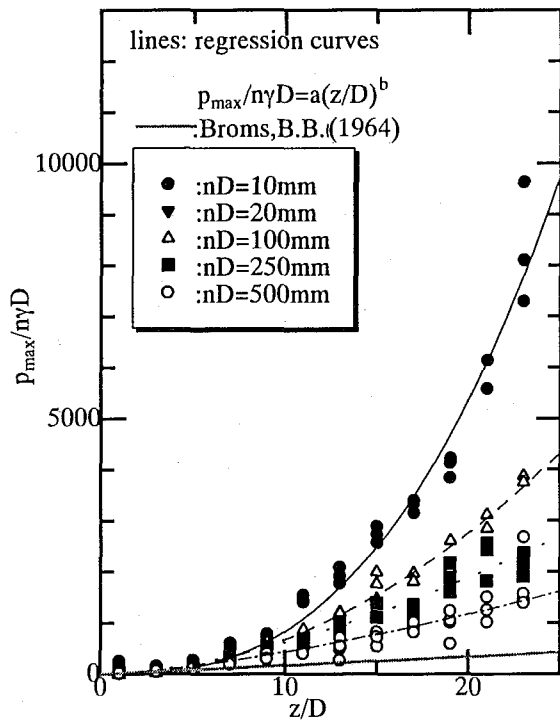
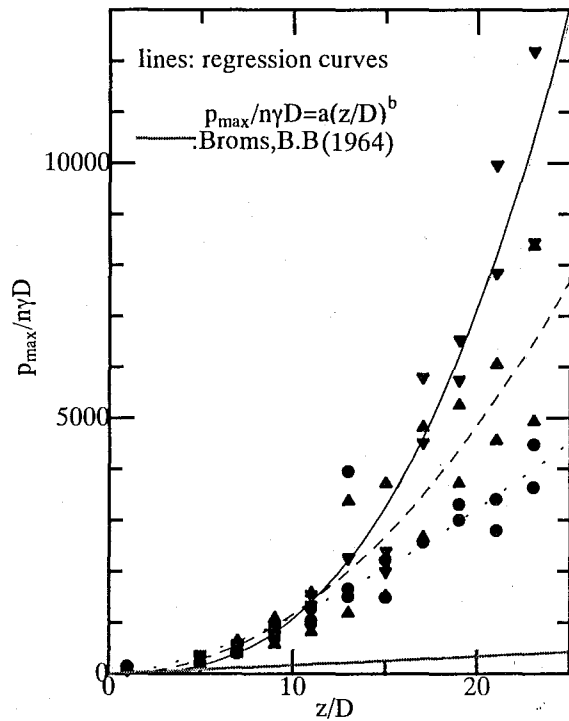


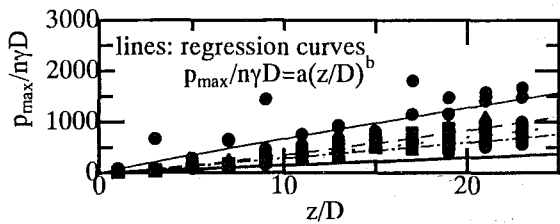
Fig.4.36 Relationships between  $\log(k_{hi}/\gamma)$  and  $\log(\sigma_{v0}'/\gamma D)$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ ).



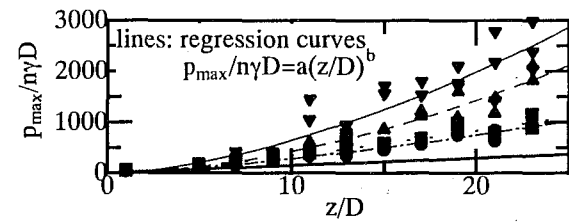
(a)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$



(b)  $D_r=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$

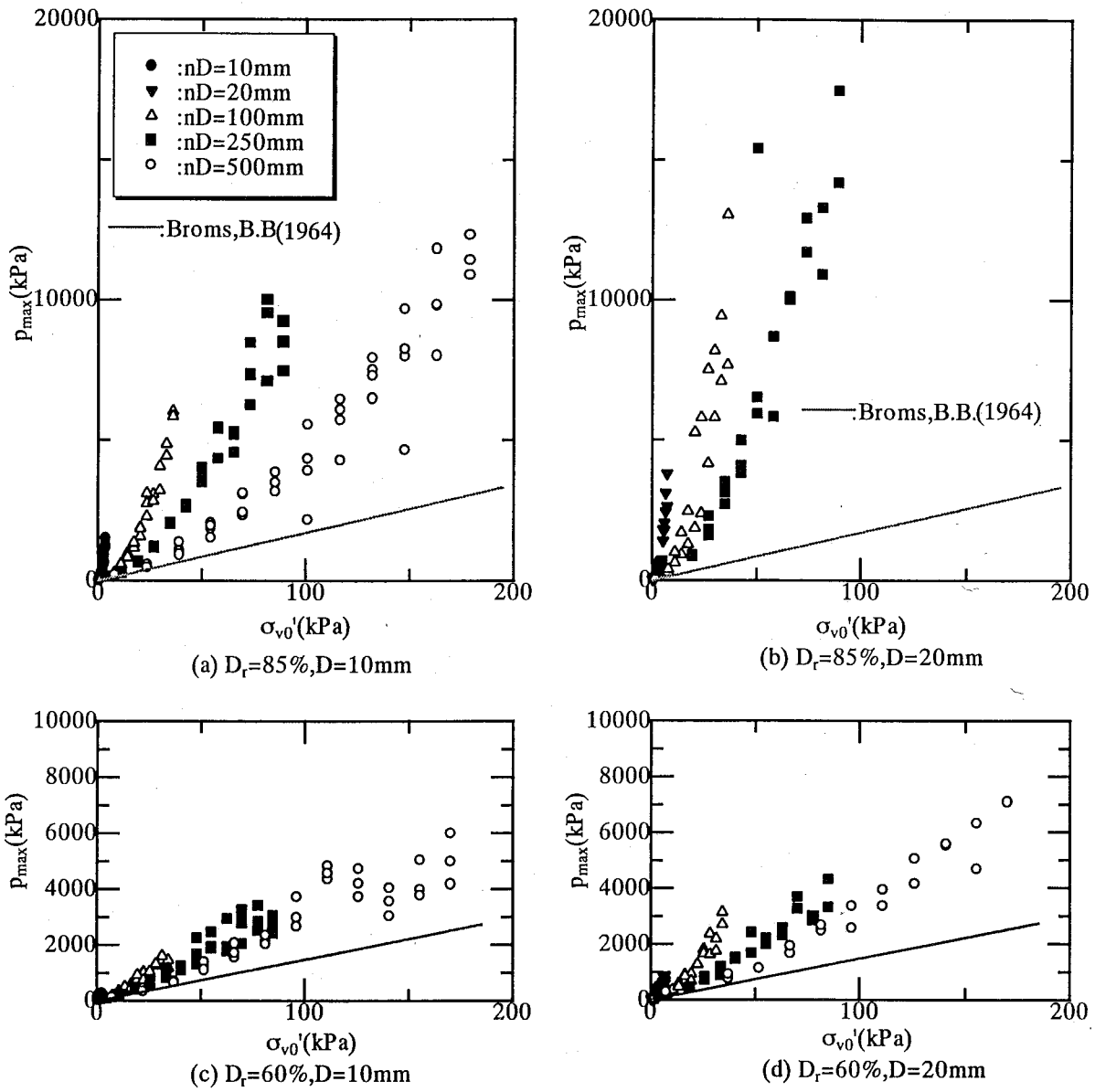


(c)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$

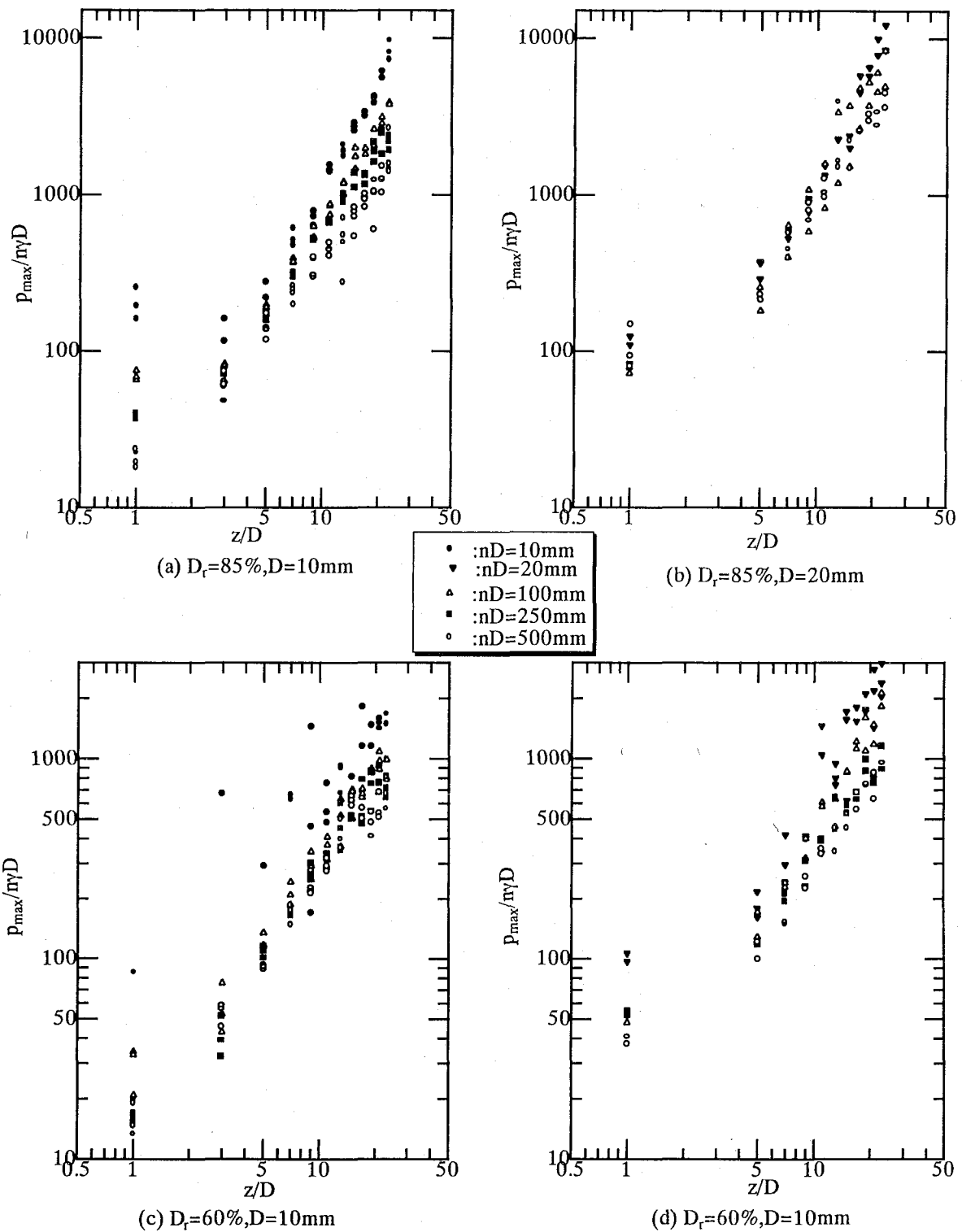


(d)  $D_r=60\%$ ,  $D=20\text{mm}$

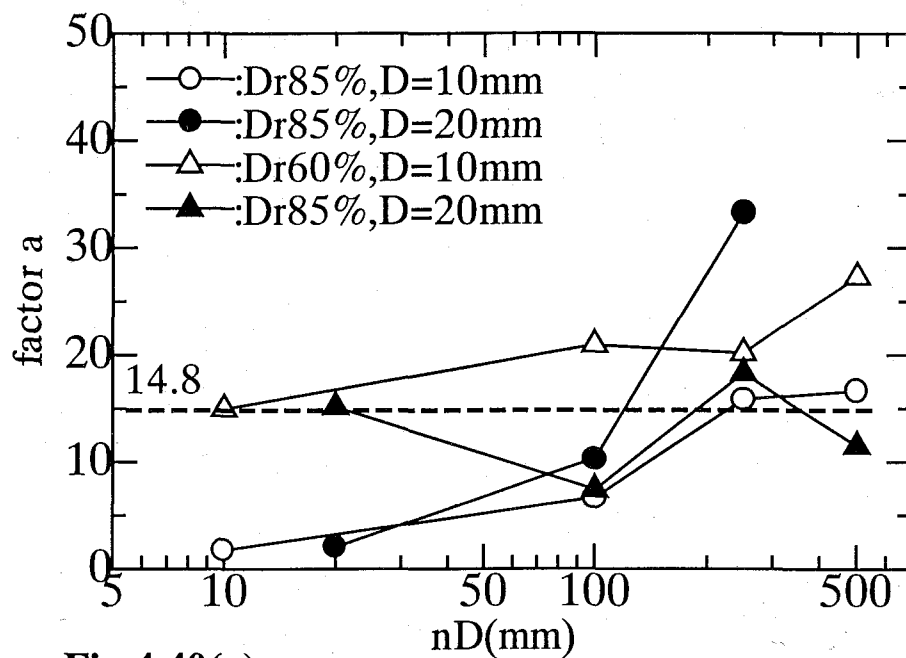
**Fig.4.37** Variation of  $p_{\max}/n\gamma D$  and  $z/D$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ ) .



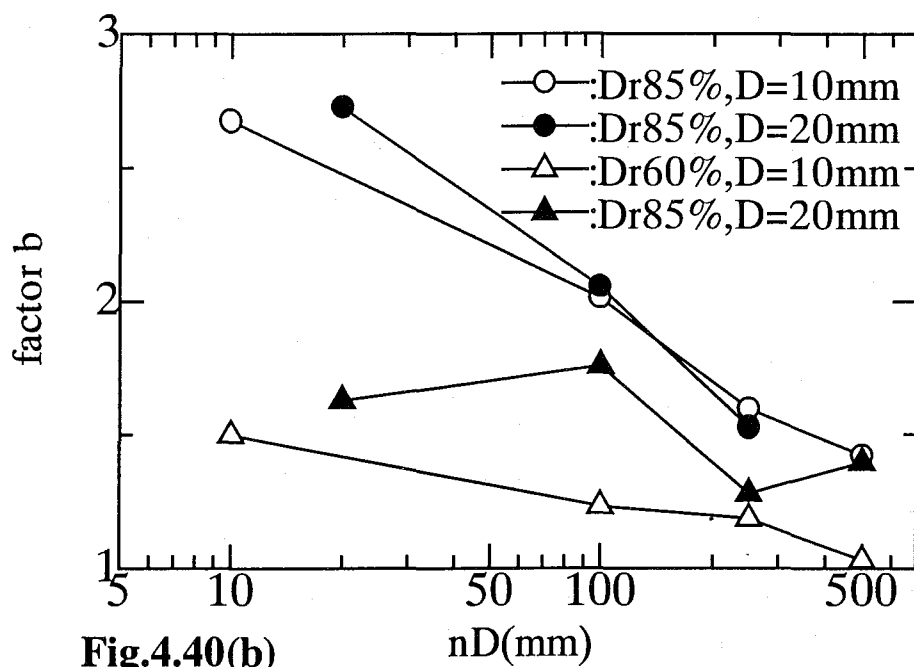
**Fig.4.38** Variation of  $p_{max}$  and  $\sigma_{v0}'$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ ).



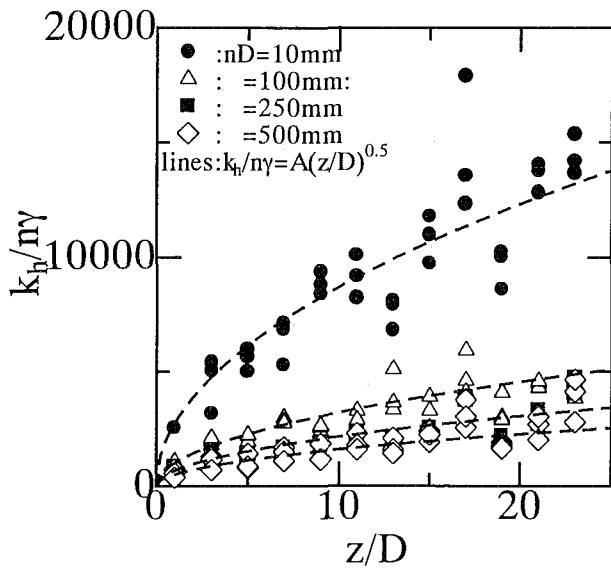
**Fig.4.39** Variation of  $p_{\max}/n\gamma D$  and  $z/D$ .



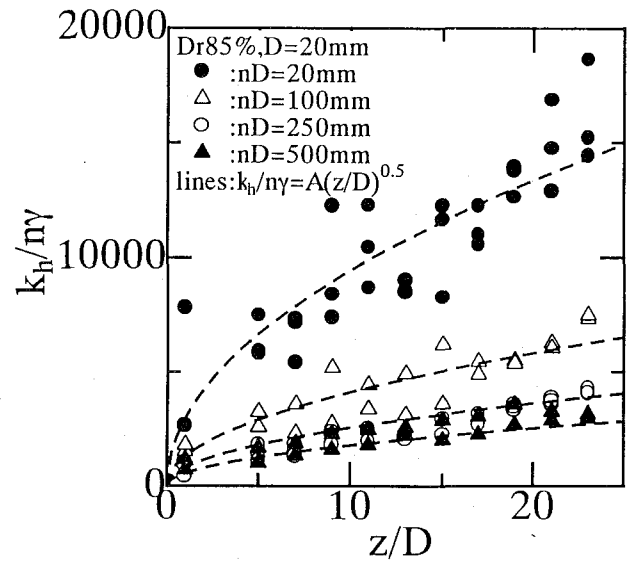
**Fig.4.40(a)**  
Relationships between factor a and nD (Dr85%,60%).



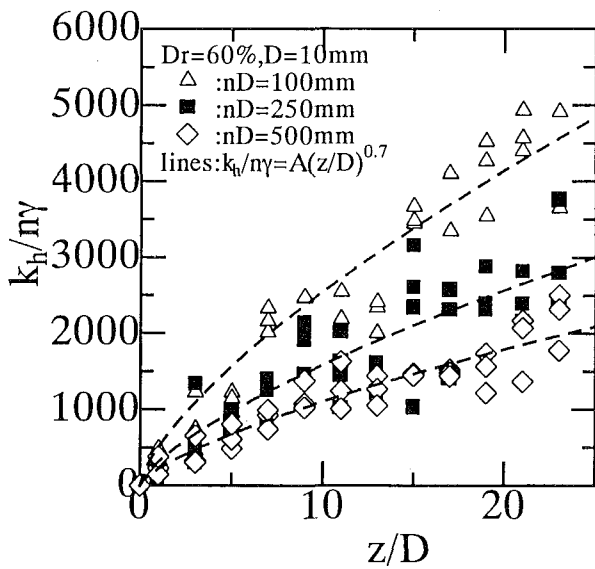
**Fig.4.40(b)**  
Relationships between factor b and nD (Dr85%,60%).



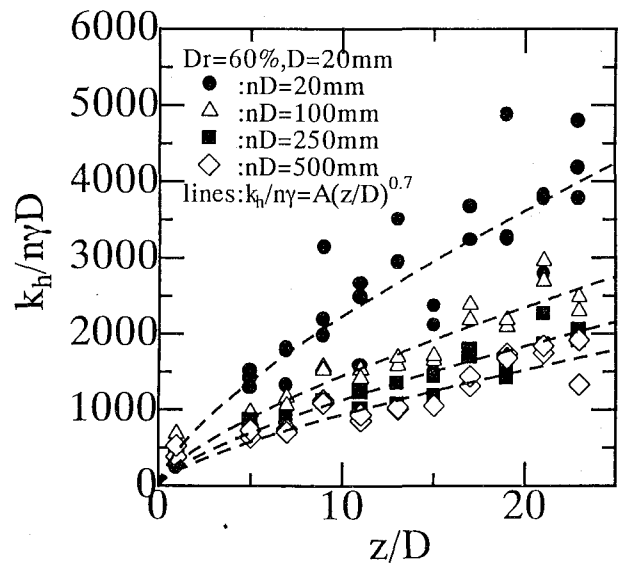
(a)  $Dr=85\%, D=10\text{mm}$



(b)  $Dr=85\%, D=20\text{mm}$



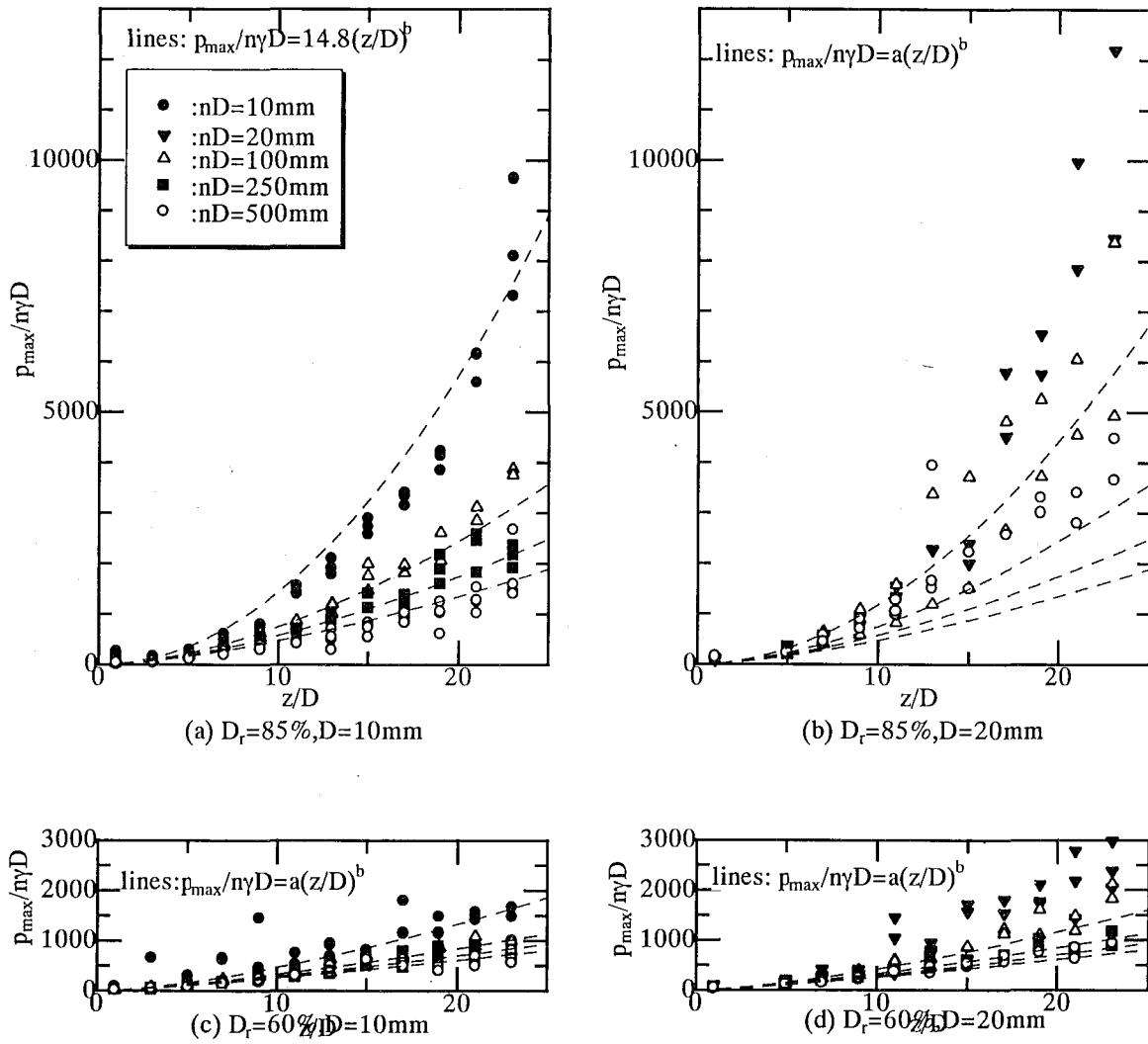
(c)  $Dr=60\%, D=10\text{mm}$



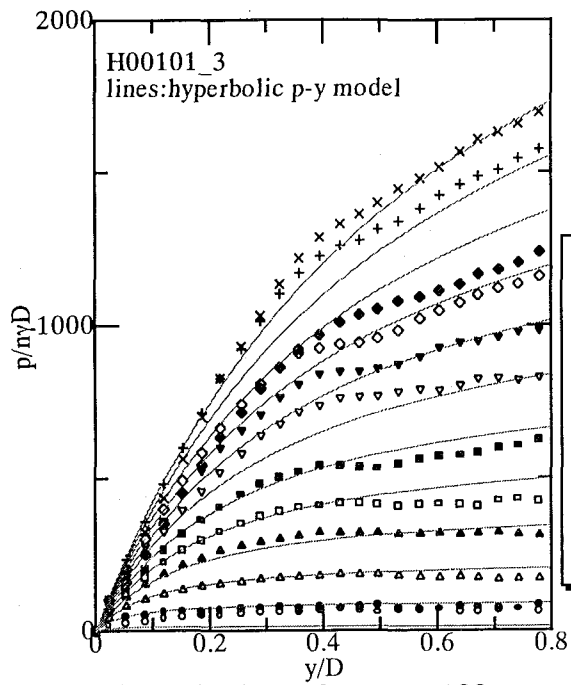
(d)  $Dr=60\%, D=20\text{mm}$

**Fig.4.41** Variation of normalized initial gradient of subgrade reaction  $k_b/n\gamma$  with normalized depth  $z/D$ .

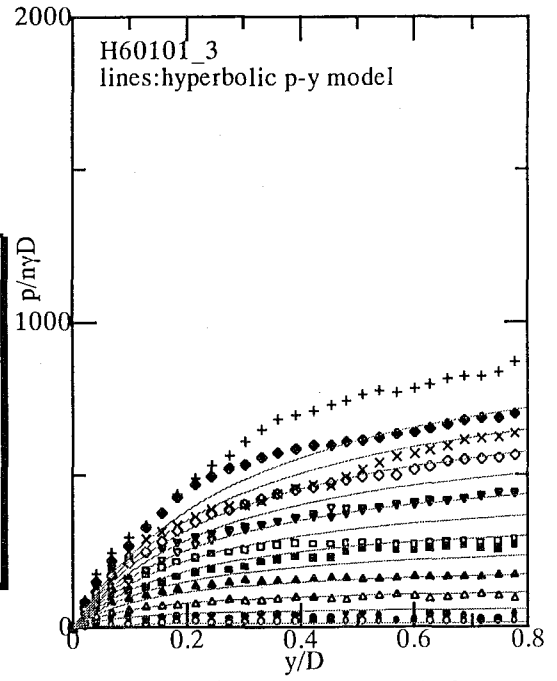




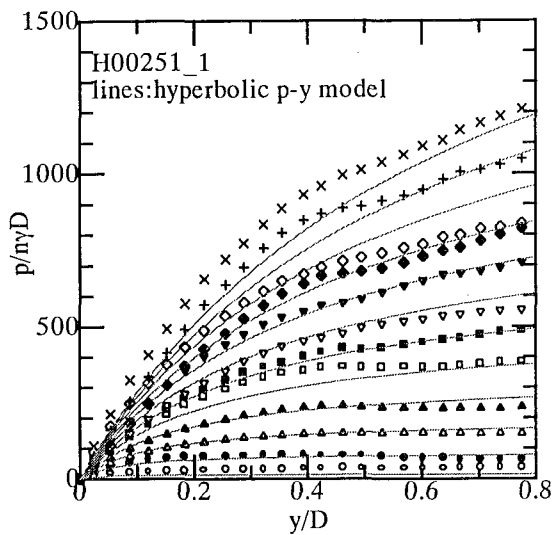
**Fig.4.42** Variation of  $p_{\max}/n\gamma D$  and  $z/D$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ ).



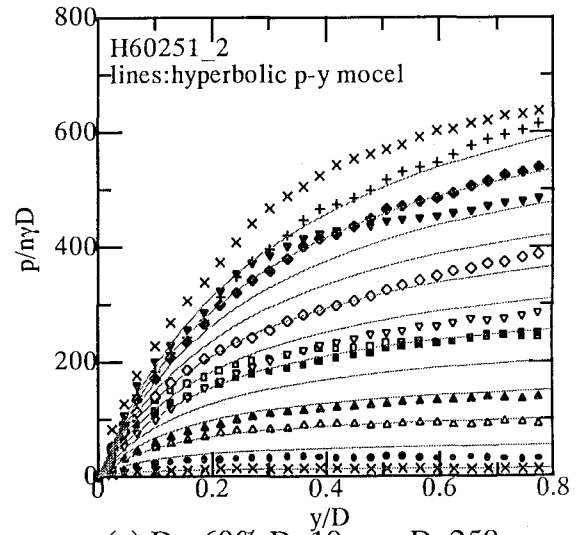
(a)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $nD=100\text{mm}$



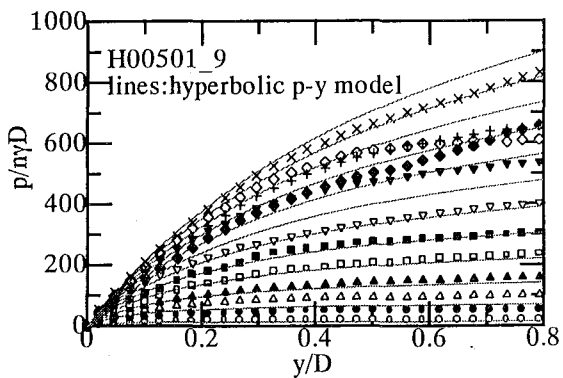
(d)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $nD=100\text{mm}$



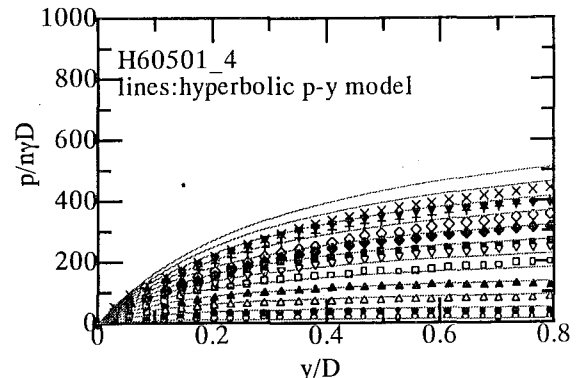
(b)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $nD=250\text{mm}$



(e)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $nD=250\text{mm}$



(c)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $nD=500\text{mm}$



(f)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $nD=500\text{mm}$

**Fig.4.43** Hyperbolic p-y curve and measured p-y curves.

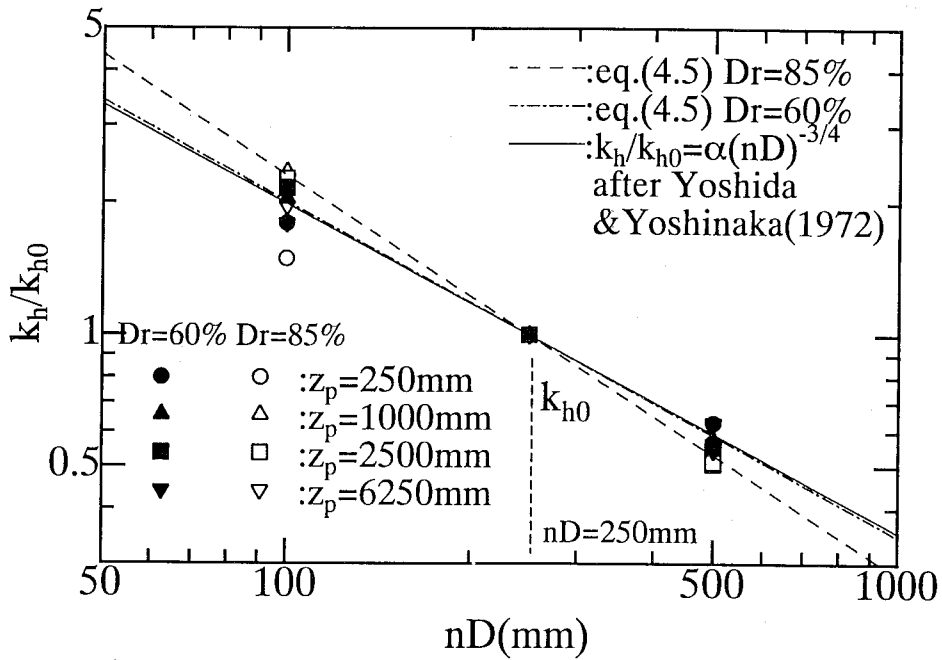


Fig.4.44 Relationships between  $k_h/k_{h0}$  and  $nD$ .

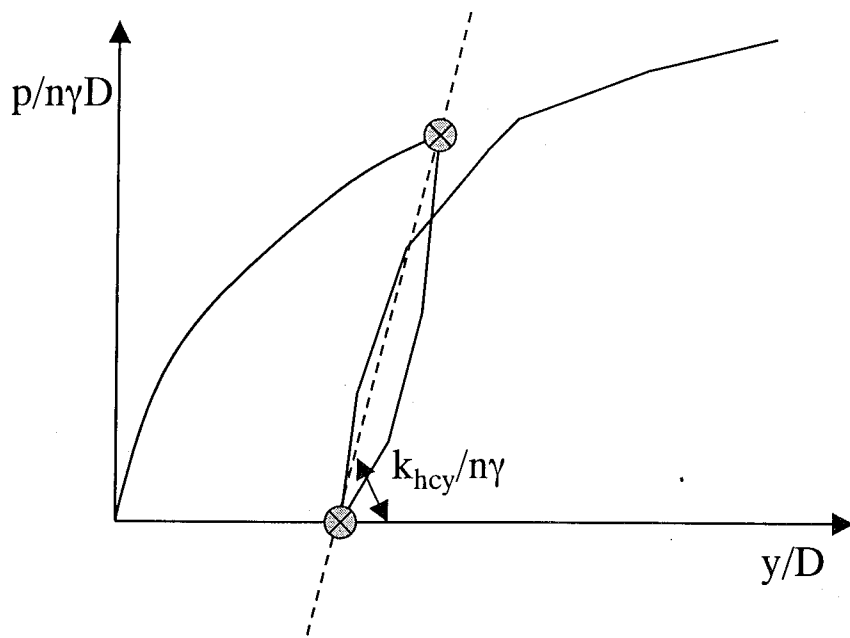
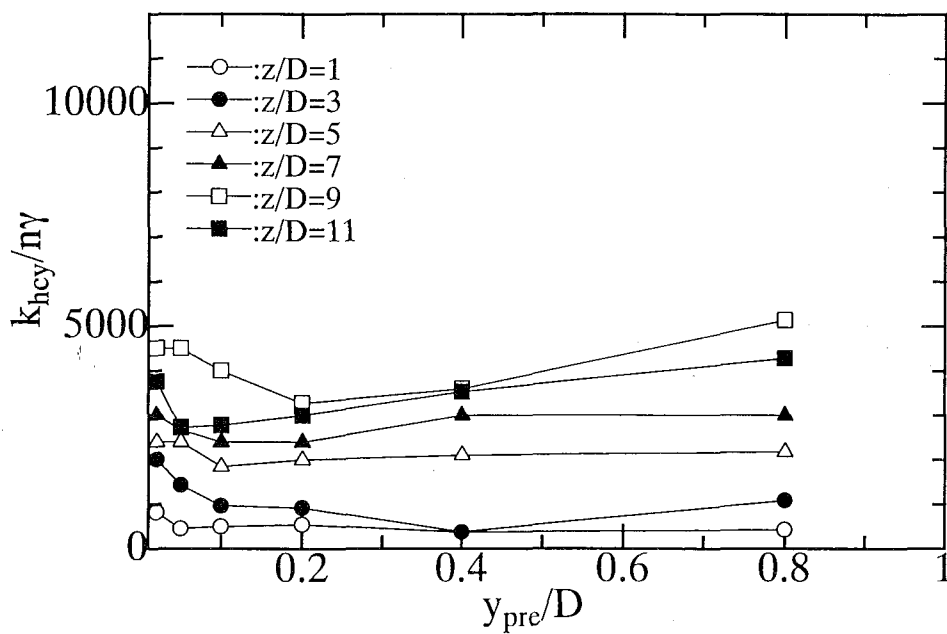
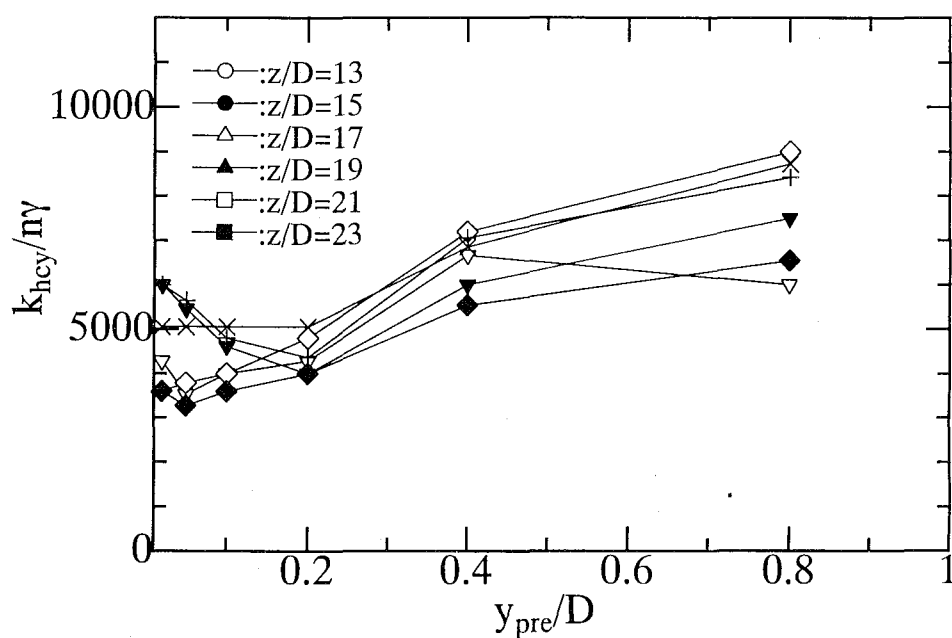


Fig.4.45 Definition of  $k_{hcy}$ .



(a)  $z/D=1 \sim 11$



(b)  $z/D=13 \sim 23$

**Fig.4.46** Relationship between  $k_{hcy}$  and  $y_{pre}/D$ (H85501\_8C).

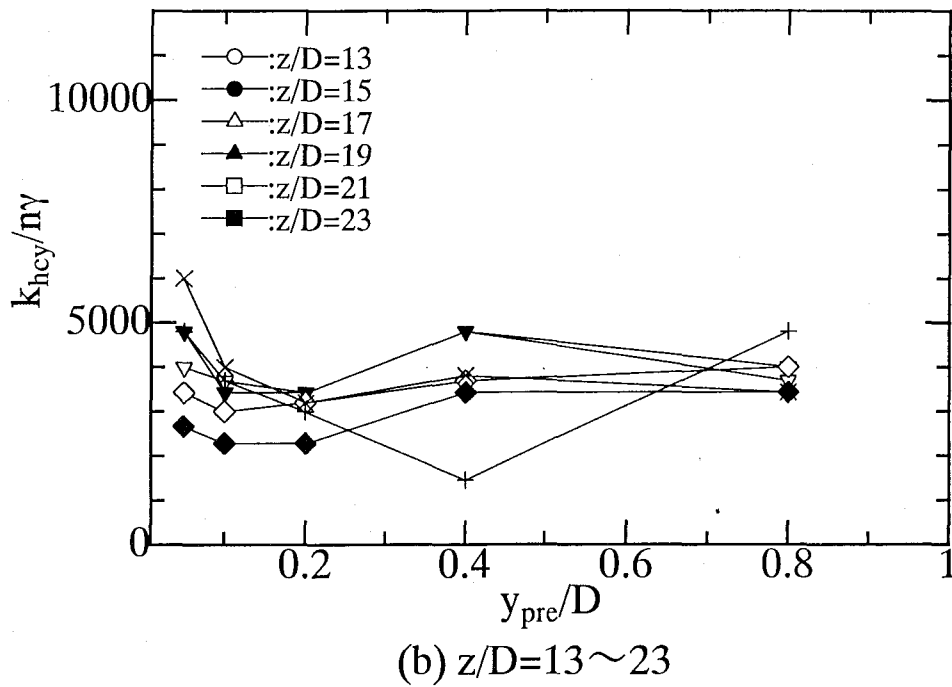
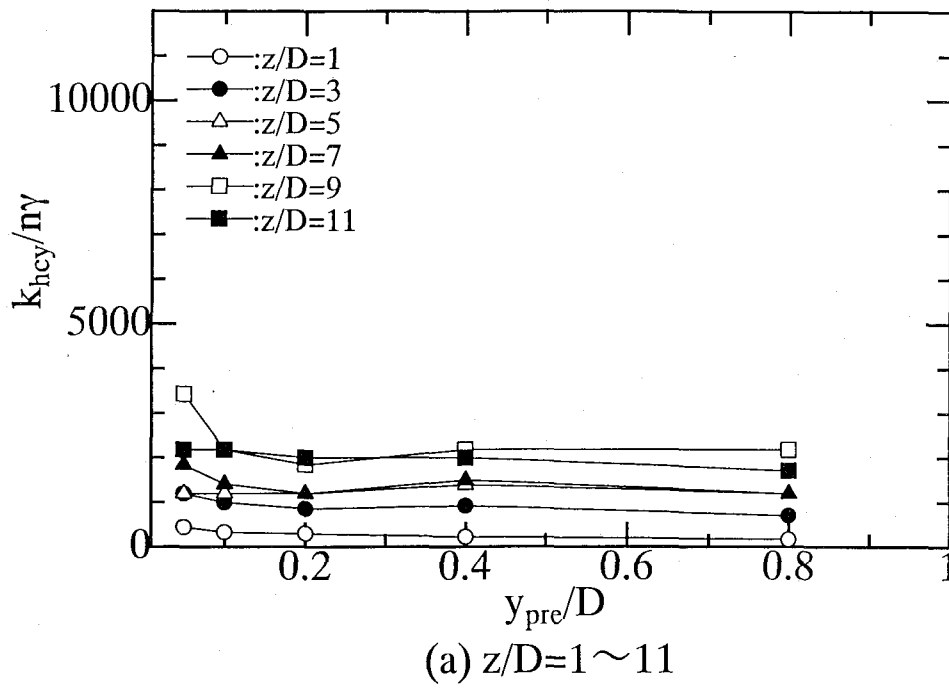
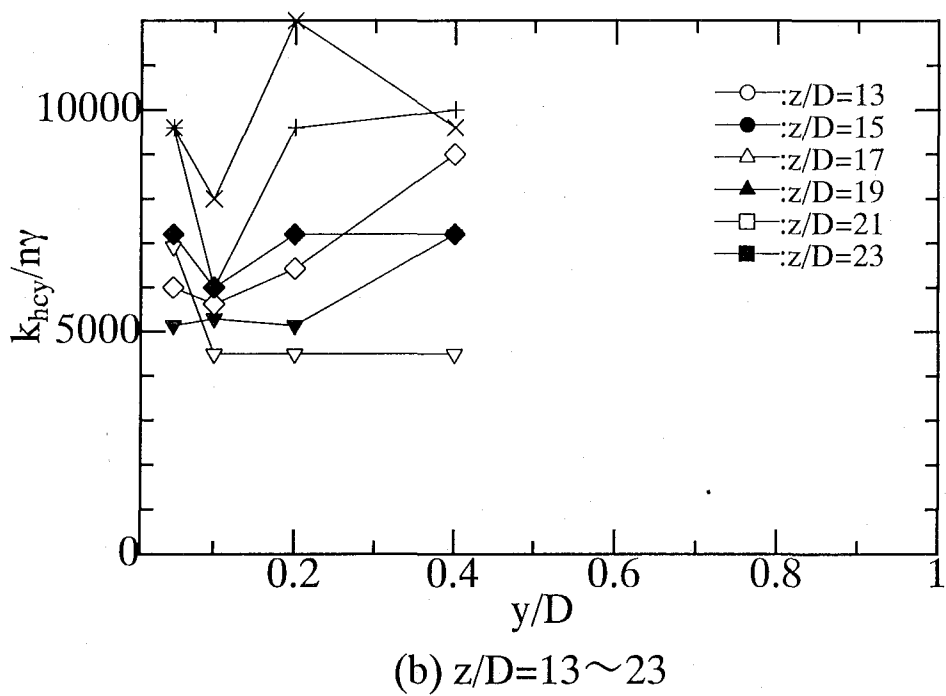
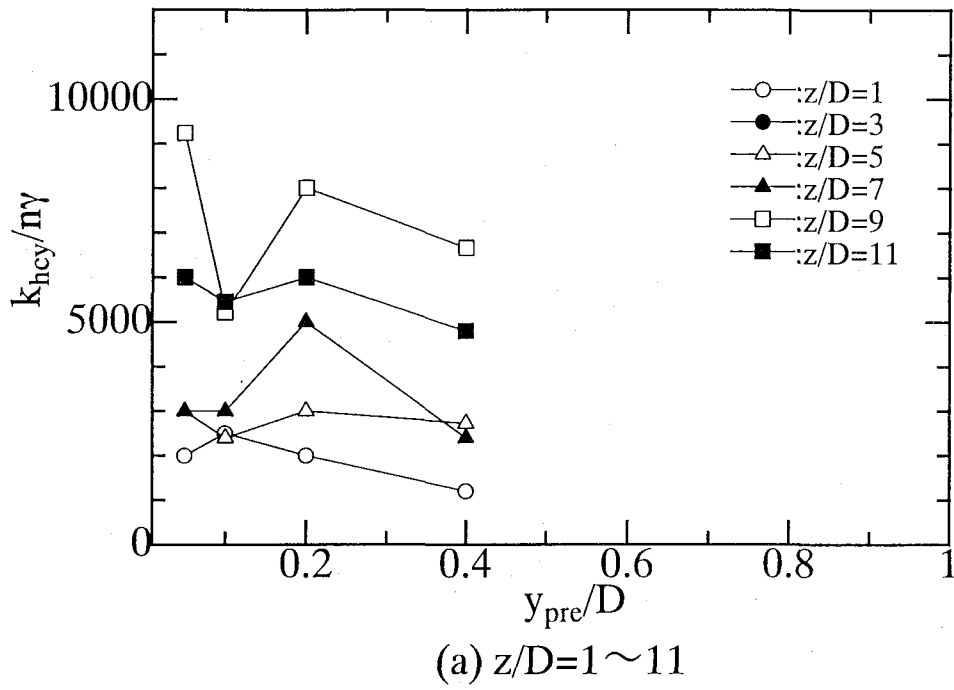


Fig.4.47 Relationship between  $k_{hcy}$  and  $y_{pre}/D$ (H60501\_3C).



**Fig.4.48** Relationship between  $k_{hi}$  and  $y_{pre}/D$ (H60252\_3C).

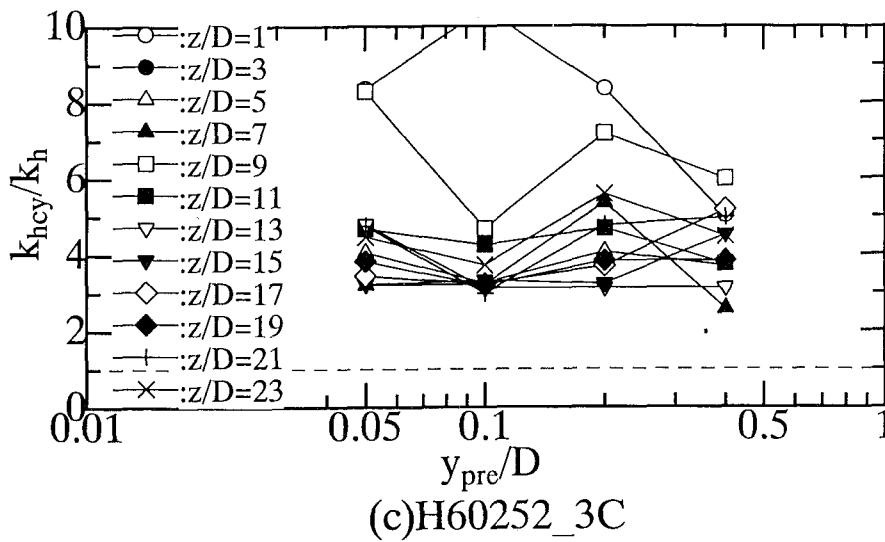
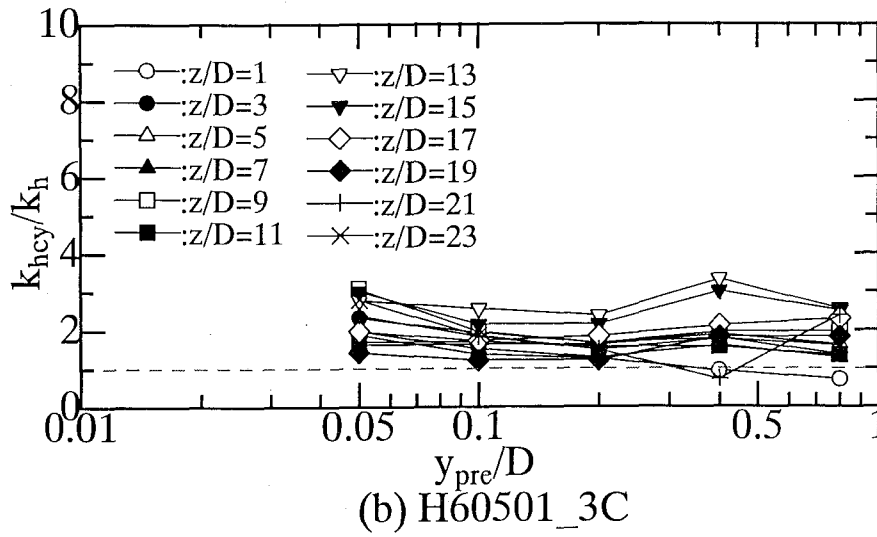
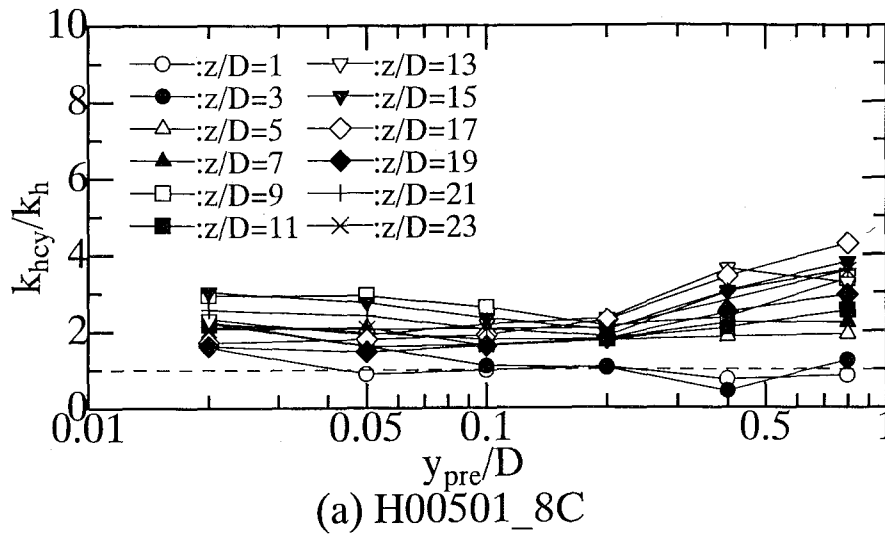
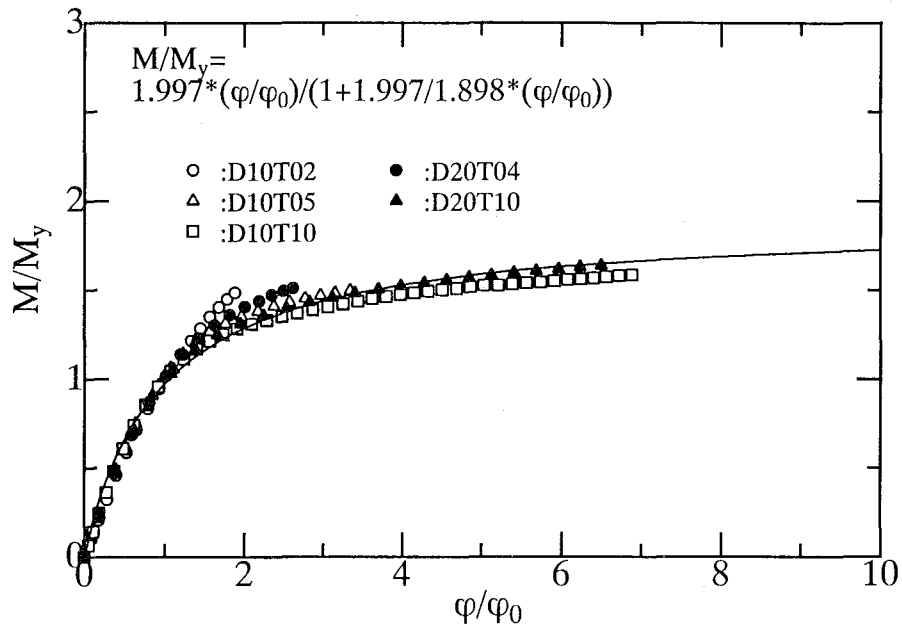
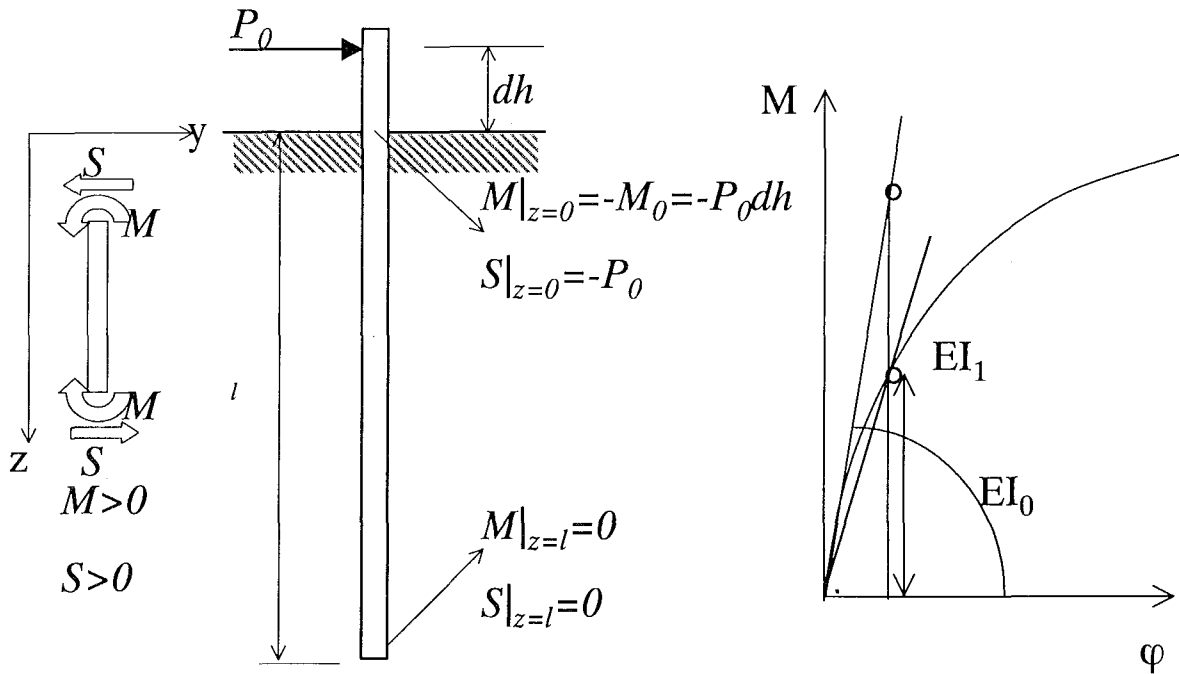


Fig.4.49 Relationship between  $k_{hcy}/k_{hi}$  and  $y_{pre}/D$ .



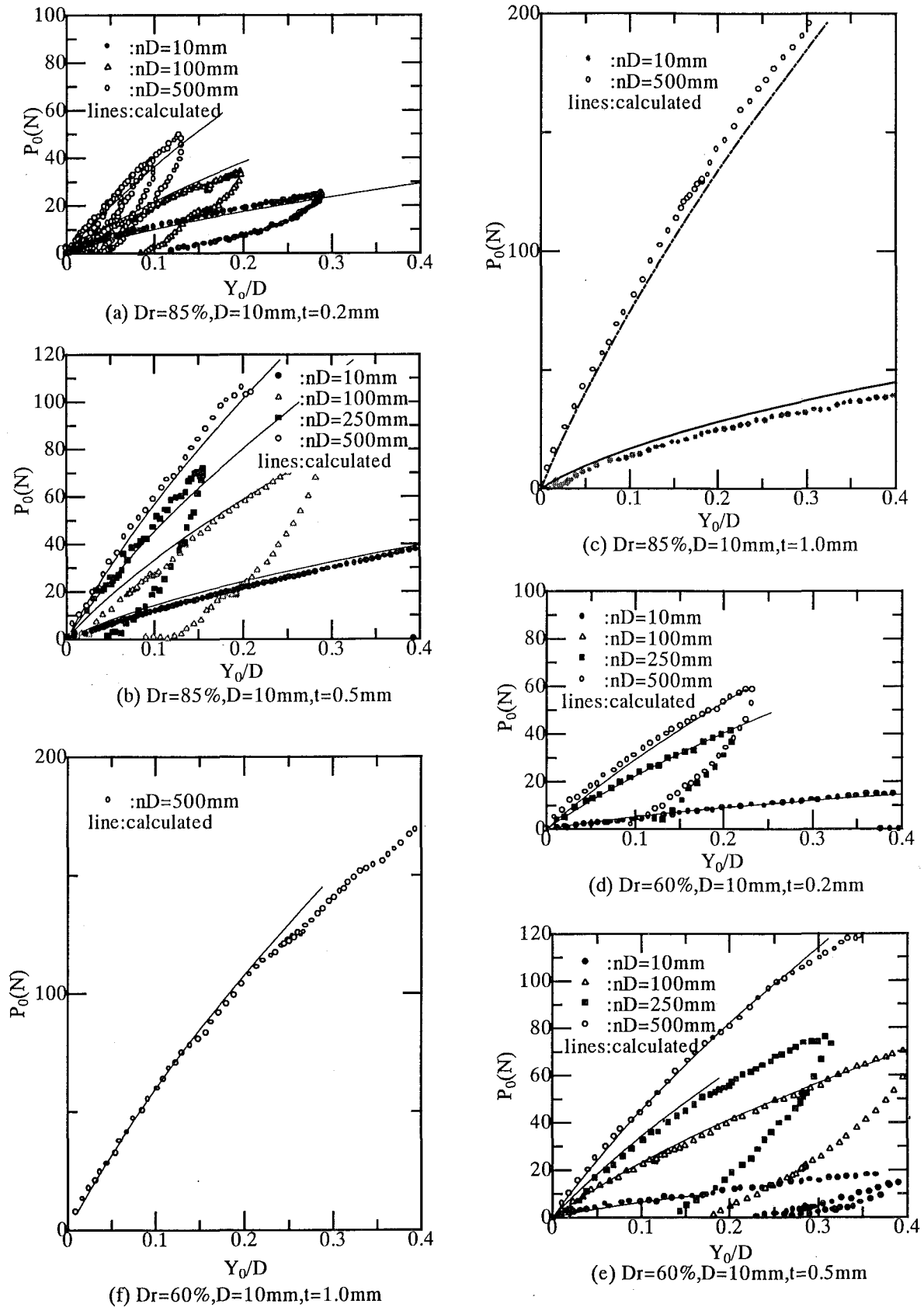
**Fig.2.34** Relationships between  $M/M_y$  and  $\varphi/\varphi_0$ .



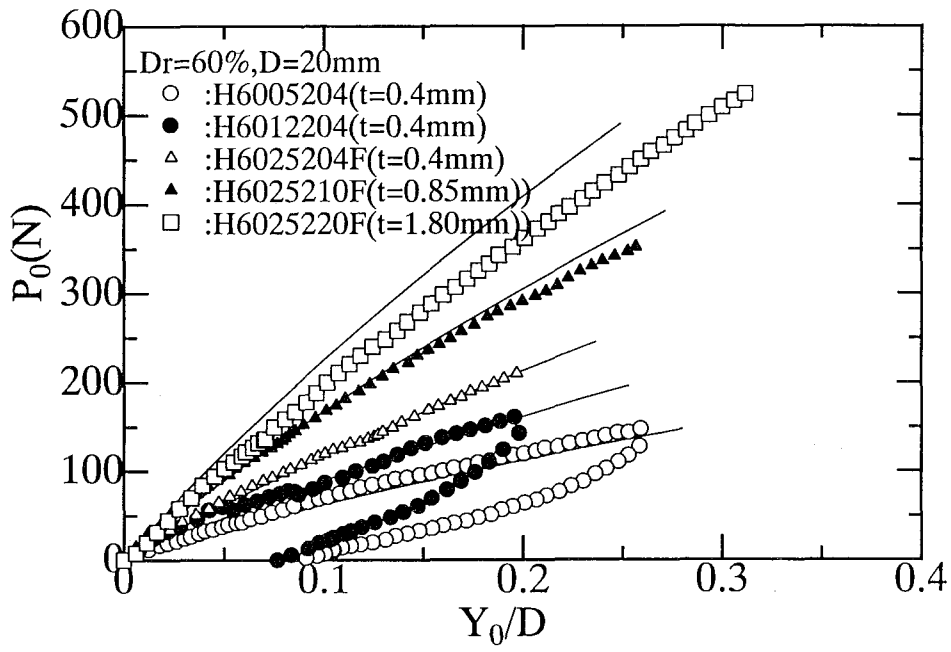
**Fig.4.50** Boundary condition in the simulation of single pile loading.

**Fig.4.51** Decrease in rigidity  $EI$  of pile.

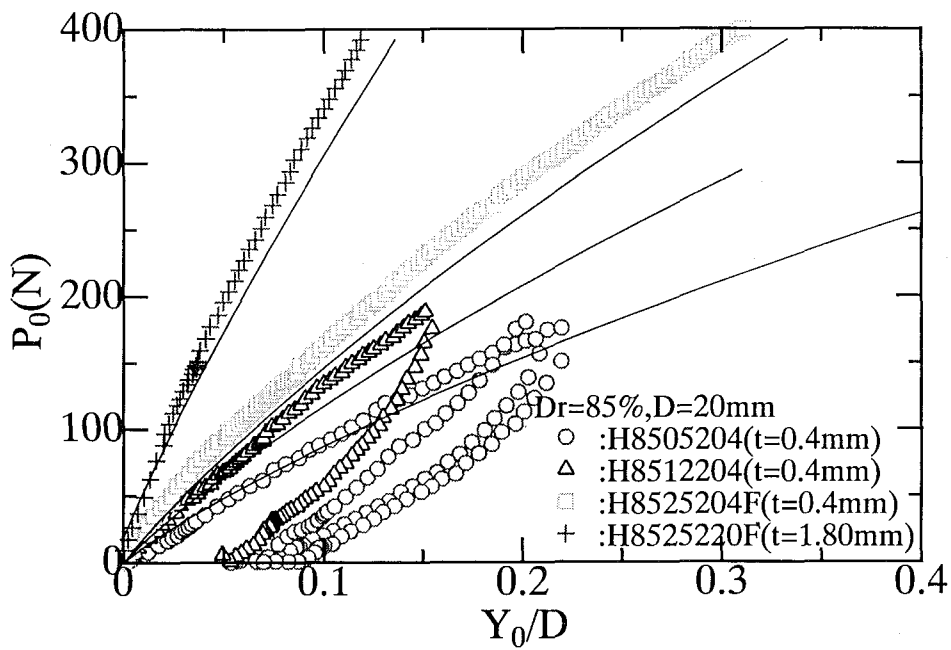




**Fig.4.52**  $P_0$ - $Y_0$  relationships( $D=10mm$ ,calculations versus test results).



(a)  $D_r=60\%$ ,  $D=20\text{mm}$



(b)  $D_r=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$

**Fig.4.53**  $P_0$ - $Y_0$  relationships  
( $D=20\text{mm}$ , calculations versus test results).

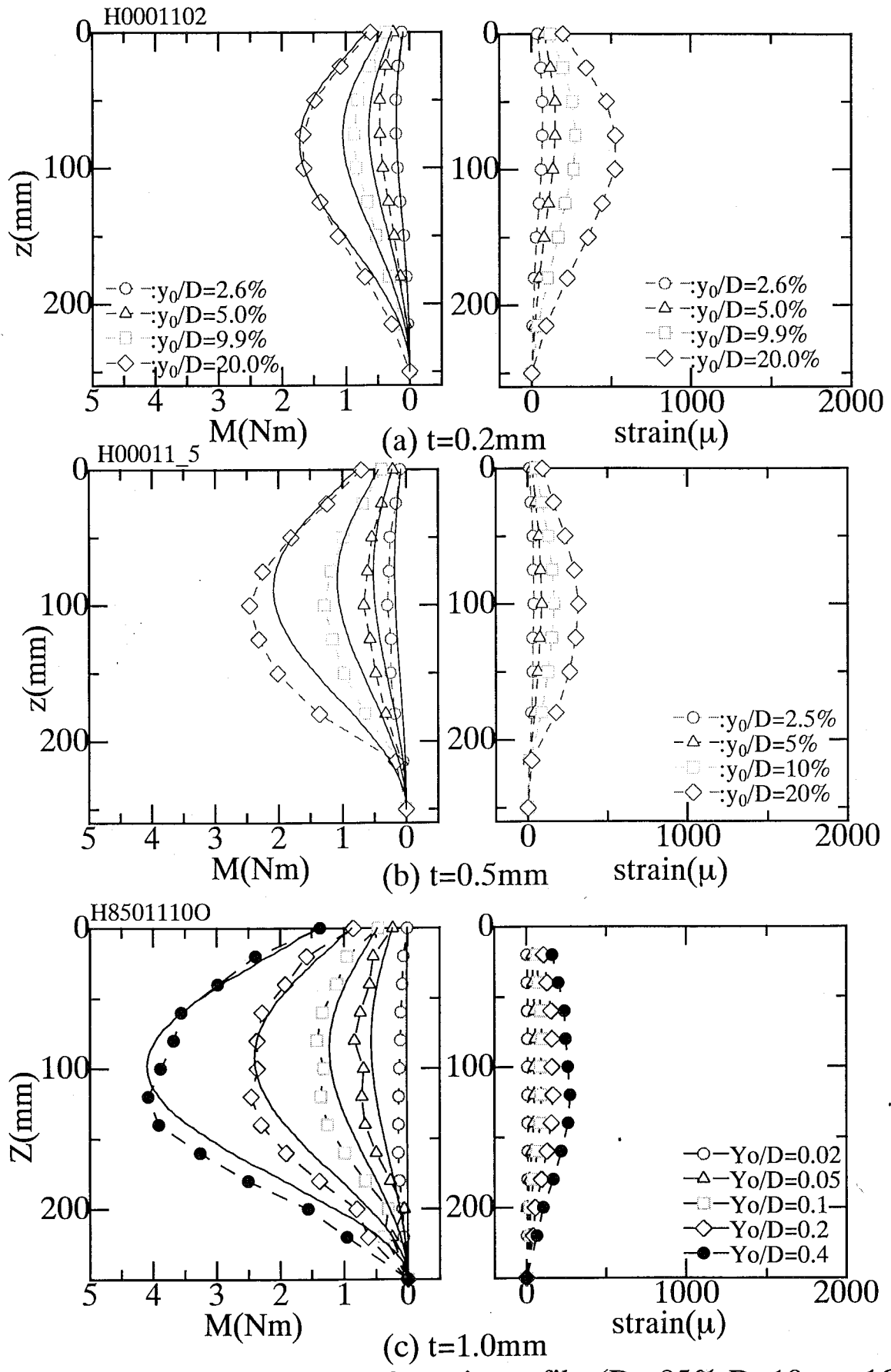
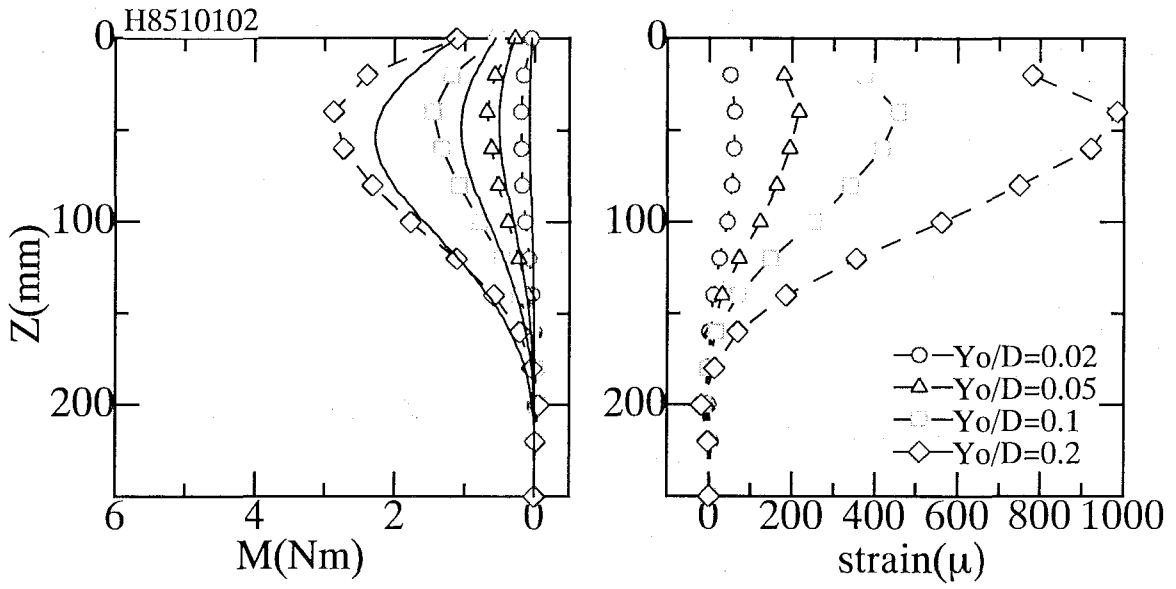
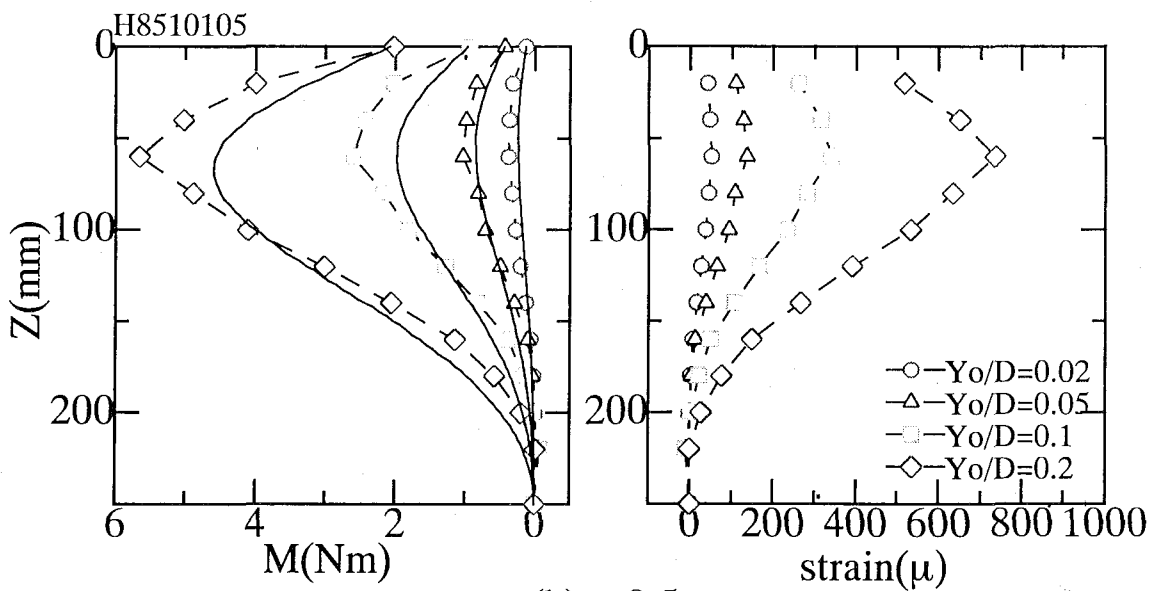


Fig.4.54 Bending moment & strain profiles( $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $1G$ ).

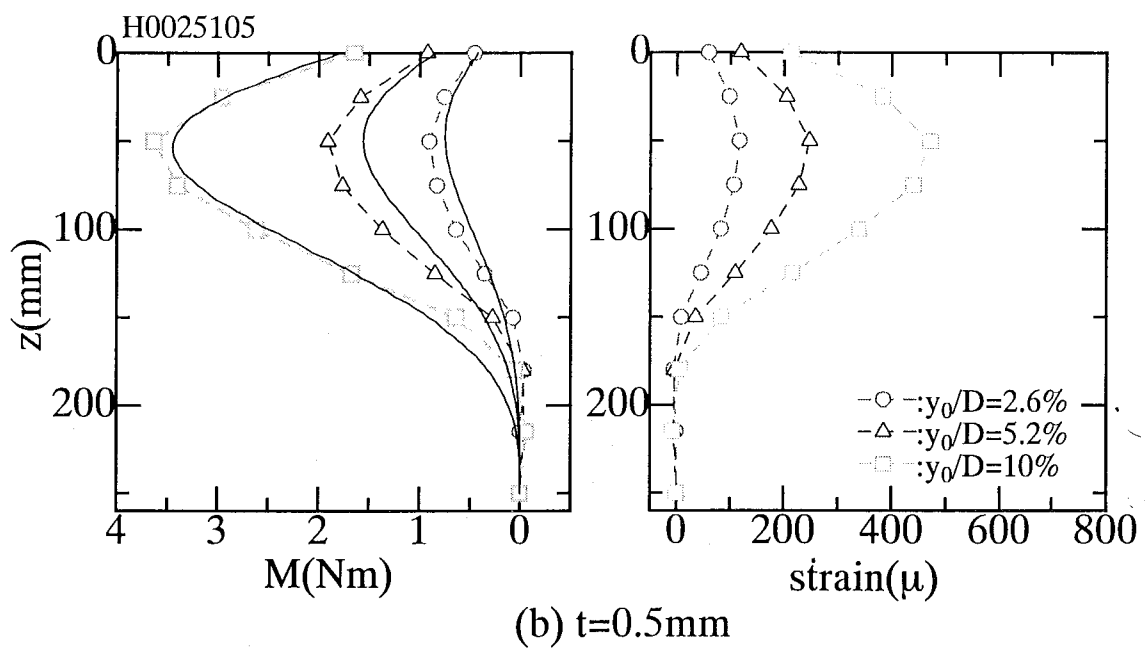
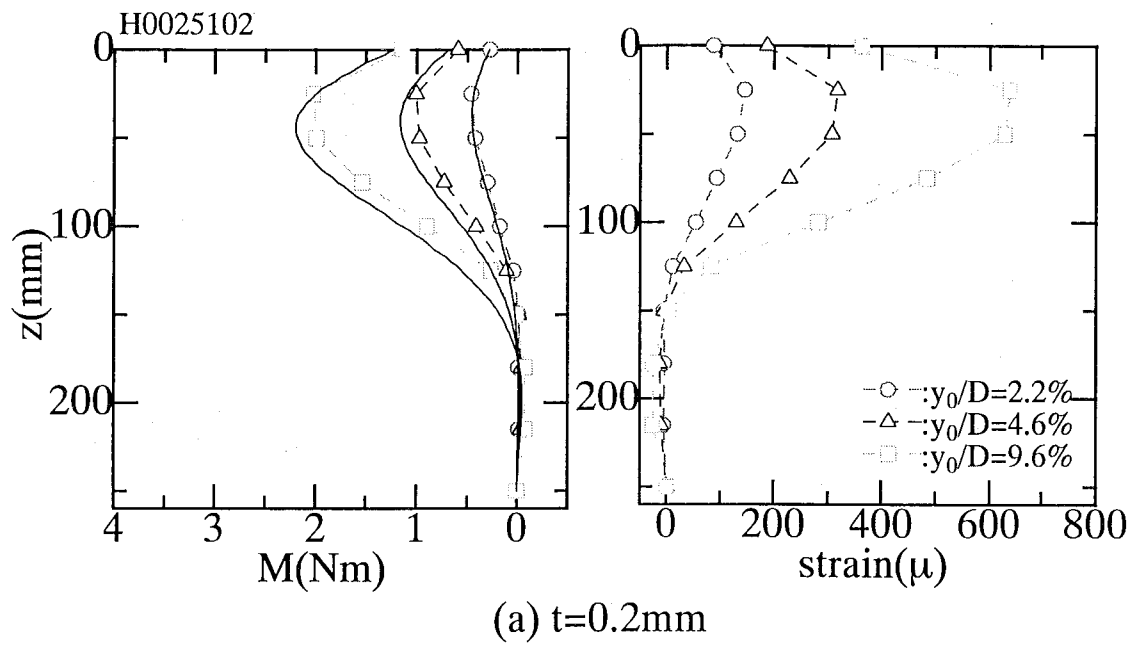


(a)  $t=0.2\text{mm}$



(b)  $t=0.5\text{mm}$

**Fig.4.55** Bending moment & strain profiles( $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $10\text{G}$ ).



**Fig.4.56** Bending moment & strain profiles( $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $25\text{G}$ ).

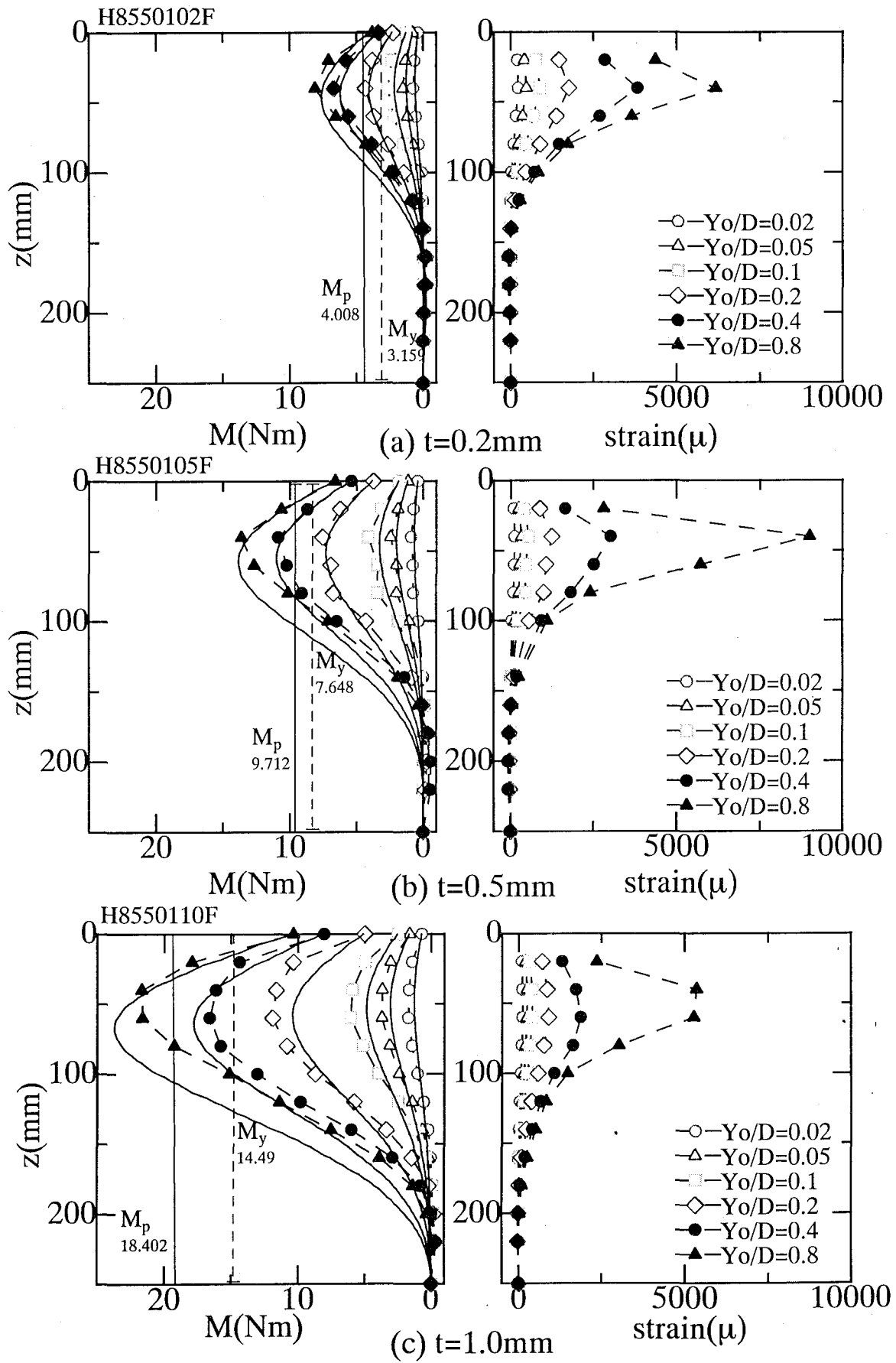
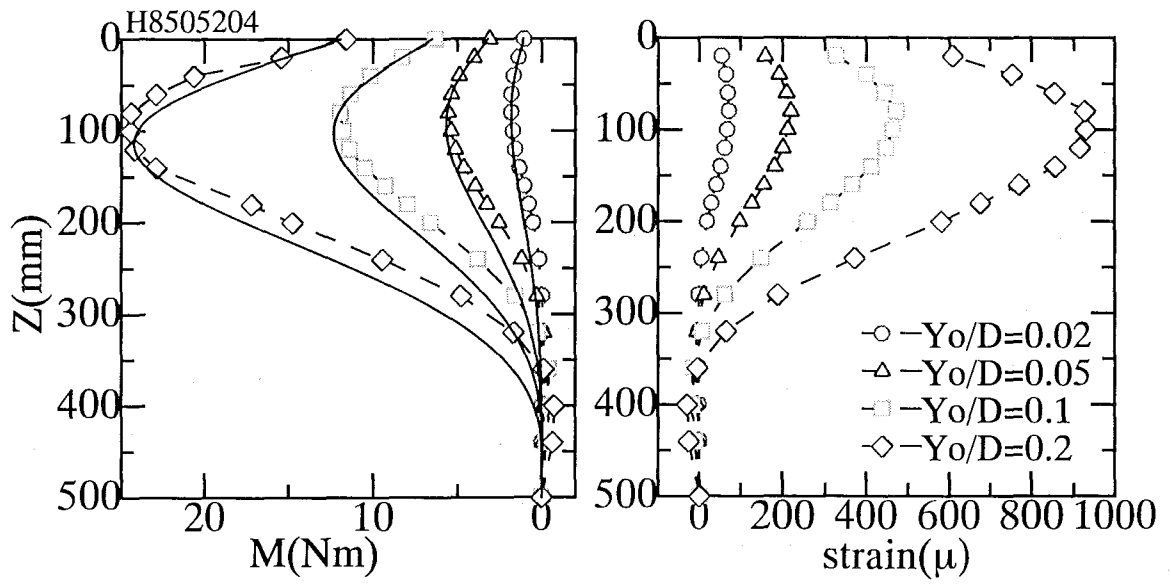
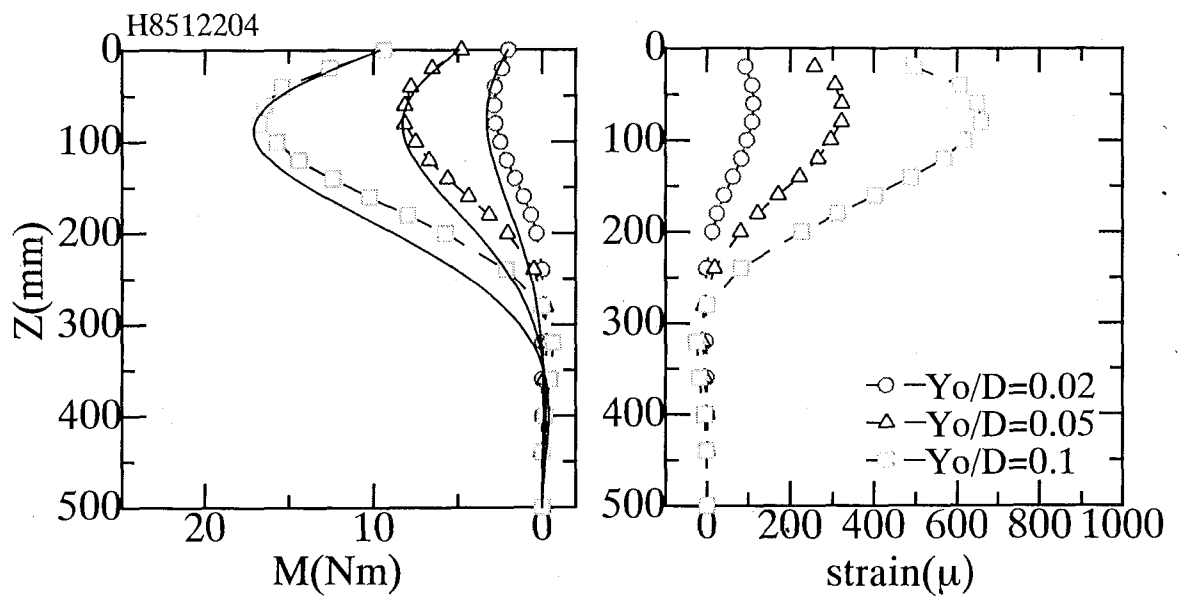


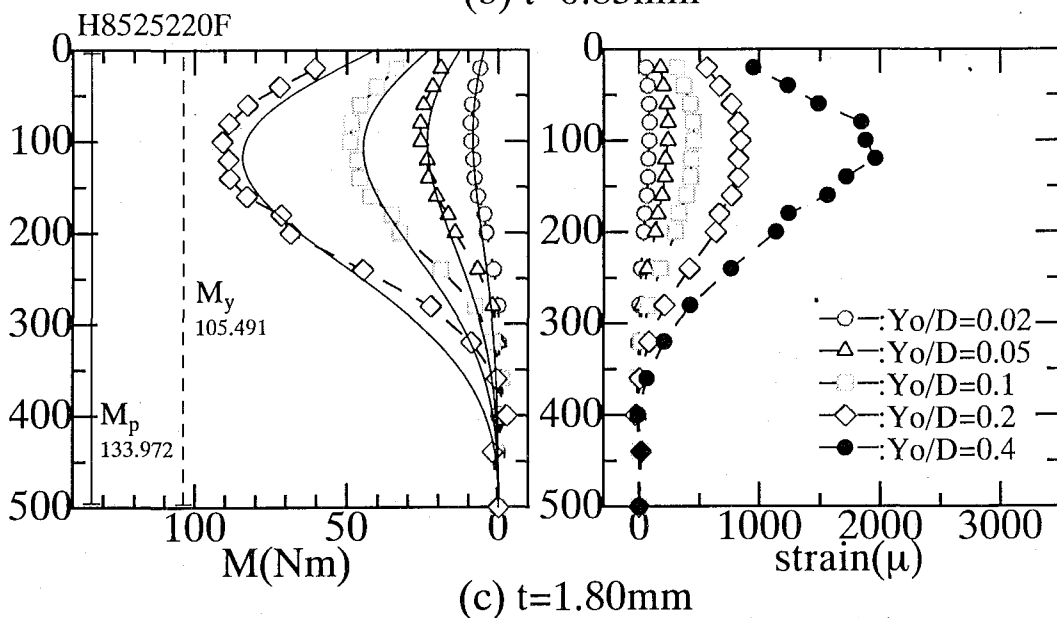
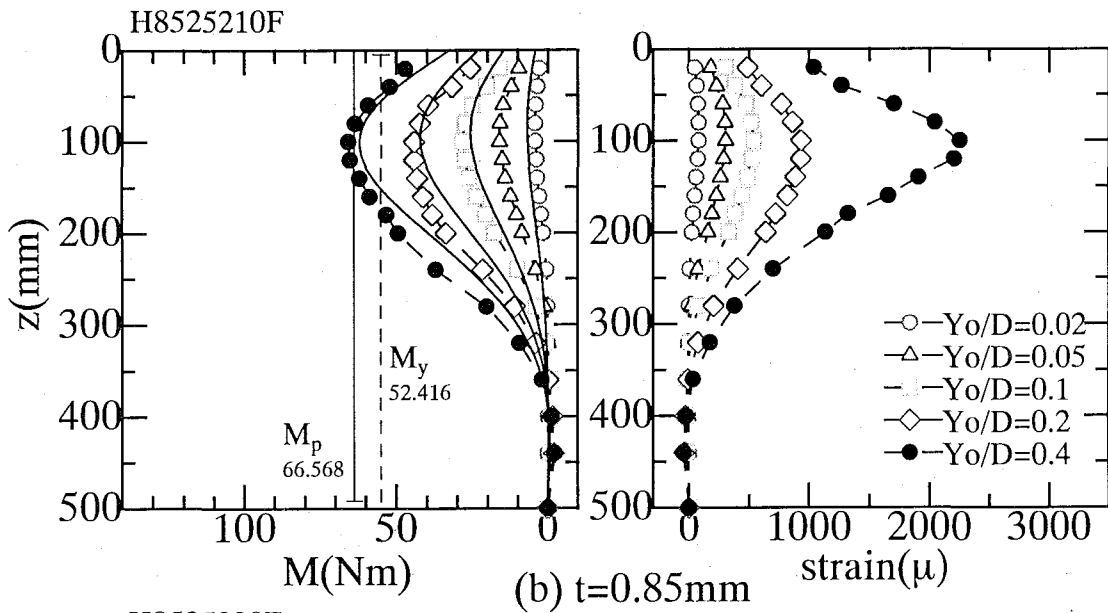
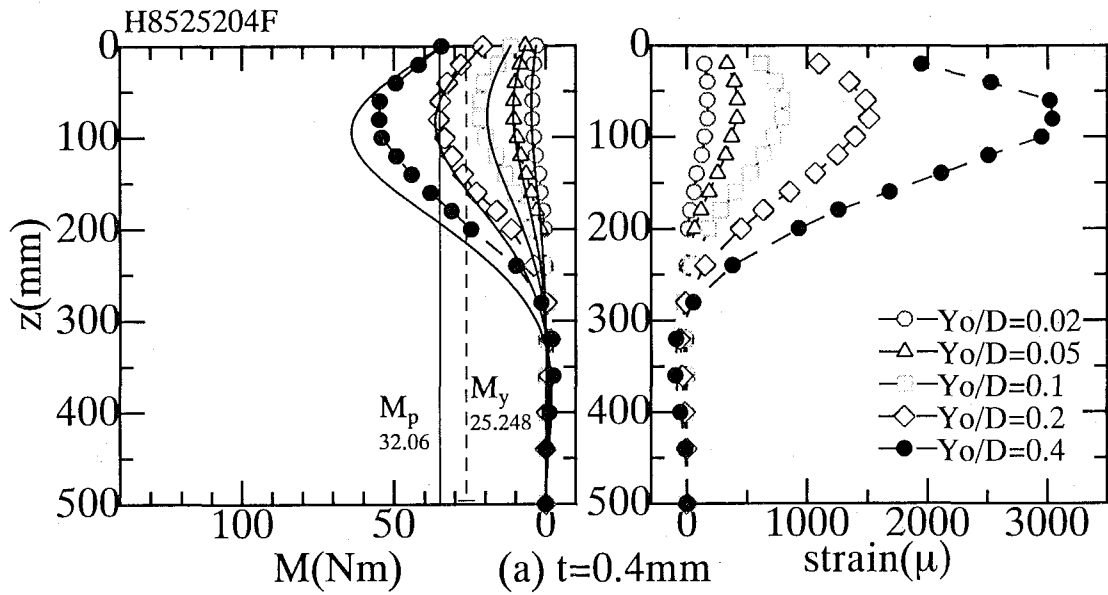
Fig.4.57 Bending moment & strain profiles ( $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $50\text{G}$ ).



**Fig.4.58** Bending moment & strain profiles.  
 ( $D_r=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $5G$ ,  $t=0.4\text{mm}$ )

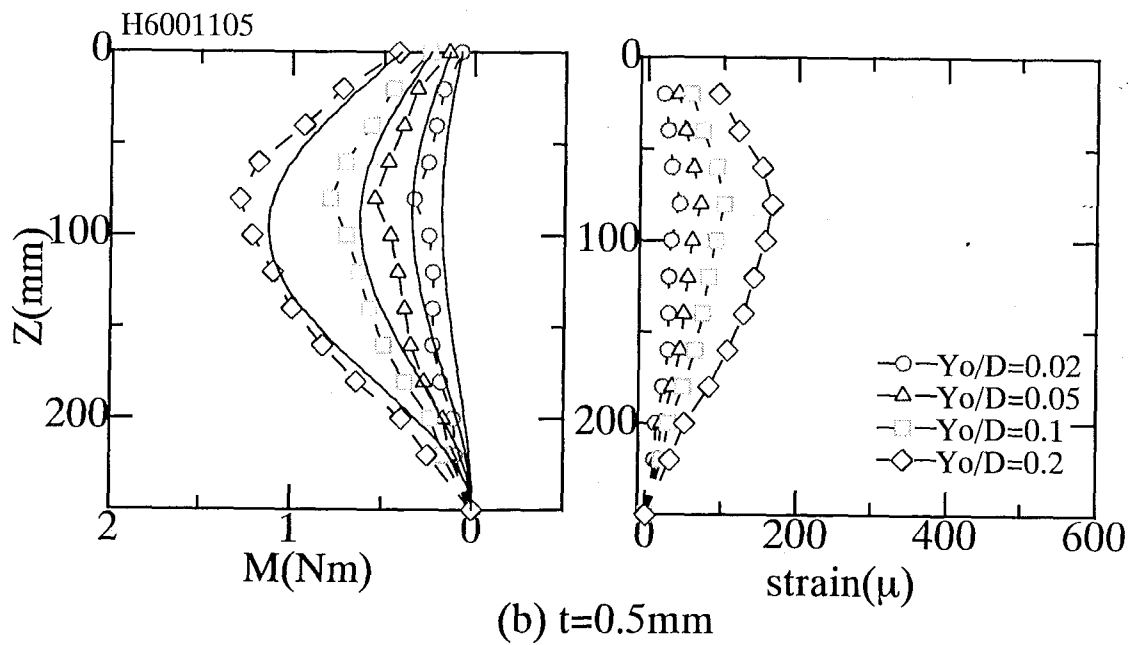
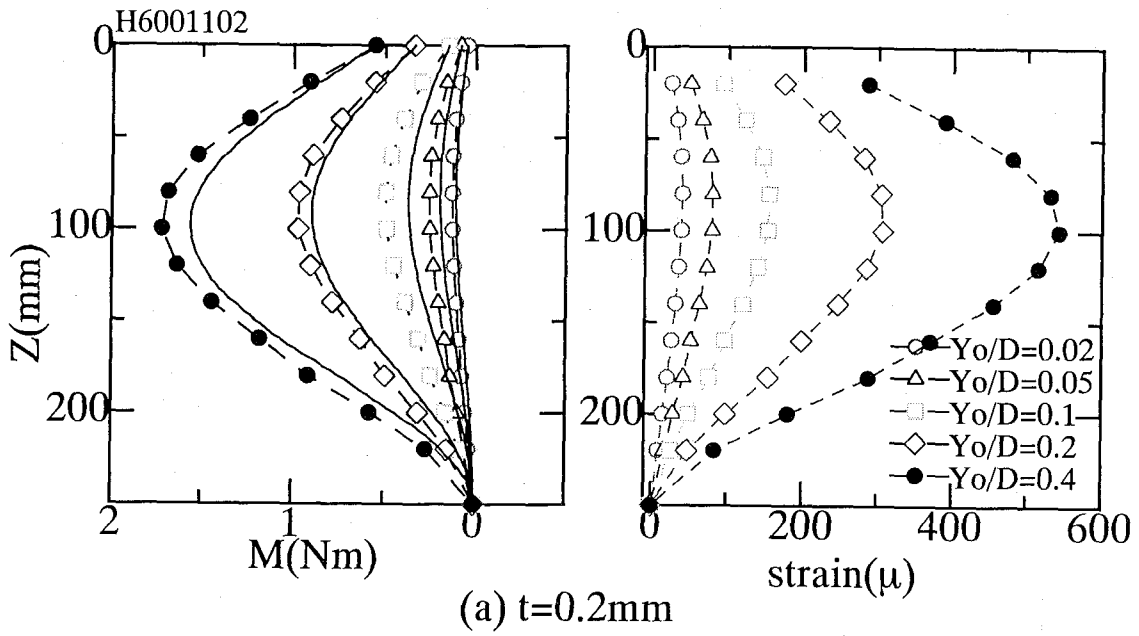


**Fig.4.59** Bending moment & strain profiles.  
 ( $D_r=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $12G$ ,  $t=0.4\text{mm}$ )

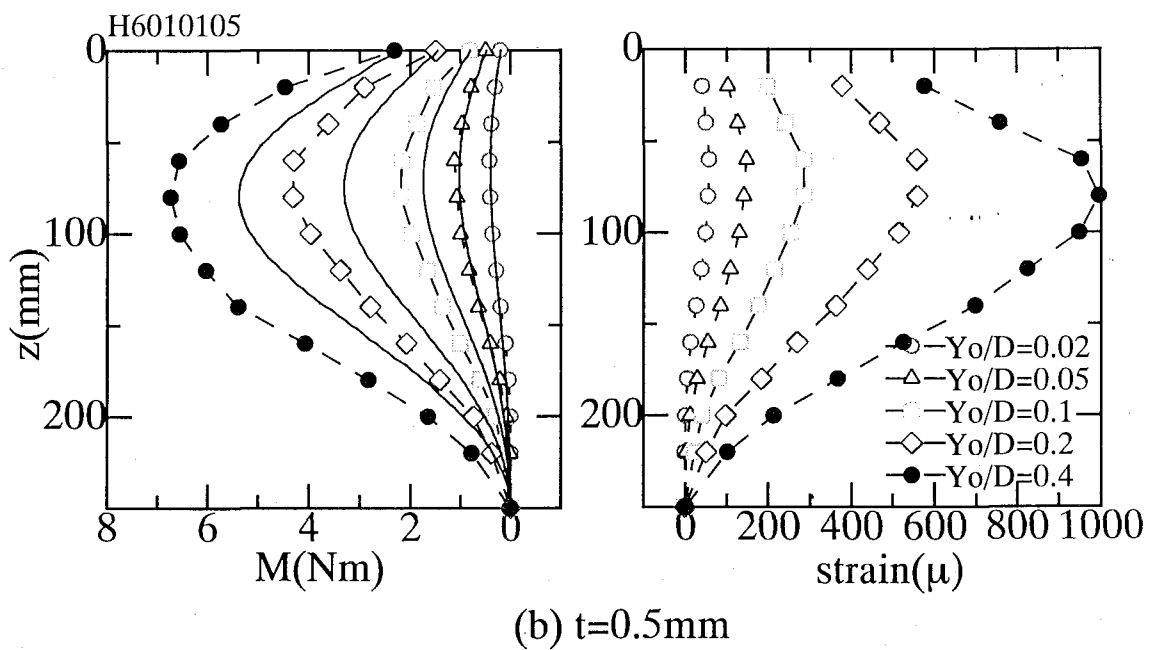
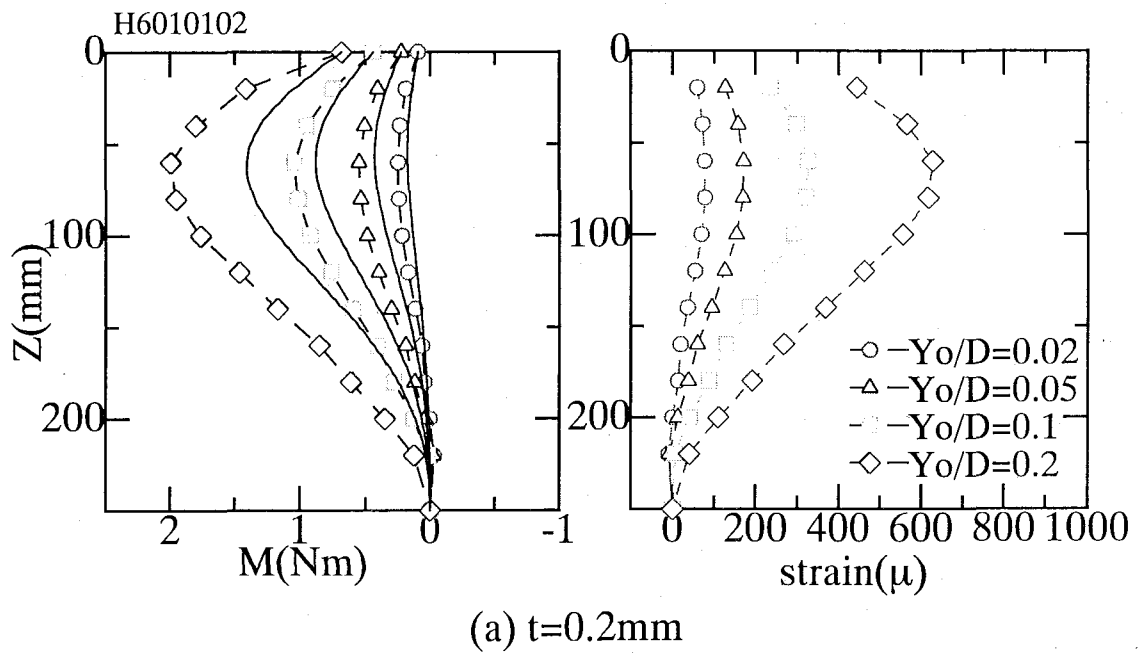


**Fig.4.60** Bending moment & strain profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $25\text{G}$ )

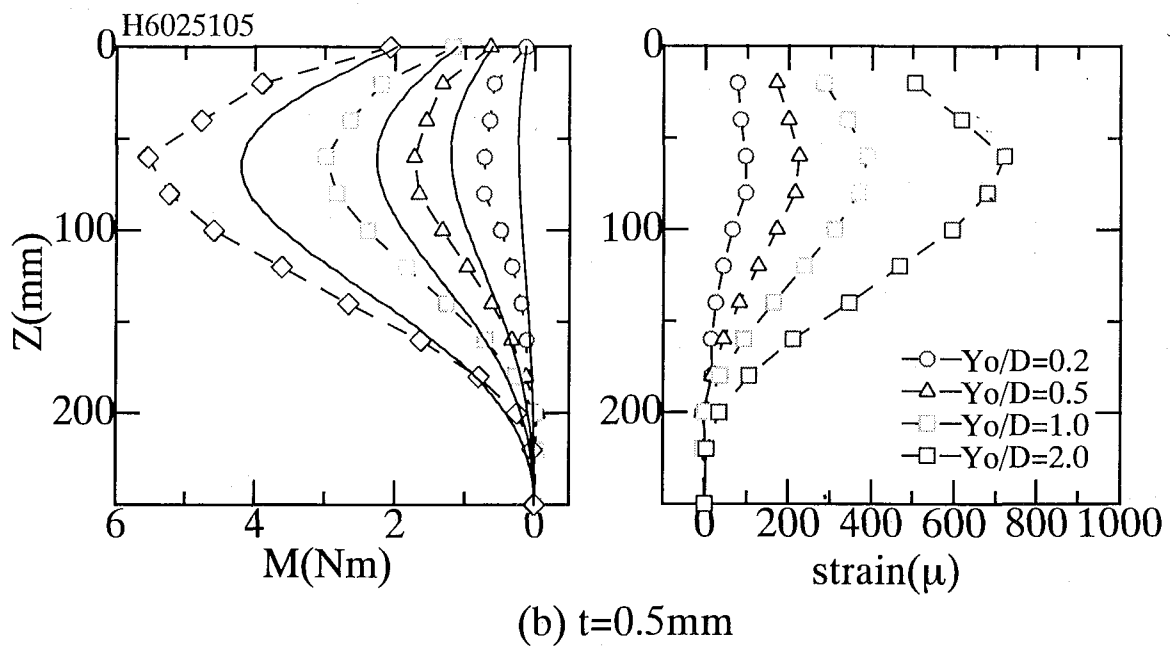
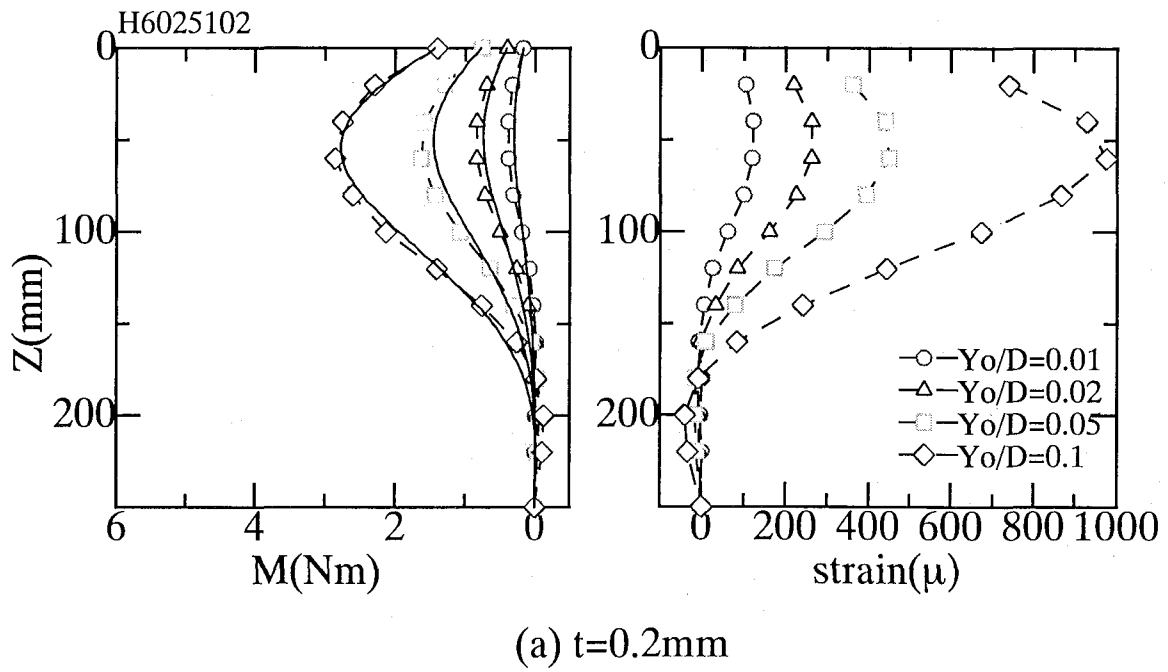




**Fig.4.61** Bending moment & strain profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $1G$ )



**Fig.4.62** Bending moment & strain profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $10G$ )



**Fig.4.63** Bending moment & strain profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $25\text{G}$ )

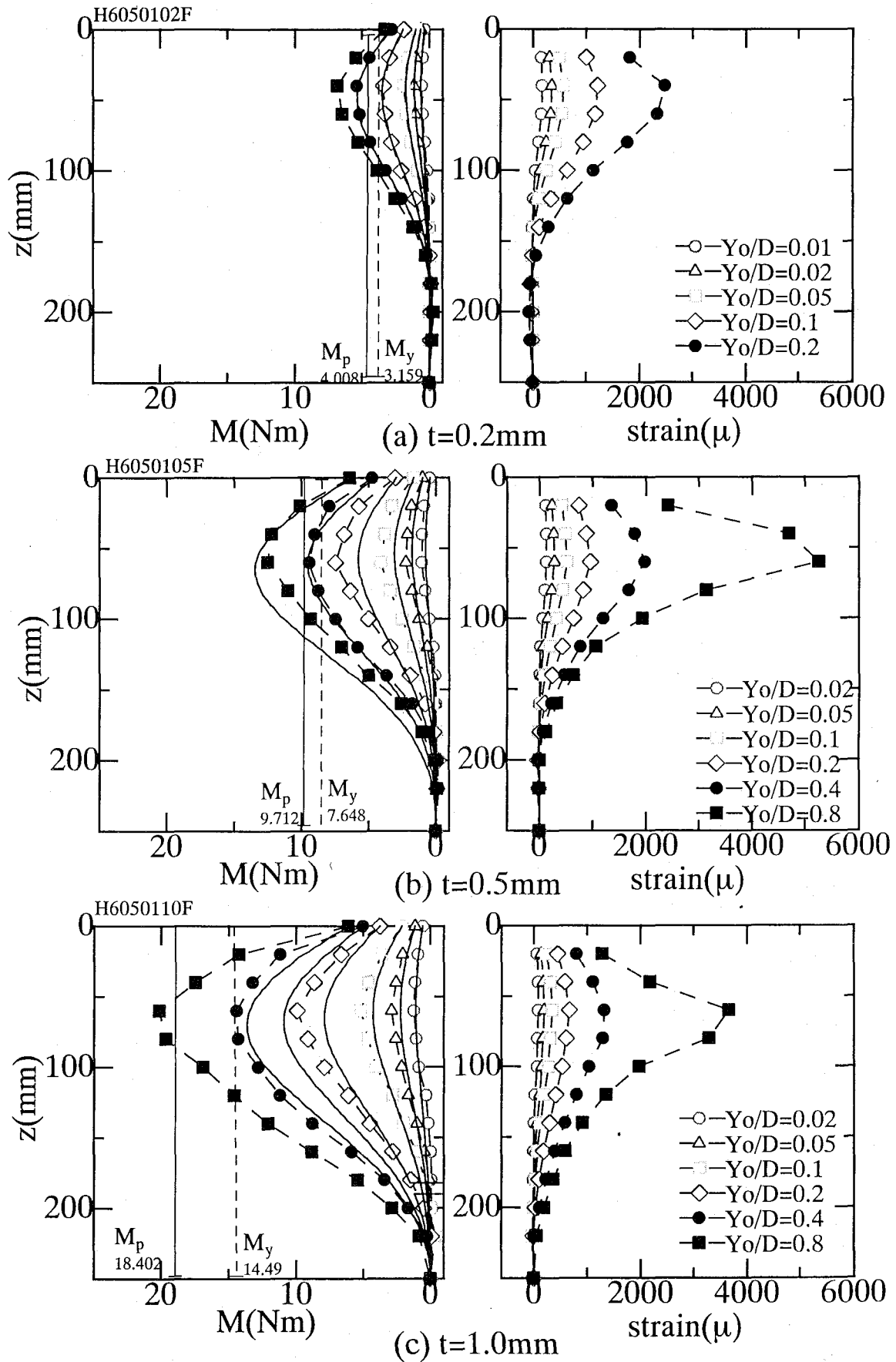
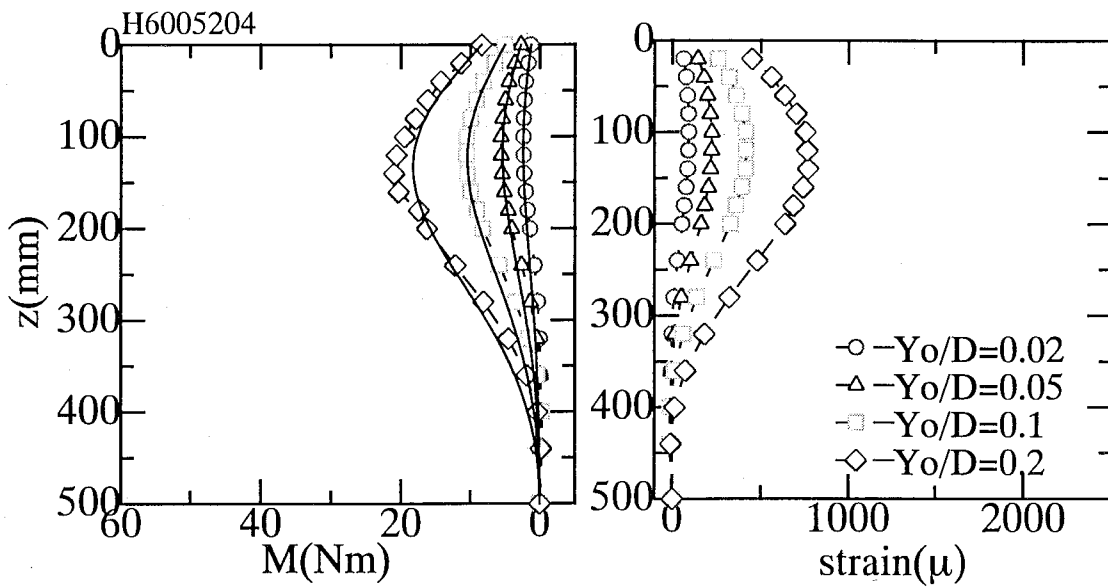
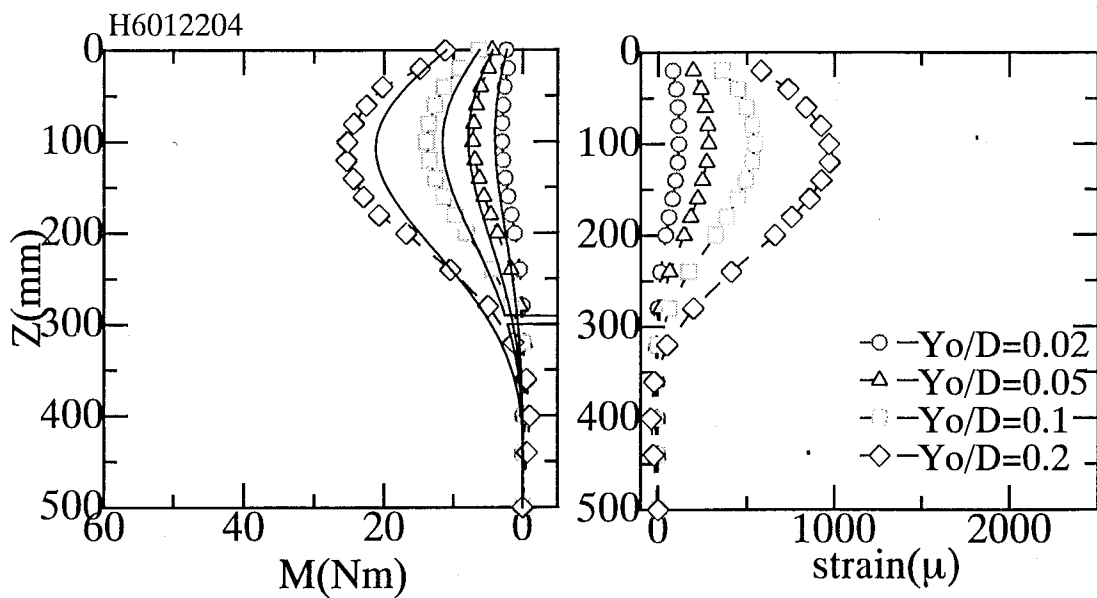


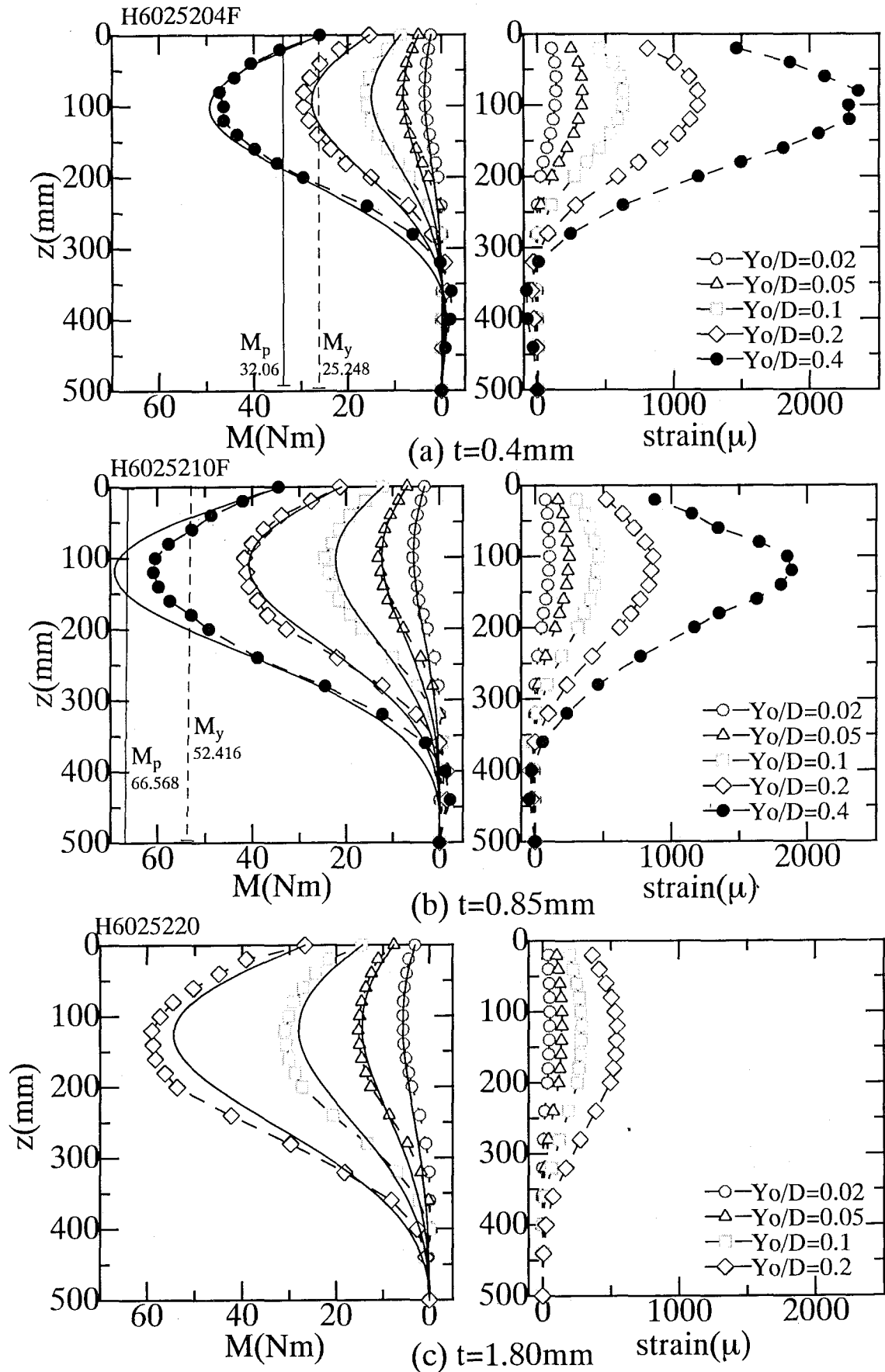
Fig.4.64 Bending moment & strain profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $50\text{G}$ )



**Fig.4.65** Bending moment & strain profiles.  
 ( $D_r=60\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $5G$ ,  $t=0.4\text{mm}$ )



**Fig.4.66** Bending moment & strain profiles.  
 ( $D_r=60\%$ ,  $D=20\text{mm}$ ,  $12.5G$ ,  $t=0.4\text{mm}$ )



**Fig.4.67** Bending moment & strain profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $D=20$ mm, 25G)

# 第5章 双曲線型 p-y 関係と現行 p-y 関係の比較 およびパラメータの設定方法

## 5.1 はじめに

「第1章 序論」で述べたように杭の設計では神戸地震以来バイリニア型 p-y 関係が用いられるようになった。それ以前は杭基礎の p-y 関係に水平変位の増加に対して地盤反力が線形的に増加するモデルが用いられたが、神戸地震クラスの大地震時には杭の p-y 関係に線形関係を越える応答を許容し、最も単純な p-y 関係としてバイリニア型 p-y 関係が採用されている。このような設計法では変形の照査が杭基礎の設計の重要な位置を占め、杭の p-y 関係の信頼性が杭基礎の設計を左右することとなる。しかしながら、バイリニア型 p-y 関係の検証についての事例はほとんどないのが実状である。また、最近現場での大変位域に至る杭頭水平載荷実験も増加してきたが、未だに杭の p-y 関係の信頼性向上に関する問題の解決には至っていない。

そこで本章では、遠心力場で実施した砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験を現行設計法に定められたバイリニア型 p-y 関係(日本道路協会,1997; 鉄道総合技術研究所,1997)でシミュレートし、実験結果と比較し現行設計法の問題点を指摘することとした。また双曲線型 p-y 関係を基に、バイリニア型 p-y 関係の初期の直線部の傾き  $k_{hb}$ 、極限地盤反力  $p_{maxb}$  の設定について検討を行った。最後に双曲線型 p-y 関係のパラメータとして初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  の評価を行った。

## 5.2 バイリニア型 p-y 関係

### 5.2.1 現行設計法の p-y 関係

前章において分割杭から得られた p-y 関係を用いて、式(4.2)(4.6)(4.7)および Fig.4.34(b), Fig.4.39 により双曲線型 p-y 関係によるモデル化を行った。

$$k_{hi}(z)/n\gamma = A(z/D)^B \quad (\text{再掲 4.2})$$

$$\frac{p(z,y)}{n\gamma D} = \frac{(k_{hi}(z)/n\gamma)(y/D)}{1 + \frac{k_{hi}(z)/n\gamma}{p_{max}(z)/n\gamma D}(y/D)} \quad (\text{再掲 4.6})$$

$$p_{max}(z)/n\gamma D = a(z/D)^b \quad (\text{再掲 4.7})$$

一方、現行設計法では Fig.5.1(日本道路協会,1997)および Fig.5.2(鉄道総合技術研究

所,1997)に示すバイリニア型 p-y 関係が用いられている。砂地盤ではサンプリングによる試料の乱れの問題, および深さに対して連続的な地盤定数の採取が困難であることから, 一般的に地盤反力係数  $k_{hb}$  は N 値を用いて式(5.1)より地盤の変形係数(割線弾性係数  $E_{sec}$ )E を算出し, 実験式(5.2)より求められている。

$$\left. \begin{aligned} E(\text{kgf/cm}^2) &= 25N && \text{(Railway)} \\ E(\text{kgf/cm}^2) &= 28N && \text{(Road)} \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

$$\left. \begin{aligned} k_{hb}(\text{kgf/cm}^3) &= 0.2\alpha ED^{-3/4} && \text{(Railway)} \\ k_{hb}(\text{kgf/cm}^3) &= \frac{1}{30}\alpha k_{h30} && \text{(Road)} \\ k_{h30} &= E \left( \frac{\sqrt{D/\beta}}{30} \right)^{-3/4} && \text{(Road)} \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

ここで, N は標準貫入試験より得られる N 値(地下水位以下以上の値の補正はない。), E は地盤の変形係数(割線弾性係数  $E_{sec}$ )(kgf/cm<sup>2</sup>), D は杭径(cm)であり,  $\alpha$  は載荷速度によるパラメータで, 地震時の場合  $\alpha=2$ , 常時のクリープ変形が問題となるような場合  $\alpha=1$  としている。

一方, 極限地盤反力  $p_{maxb}$  は内部摩擦角  $\phi'$  の関数となるが, 地盤反力係数と同様に N 値より定めるのが一般的である(日本道路協会,1997; 鉄道総合技術研究所,1997)。

$$\left. \begin{aligned} \phi'(\text{deg.}) &= 1.85 \left( \frac{N}{\sigma_{v0}'(\text{kPa})/98 + 0.7} \right)^{0.6} + 26 && \text{(Railway)} \\ \phi'(\text{deg.}) &= 15 + \sqrt{15N} \quad (N > 5) && \text{(Road)} \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

海野, 青木(1985)によれば, Gibbs, H.J. & Holtz, W.G. (1965)の実験式を用いて式(5.4)を提案し, これより安全側評価として 2deg.ほど  $\phi'$  を低減させた式(5.3)を設計では用いるようになった。バイリニア型 p-y 関係に用いる極限地盤反力には, 式(5.5)で示すように鉄道橋杭基礎で受働土圧の2倍, 道路橋杭基礎で受働土圧の3倍の値を用いている。

$$\phi'(\text{deg.}) = 1.85 \left( \frac{N}{\sigma_{v0}'(\text{kPa})/98 + 0.7} \right)^{0.6} + 28 \quad \text{(Railway)} \quad (5.4)$$

$$\left. \begin{aligned} p_{maxb} &= 2\sigma_{v0}' K_p && \text{(Railway)} \end{aligned} \right\} \quad (5.5)$$



$$P_{\max b} = 3\sigma_{v0}' K_p \quad (\text{Road})$$

Fig.5.3に示す手法により遠心力場での模型地盤の強度( $\phi'$ )および地盤剛性(E)の評価を行い、現行設計法で定めるバイリニア型 p-y 関係を求めた。変形係数 E に関しては豊浦砂の弾性係数  $E_{\max}$  に及ぼす応力依存性(Fig.2.4)および歪み依存性(Fig.2.7)を考慮し、割線弾性係数  $E_{\text{sec}}$  を求めた(方法 E-①)。Fig.5.4 に  $E_{\text{sec}}$  の決定方法を示す。現行設計法で用いられる  $E_{50}$  (ほぼ  $1/10E_{\max}$  程度。)が歪みレベルにして約  $10^{-2}$  であることから、これより小さな歪みレベルおよび同程度の歪みレベルとして  $\epsilon_a=10^{-3}, 10^{-2}$  の 2 通りを選択した。また既往の研究 (Tatsuoka&Kohata,1994)から空中落下法により作製した砂地盤の弾性係数  $E_{\max}$  に及ぼす構造異方性、誘導異方性の影響として、単杭の載荷方向である水平方向の弾性係数  $E_{\max h}$  は鉛直方向の弾性係数  $E_{\max v}$  の約 1/2 であることから弾性係数の低減を行った。

一方、内部摩擦角 $\phi'$ は、

- ①豊浦砂の排水三軸圧縮試験結果を整理した内部摩擦角 $\phi'$ と最小主応力 $\sigma_3'$ の関係(Fig.5.5)を用いる方法(方法 F-①)
- ②Meyerhof,G.G.(1956)による式(5.6)により N 値を逆算し、式(5.4)により内部摩擦角 $\phi'$ を求める方法(方法 F-②)
- ③Lunne&Christoffersen(1991)によるコーン貫入試験結果(Fig.5.6)より、コーン貫入抵抗  $q_c$  から直接 $\phi'$ を求める方法(方法 F-③)

の 3 種の方法により決定された。Fig.5.5 は豊浦砂の内部摩擦角 $\phi'$ と最小主応力 $\sigma_3'$ の関係であり、Fig.2.15 に示す内部摩擦角 $\phi'$ と平均主応力 $\sigma_m'$ の関係(triaxial tests)を書き直したものである。Fig.5.6(a)(b)には、コーン貫入抵抗  $q_c$  を初期有効拘束圧 $\sigma_{v0}'$ で除した支持力係数  $N_q$  と  $\tan\phi'$  の関係を示した(Robertson,K.P.&Campanella,G.R.,1983; Lunne&Christoffersen,1991)。

$$\left. \begin{aligned} D_r (\%) &= 21 \sqrt{\frac{N}{0.01\sigma_{v0}' (\text{kPa}) + 0.7}} \\ N &= \frac{1}{21^2} (0.01\sigma_{v0}' (\text{kPa}) + 0.7) D_r^2 \end{aligned} \right\} (5.6)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_c (\text{kPa}) / 98}{N} &= 5.48 + 1.36 \log D_{50} (\text{mm}) \\ N &= \frac{q_c (\text{kPa}) / 98}{5.48 + 1.36 \log D_{50} (\text{mm})} \end{aligned} \right\} (5.7)$$

得られた遠心力場での模型地盤の割線弾性係数  $E_{\text{sec}}(\epsilon_a=10^{-3}, 10^{-2})$ と初期鉛直有効応力 $\sigma_{v0}'$  の関係を  $D_r=85\%$ および  $60\%$ の 50, 25, 10G(換算杭径  $nD=500, 250, 100\text{mm}$ )の場合について Fig.5.7 に示した。これらの図の×で示された割線弾性係数  $E_{\text{sec}}$  は分割杭の水平載荷実験より得られた初期地盤反力係数  $k_{hi}$  を Vesic(1961a,b)の研究成果である式(5.8)に代入することにより定められた。

$$k_h = 0.65 \frac{E_{\text{sec}}}{(1-\nu^2)D} \sqrt{\frac{ED^4}{E_p I_p}} \quad (5.8)$$

ここで、 $\nu$ はポアソン比、 $E_p I_p$ は杭の曲げ剛性である。これより排水三軸圧縮試験から得られた $10^3$ レベルの割線弾性係数、分割杭の水平載荷実験より得られた割線弾性係数は概ね一致することがわかる。この実験事実は応力レベルが重力場(1G)から50G、つまり数kPaから200kPaまでの広範囲で成り立っていることから砂地盤中の単杭のp-y関係の初期地盤反力係数 $k_{hi}$ は地盤の歪みレベルを $10^3$ 程度としたときに得られる割線弾性係数 $E_{sec}$ を用いれば概ね算出可能であると類推できる。

上述した方法により求めた内部摩擦角 $\phi'$ と鉛直有効応力 $\sigma_{v0}'$ の関係をFig.5.8に示す。これより等方圧密排水三軸圧縮試験の結果から得られる $\phi'$ とコーン貫入試験から得られる $\phi'$ はほぼ等しく、Mererhof, G.G.(1956)より求まる $\phi'$ は小さな値を与えることが理解される。

以上の結果よりバイリニア型p-y関係の地盤反力係数 $k_{hb}$ は弾性係数 $E_{max}$ に対して歪みレベル依存性( $\epsilon_p=10^{-2}$ )および構造異方性、誘導異方性を考慮し(x0.5)、割線弾性係数 $E_{sec}$ (変形係数E)を求め、実験式(5.2)により定められる。一方、極限地盤反力 $p_{maxb}$ は排水三軸圧縮試験結果により $\phi'$ の評価を行い求めることとした。

Fig.5.9にバイリニア型p-y関係の初期部の傾きである水平地盤反力係数 $k_{hb}$ と分割杭の水平載荷実験で得られた初期地盤反力係数 $k_{hi}$ と無次元化した深さ $z/D$ の関係を示す。バイリニア型p-y関係の水平地盤反力係数 $k_{hb}$ は分割杭の初期地盤反力係数 $k_{hi}$ より小さく、これの1/4~1倍程度にある。バイリニア型p-y関係の地盤反力係数 $k_{hb}$ がある程度の歪みを考慮した割線水平地盤反力係数であることを考慮すると、分割杭の水平載荷実験より得られた初期地盤反力係数より若干小さい事実は妥当な結果である。

同様に極限地盤反力 $p_{max}$ と無次元化した深さ $z/D$ の関係をFig.5.10に示した。バイリニア型p-y関係の極限地盤反力は、分割杭の水平載荷実験より得られた極限地盤反力より小さく、分割杭の水平載荷実験より得られた極限地盤反力の1/10~1/3程度である。これは現行設計法で用いられる極限地盤反力 $p_{max}$ が $\phi'$ のみに依存する形で表されること、また杭径Dに依存せず同一であり、実際は無次元化した極限地盤反力 $p_{max}/n\gamma D$ は杭径の増加と共に小さくなる寸法効果や深さに対して直線的に増加するものではないこと等複雑に変化する特性を有するためと考えられる。

## 5.2.2 双曲線型 p-y 関係とバイリニア型 p-y 関係の比較

これらのバイリニア型p-y関係の地盤反力係数 $k_{hb}$ および極限地盤反力 $p_{maxb}$ を用いて第3章で示した単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートしたのが、Fig.5.11(a)(b)である。縦軸に水平荷重 $P_0$ 、横軸に杭頭水平変位 $Y_0$ を杭径Dで除すことにより無次元化した $Y_0/D$ を用いた。図中には単杭の杭頭水平載荷実験結果の他に第4章で双曲線型p-y関係によるシミュレーション結果も示している。これらよりバイリニア型p-y関係を採用する道路橋および鉄道橋杭基礎両者で異なる結果を示す他、これらのシミュレーション結果は実験結果とも異なった。しかしながら若干道路橋杭基礎(日本道路協会,1997)で用いられるバイリニア型p-y関係から得られた $P_0$ - $Y_0$ 関係が鉄道杭基礎で用いられるそれより実験結果に近い。これは現行設計法ではパラメータが地盤反力係数 $k_{hb}$ と極限地盤反力 $p_{max}$ と少ない他、各パラメータに深さの影響、杭径の影響および地盤密度の影響が正確に反映されていないため、またこれらのバイリニア型p-y関係を実際のp-y関係と比較し、検証した事例が少ないことに原因があると考えられる。次にFig.5.12~Fig.5.17には、各地盤条件、杭条件および載荷荷重 $P_0$ でのモーメント分布について実験結果およびシミュレーション結果を示した。また同一荷重条件での曲げ歪み分布についても並べて示した。載荷荷重 $P_0$ の増加に伴い最大曲げモーメントの位置が地盤深部に移行し、実験結果より上方にあった位置が杭頭水平変位 $Y_0$ が杭径の40%を超える領域では実

験結果より下方に位置し、地盤の降伏域が急激に拡大していく様子がわかる。これはバイリニア型  $p$ - $y$  関係の極限地盤反力  $p_{max}$  では極限地盤反力を過小評価し、同一杭頭水平変位に対して地盤内の降伏域が実際より深く広がり、载荷に伴う最大モーメントの位置の挙動が実際と異なったためである。Fig.5.18～5.23 には各载荷荷重  $P_0$  での地盤反力分布および杭の水平変位分布を示した。同図には各深さで発揮される地盤反力の絶対値がその深さでの  $p_{max}$  に対してどの程度発揮されているかを示す  $|p|/p_{max}$  についても示している。バイリニア型  $p$ - $y$  関係では、極限地盤反力  $p_{max}$  に達した部分は深さに対して直線的に増加する3角形分布となる。一方、双曲線型  $p$ - $y$  関係では、地盤表面の極近傍で極限地盤反力  $p_{max}$  に達し、深い部分では極限地盤反力  $p_{max}$  よりかなり小さい。結果的には、現行設計法に用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係は道路橋杭基礎に用いられる  $p$ - $y$  関係が実験結果に近く、鉄道橋杭基礎で用いられる  $p$ - $y$  関係では単杭の変形を大きく見積もる結果となった。

このように現行設計法のバイリニア型  $p$ - $y$  関係により遠心力場での砂地盤中の単杭の杭頭水平载荷実験をシミュレートした結果、バイリニア型  $p$ - $y$  関係のパラメータである地盤反力係数  $k_{hb}$  と極限地盤反力  $p_{max}$  に与える深さ、杭径、地盤密度の影響を的確に捉えてないことから実験結果と異なる結果となること、またバイリニア型  $p$ - $y$  関係は考慮する水平変位に応じて地盤反力係数  $k_{hb}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  を設定する、つまり実際の  $p$ - $y$  関係が明らかになってこそ決定できるものであることがわかった。次項では第4章で得られた双曲線型  $p$ - $y$  関係を用いて最適なバイリニア型  $p$ - $y$  関係を決定することを試みた。

### 5.2.3 最適バイリニア型 $p$ - $y$ 関係

本項では Fig.5.24(a) に示すように双曲線型  $p$ - $y$  関係のパラメータであるところの初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  のそれぞれ  $\alpha_k$  および  $\alpha_p$  倍の地盤反力係数  $k_{hb}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  を有するバイリニア型  $p$ - $y$  関係を設定し、 $\alpha_k$  および  $\alpha_p$  をパラメトリックに変化させ  $P_0$ - $Y_0$  関係を求めた。この結果を Fig.5.25(a)～(f) に示す。これらの図は Fig.5.24(b) に示すように横軸にパラメータ  $\alpha_k$ 、縦軸に  $\alpha_p$  をとり、 $D_r=60\%$  および  $85\%$  についてバイリニア型  $p$ - $y$  関係より得られた  $P_0$ - $Y_0$  関係と双曲線型  $p$ - $y$  関係より得られた  $P_0$ - $Y_0$  関係を  $Y_0/D=0.3$  までそれぞれ積分した面積の差 ( $|Area_{bi}-Area_{hyper}|$ ) を双曲線型  $p$ - $y$  関係より得られた  $P_0$ - $Y_0$  関係の面積 ( $Area_{hyper}$ ) に対する割合を求め (variation)、コンターとして示した。これより明らかに  $\alpha_k$  の減少と共に実験結果に一致した  $P_0$ - $Y_0$  関係を得るためには極限地盤反力  $p_{max}$  を増加させなければならないことがわかる。これらの関係は杭の曲げ剛性の変化、地盤の相対密度の変化に対し顕著には変化せず、ほぼ同様の傾向が存在することがわかる。今回水平荷重-杭頭水平変位関係において  $Y_0/D=0.3$  まで一致するバイリニア型  $p$ - $y$  関係を求めたが、実際の問題では荷重レベルの違いにより水平変位  $y$  が定まることから、バイリニア型  $p$ - $y$  関係を用いる場合には、作用荷重レベル、水平変位レベルによりバイリニア型  $p$ - $y$  関係を設定しなければならない。つまり、大地震時予想される杭頭水平変位  $Y_0$  を定めれば、バイリニア型  $p$ - $y$  関係が決定できることとなる。

## 5.3 初期地盤反力係数の評価

初期地盤反力係数は地盤の弾性係数、杭径、地盤の相対密度と密接な関係があることは先に述べた。しかしながら、考慮した载荷荷重レベルが増大し、杭基礎の水平変位を許容する設計体系に移行しつつある現在においても既往の設計体系で用いられて

いた地盤反力係数の設定方法から脱却できずに、踏襲されているといった問題があり、用いられる変形係数  $E$ (割線弾性係数  $E_{sec}$ )が妥当な歪みレベルでの変形係数(割線弾性係数  $E_{sec}$ )であるか、あるいは杭径の影響、地盤の相対密度の影響を正確に考慮しているかどうかについては疑問が残るところである。本節では砂地盤中の単杭の初期地盤反力係数  $k_{hi}$ 、つまり地盤反力-変位関係が直線と見なせる領域の歪みレベルを定め、定量的に変形係数  $E$ (割線弾性係数  $E_{sec}$ )、最終的には初期地盤反力係数  $k_{hi}$  を決定することとした。

砂の鉛直方向の弾性係数  $E_{maxv}$  は一般的に式(1.9再掲)で表せることが知られている(例えば、澁谷ら,1997)。

$$\frac{E_{maxv}}{p_r} = AF(e) \left( \frac{\sigma_v'}{p_r} \right)^{m_v} \quad (1.9 \text{ 再掲})$$

ここで、 $p_r$  は基準応力、 $A$  は実験定数であり、Tatsuoka,F.&Kohata,Y.(1994)、澁谷ら(1997)の結果によると  $A=2.08 \times 10^4$  となる。 $F(e)$  は間隙比関数と呼ばれ、豊浦砂の場合 Hardin,B.O. & Richart,F.E.Jr.(1963)が提案した式(1.7)が用いられる。

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (1.7 \text{ 再掲})$$

ここで、 $e$  は間隙比である。これより Fig.5.26 に示す手順により初期地盤反力係数  $k_{hi}$  を求めた。つまり、弾性係数  $E_{maxv}$  に与える応力依存性の影響と地盤の相対密度の影響を考慮し、弾性係数  $E_{maxv}$  を式(1.7)(1.9)より求め、単杭の  $p$ - $y$  関係において初期地盤反力係数が得られる歪みレベルを考慮し割線弾性係数  $E_{secv}$  を求めた。歪みレベルとして前節で得られた結果として  $\varepsilon_a=10^{-3}$  を用い、阿倍(1989)の研究成果を参考に  $E_{secv}$  は  $E_{maxv}$  の  $1/5$  とした。また空中落下法により作製した砂地盤には構造異方性とこれにより生ずる誘導異方性が存在し、水平方向の弾性係数は鉛直方向の弾性係数より小さくなる。ここでは、初期構造異方性による弾性係数の低減係数として Tatsuoka&Kohata(1994)の研究による水平方向と鉛直方向の弾性係数の比である  $1/2$  を用いた。

Fig.5.27 に分割杭の水平載荷実験より求めた初期地盤反力係数  $k_{hi}$  と上述した水平方向の割線弾性係数より Vesic の研究(1961a,b)である式(5.8)を用いて計算した初期地盤反力係数  $k_{hi}$  を比較して示した。 $D_r=60\%$  および  $85\%$  とともに  $nD=100\text{mm} \sim 500\text{mm}$  の広範囲で予測結果は実験結果とよく一致している。これより単杭の初期地盤反力係数  $k_{hi}$  は歪みレベル、地盤の相対密度、異方性および杭径の影響を考慮することにより評価可能であることが示された。

## 5.4 極限地盤反力の評価

本節では双曲線型  $p$ - $y$  関係のもう一つのパラメータである極限地盤反力  $p_{max}$  の評価方法について述べる。単杭の極限地盤反力  $p_{max}$  は、地盤表面の杭頭部と地盤深部での2つの破壊モードに分けられる(Fig.5.28(a))。地盤表面の杭頭部では Reese,L.C. et al.(1974)や岸田,中井(1977,1979)が仮定した変形モードに加え、杭と土くさびの間の摩擦から生じるせん断応力

を考慮した極限平衡法により極限地盤反力  $p_{\max}$  を導いた(Fig.5.28(b)). 一方, 杭深部では杭径の影響が小さく自重の影響が無視できる2次元的な破壊モードを Reese, L.C. et al.(1974)や岸田, 中井(1977,1979)は仮定した(Fig.5.28(c)). 分割杭の水平載荷実験より得られた無次元化した極限地盤反力  $p_{\max}/n\gamma D$  は杭径  $nD$  の増加に対して減少する杭の寸法効果および深さに対して極限地盤反力の増加割合が増す非線形性が確認された. このことより応力レベルの増加による内部摩擦角  $\phi'$  の減少(応力依存性)の影響と3次元的な地盤の破壊メカニズムの影響を考慮する必要があると予想できる. したがって, 本研究の範囲の応力レベルでは領域 I の地盤の変形が卓越し, これに応力レベルの増加による  $\phi'$  の減少を考慮することによって極限地盤反力  $p_{\max}$  の評価を行った.

#### 5.4.1 極限平衡法による極限地盤反力の評価

##### (1) 破壊メカニズムおよび式の誘導

杭周りの地盤の破壊モードとして Fig.5.29 に示す破壊モードを採用した. この破壊モードを用いて最初に極限解析を行ったのは, Reese, L.C. et al.(1958,1974)である. 彼らはこの破壊モードの内, 杭前面と土くさび間に生ずるせん断力  $F_5$  を無視した. しかしながらこの力は極限地盤反力  $p_{\max}$  に比例して増加し, 土塊の重量  $W$  と同一方向に作用することから極限地盤反力  $p_{\max}$  はこの力を無視することで過小評価する. したがって, 本研究では, この  $F_5$  を考慮し, 極限地盤反力  $p_{\max}$  に関する式誘導を行い, 既往の金属と砂の摩擦特性に関する研究成果(Fig.5.30, Uesugi,1987)から本研究で考慮すべき最大摩擦力を作用させた場合, およびゼロとした場合を比較し, 土と杭の摩擦によるせん断力の影響について調べるとともに, これらを種々の地盤応力条件(遠心加速度比  $n$ )および地盤密度の場合に生ずる極限地盤反力  $p_{\max}$  を計算した. 発揮させる内部摩擦角  $\phi'$  は既往の研究成果を整理した Fig.2.15 を用いた.

まず土くさびの直線滑りと杭が交わる点までの深さを  $z$ , この滑り面の鉛直に対する角度を  $\beta$ , 杭の載荷方向から土くさびの広がり角度を  $\alpha$  とし,  $F_1, F_2, F_5$  および  $W$  を算定する. なお,  $F_5$  については極限地盤反力  $p_{\max}$  に比例するものとし, ここではこの係数を  $\mu$  とした. これを整理すると, 以下のようになる.

$$F_1 = \frac{1}{6} K_0 \gamma \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} z^3 \quad (5.9)$$

$$F_2 = \frac{1}{6} K_0 \gamma \tan \phi' \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} z^3 \quad (5.10)$$

$$F_5 = \mu P_{\max} \quad (5.11)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma D \tan \beta z^2 + \frac{1}{3} \gamma \tan \alpha \tan^2 \beta z^3 \quad (5.12)$$

これに土くさびの下面に作用する  $F_3, F_4(=F_3 \tan \phi')$  および  $P_{\max}$  を用いて  $y$  方向および  $z$  方向の力の釣り合いから  $P_{\max}$  を決定する.

y方向の釣り合い

$$F_2 \cos \beta + F_4 \sin \beta - 2F_1 \sin \alpha + 2F_2 \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \cos \alpha - P_{\max} = 0 \quad (5.13)$$

z方向の力の釣り合い

$$-F_3 \sin \beta + F_4 \cos \beta + 2F_2 \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} + \mu P_{\max} + W = 0 \quad (5.14)$$

式(5.13)を整理し,  $F_3$  について解くと,

$$F_3 = \frac{K_0 \gamma \tan \beta z^3}{3 \cos \beta (1 + \tan \phi \tan \beta)} \left[ \sin \alpha - \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] \quad (5.15)$$

となる. これを式(5.12)に代入し,  $P_{\max}$  について整理すると

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{1}{\cos \beta (\tan \beta - \tan \phi') - \mu \cos \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta)} \\ &\left[ \frac{K_0 \gamma z^3}{3} \sin \beta (\tan \phi' - \tan \beta) \left[ \sin \alpha - \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] \right. \\ &+ \frac{K_0 \gamma z^3}{3} \frac{\sin \beta \tan \phi'}{\cos \alpha} \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \\ &+ \frac{\gamma D z^2}{2} \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \\ &\left. + \frac{\gamma z^3}{3} \tan \alpha \tan \beta \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \right] \end{aligned} \quad (5.16)$$

$$P_{\max} = \frac{1}{A} (B + C + D + E)$$

ここで,

$$\begin{aligned} A &= \cos \beta (\tan \beta - \tan \phi') - \mu \cos \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \\ B &= \frac{K_0 \gamma z^3}{3} \sin \beta (\tan \phi' - \tan \beta) \left[ \sin \alpha - \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] \\ C &= \frac{K_0 \gamma z^3}{3} \frac{\sin \beta \tan \phi'}{\cos \alpha} \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \\ D &= \frac{\gamma D z^2}{2} \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \\ E &= \frac{\gamma z^3}{3} \tan \alpha \tan \beta \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \end{aligned} \quad (5.17)$$

となる. 杭背面には主働土圧が作用していることから, 極限地盤反力  $p_{\max}$  は,

$$p_{\max} = \frac{d}{dz} \left( \frac{P_{\max}}{D} \right) - K_A \gamma z \quad (5.18)$$

で求められる。したがって、

$$p_{\max} = \gamma z \left[ \left\{ \frac{1}{A} (B' + C' + D' + E') \right\} - K_A \right] \quad (5.19)$$

$$\frac{p_{\max}}{\gamma D} = \frac{z}{D} \left[ \left\{ \frac{1}{A} (B' + C' + D' + E') \right\} - K_A \right] \quad (5.20)$$

$$\begin{aligned} A &= \cos \beta (\tan \beta - \tan \phi') - \mu \cos \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \\ B' &= K_0 \left( \frac{z}{D} \right) \sin \beta (\tan \phi' - \tan \beta) \left[ \tan \alpha - \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] \\ C' &= K_0 \left( \frac{z}{D} \right) \frac{\sin \beta \tan \phi'}{\cos \alpha} \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} (1 + \tan \phi' \tan \beta) \\ D' &= \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \\ E' &= \left( \frac{z}{D} \right) \tan \alpha \tan \beta \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \end{aligned} \quad (5.21)$$

が得られた。以上より極限地盤反力は $\alpha$ および $\beta$ を変動させることにより、最も極小となる  $p_{\max}$  を探すことにより求められる。

**Fig.5.31** は一例として、まず内部摩擦角 $\phi'=40\text{deg.}$ 、 $K_0=0.5$  と固定させ  $z/D=5,10,15$  について計算を行い、 $\alpha$ 、 $\beta$ の変化による $(p_{\max}+K_A\gamma z)/\gamma D$  の変動について調べたものである。 $K_A\gamma z$  の値は  $p_{\max}$  と比較して非常に小さく  $z$ 一定では $(p_{\max}+K_A\gamma z)/\gamma D$  の変化(極小値が生じるか否か)は  $p_{\max}/\gamma D$  と等しい。比較のため **Fig.5.32** に $\mu=0$  以外は同一の条件で実施した計算結果も示している。なお、杭と土くさびの摩擦係数 $\mu$ は **Fig.5.30** を参考に比較的摩擦係数が大きい  $\mu=0.3$  および小さな $\mu=0.0$  の 2 通りを選択した。第 3 章で模型杭表面の粗さ  $R_{\max}$  を測定した結果、模型杭表面の粗さは  $0.3\mu\text{m}<R_{\max}<1.5\mu\text{m}$  にあり、Uesugi,M.(1987)によると滑らかな金属材料の表面粗さは  $R_{\max}<1.0\mu\text{m}$  であることから、本研究で用いた鋼管製模型杭の表面は比較的 surface 加工された金属材料から成ると理解される。また、金属と砂の摩擦係数は粒径( $D_{50}$ )と金属表面の粗さに関係し、最大摩擦係数は砂の内部摩擦角 $\phi'$ となる。摩擦係数は直応力の増加による変化は小さく、ほぼ一定と見なすことが可能である。**Fig.5.31** では $\beta \doteq 50\text{deg.}$ で、**Fig.5.32** では $\beta \doteq 40\text{deg.}$ で式(5.21)の  $A$  がゼロとなるため特異点が存在する。両図より求める解は **Fig.5.31** では  $z/D=5, 10, 20$  ともに $\beta=60\sim 70\text{deg.}$ 、**Fig.5.32** では  $z/D=5, 10, 20$  ともに  $50\sim 60\text{deg.}$ 付近に存在し、 $\alpha$ の増加と共に $(p_{\max}-K_A\gamma z)/\gamma D$  は増加する。一方、 $\alpha$ の変動に対して  $(p_{\max}-K_A\gamma z)/\gamma D$  は極小値をとらないことが理解できる。この問題に対して Reese,L.C. et al.(1958,1974)や岸田,中井(1969,1977,1979)らは、

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \quad (5.22)$$

とし $\beta$ のみを変動させ、 $p_{\max}$ を求めた。Fig.5.33 に示すように、この土要素が Mohr-Colomb の破壊規準を満たすとするとモールの応力円は $\tau=\sigma'\tan\phi'$ の直線に接する。同時に $(K_0\gamma z, K_0\gamma z\tan\phi')$ は滑り線上の応力であるから、モール円上にある。このように土要素の応力状態を決定できるが、滑り線の方法を決定する pole の位置を定めることは不可能である。今、pole の位置を最大せん断応力の点Bとすると、式(5.22)を仮定したと同じ意味であることがわかる。本研究では、Reese,L.C. et al.(1958,1974)や岸田,中井(1977,1979)が行ったように、式(5.22)を仮定することとした。これは分割杭の水平載荷実験における滑り線の傾き $\alpha$ が 20~25deg.の範囲で確認され、豊浦砂の排水三軸圧縮試験結果から内部摩擦角 $\phi'$ は 40~45deg.にあることから(Fig.2.15), 許容できると判断したためである。

また、それぞれの図、Fig.5.31, Fig.5.32 において $\beta>50\text{deg.}$ ,  $\beta>40\text{deg.}$ では $(p_{\max}-K_A\gamma z)/\gamma D$ は正の値をとることから  $A>0$  でなければならない。つまり、

$$A = \cos\beta(\tan\beta - \tan\phi') - \mu\cos\beta(1 + \tan\phi'\tan\beta) > 0 \quad (5.23)$$

であり、これを $\mu$ について解くと

$$\mu < \frac{\tan\beta - \tan\phi'}{1 + \tan\phi'\tan\beta} < \tan(\beta - \phi') \quad (5.24)$$

となる。これより杭と土くさびの摩擦抵抗が存在すれば( $\mu>0$ )、 $\beta$ は必ず $\phi'$ より大きく、 $\beta$ は増加する可能性を有することが理解できる。

## (2) 極限地盤反力に与える $\phi'$ の影響

式(5.20)(5.21)(5.22)を用いて、 $\phi'$ を 30, 35, 40, 45 および 50deg.の 5 種類変化させ極限地盤反力  $p_{\max}$  に与える $\phi'$ の影響について調べた。なお、 $\mu$ は0.3 を用いている。Fig.5.34(a)に極限支持力  $p_{\max}$  を土の単位体積重量 $\gamma$ と杭径  $D$  で除し、無次元化した極限地盤反力  $p_{\max}/\gamma D$  と  $z/D$  の関係を、Fig.5.34(b)に杭前面から延びる滑り面の角度 $\beta$ の変化を  $z/D$  に対してプロットした図を示す。 $\phi'$ の増加と共に無次元化した極限地盤反力  $p_{\max}/\gamma D$  は急激に増加しており、極限地盤反力に与える $\phi'$ の影響は非常に大きい。また、 $z/D$  の増加と共に指数関数的に極限地盤反力は増加する。しかしながら、 $z/D$  に対する $\beta$ の変化は比較的小さく、地盤表面で 2~3deg.小さくなるが、それ以深はほぼ一定値をとる。この傾向は $\phi'$ の大きなものがより顕著である。

## (3) 極限地盤反力に与える $\mu$ の影響

$\phi'$ を 40deg.とし摩擦係数 $\mu$ の変動が極限地盤反力  $p_{\max}$  に与える影響について調べるために、 $\mu=0.0, 0.1, 0.2, 0.3$  について極限地盤反力  $p_{\max}$  および $\beta$ を計算した。これを Fig.5.35(a)(b)に示す。Fig.5.29 で述べたように杭と土くさびに生じる摩擦抵抗は土塊に対して下向きに働きた土塊を安定させるよう作用することから極限地盤反力の増加が予想できる。図より明らかに、摩擦のあるものはないものと比較して大幅に極限地盤反力が増加している。 $\mu=0.3$  の場合は、



$\mu=0.0$  に比べて最大約 3 倍極限地盤反力は増加した。一方、 $\beta$  は同様に摩擦係数の増加と共に増加し、先ほど述べた土塊の安定性が増加したことを示唆するものである。しかしながら、本研究で用いた鋼管製模型杭および分割杭の表面は豊浦砂の粒径と比較して滑らかであり本研究の範囲では $\mu$ の影響は小さいものと推察できるが、摩擦係数 $\mu$ を大きくすることで極限地盤反力の増大が期待できることが理解された。

#### 5.4.2 解析結果と実験結果の比較

Fig.5.36(a)(b)に実験結果と解析結果を示す。縦軸に極限地盤反力  $p_{max}$  を、横軸に初期鉛直有効応力 $\sigma_{v0}'$ をとり、応力レベルの異なる換算杭径  $nD$  毎に示した。特に  $D_r=60\%$ については Terzaghi,K.(1943)の提案にならって $\phi'=\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$ に低減した計算結果も示した。Fig.5.36(a)に示す  $D_r=85\%$ については、 $\mu=0.0$  の解析結果は換算杭径の  $nD$  の違いおよび初期鉛直有効応力 $\sigma_{v0}'$ の違いを良く捕らえている。一方、 $\mu=0.3$  は過大な極限地盤反力を与え、実験結果の約 2 倍となった。これに対し Fig.5.36(b)に示す  $D_r=60\%$ については $\mu=0.0$ 、 $\phi'=\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$ が最も実験結果に一致した。これは仮定したくさび形状の破壊メカニズムでは  $D_r=85\%$ の様な密な地盤に対しては $\phi'$ の応力依存性により $\phi'$ を低下させ、応力レベルによる杭の寸法効果によって生じる極限地盤反力の低下を表現することは可能であるが、相対密度の低い  $D_r=60\%$ では破壊メカニズムを保持できず $\phi'$ が土くさび内で発揮されないためと推測できる。しかしながら、提案した極限地盤反力モデルは相対密度の違いによって生じる全般せん断破壊、局所せん断破壊のメカニズムの違いを正確には表現していない。本研究では破壊メカニズムの違いを Terzaghi,K.(1943)が提唱するように  $\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$ に低減することによって良好な結果が得られ、極限地盤反力を算出する上で工学上の便宜が図られた。

### 5.5 双曲線型 $p-y$ 関係による遠心力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション

「第 5 章 5.3 初期地盤反力係数の評価」および「第 5 章 5.4 極限地盤反力の評価」で求めた初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  をもとに、式(4.6)に示された双曲線型  $p-y$  関係を用いて鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを実施した。得られた  $P_0-Y_0$  関係を Fig.5.37 に実験結果とともに破線で示す。 $D_r=85\%$ についてはほぼ実験結果と解析結果は一致するものの、 $D_r=60\%$ については換算杭径  $nD$  が大きくなるほど解析結果の  $P_0-Y_0$  関係は同一水平変位において実験結果のそれを過小評価している。相対密度  $D_r$  の変化や換算杭径  $nD$  の違いによらず荷重初期の水平変位の小さな領域における  $P_0-Y_0$  関係では両者はほぼ一致していることから  $D_r=60\%$ の極限地盤反力に与える換算杭径  $nD$  の影響、つまり換算杭径の増大と共に減少する極限地盤反力を過大評価したためと思われる。しかしながら、広範囲に砂地盤の相対密度、換算杭径、杭剛性を変化させた単杭の水平載荷実験を比較的良くシミュレートしており、本研究で示した砂地盤中の単杭の  $p-y$  関係を双曲線でモデル化し、その初期地盤反力係数、極限地盤反力の評価法によりほぼ妥当な結果が得られた。

## 5.6 まとめ

本章では現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係および分割杭の水平載荷実験より得られた双曲線型  $p$ - $y$  関係を比較し、単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを実施した。また、双曲線型  $p$ - $y$  関係を用いて  $\alpha_k(k_{hb}=\alpha_k k_{hi})$  および  $\alpha_p(p_{maxb}=\alpha_p p_{max})$  を変動させ、最適なバイリニア型  $p$ - $y$  関係を求めた。最後に双曲線型  $p$ - $y$  関係の重要なファクターとなる初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  の評価を行い、これを用いた双曲線型  $p$ - $y$  関係で単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを実施した。これより以下の結論を得た。

- 現行設計法におけるバイリニア型  $p$ - $y$  関係の地盤反力係数は、本研究で得られた初期地盤反力係数と比較して小さく、1/4~1 倍程度である。一方、バイリニア型  $p$ - $y$  関係の極限地盤反力は、双曲線型  $p$ - $y$  関係の極限地盤反力と比較して小さく 1/10~1/3 にあり、 $\phi'$  および深さのみに依存し深さの増加と共に直線的に増加する。また、杭径の大きさには依存しない。
- しかしながら、実際初期地盤反力係数は地盤の弾性係数に比例し、弾性係数に与える地盤の相対密度、地盤内歪みの増加に伴い割線弾性係数が減少する歪みレベル依存性および杭径の影響(Vesic,1961)を考慮することによって評価可能である。
- 極限地盤反力は杭前面に土くさびを仮定した極限平衡法を用い応力レベルの増加により  $\phi'$  が減少する応力依存性、杭径の影響を考慮することによって評価可能である。特に相対密度の小さな場合には、土くさびを保持できず地盤内で発揮される  $\phi'$  は小さくなる。本研究では Terzaghi.K(1943)の提唱した  $\phi'=\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$  を用いることにより良好な結果を得た。

---

### 【和文参考文献】

- 1) 阿部文洋(1989): 微小ひずみレベルにおける平面ひずみ圧縮での砂の変形特性, 東京大学修士論文。
- 2) 海野隆哉,青木一二三(1985): 砂の内部摩擦角の推定,地盤工学会, 土質工学会, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp.385-386.
- 3) 岸田英明,中井正一(1977): 地盤反力-変位関係の非線形性, 土と基礎, No.25, pp.21-28.
- 4) 岸田英明,中井正一(1979): 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp.41-55.
- 5) 澁谷啓,小高猛司,龍岡文夫(1997): 講座地盤材料の小ひずみでの非線形性と地盤変形問題への適用「3.地盤材料の変形特性(その1)」, 土と基礎, Vol.45, No.4, Ser.471, pp.59-64.
- 6) 鉄道総合技術研究所(1997): 鉄道構造物等設計標準・同解説「基礎構造物・抗土圧構造物編」, 丸善。
- 7) 日本道路協会(1997): 道路橋仕方書・同解説「I 共通編」「IV 下部工編」。

### 【英文参考文献】

- 1) Fukushima,S.&Tatsuoka,F.(1984): Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.30-48.
- 2) Gibbs,H.J.&Holtz,W.G.(1957): Research on determining the density of sands by spoon penetration test, Proc. of 4<sup>th</sup> ICSMFE, Vol.1,pp.35-39.

- 3) Hardin, B.O.&Richart, F.E.Jr(1963): Elastic wave velocities in granular soils, Journal of the SMF Div., Proc. ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537.
- 4) Lunne&Christophersen(1991): Practice use of CPT Correlation in sand based on calibration chamber tests, Proc. of the 1<sup>st</sup> Int. Symp. on Calibration Chamber testing, pp.225-236.
- 5) Meyerhof,G.G.(1956): Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils, Proc. of the ASCE, Journal of the Soil Mech. And Foundation Division, Vol.82, SM.1, paper866.
- 6) Tatsuoka,F.&Kohata,Y.(1994): Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Pre-failure Deformations of Geomaterials, Balkema, Vol.2, pp.947-1066.
- 7) Reese,L.C.(1958): Discussion on soil modulus for laterally loaded piles, Transactions, ASCE, Vol.123, pp.1071-1074.
- 8) Reese,L.C.,Cox,W.R.&Koop,F.D.(1974): Analysis of laterally loaded piles in sand, 6th Annual Offshore Technology Conference, Texas, pp.473-480.
- 9) Robertson,P.K.&Campanella,R.G.(1983): Interpretation of cone penetration tests, Part I: Sand, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, pp.718-733.
- 10) Terzaghi,K.(1943): Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons.
- 11) Uesugi,M.(1987): Friction between dry sand and construction materials, doctor thesis. Tokyo Institute of Technology.
- 12) Vesic,A.B.(1961a): Bending of beams resting on isotropic elastic solid, Journal of the Engineering Mechanics division, Vol.87, No.EM2, pp.35-53.
- 13) Vesic,A.B.(1961b): Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis, Proc. of 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.1, pp.845-850.

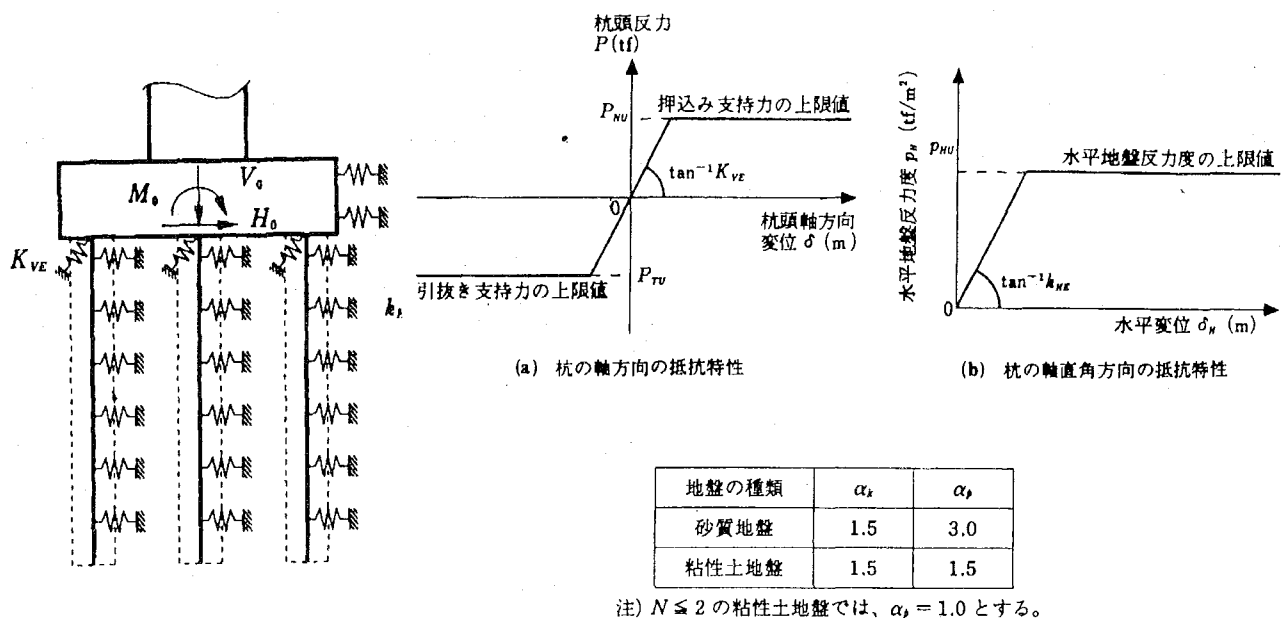


Fig.5.1 Assumed model.(Japan Road Association)

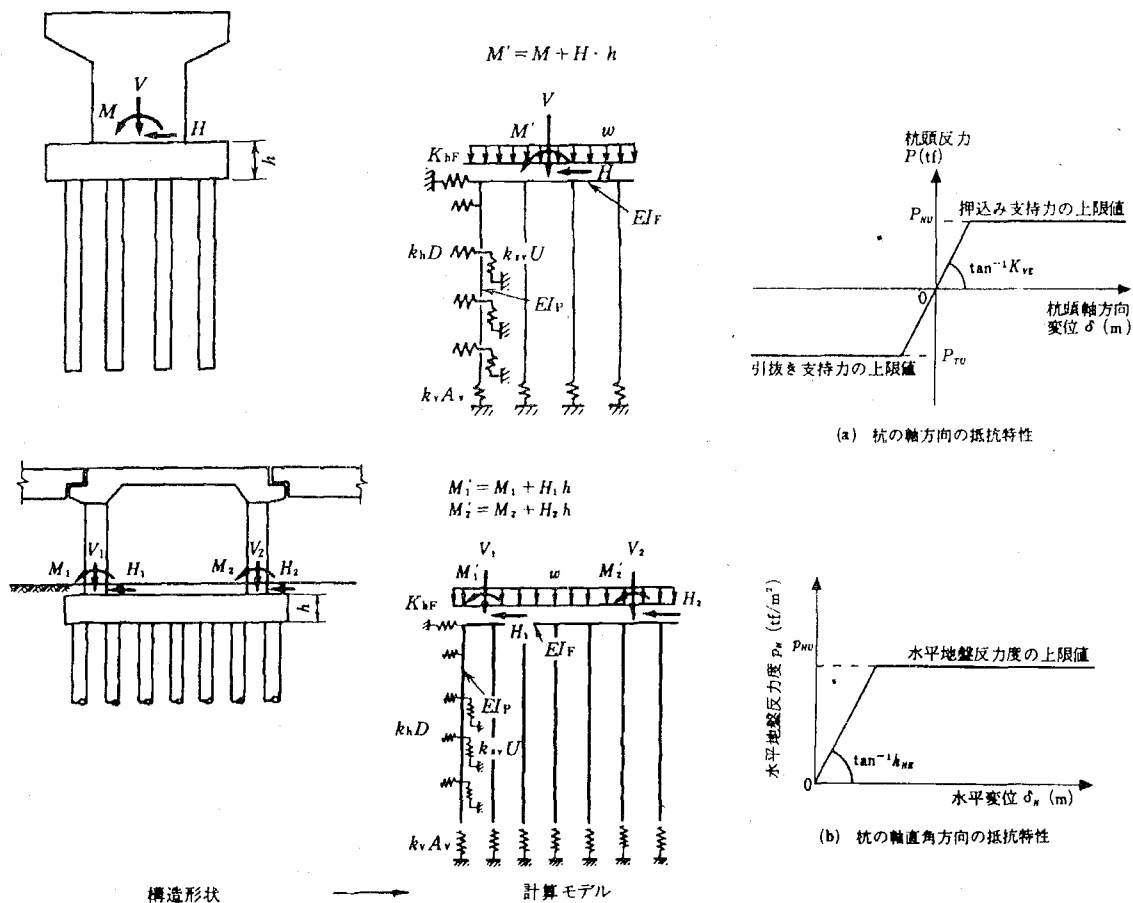
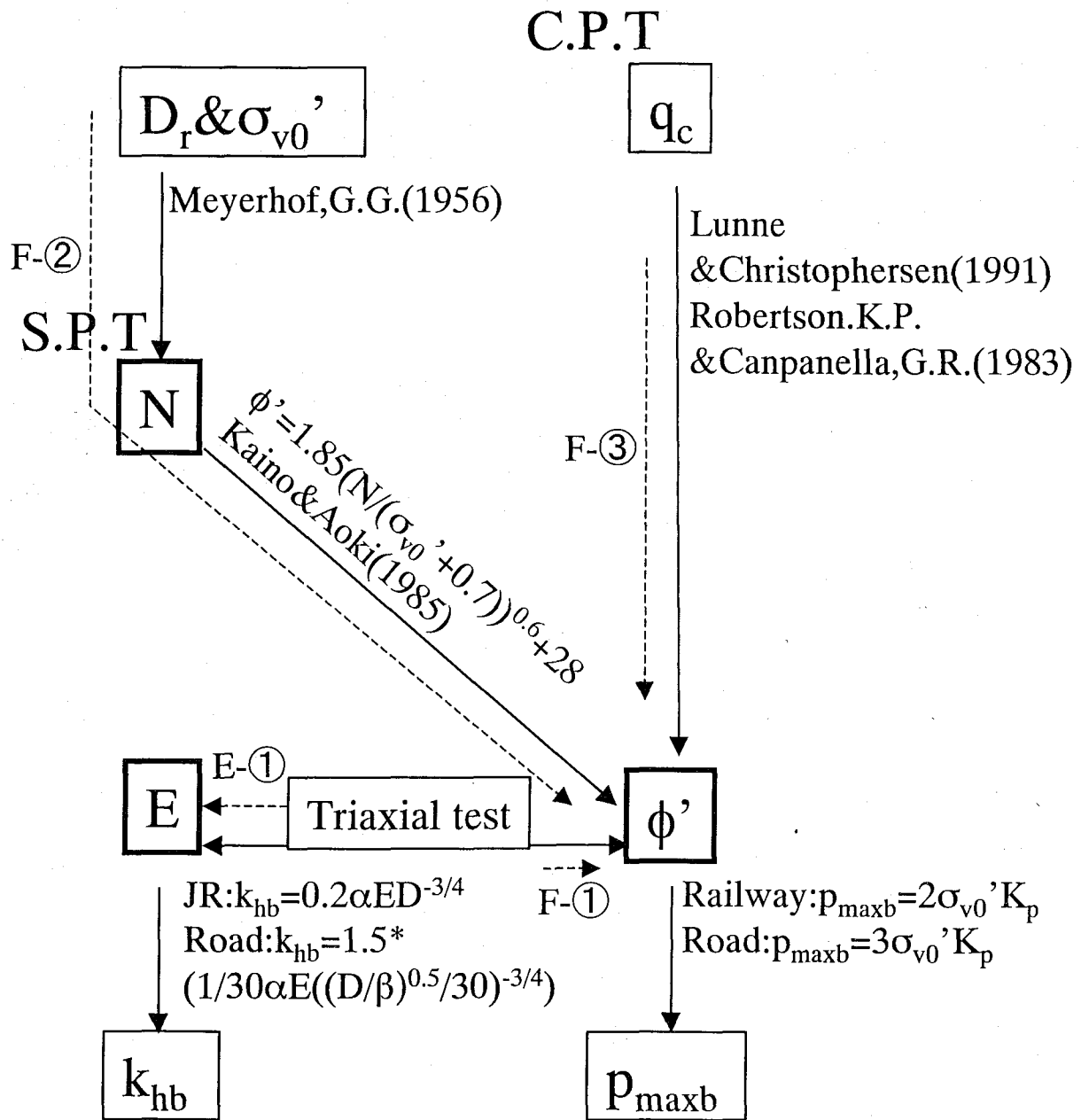


Fig.5.2 Assumed model.(Railway Technical Research Institute)



**Fig.5.3** Evaluation of model ground.

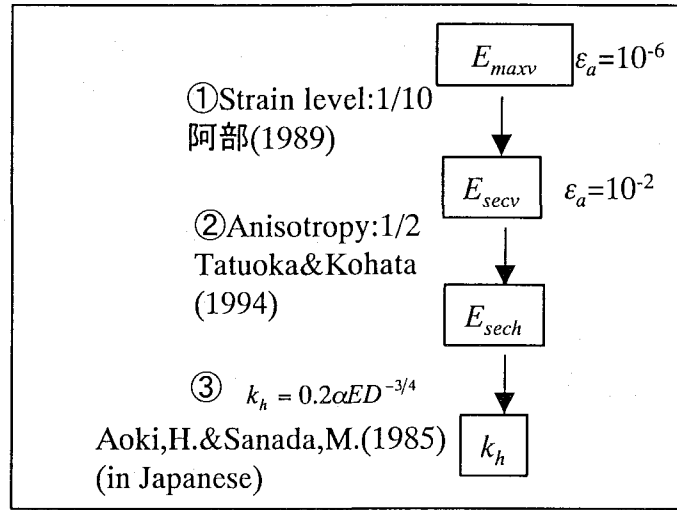


Fig.5.4 Determination of  $k_h$ .

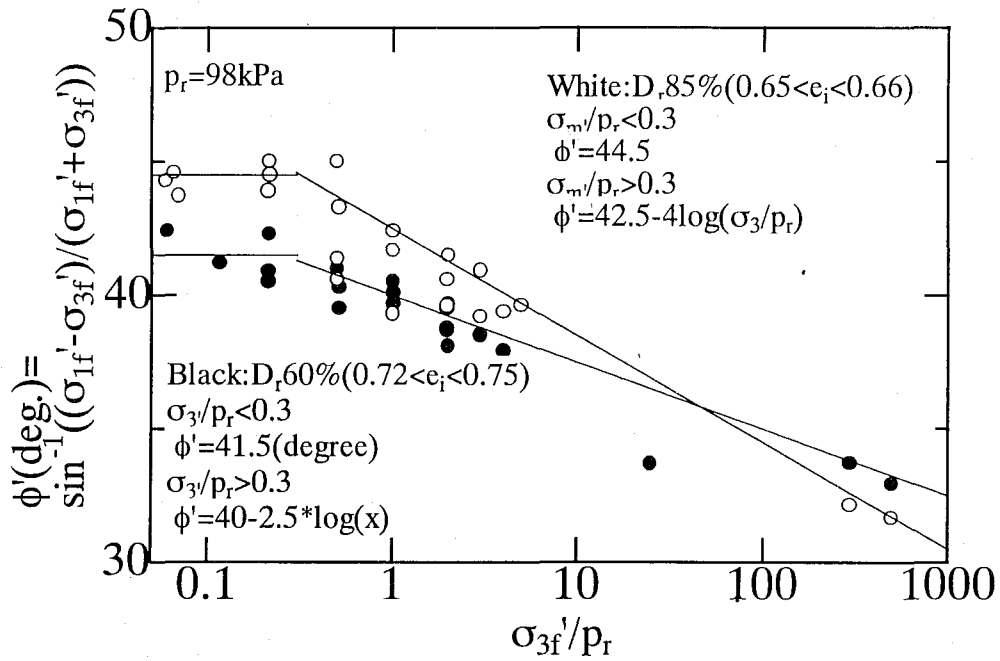
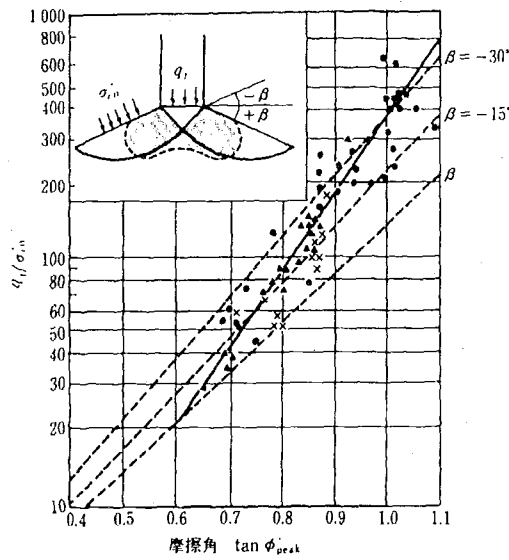
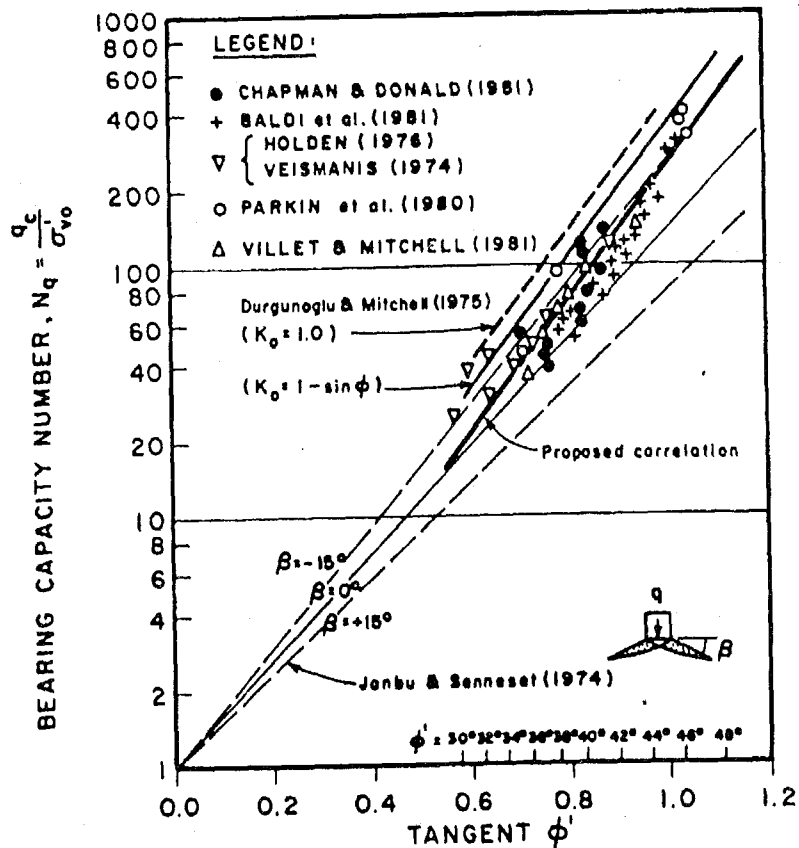


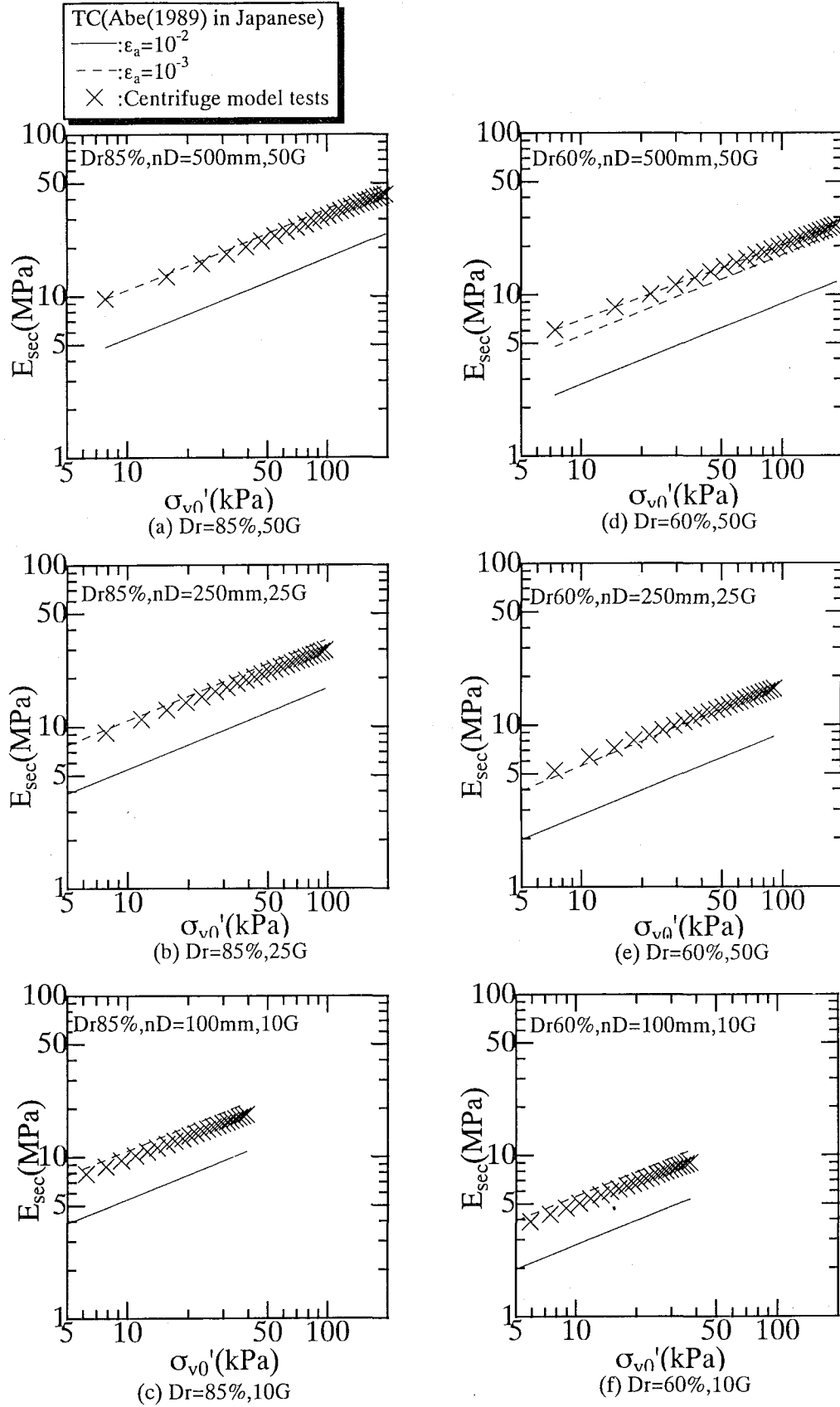
Fig.5.5 Effect of  $\sigma_3'$  on  $\phi'$ .  
(Toyoura sand Triaxial compression test)



**Fig.5.6(a)** Relationship between  $N_q$  and  $\phi'$  from large calibration chamber test. (Lunne & Christophersen, 1991)



**Fig.5.6(b)** Relationship between  $N_q$  and  $\phi'$  from large calibration chamber test. (Robertson K.P. & Campanella, G.R., 1983)



**Fig.5.7**  $E_{sec}$  of model ground.



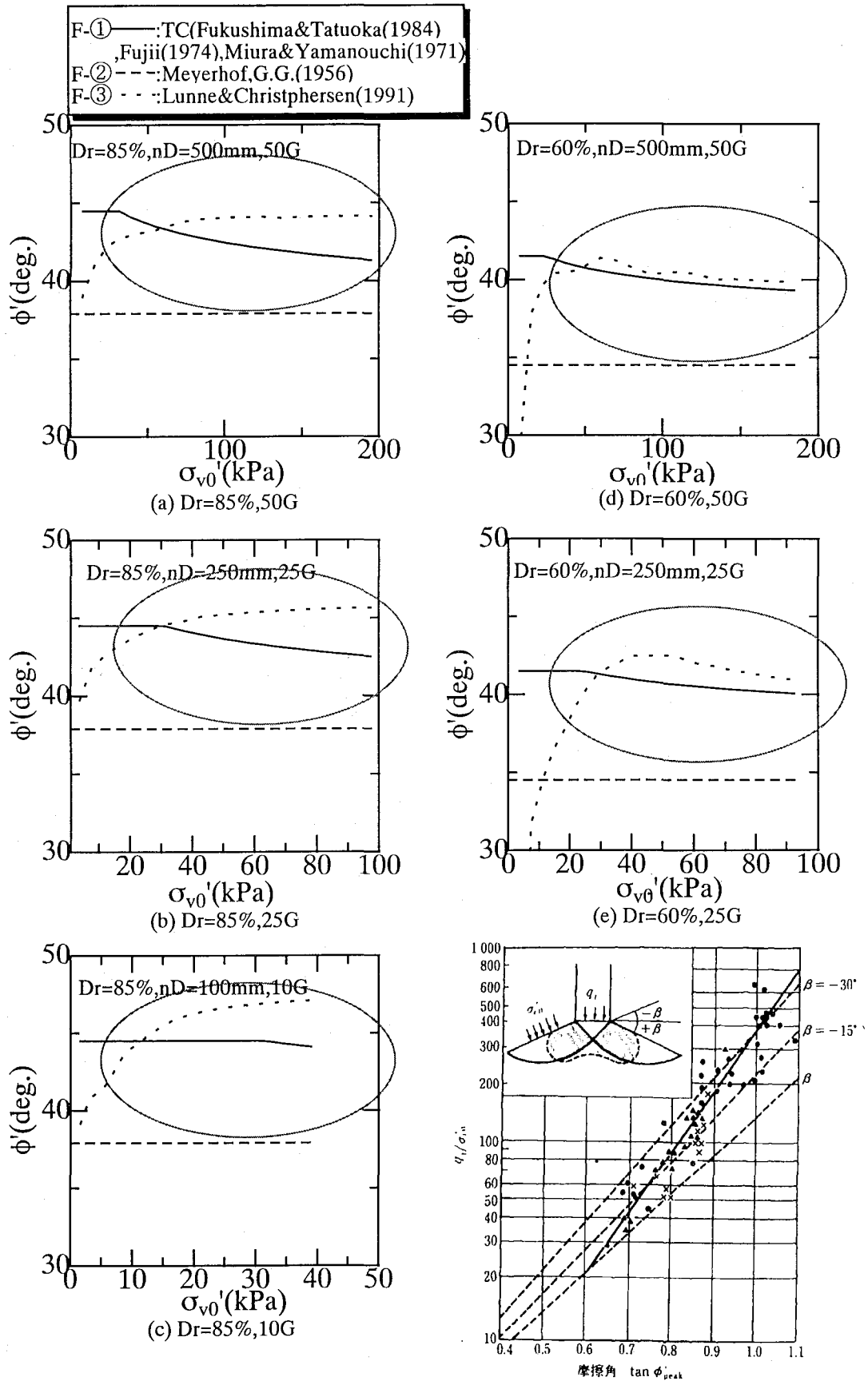
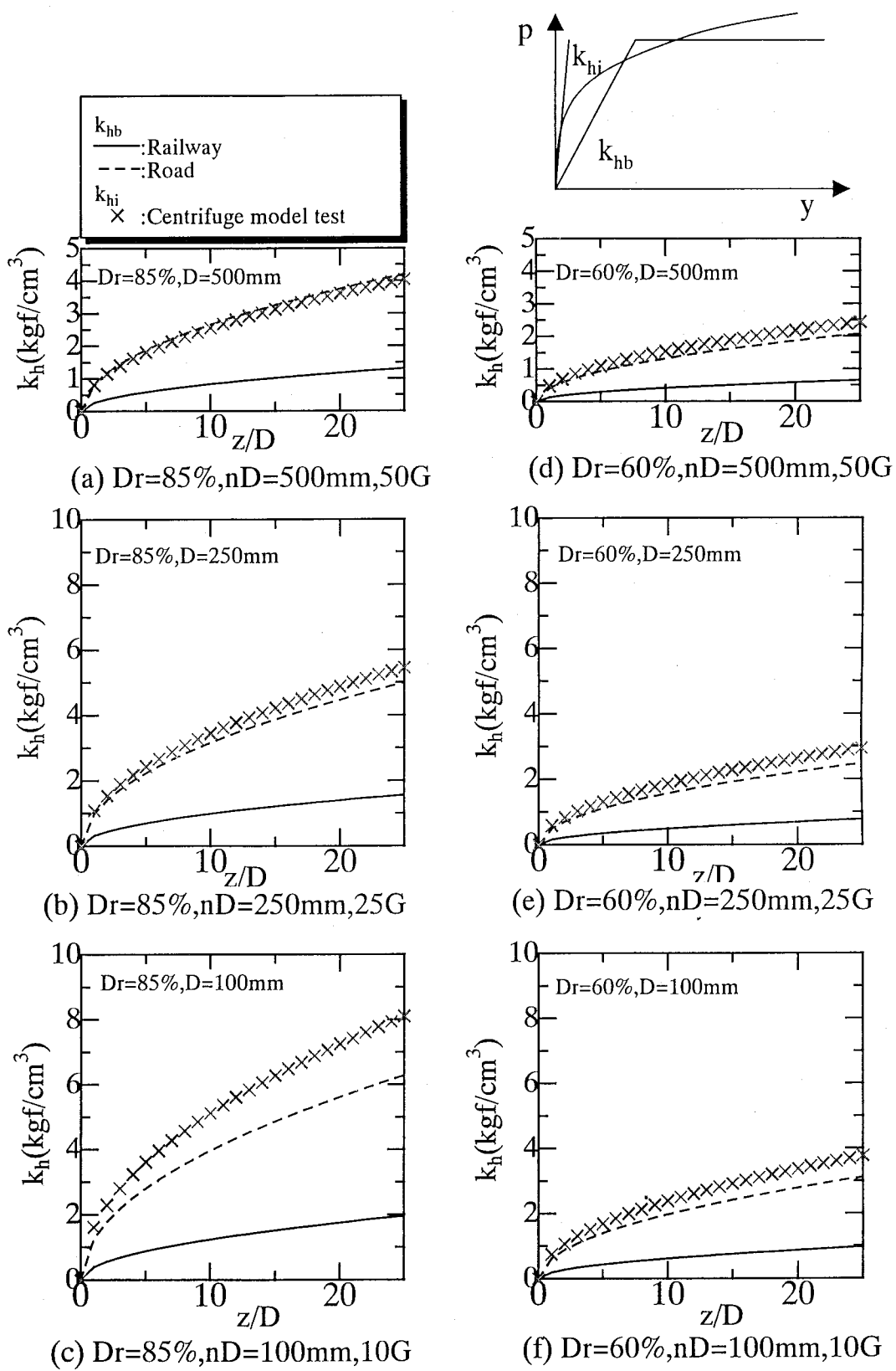


Fig.5.8  $\phi'$  of model ground.



**Fig.5.9**  $k_h$ .

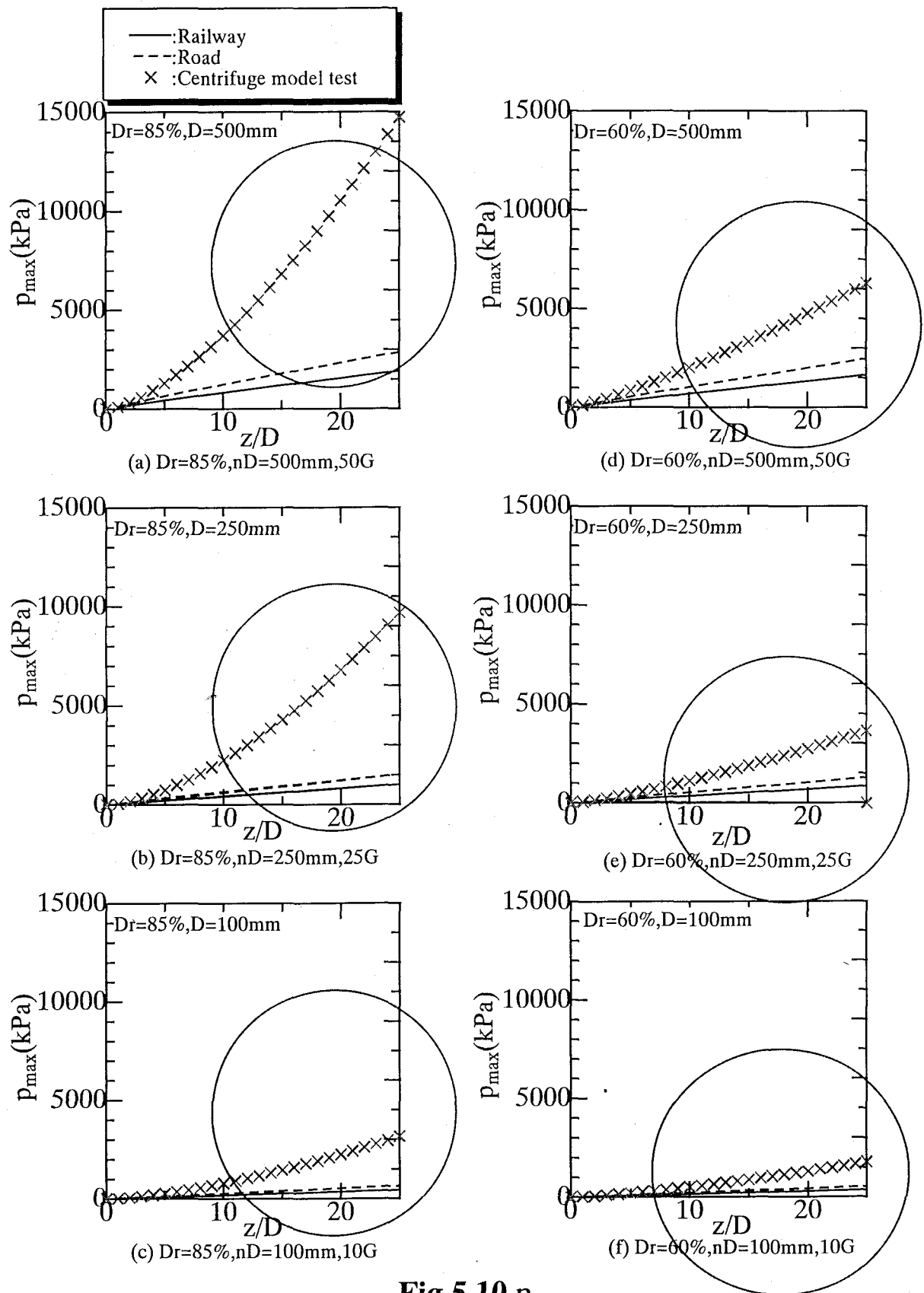
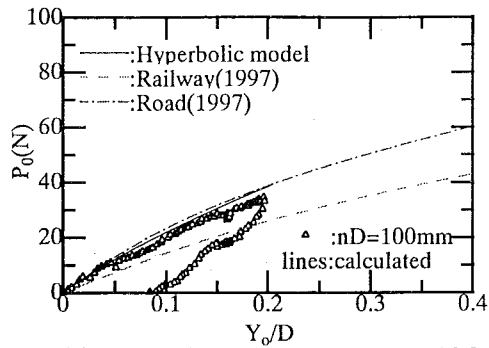
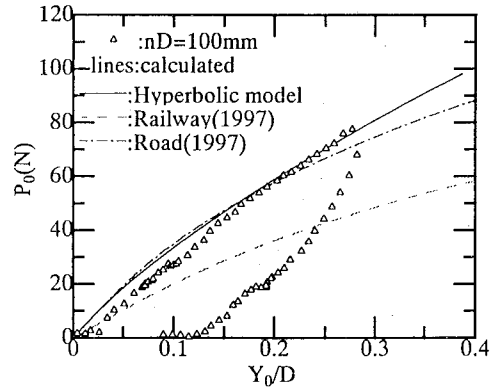


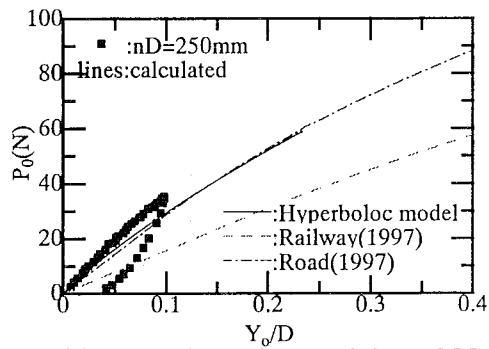
Fig.5.10  $p_{\max}$ .



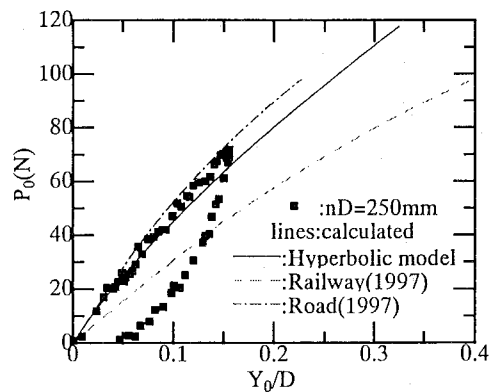
(a)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $10\text{G}$



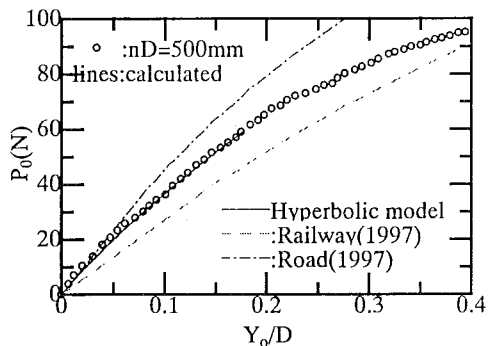
(b)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$ ,  $10\text{G}$



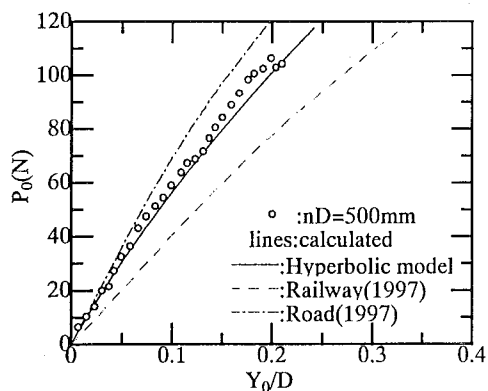
(c)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $25\text{G}$



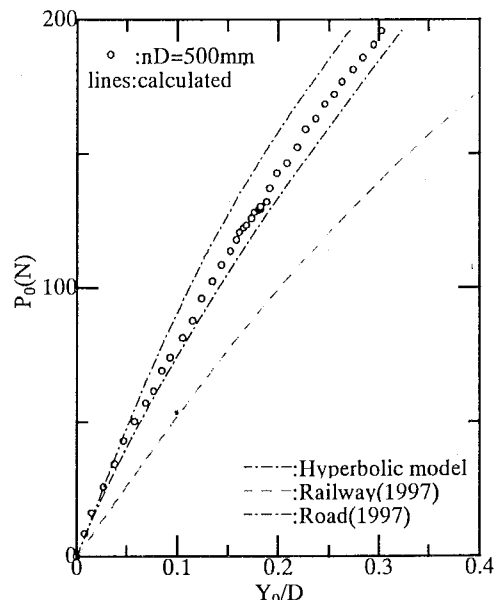
(d)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$ ,  $25\text{G}$



(e)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $50\text{G}$

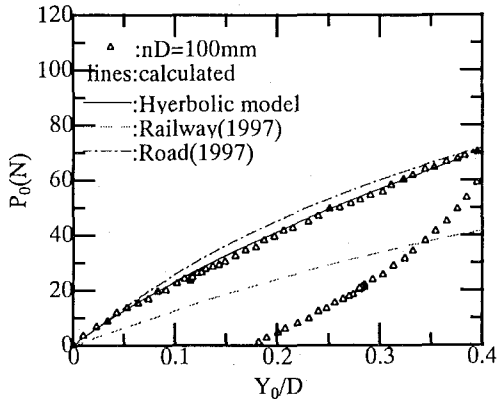


(f)  $D_r=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$ ,  $50\text{G}$

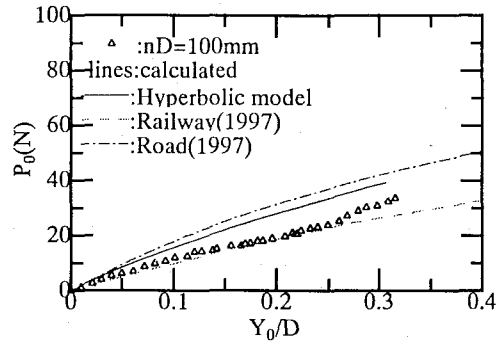


(g)  $D_r=85\%$ ,  $50\text{G}$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=1.0\text{mm}$

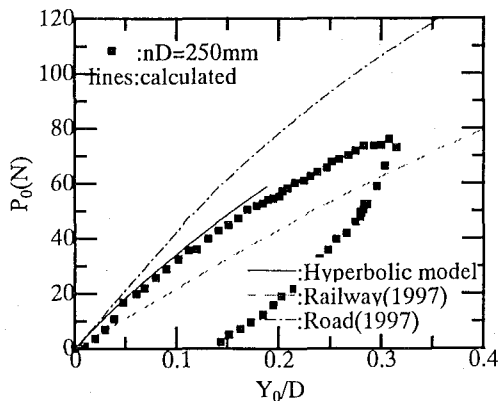
**Fig.5.11(a)  $P_0$ - $Y_0$  relations. ( $D_r=85\%$ )**



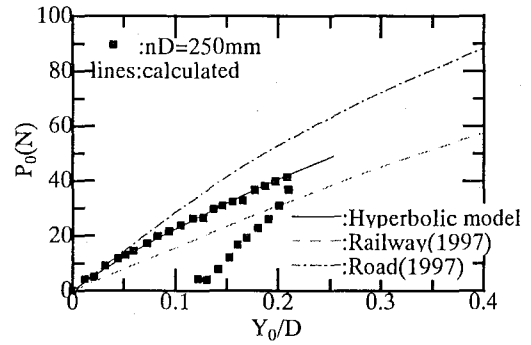
(b)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$ ,  $10\text{G}$



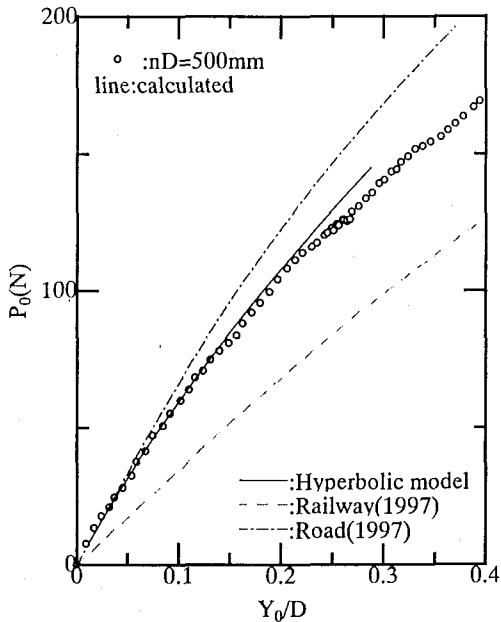
(a)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $10\text{G}$



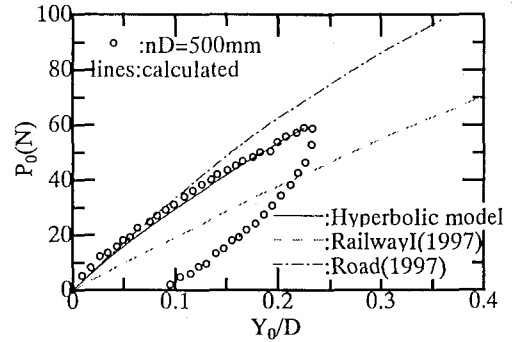
(d)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$ ,  $25\text{G}$



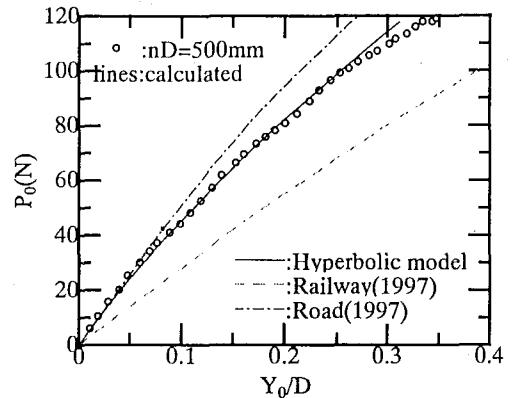
(c)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $25\text{G}$



(g)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=1.0\text{mm}$ ,  $50\text{G}$

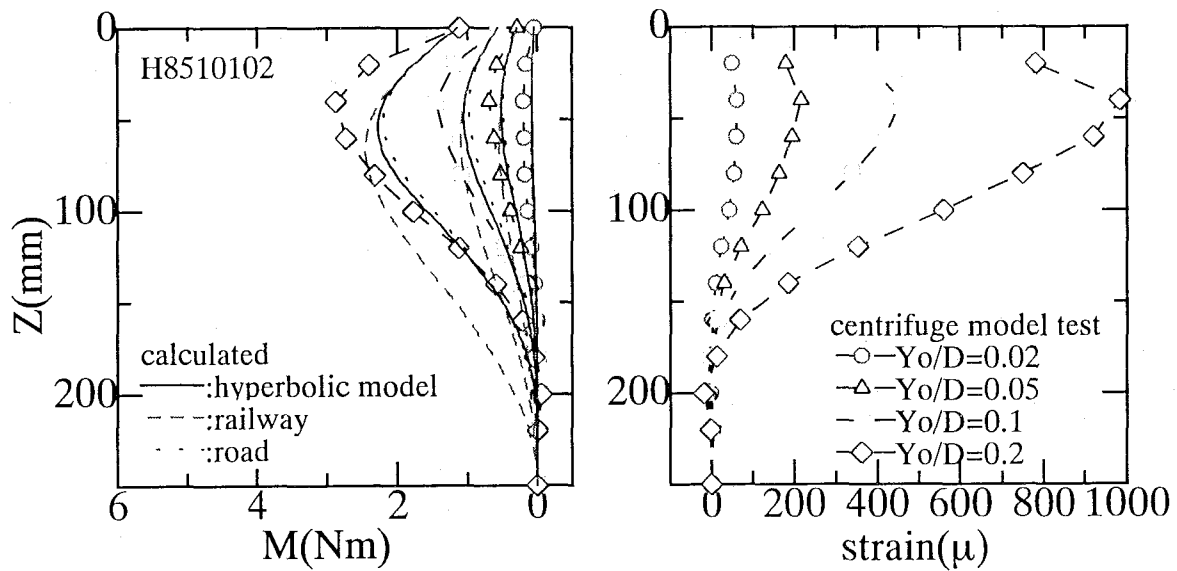


(e)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$ ,  $50\text{G}$

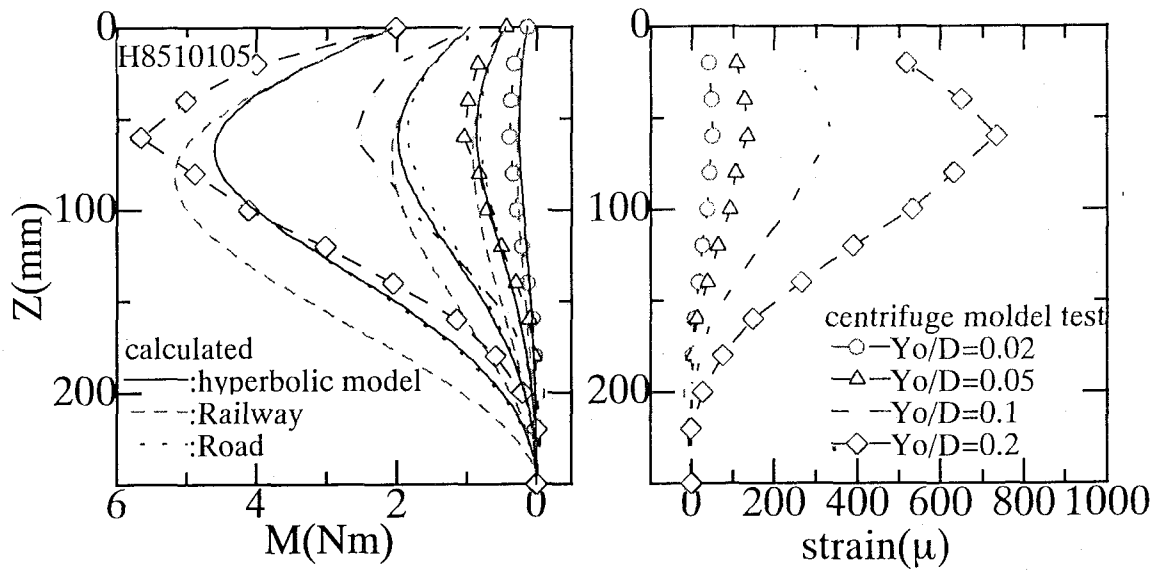


(f)  $D_r=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$ ,  $50\text{G}$

**Fig.5.11(b)  $P_0$ - $Y_0$  relations. ( $D_r=60\%$ )**

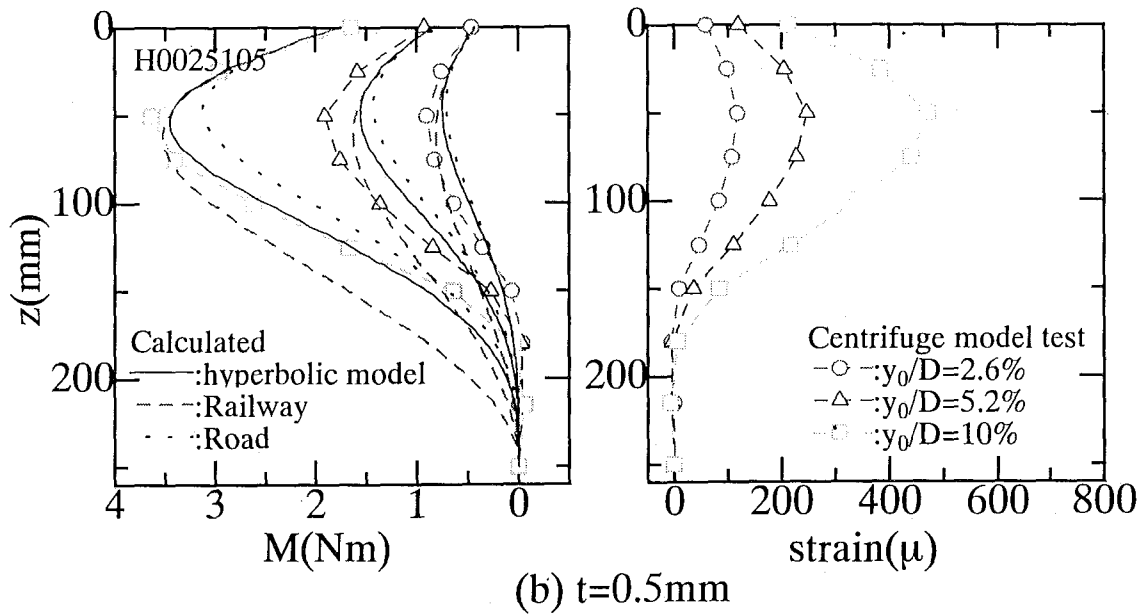
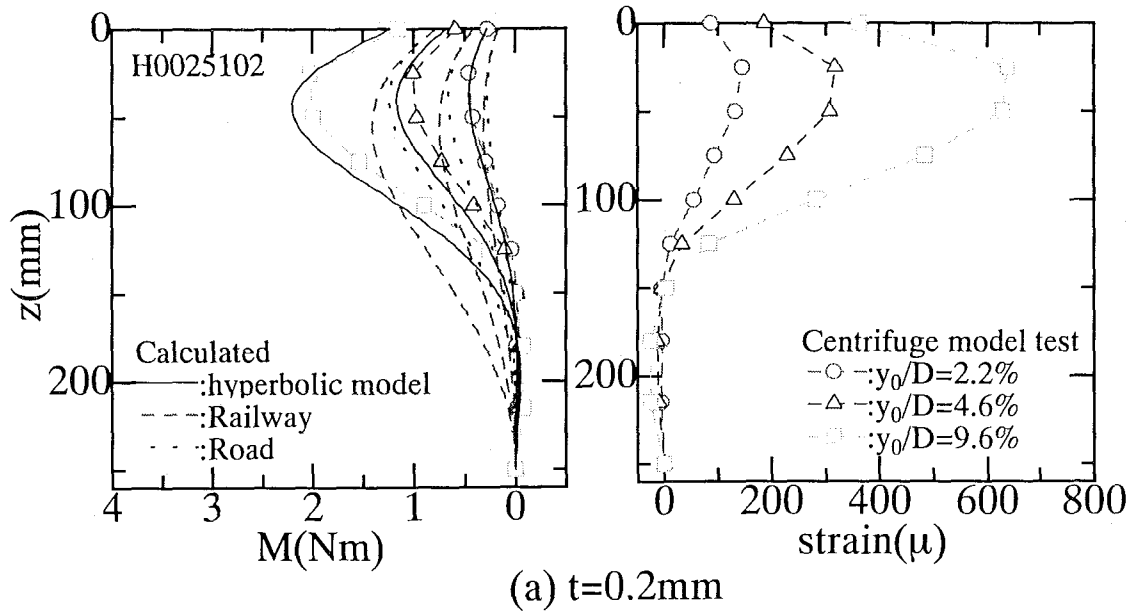


(a)  $t=0.2\text{mm}$

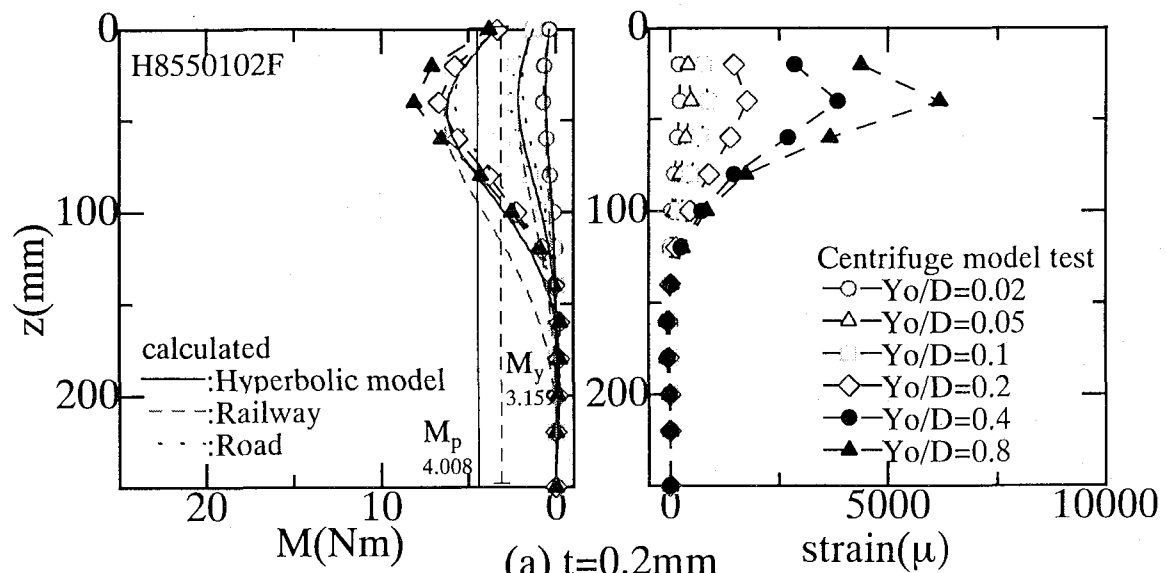


(b)  $t=0.5\text{mm}$

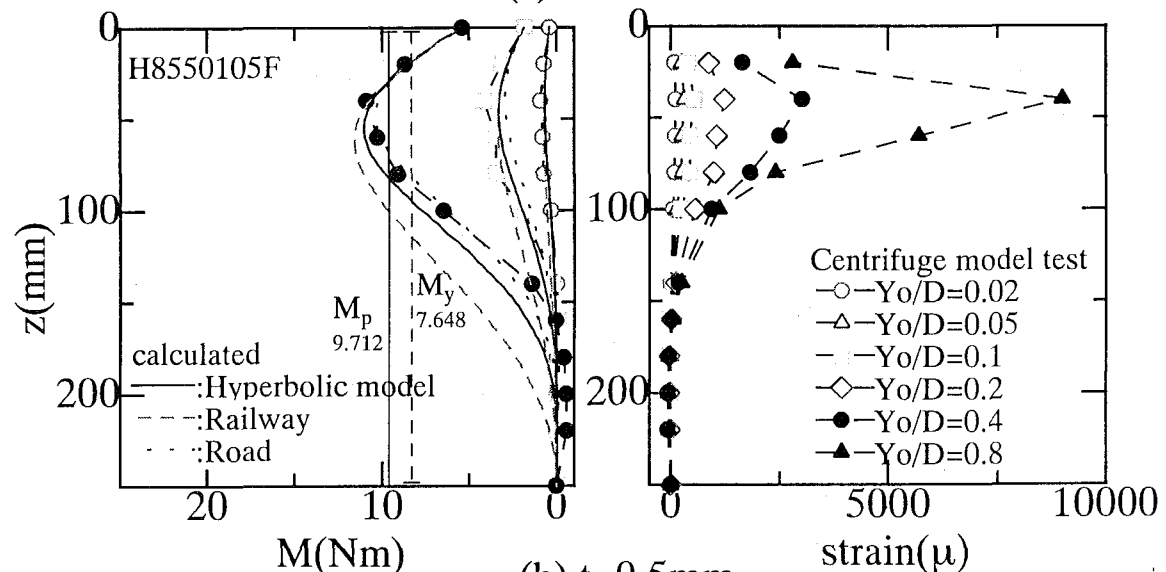
**Fig.5.12** Bending moment profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $10G$ )



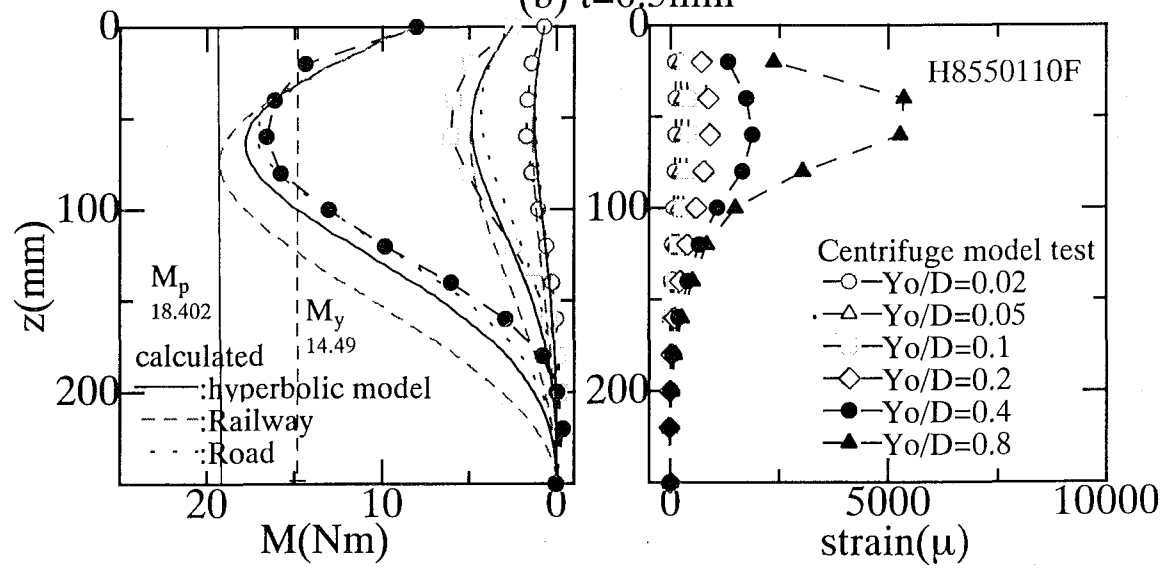
**Fig.5.13** Bending moment profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $25G$ )



(a)  $t=0.2\text{mm}$



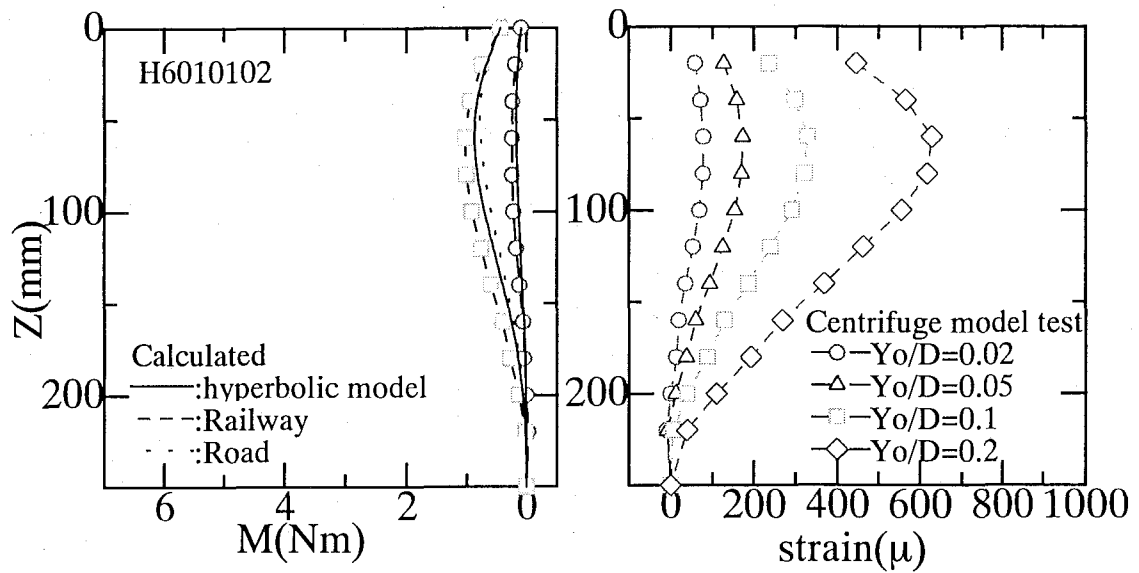
(b)  $t=0.5\text{mm}$



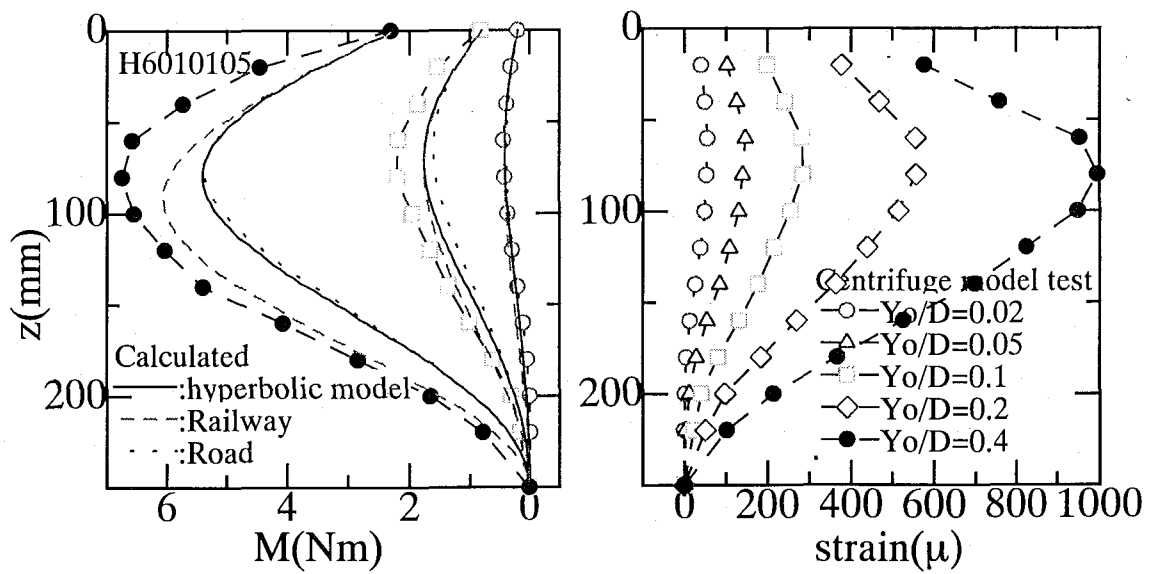
(c)  $t=1.0\text{mm}$

**Fig.5.14** Bending moment profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $50G$ )



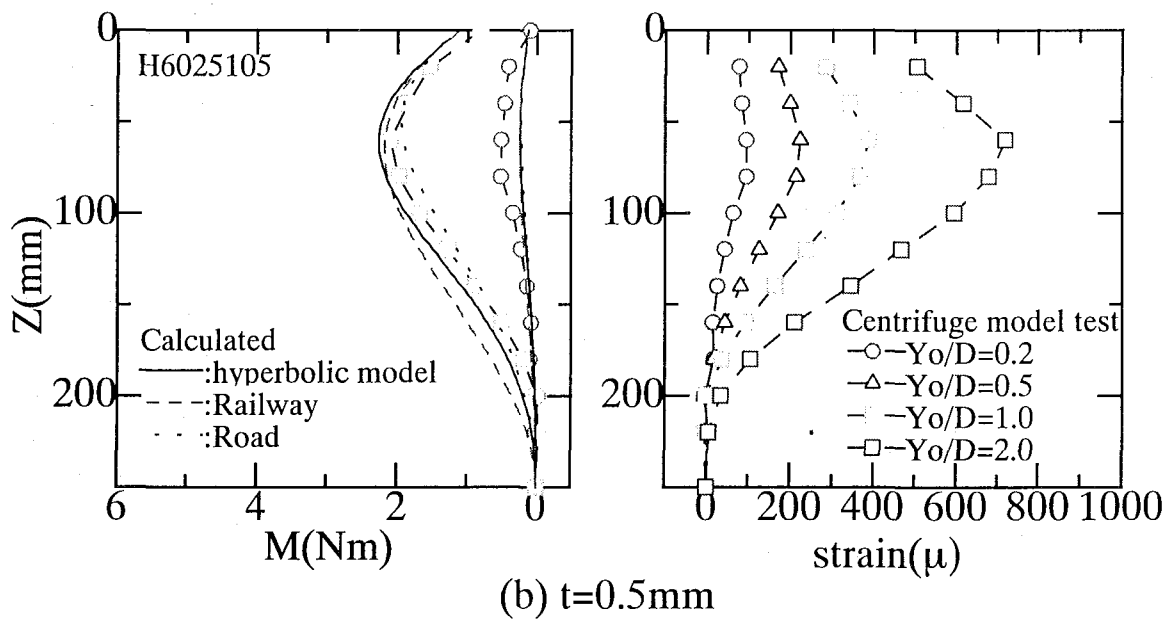
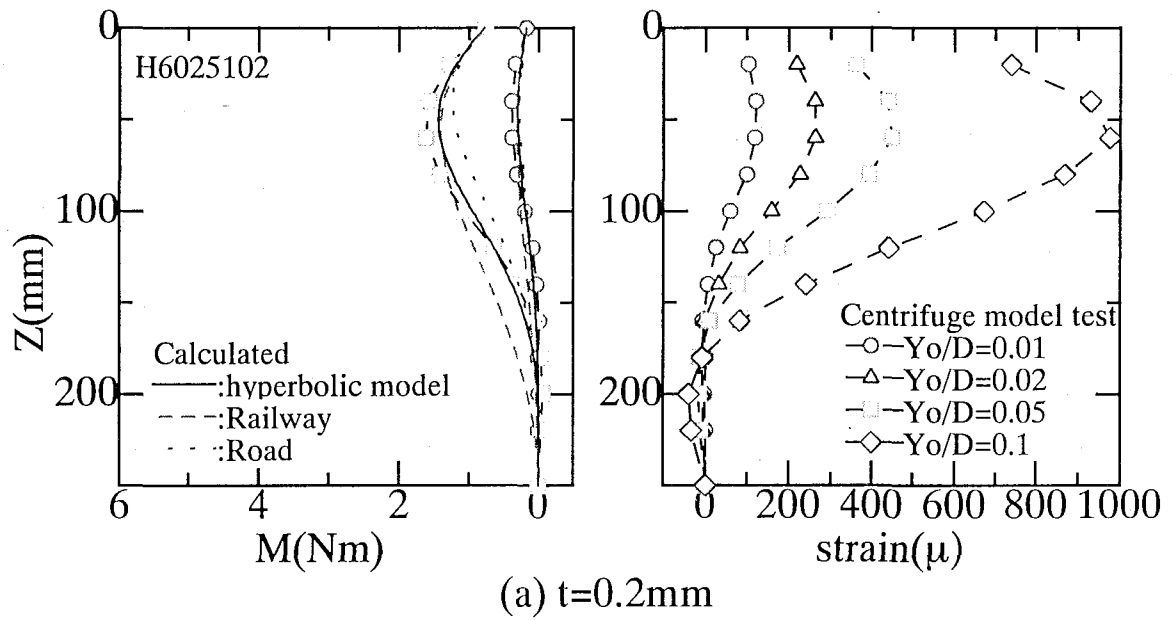


(a)  $t=0.2\text{mm}$

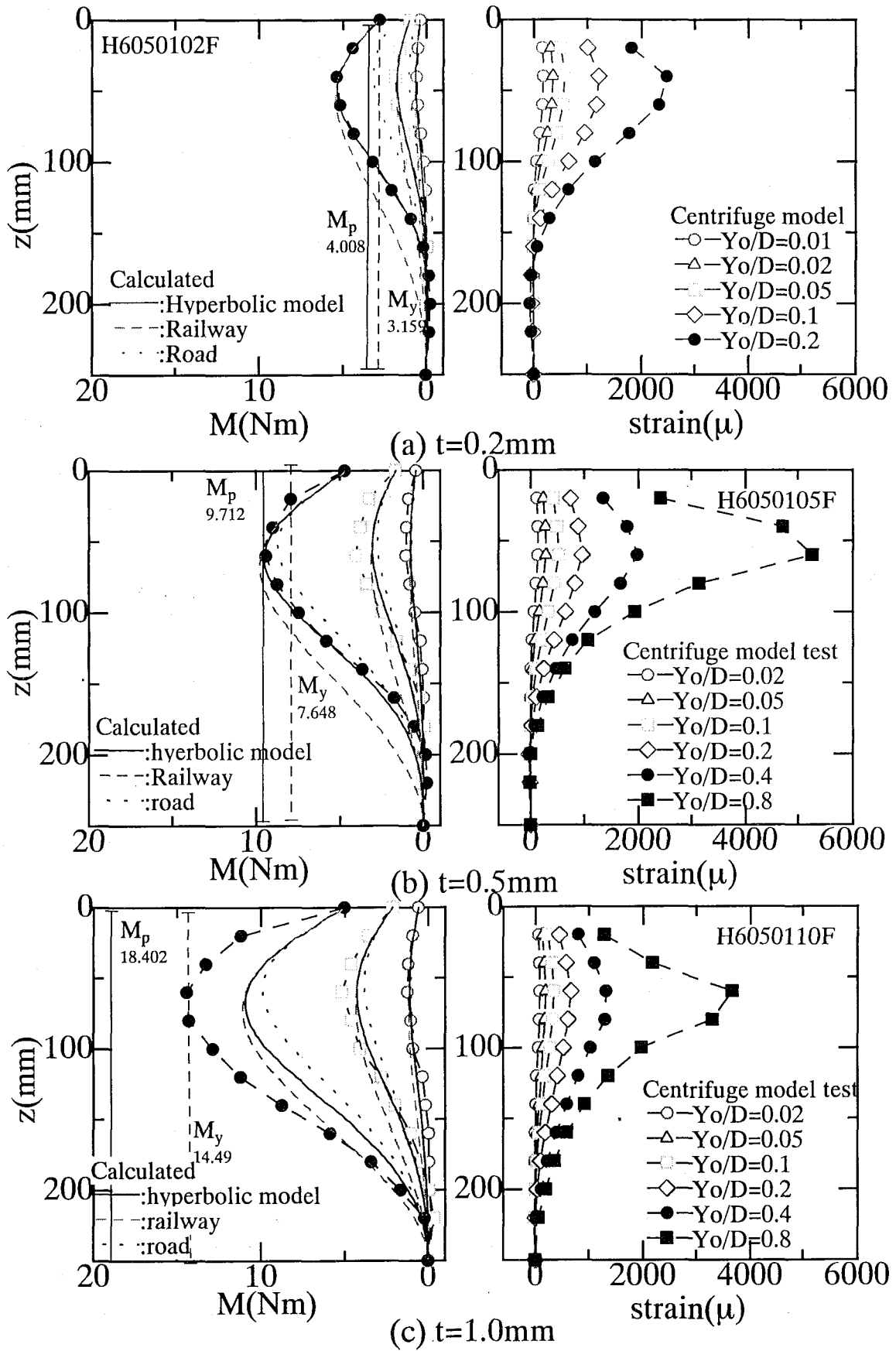


(b)  $t=0.5\text{mm}$

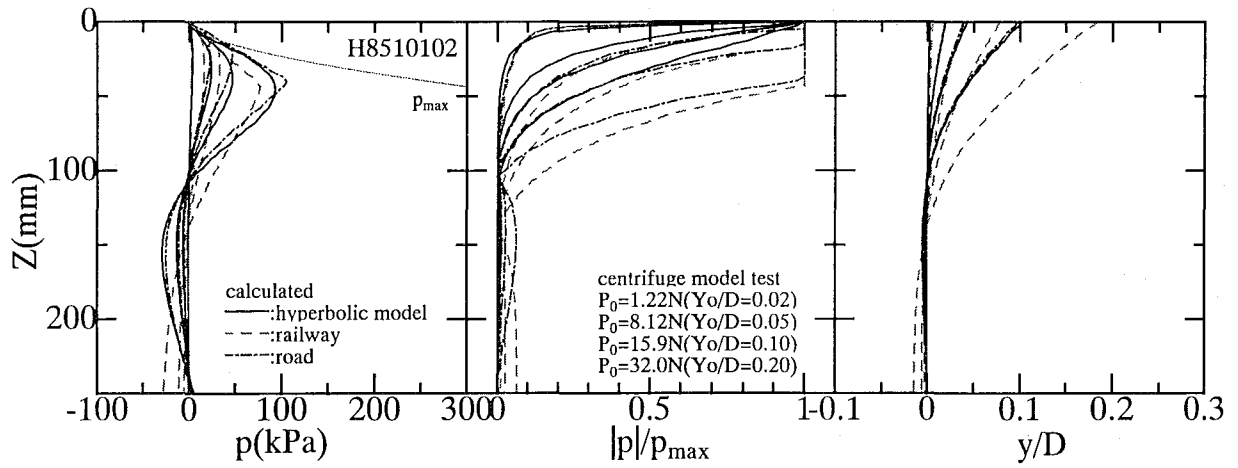
**Fig.5.15** Bending moment profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $10G$ )



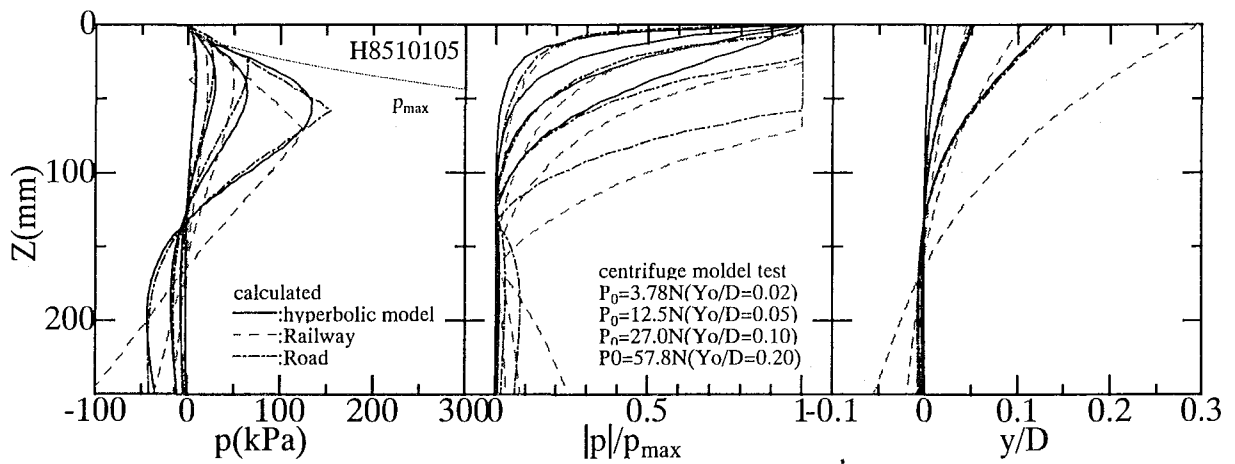
**Fig.5.16** Bending moment profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $25G$ )



**Fig.5.17** Bending moment profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $50G$ )

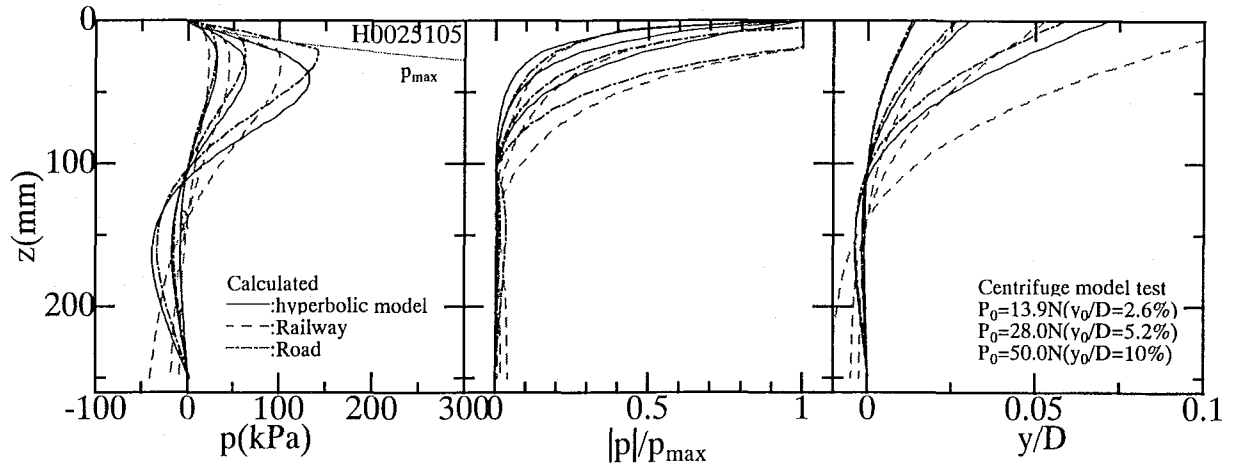


(a)  $t=0.2mm$

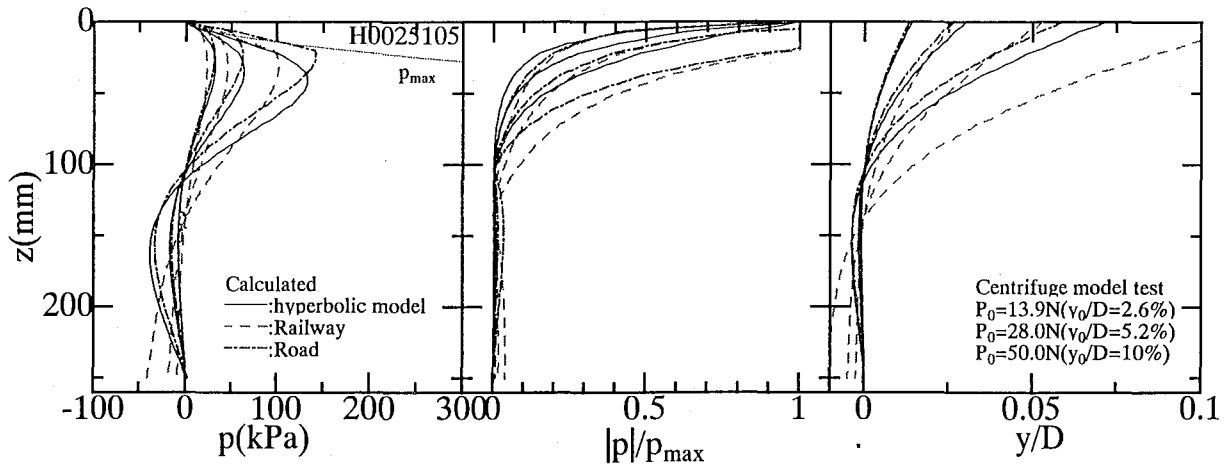


(b)  $t=0.5mm$

**Fig.5.18** Subgrade reaction & deflection profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $10G$ )

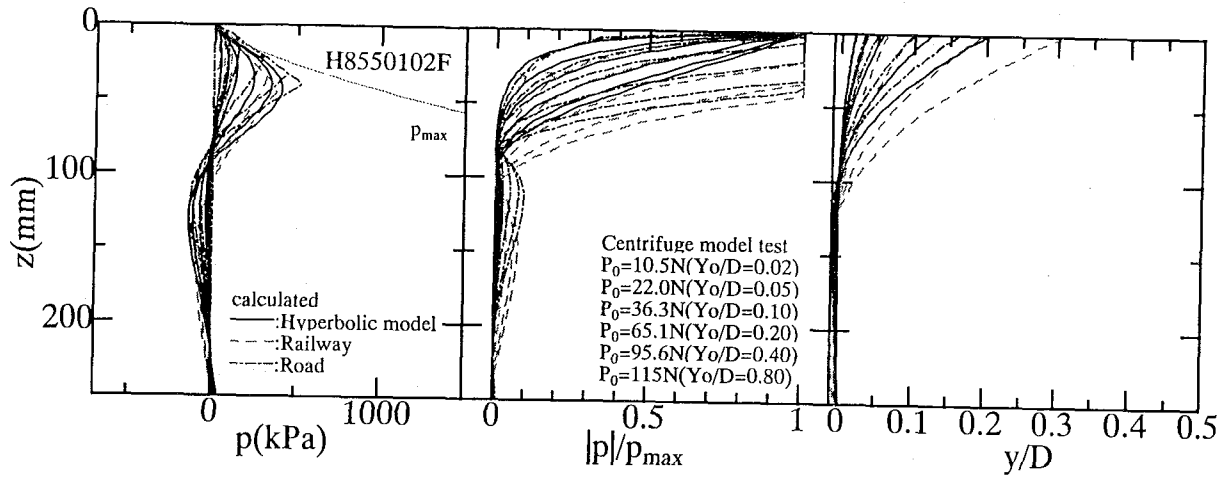


(a)  $t=0.2\text{mm}$

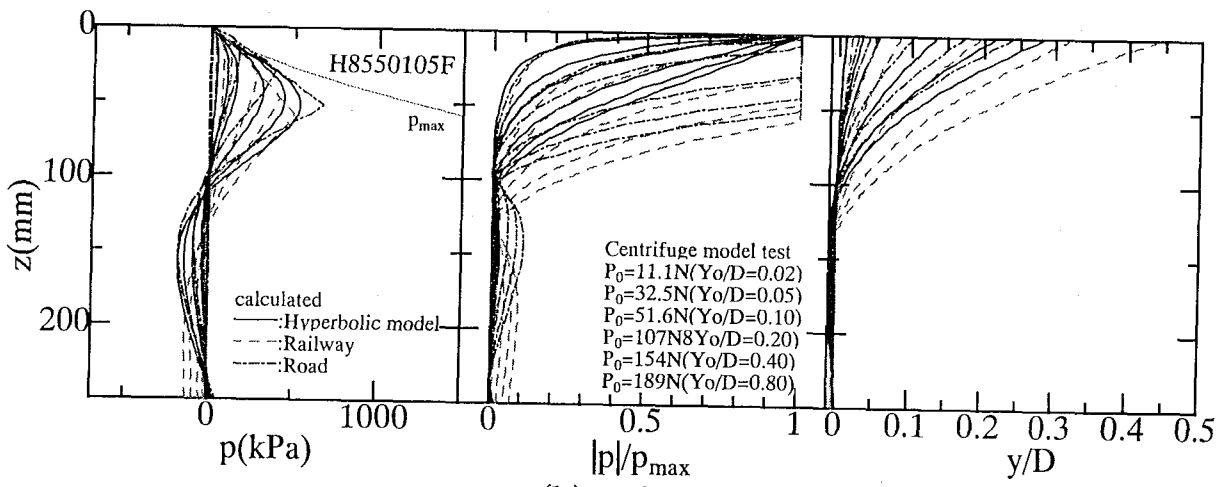


(b)  $t=0.5\text{mm}$

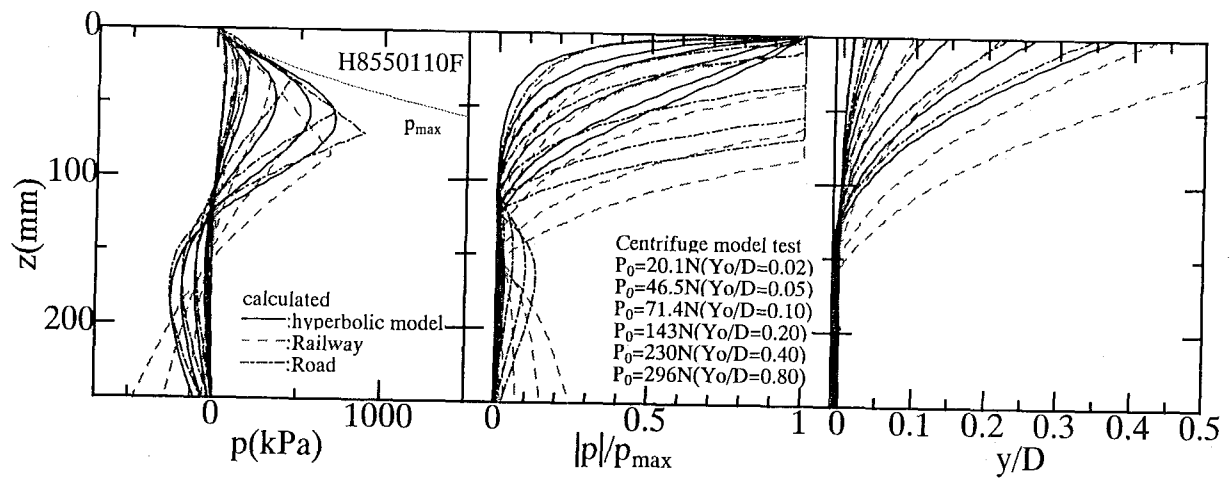
**Fig.5.19** Subgrade reaction & deflection profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $25G$ )



(a)  $t=0.2mm$

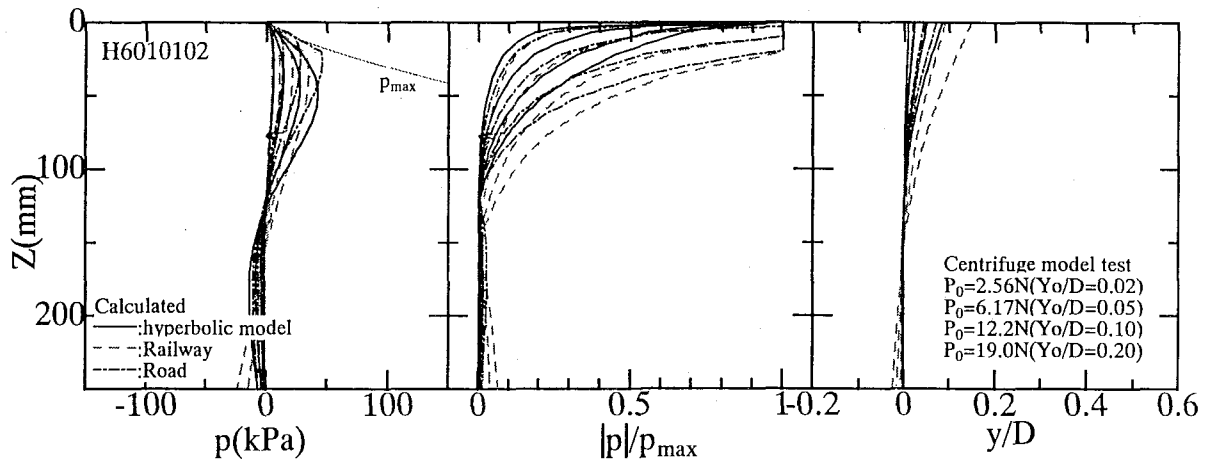


(b)  $t=0.5mm$

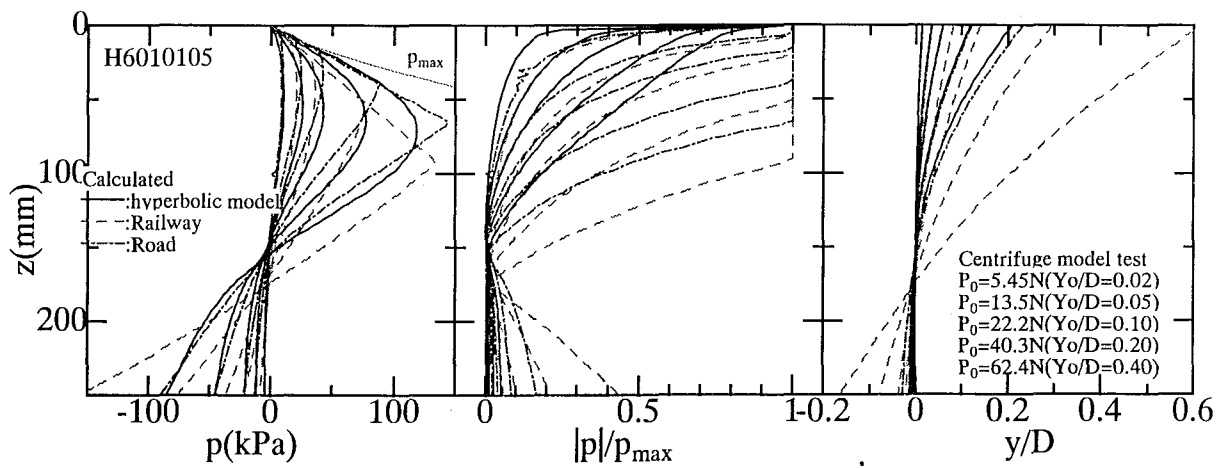


(c)  $t=1.0mm$

Fig.5.20 Subgrade reaction & deflection profiles. ( $D_r=85\%$ ,  $50G$ )

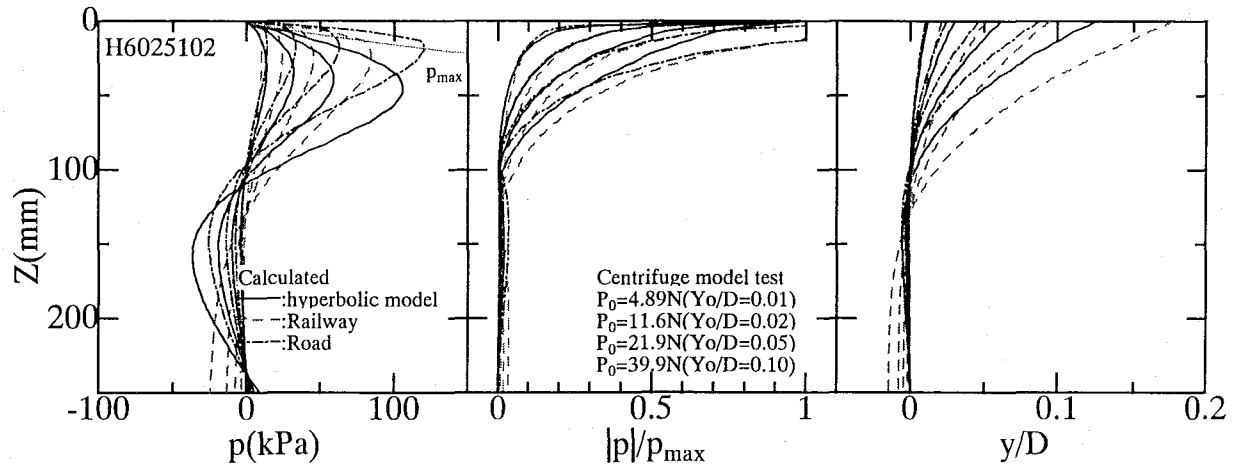


(a)  $t=0.2\text{mm}$

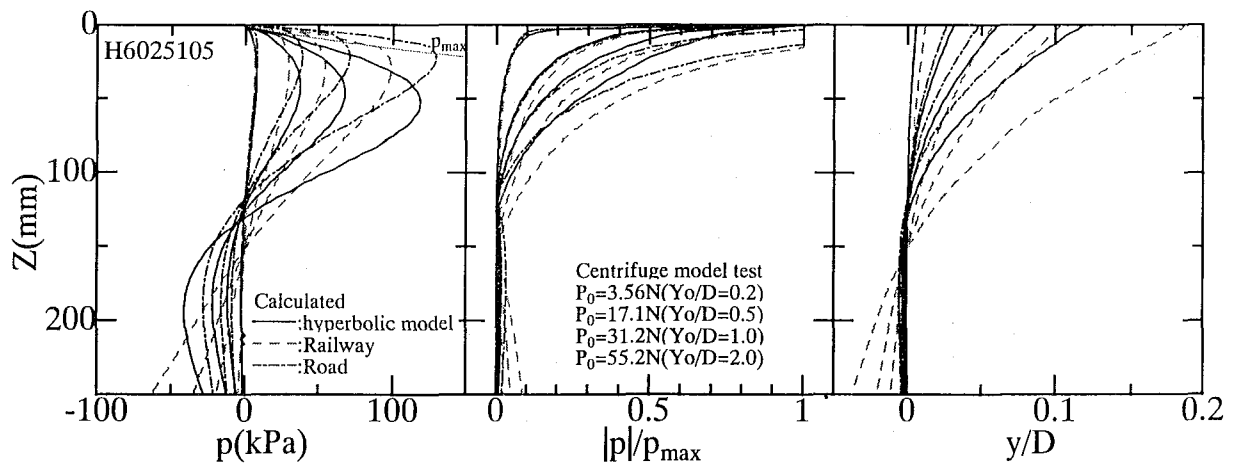


(b)  $t=0.5\text{mm}$

**Fig.5.21** Subgrade reaction & deflection profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $10G$ )



(a)  $t=0.2\text{mm}$



(b)  $t=0.5\text{mm}$

**Fig.5.22** Subgrade reaction & deflection profiles. ( $D_r=60\%$ ,  $25G$ )



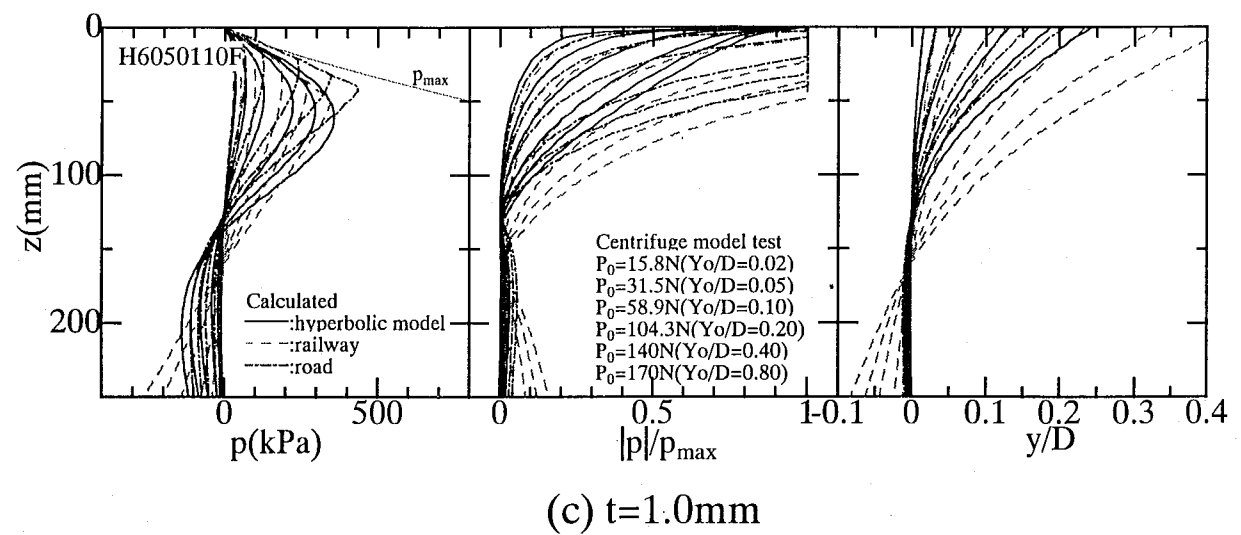
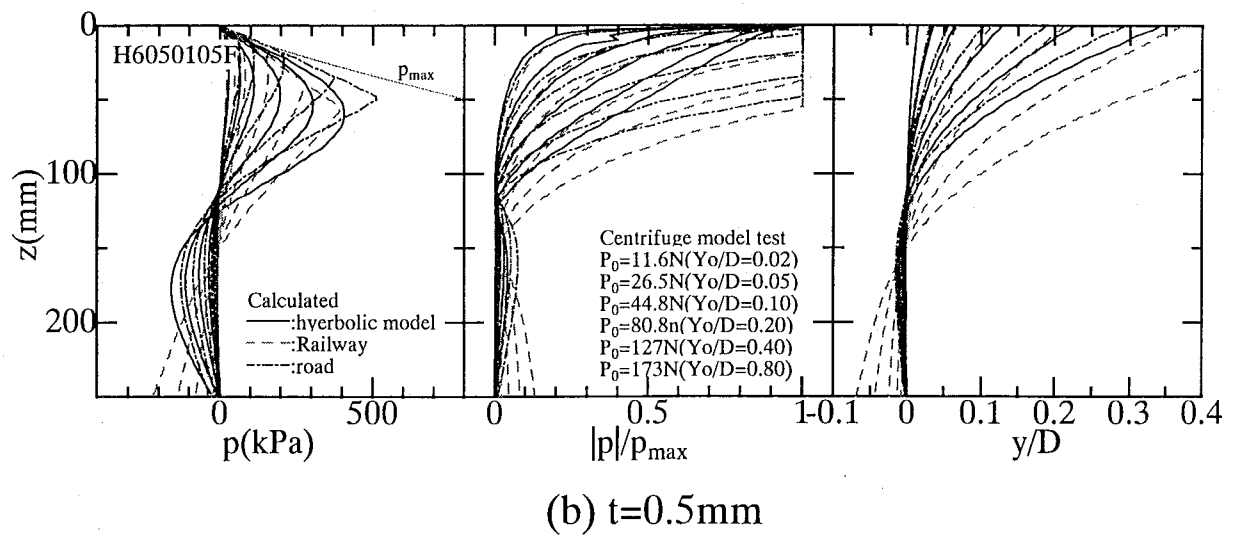
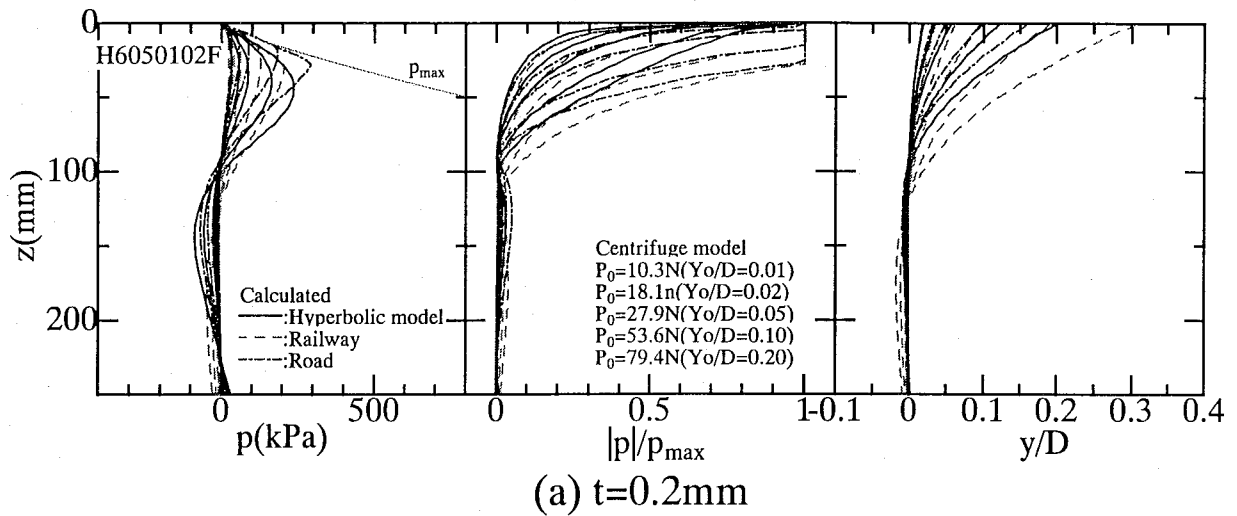
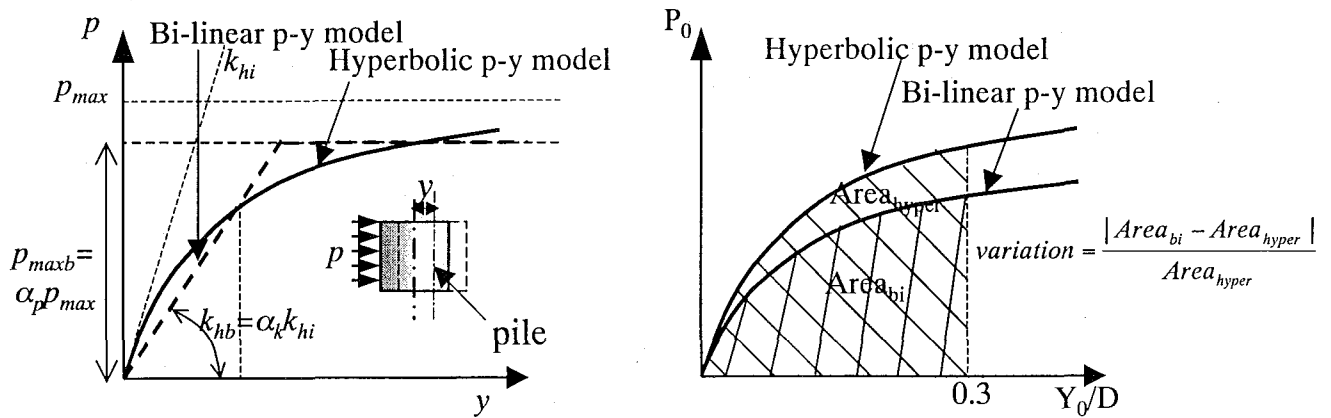
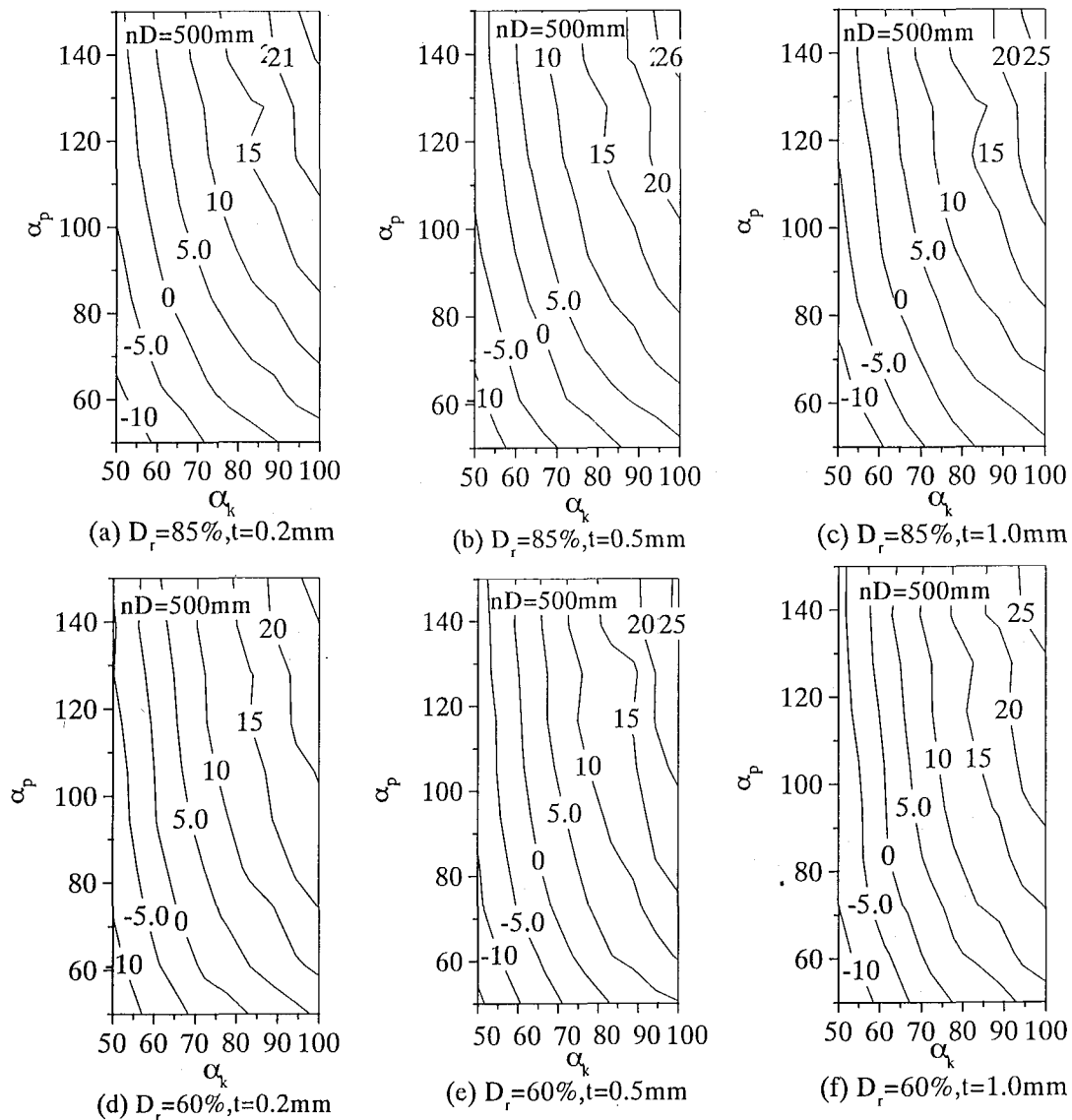


Fig.5.23 Subgrade reaction & deflection profiles. ( $D_r=60\%$ , 50G)



**Fig.5.24(a)** Bi-linear p-y model **Fig.5.24(b)** The way to calculate variations between hyperbolic and bi-linear p-y mode.



**Fig.5.25** Parameter studies on  $\alpha_k$  and  $\alpha_p$  in bi-linear p-y model.

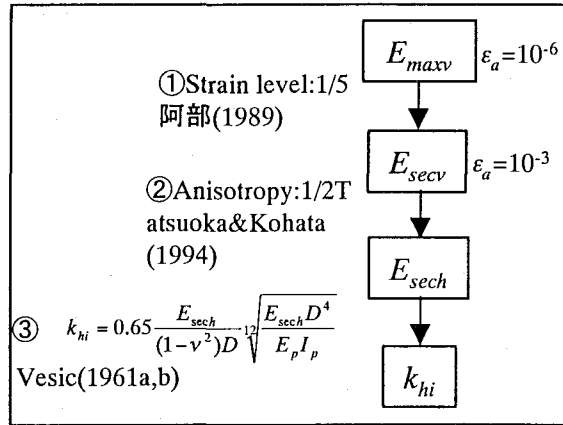


Fig.5.26 Determination of  $k_{hi}$ .

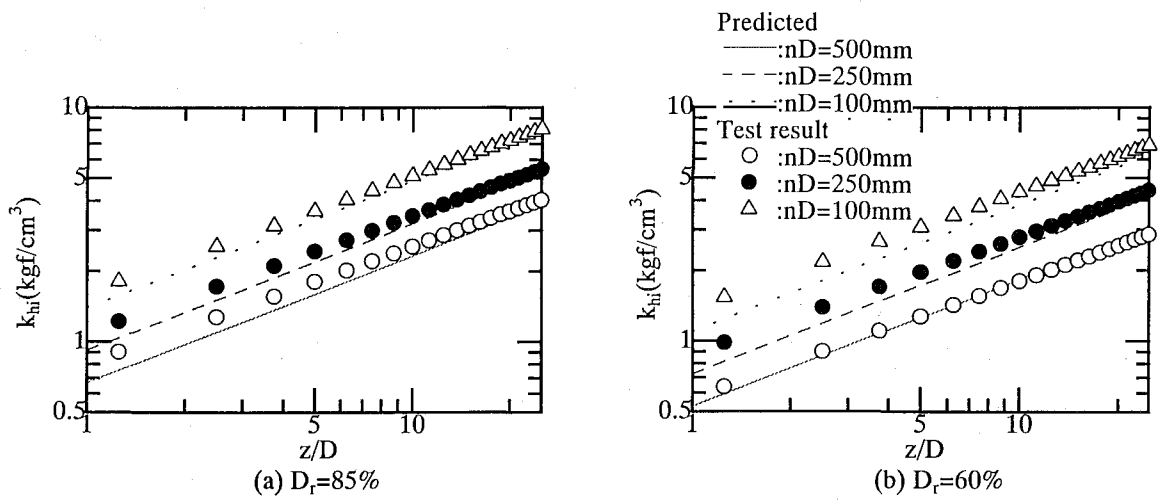


Fig.5.27 Comparison between predicted  $k_{hi}$  and test results  $k_{hi}$ .

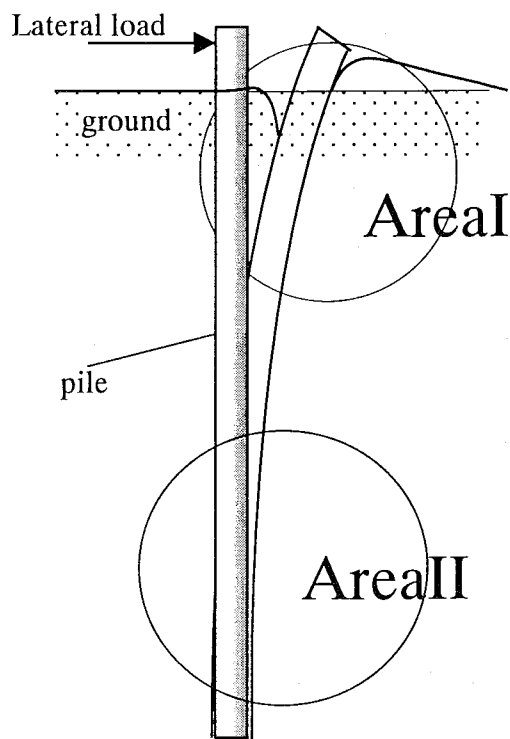


Fig.5.28(a) Failure mechanism.

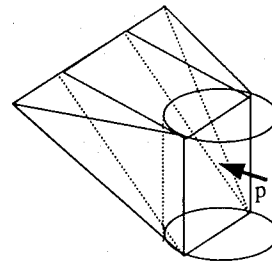


Fig.5.28(b) Shallower zone.  
after Kishida & Nakai (1979)

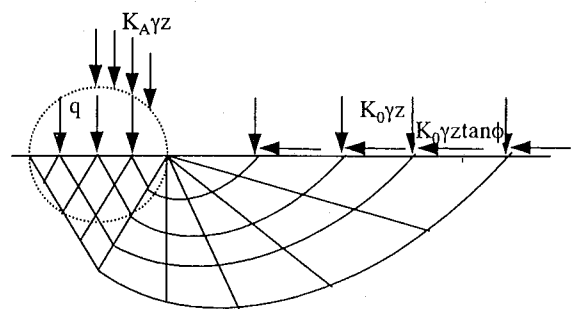


Fig.5.28(c) Deeper zone.  
after Kishida & Nakai(1979)

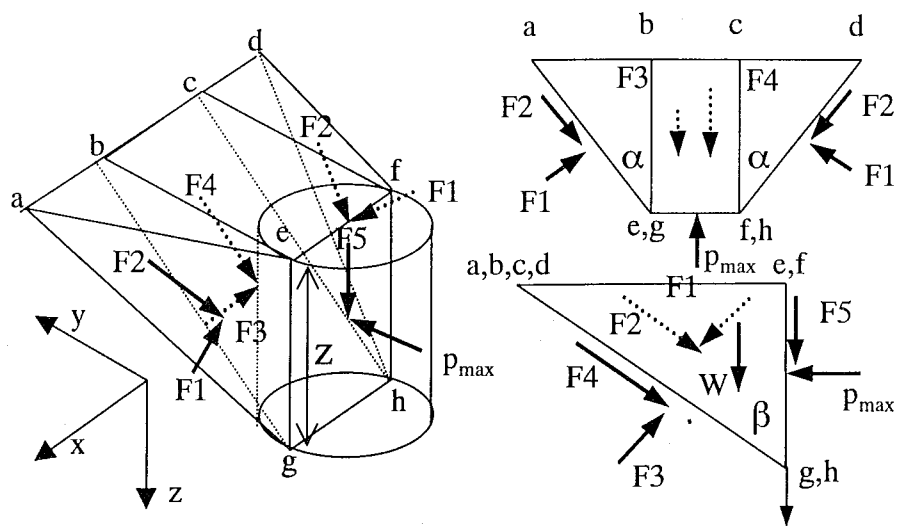
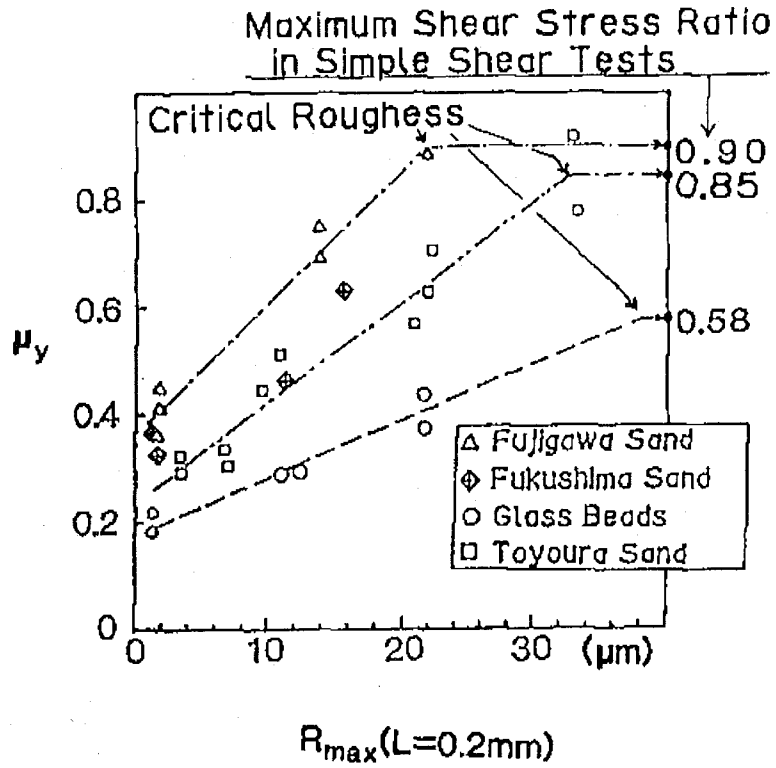
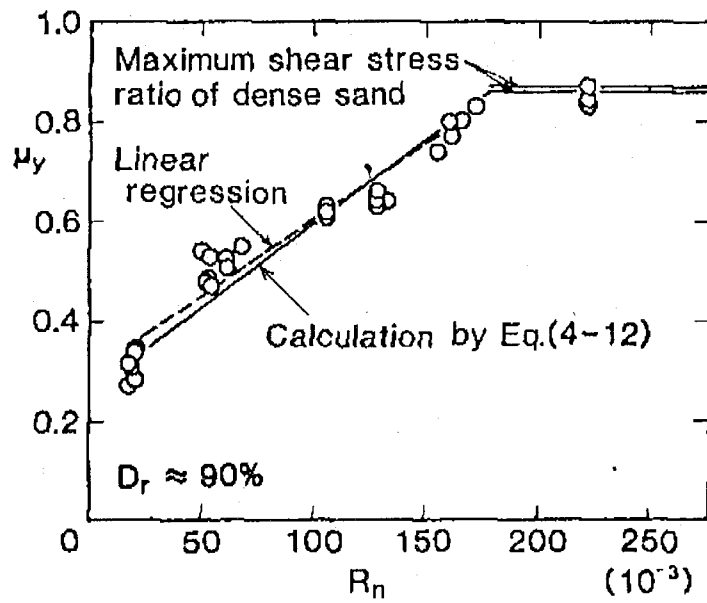


Fig.5.29 Assumed failure mechanism.

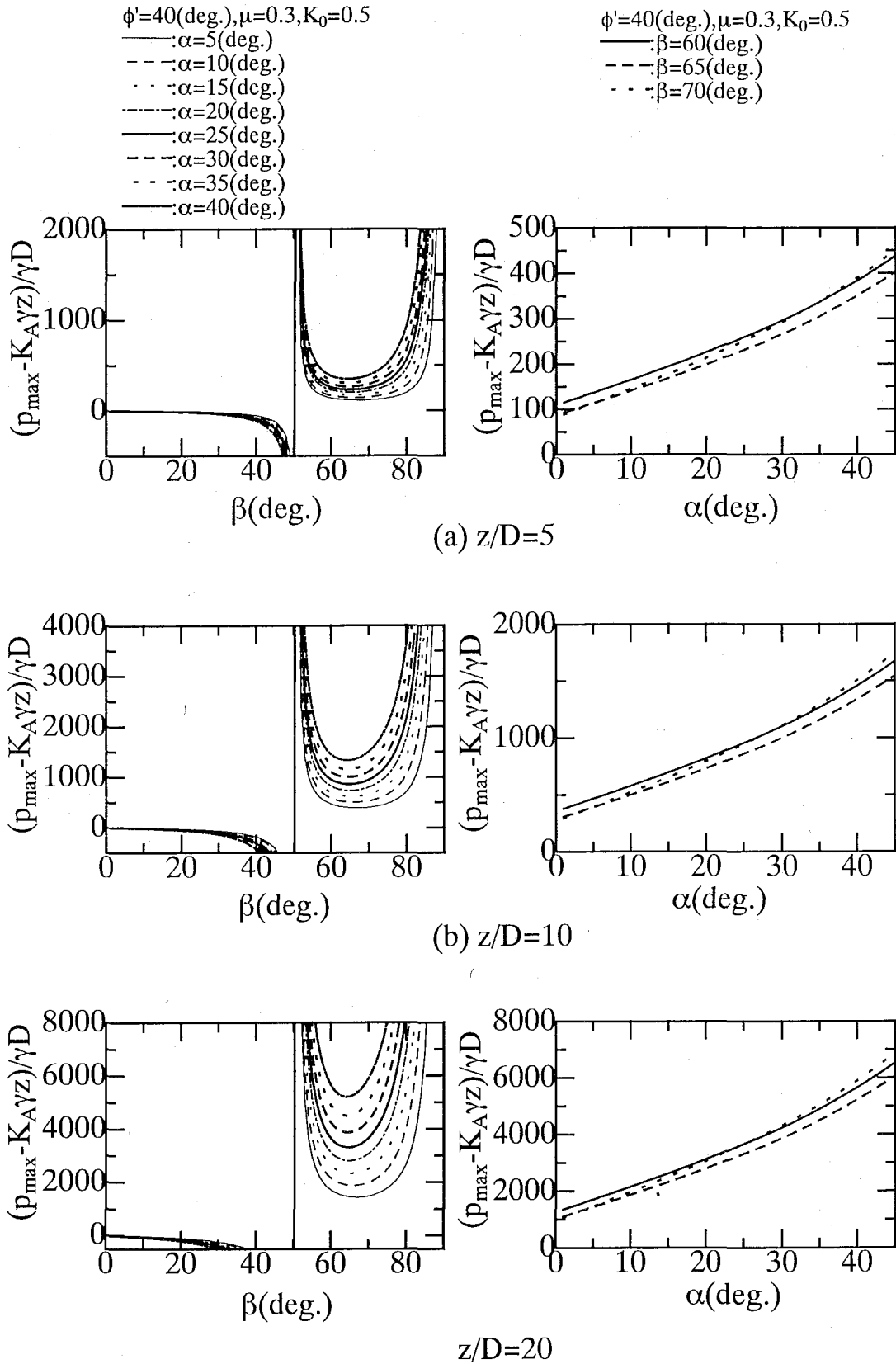


(a) Influence of steel roughness.



(b) Normalized roughness

**Fig.5.30** Coefficients of friction between steel and Toyoura sand.  
(Uesugi, M., 1987)



**Fig.5.31** Examples of relationships between  $p_{\max}/\gamma D$  and  $\alpha, \beta$ .

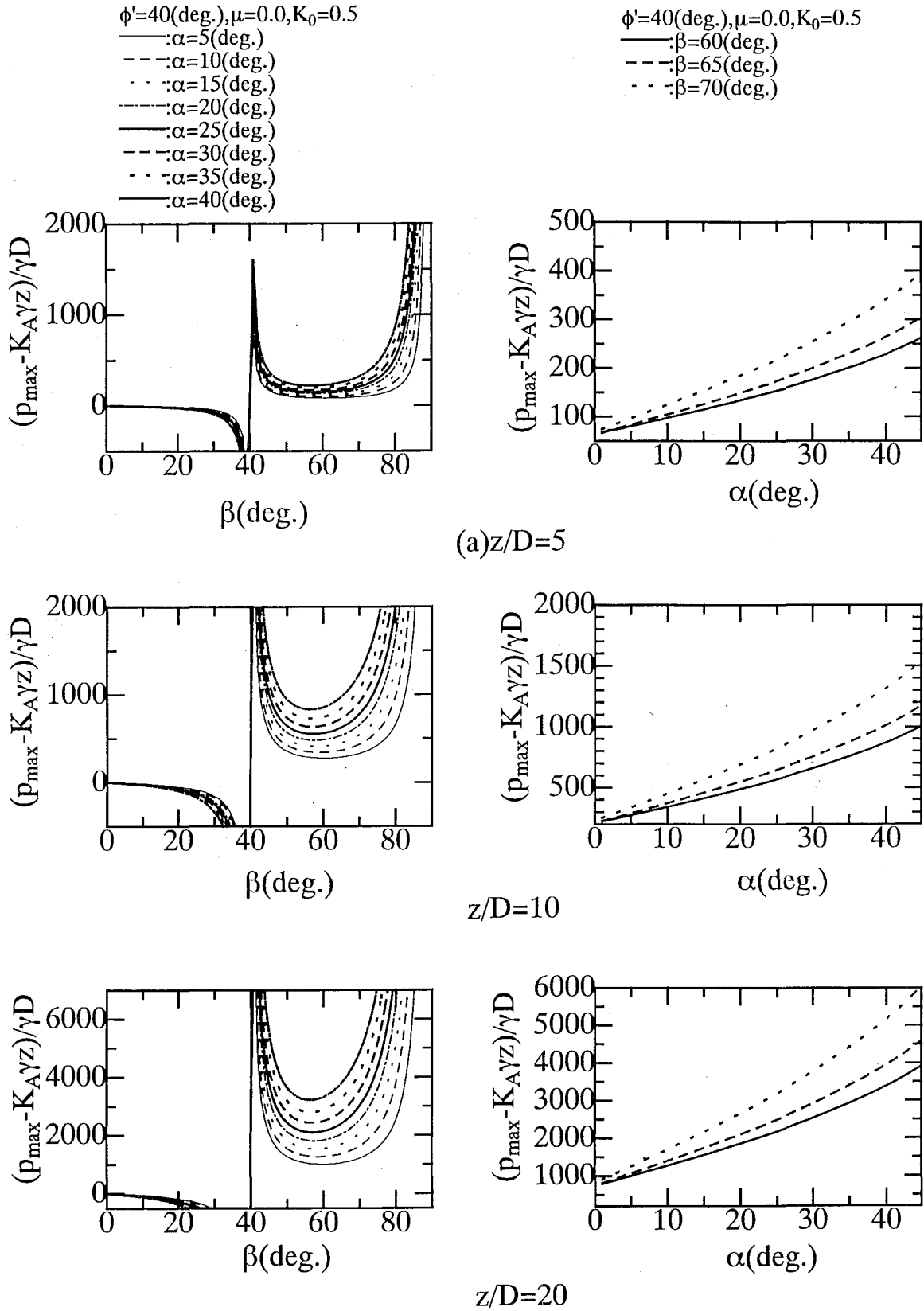
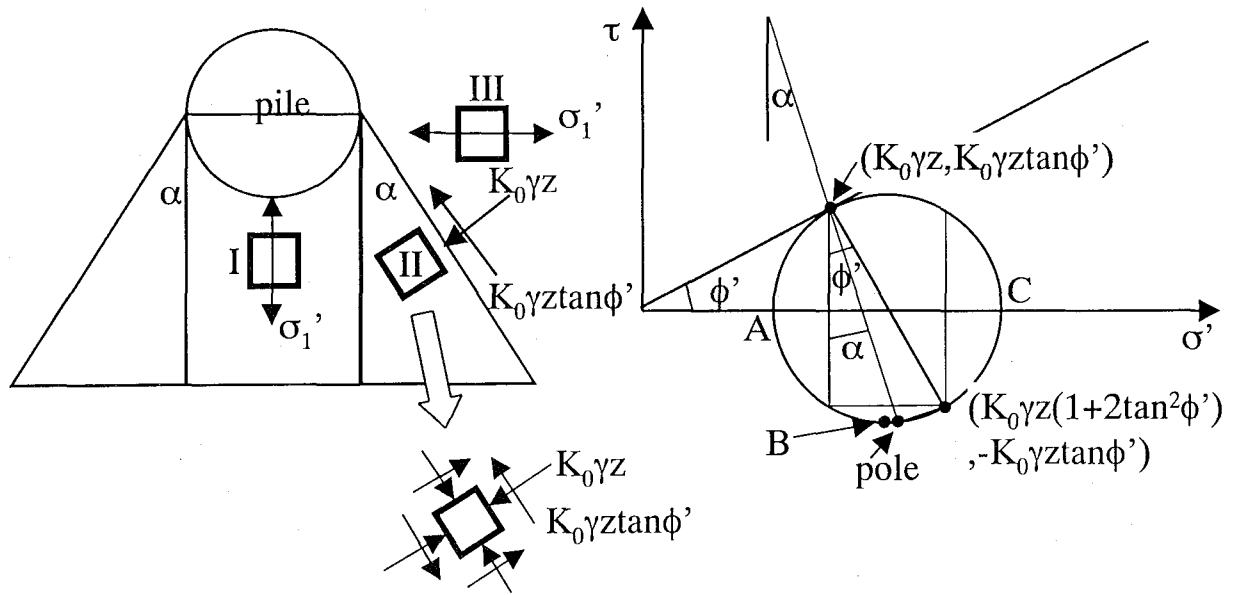
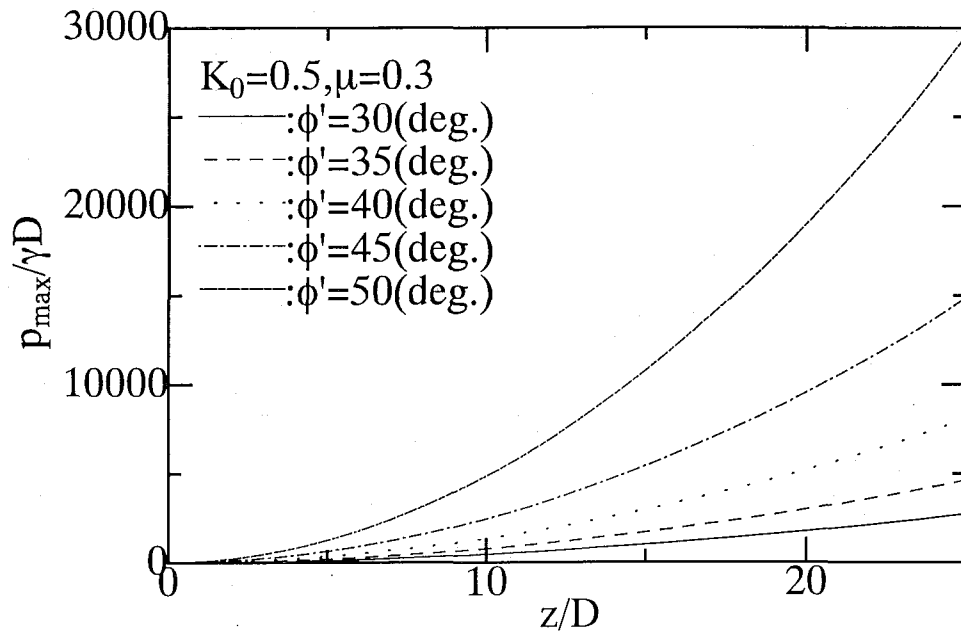


Fig.5.32 Examples of relationships between  $p_{\max}/n\gamma D$  and  $\alpha, \beta$ .

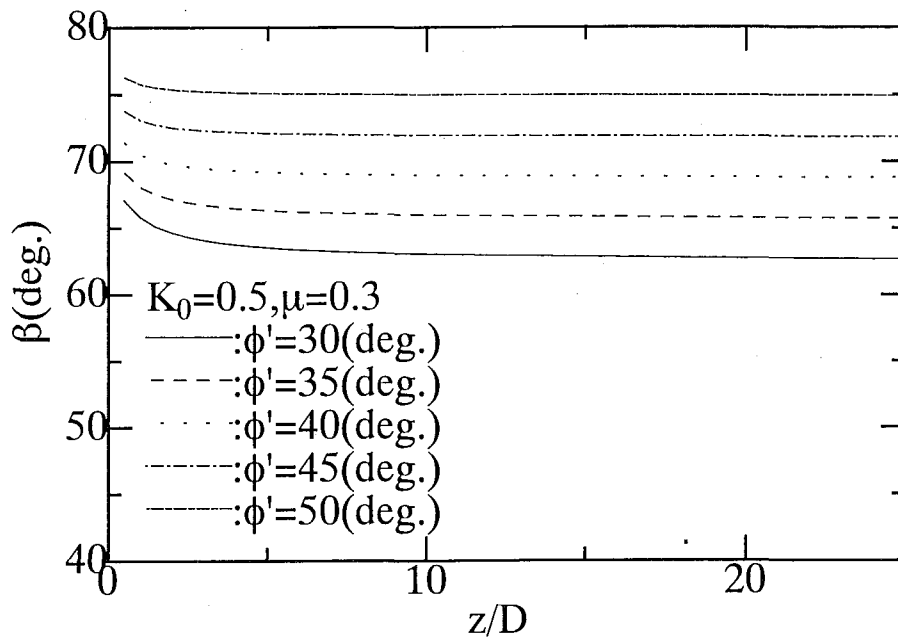


**Fig.5.33** Relationship between  $\alpha$  and  $\phi'$ .



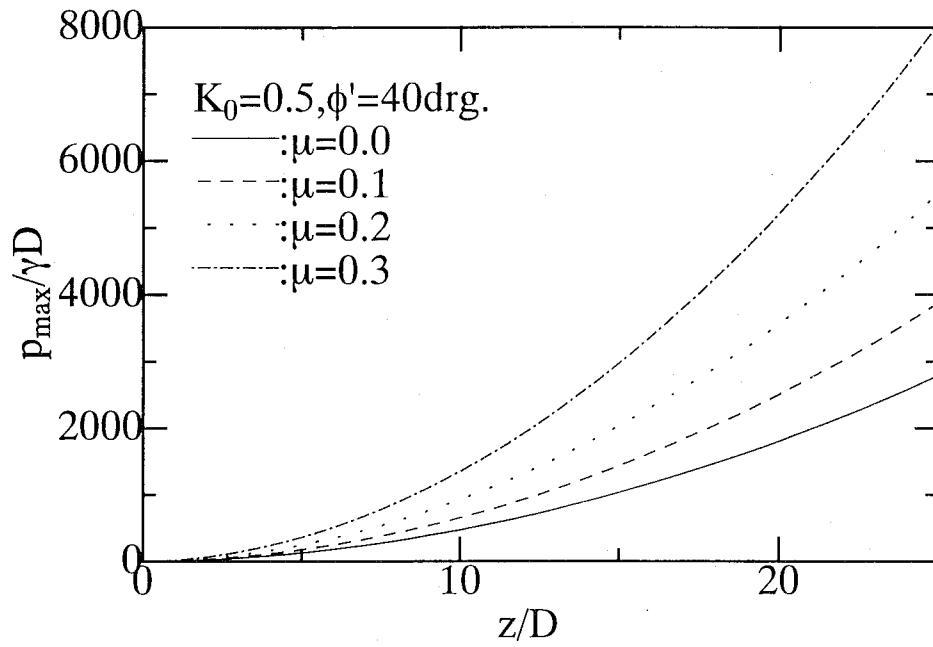


(a) Effect of  $\phi'$  on  $p_{\max}/\gamma D$

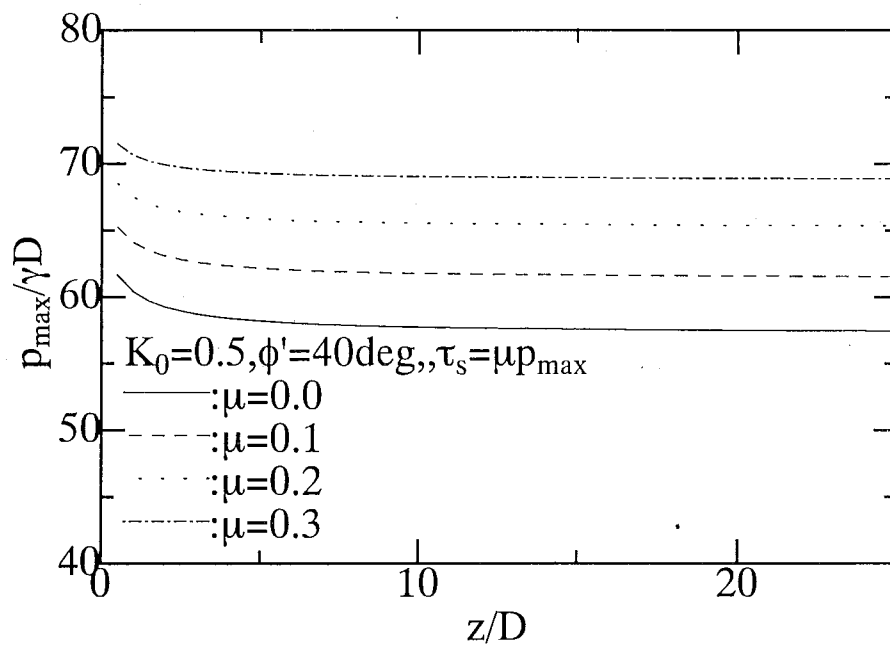


(b) Effect of  $\phi'$  on  $\beta$

**Fig.5.34** Effect of  $\phi'$  on  $p_{\max}/\gamma D$  and  $\beta$  .



(a) Effect of  $\mu$  on  $p_{\max}/\gamma D$



(b) Effect of  $\mu$  on  $\beta$

**Fig.5.35** Effect of  $\mu$  on  $p_{\max}/\gamma D$  and  $\beta$ .

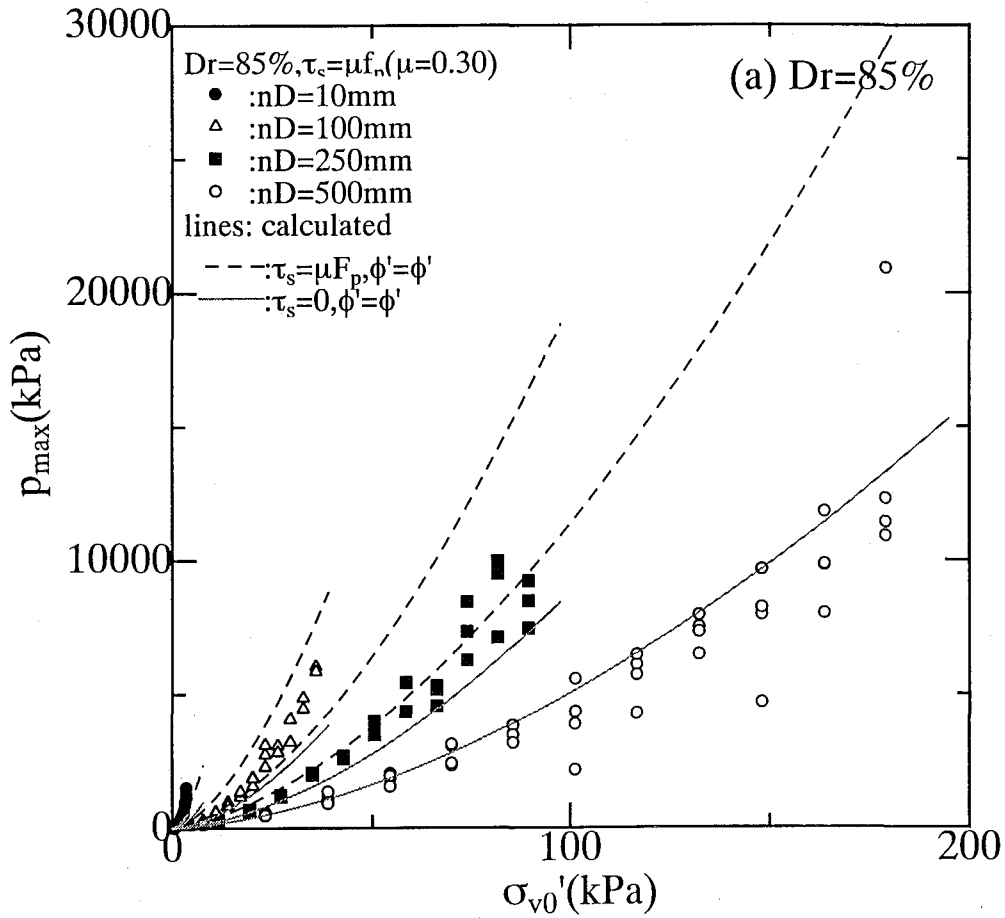


Fig.5.36(a) Variations of  $p_{max}$  and  $\sigma_{v0}'$  (Dr=85%, D=10mm)

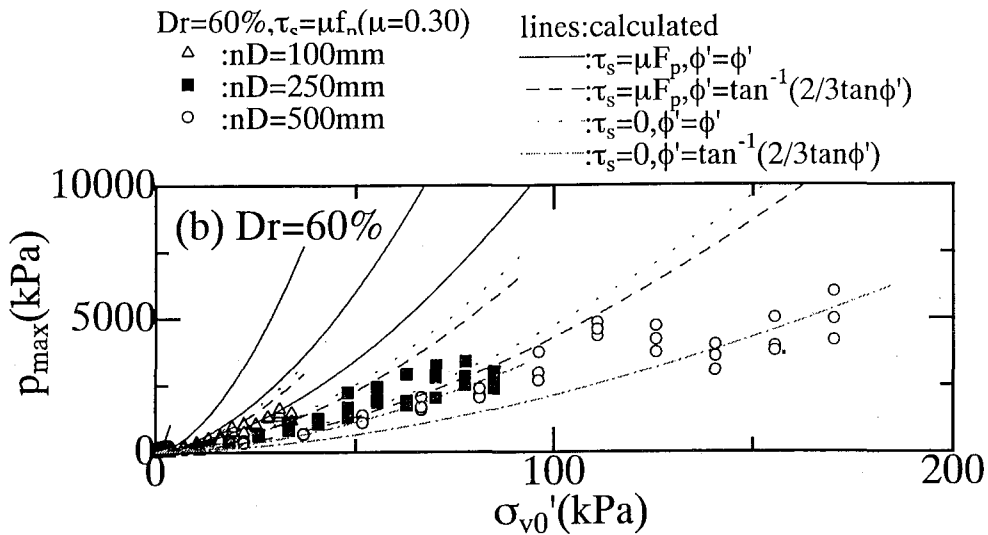
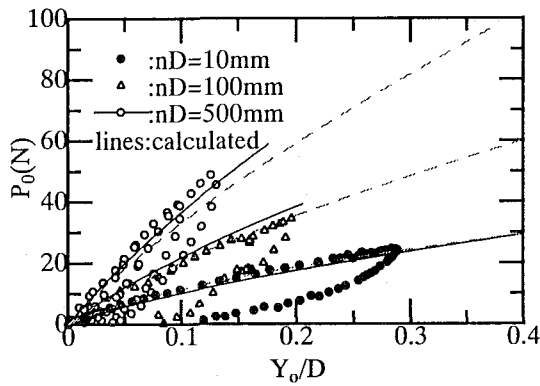
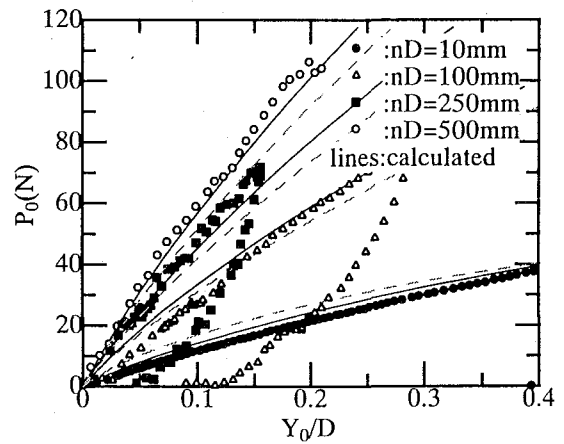


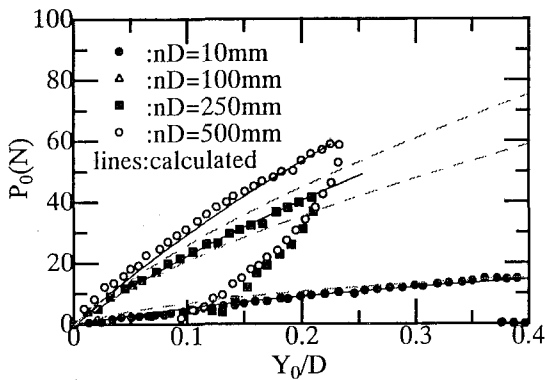
Fig.5.36(b) Variation of  $p_{max}$  and  $\sigma_{v0}'$  (Dr=60%, D=10mm)



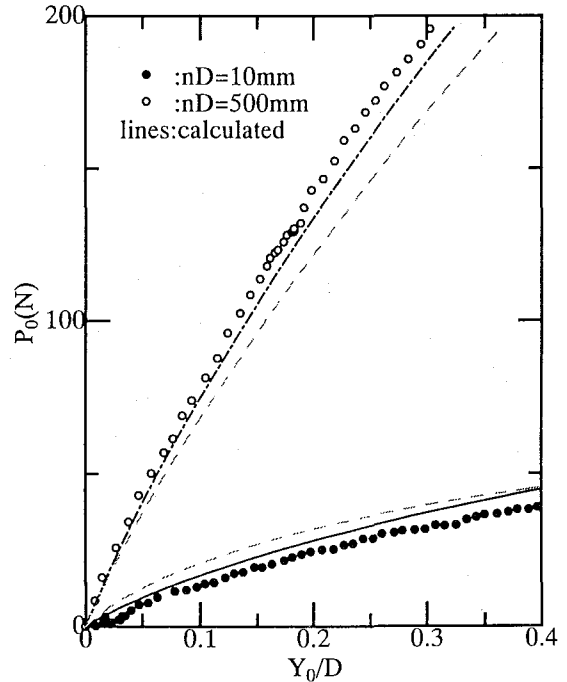
(a)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$



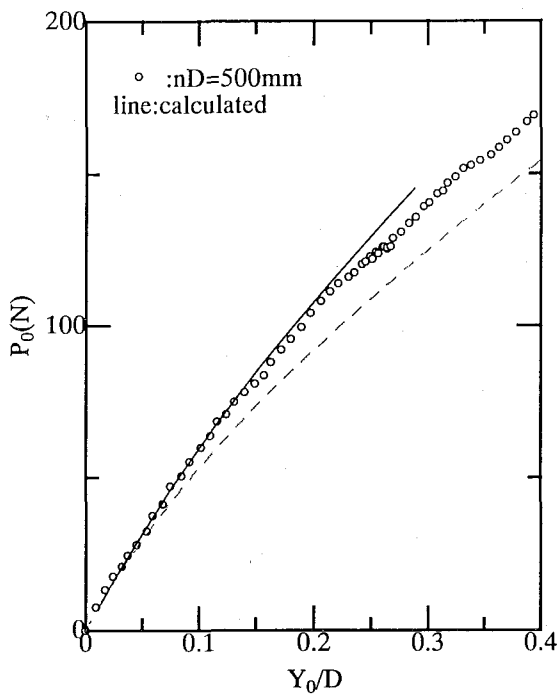
(b)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$



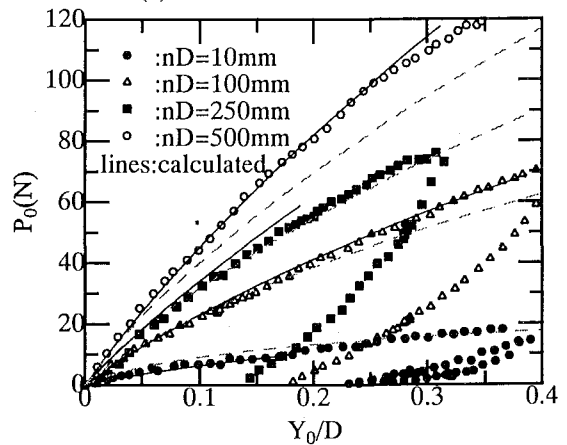
(d)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.2\text{mm}$



(c)  $Dr=85\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=1.0\text{mm}$



(f)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=1.0\text{mm}$



(e)  $Dr=60\%$ ,  $D=10\text{mm}$ ,  $t=0.5\text{mm}$

**Fig.5.37** Relationships between  $P_0$  and  $Y_0/D$  ( $Dr=85\%$  &  $60\%$ ) .

# 第6章 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション

## 6.1 はじめに

前章において双曲線型  $p$ - $y$  関係のパラメータである初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  の決定法について述べ、遠心力場における砂地盤中の鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを実施し、双曲線型  $p$ - $y$  関係の妥当性を確認した。本章では、第3章で説明した重力場での鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験を現行のバイリニア型  $p$ - $y$  関係(鉄道総合技術研究所,1997; 日本道路協会,1997)および提案した双曲線型  $p$ - $y$  関係の両者を用いてシミュレートを試み比較を行った。バイリニア型  $p$ - $y$  関係では、 $N$  値をもとに道路橋および鉄道橋杭基礎の基準に準じた  $p$ - $y$  関係の設定と稲城砂の圧密排水三軸圧縮試験から得られた  $E_{50}$ ,  $c'$ ,  $\phi'$  をもとに求めた  $p$ - $y$  関係の設定の2つの方法を示した。一方、双曲線型  $p$ - $y$  関係では、圧密排水三軸圧縮試験の  $E_c$ ,  $c'$ ,  $\phi'$  をもとに初期地盤反力係数  $k_{hi}$  および極限地盤反力  $p_{max}$  を求め、これを用いた方法によった。稲城砂の不飽和地盤は第2章で説明したように見かけの粘着力  $c'$  を有するため、第5章で求めた極限地盤反力  $p_{max}(c'=0)$  の条件の評価ではこれを過小評価することになる。加えて稲城砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験は比較的短い杭に近く、このような実験条件では地盤剛性および強度の評価が結果に大きく影響を与えることが予想されたと考えられた。したがって、本章では粘着力  $c'$  を有する砂地盤中の単杭の極限地盤反力  $p_{max}$  を新たに求め、双曲線型  $p$ - $y$  関係により不飽和稲城砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを行うこととした。

## 6.2 単杭の $p$ - $y$ 関係のモデル化

### 6.2.1 バイリニア型 $p$ - $y$ 関係によるモデル化

#### (1) バイリニア型 $p$ - $y$ 関係に用いる地盤反力係数 $k_{hb}$

第5章で述べたとおり、現行設計法ではバイリニア型  $p$ - $y$  関係(日本道路協会,1997; 鉄道総合技術研究所,1997)が用いられている。そこで、本章においても標準貫入試験( $N$  値)を用いて現行設計法に沿う稲城砂地盤の評価を試み、バイリニア型  $p$ - $y$  関係のモデル化を行った。以下に道路橋および鉄道橋における地盤の変形係数  $E$ (設計では地盤の変形係数  $E$  は載荷に伴う地盤のひずみレベルを考慮し、弾性係数を割り落としているため、割線弾性係数  $E_{sec}$  と同じ意味で用いている。)、バイリニア型  $p$ - $y$  関係に用いる地盤反力係数  $k_{hb}$  および極限地盤反力  $p_{maxb}$  の求め方を示す。

$$\left. \begin{aligned} E(\text{kgf/cm}^2) &= 25N \quad (\text{Railway}) \\ E(\text{kgf/cm}^2) &= 28N \quad (\text{Road}) \end{aligned} \right\} (5.1 \text{ 再掲})$$

$$\left. \begin{aligned} k_{hb}(\text{kgf/cm}^3) &= 0.2\alpha ED^{-3/4} \quad (\text{Railway}) \\ k_{hb}(\text{kgf/cm}^3) &= \frac{1}{30}\alpha k_{h30} \\ k_{h30} &= E \left( \frac{\sqrt{D/\beta}}{30} \right)^{-3/4} \quad (\text{Road}) \end{aligned} \right\} (5.2 \text{ 再掲})$$

ここで、 $N$  は標準貫入試験より得られる  $N$  値、 $E$  は地盤の変形係数(割線弾性係数  $E_{sec}$ )( $\text{kgf/cm}^2$ )、 $D$  は杭径( $\text{cm}$ )であり、 $\alpha$  は载荷速度によるパラメータを示す(地震時の場合  $\alpha=2$ 、常時の場合  $\alpha=1$ )。

**Fig.6.1** に稲城砂地盤の  $N$  値、割線弾性係数  $E_{sec}$  およびバイリニア型  $p$ - $y$  関係に用いる地盤反力係数  $k_{hb}$  の深さ方向の分布を示す。○は鉄道橋基礎の設計に用いる地盤の変形係数  $E$ (割線弾性係数  $E_{sec}$ )を示し、△は道路橋基礎の設計に用いる変形係数  $E$ (割線弾性係数  $E_{sec}$ )を示す。○△は  $N$  値より求めた地盤反力係数  $k_{hb}$  であり、●▲は稲城砂の圧密排水三軸圧縮試験より得られた  $E_{50}$  を用いて求めた地盤反力係数  $k_{hb}$  である。これよりバイリニア型  $p$ - $y$  関係の地盤反力係数  $k_{hb}$  は  $N$  値より得られたものと  $E_{50}$  より得られたものではほぼ同一であることがわかる。道路橋杭基礎の地盤反力係数と鉄道橋杭基礎の地盤反力係数の比較では、道路橋杭基礎の地盤反力係数が鉄道橋杭基礎のその約 1.5 倍程度大きく、第 5 章の遠心力場での砂地盤中の単杭の地盤反力係数  $k_{hb}$  で得られた結果と同一となった。

1997 年に刊行された道路橋示方書(日本道路協会,1997)では、大地震時の検討(地震時保有水平耐力法を用いた検討)に用いる地盤反力係数と中規模クラスの地震に用いるそれに差を付け、砂地盤では 1.5 倍程度大きくしたことにより、1997 年以前では鉄道(鉄道総合技術研究所,1997)とほぼ同一であった地盤反力係数に差が表れている。

## (2) バイリニア型 $p$ - $y$ 関係に用いる極限地盤反力 $p_{maxb}$

一方、バイリニア型  $p$ - $y$  関係に用いる極限地盤反力  $p_{maxb}$  は内部摩擦角  $\phi'$  の関数となるが、地盤反力係数と同様に現行設計法では  $N$  値より定めるのが一般的である(日本道路協会,1997; 鉄道総合技術研究所,1997)。以下に道路橋および鉄道橋杭基礎の基準に示された  $\phi'$  を求める実験式を示す。

$$\phi'(\text{deg.}) = 1.85 \left( \frac{N}{\sigma_{v0}'(\text{kPa})/98 + 0.7} \right)^{0.6} + 26 \quad (\text{Railway})$$

(5.3 再掲)

$$\phi'(\text{deg.}) = 15 + \sqrt{15N} \quad (N > 5) \quad (\text{Road})$$

本章においても第 5 章と同様に $\phi'$ の換算には設計で用いられる式(5.3)を使用せず、海野・青木(1985)による式(5.3)の根拠となった式(5.4)を用いることとした。式(5.3)は $\phi'$ を式(5.4)より 2deg. 低減させている。バイリニア型 p-y 関係に用いる極限地盤反力  $p_{\max b}$  は式(5.5)で示すように、鉄道橋杭基礎では受働土圧の 2 倍を、道路橋杭基礎では受働土圧の 3 倍の値を用いている。

$$\phi'(\text{deg.}) = 1.85 \left( \frac{N}{\sigma_{v0}'(\text{kPa})/98 + 0.7} \right)^{0.6} + 28 \quad (\text{Railway}) \quad (5.4 \text{ 再掲})$$

$$p_{\max b} = 2\sigma_{v0}'K_p \quad (\text{Railway})$$

(5.5 再掲)

$$p_{\max b} = 3\sigma_{v0}'K_p \quad (\text{Road})$$

Fig.6.2 に N 値、 $\phi'$ およびバイリニア型 p-y 関係に用いる極限地盤反力  $p_{\max b}$  の深さ方向の分布を示す。○は鉄道橋杭基礎のバイリニア型 p-y 関係に用いる極限地盤反力  $p_{\max b}$  を示し、△は道路橋杭基礎のバイリニア型 p-y 関係に用いる極限地盤反力  $p_{\max b}$  を示す。○△は N 値より求めた設計上用いる極限地盤反力  $p_{\max b}$  であり、不飽和稲城砂に存在する  $c'$  の効果を無視している。これに対し●▲では稲城砂の圧密排水三軸圧縮試験より得られた  $c'$ 、 $\phi'$  を用いて求めた極限地盤反力  $p_{\max b}$  である。現行設計法では砂質土地盤では粘着力  $c'$  を、粘性土地盤では  $\phi'$  を無視した地盤強度の評価を行っているため、砂質土地盤である稲城砂地盤では地盤表面の地盤の自重有効応力の小さなところで粘着力  $c'$  を無視している分、地盤の強度を小さく評価することになる。図より圧密排水三軸圧縮試験より  $c'$ 、 $\phi'$  を考慮した極限地盤反力  $p_{\max b}$  が N 値より求めたそれより大きく、地表面でその差は顕著であることがわかる。

### (3) バイリニア型 p-y 関係

Fig.6.3 に「第 6 章 6.2.1 バイリニア型 p-y 関係によるモデル化」で求めたバイリニア型 p-y 関係の例を  $z=0.5, 1.0, 1.5$  そして  $2.0\text{m}$  について示した。縦軸に地盤反力  $p$  を、横軸に水平変位  $y$  を杭径  $D$  で除した  $y/D$  をとり、これに N 値から求めたバイリニア型 p-y 関係および圧密排水三軸試験より得られた  $E_{50}$ 、 $c'$ 、 $\phi'$  をもとに求めたバイリニア型 p-y 関係の合計 4 本の p-y 関係を示した。上述したように N 値より求めた変形係数  $E$  と圧密排水三軸試験の  $E_{50}$  がほぼ同一であるために両者の地盤反力係数  $k_{hb}$  はほぼ一致する。しかしながら、バイリニア型 p-y 関係の極限地盤反力  $p_{\max b}$  はそれぞれ異なり、N 値より求める現行設計法の極限地盤反力  $p_{\max b}$  は極限地盤反力を過小評価することが理解できる。

双曲線型 p-y 関係と以上示したバイリニア型 p-y 関係の比較のために「第 6 章 6.3 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション」において重力場で実施した稲城砂地盤中の鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレート結果を比較した。

## 6.2.2 双曲線型 p-y 関係によるモデル化

### (1) 初期地盤反力係数 $k_{hi}$

双曲線型 p-y 関係に用いる初期地盤反力係数  $k_{hi}$  は、圧密排水三軸圧縮試験より得られた軸差応力-軸歪み関係( $q$ - $\epsilon_a$  関係)の初期部の傾きをもとに鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  の影響を考慮し  $E_i$  を求めている。この  $E_i$  から Vesic(1961a,b)の研究成果である式(5.8)より初期地盤反力係数  $k_{hi}$  を求めた。

$$k_h = 0.65 \frac{E_{sec}}{(1-\nu^2)D} \sqrt[12]{\frac{E_{sec} D^4}{E_p I_p}} \quad (5.8 \text{ 再掲})$$

ここで  $\nu$  はポアソン比、 $E_p I_p$  は杭の曲げ剛性である。これら  $E_{sec}$  および  $k_{hi}$  の深さ方向の分布を Fig.6.4(a)(b)(c)に示した。横軸に初期地盤反力係数  $k_{hi}$  を遠心加速度比  $n=1$ (重力場であるため  $n=1$ )および単位体積重量  $\gamma$  で除した無次元化した初期地盤反力係数  $k_{hi}/n\gamma$  を、縦軸に深さ  $z$  を杭径  $D$  で除した  $z/D$  をとり、これを Fig.6.4(c)に示した。バイリニア型 p-y 関係の地盤反力係数  $k_{hb}$ (Fig.6.1)と比較して Fig.6.4 に示す双曲線型 p-y 関係の初期地盤反力係数  $k_{hi}$  はほぼ同程度の大きさであり、本来の初期地盤反力係数  $k_{hi}$  およびバイリニア型 p-y 関係に用いる地盤反力係数  $k_{hb}$  の意味からすると、ここで求められた  $k_{hi}$  は小さな値であると考えられる。これは第 2 章でも述べたが、不飽和稲城砂の圧密排水三軸圧縮試験において極小さな歪みレベルでの計測を実施してないためと考えられ、少なくとも軸歪みにして  $10^{-3}$ (0.1%)レベルからの軸差応力  $q$  の測定が必要と考えられる。

### (2) 極限地盤反力 $p_{max}$

粘着力  $c'$  を有する稲城砂地盤の破壊基準は式(6.1)に示す Mohr-Coulomb の破壊基準に準じることとし、第 5 章に示した豊浦砂地盤中( $\tau = \sigma' \tan \phi'$ )の単杭の極限地盤反力  $p_{max}$  を求める方法と同様な手法により  $c'$  を有する不飽和稲城砂地盤中の単杭の極限地盤反力  $p_{max}$  を求めた。

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (6.1)$$

ここで、 $\tau$  はせん断抵抗、 $c'$  は粘着力、 $\sigma'$  は直応力、 $\phi'$  は内部摩擦角である。

Fig.5.29(再掲)に杭前面に生じる土くさびと土くさびに働く力  $F_1, F_2, F_3, F_4, F_5, p_{max}$  および土くさびの自重  $W$  を示した。土くさびの直線滑りと単杭が交わる点までの深さを  $z$ 、この滑り面の鉛直に対する角度を  $\beta$ 、杭の載荷方向から土くさびの広がりを角度  $\alpha$  とし、 $F_1, F_2, F_5, W$  を算定した。なお、 $F_3$  については極限地盤反力  $p_{max}$  に比例するものとし、ここでは摩擦係数を  $\mu$  とした。これを整理すると、以下のようになる。

$$F_1 = \frac{1}{6} K_0 \gamma \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} z^3 \quad (5.9 \text{ 再掲})$$



$$F_2 = \frac{1}{6} K_0 \gamma \tan \phi' \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} z^3 + \frac{1}{2} c' \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} z^2 \quad (6.2)$$

$$F_5 = \mu P_{\max} \quad (5.11 \text{ 再掲})$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma D \tan \beta z^2 + \frac{1}{3} \gamma \tan \alpha \tan^2 \beta z^3 \quad (5.12 \text{ 再掲})$$

土くさびの下面に作用する力  $F_3$ ,  $F_4$  および  $P_{\max}$  を用いて  $y$  方向および  $z$  方向の力の釣り合いから極限地盤反力  $p_{\max}$  を決定する。なお,  $F_3$  および  $F_4$  の関係は式(6.3)で表される。

$$F_4 = F_3 \tan \phi' + \frac{c' D}{\cos \beta} z + \frac{c' \tan \beta \tan \alpha}{\cos \beta} z^2 \quad (6.3)$$

$y$  方向の力の釣り合い

$$F_3 \cos \beta + F_4 \sin \beta - 2F_1 \sin \alpha + 2F_2 \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \cos \alpha - P_{\max} = 0 \quad (5.13 \text{ 再掲})$$

$z$  方向の力の釣り合い

$$-F_3 \sin \beta + F_4 \cos \beta + 2F_2 \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} + \mu P_{\max} + W = 0 \quad (5.14 \text{ 再掲})$$

式(5.13)を整理し,  $F_3$  について解くと,

$$\begin{aligned} F_3 &= \frac{1}{(1 + \tan \beta \tan \phi') \cos \beta} \\ &\left[ P_{\max} - c' D \tan \beta z - c' \tan \beta \left[ \tan \alpha \tan \beta + \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] z^2 \right. \\ &\left. - \frac{1}{3} K_0 \gamma \tan \beta \left[ \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} - \tan \alpha \right] z^3 \right] \\ F_3 &= \frac{1}{A} (P_{\max} - \bar{B} - \bar{C} - \bar{D}) \end{aligned} \quad (6.4)$$

ここで,

$$\begin{aligned} \bar{A} &= (1 + \tan \beta \tan \phi') \cos \beta \\ \bar{B} &= c' D \tan \beta z \\ \bar{C} &= c' \left[ \tan^2 \beta \tan \alpha + \tan \beta \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] z^2 \\ \bar{D} &= \frac{1}{3} K_0 \gamma \tan \beta \left[ \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} - \tan \alpha \right] z^3 \end{aligned}$$

である。これを式(5.14)に代入し、 $P_{\max}$ について整理すると

$$P_{\max} = \frac{1}{E + \mu A} \left\{ \bar{E}(\bar{B} + \bar{C} + \bar{D}) - \bar{A}(\bar{F} + \bar{G} + \bar{H}) \right\} \quad (6.5)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \bar{A} &= \cos \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta) \\ \bar{B} &= c' D \tan \beta z \\ \bar{C} &= c' \left[ \tan^2 \beta \tan \alpha + \tan \beta \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] z^2 \\ \bar{D} &= \frac{1}{3} K_0 \gamma \tan \beta \left[ \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} - \tan \alpha \right] z^3 \\ \bar{E} &= (\tan \phi' - \tan \beta) \cos \beta \\ \bar{F} &= c' D z \\ \bar{G} &= \tan \beta \left[ c' \tan \alpha + \frac{c'}{\cos \alpha} \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} + \frac{1}{2} \gamma D \right] z^2 \\ \bar{H} &= \frac{1}{3} \gamma \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \left[ K_0 \tan \phi' \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} + \sin \alpha \tan \beta \right] z^3 \end{aligned} \quad (6.6)$$

となる。杭背面には主働土圧が作用していることから、極限地盤反力  $p_{\max}$  は、

$$p_{\max} = \frac{d}{dz} \left( \frac{P_{\max}}{D} \right) - (K_A \gamma z - 2c' \sqrt{K_A}) \quad (6.7)$$

で求められる。したがって、

$$p_{\max} = \frac{1}{D} \left\{ \frac{1}{E + \mu A} \left( \bar{E}(\bar{B}' + \bar{C}' + \bar{D}') - \bar{A}(\bar{F}' + \bar{G}' + \bar{H}') \right) \right\} - K_A \gamma z + 2c' \sqrt{K_A} \quad (6.8)$$

$$\begin{aligned}
\bar{B}' &= c' D \tan \beta \\
\bar{C}' &= 2c' \left[ \tan^2 \beta \tan \alpha + \tan \beta \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} z \right] \\
\bar{D}' &= K_0 \gamma \tan \beta \left[ \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} - \tan \alpha \right] z^2 \\
\bar{F}' &= c' D \\
\bar{G}' &= \tan \beta \left[ \gamma D + 2c' \tan \alpha + 2 \frac{c'}{\cos \alpha} \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] z \\
\bar{H}' &= \gamma \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \left[ \sin \alpha \tan \beta + K_0 \tan \phi' \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right] z^2
\end{aligned} \tag{6.9}$$

が得られる。以上より $\alpha$ および $\beta$ を変動させ最も極小となる  $p_{\max}$  を求める。しかしながら、第 5 章の豊浦砂地盤中の極限地盤反力と同様に $\alpha$ の変動に対して  $p_{\max}$  は極小値をとらないため、

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \tag{5.22 再掲}$$

の仮定を導入し、 $\beta$ のみを変動させ  $p_{\max}$  を求めた(Reese, L.C. et al., 1958; 1974; 岸田, 中井, 1977; 1979)。

**Fig.6.5(a)(b)**に極限地盤反力  $p_{\max}$  の深さ方向の分布を示す。**Fig.6.5(c)**には縦軸に深さ  $z$  を杭径  $D$  で除した  $z/D$  を、横軸に極限地盤反力  $p_{\max}$  を遠心加速度比  $n$ 、土の単位体積重力  $\gamma$ 、杭径  $D$  で除し無次元化した極限地盤反力  $p_{\max}/n\gamma D$  を採用した図を示した。ここでは、極限地盤反力の計算には、第 5 章で実施した平均有効応力  $\sigma_m'$  に対して  $\phi'$  を低減させることはせず、 $\phi'$  = 一定とした。この理由として、不飽和稲城砂の圧密排水三軸圧縮試験では有効拘束圧が小さな領域から大きな領域まで種々変化させたデータが少ないことがあげられる。また、稲城砂と鋼管製模型杭の間の摩擦係数  $\mu$  は第 5 章と同様に  $\mu=0$  および  $\mu=0.3$  とし、両者について計算を行った。これより粘着力  $c'$  が存在するため、地盤表面の有効応力  $\sigma_{v0}'$  の小さな領域から極限地盤反力  $p_{\max}$  が存在し、深さの増加とともに緩やかに極限地盤反力は増加している。また、摩擦係数  $\mu=0$  と  $\mu=0.3$  の比較では、 $\mu=0.3$  の極限地盤反力  $p_{\max}$  が  $\mu=0$  より 2 倍程度大きくなっている。これをバイリニア型  $p$ - $y$  関係の極限地盤反力  $p_{\max b}$  (**Fig.6.2**) と比較すると約 10 倍程度  $p_{\max b}$  より  $p_{\max}$  は大きいことが理解できる。**Fig.6.6** に  $\alpha$  と  $\beta$  の変化を  $z/D$  に対して示した。 $\alpha$  は内部摩擦角  $\phi'$  の半分であり、 $\phi'$  が一定であると仮定しているため  $z/D$  や  $\mu$  の変化に対して一定である。一方、 $\beta$  は  $z/D$  の増加に対してやや減少する傾向が見られ、 $\mu=0$  では 54deg. 程度に、 $\mu=0.3$  では 65deg. 程度に収束している。このように極限地盤反力  $p_{\max}$  が大きな  $\mu=0.3$  では地盤の破壊領域を規定する  $\beta$  が大きく、第 5 章で示した  $\mu$  と  $p_{\max}$  の関係と等しい傾向が得られた。

### (3) 双曲線型 $p$ - $y$ 関係

**Fig.6.7** に双曲線型  $p$ - $y$  関係の例を  $z=0.5, 1.0, 1.5, 2.0\text{m}$  について摩擦係数  $\mu=0$  の場合を示した。バイリニア型  $p$ - $y$  関係 (**Fig.6.3**) と比較して  $p$ - $y$  関係の初期勾配はほぼ同一であるが、極限地盤反力  $p_{\max}$  がバイリニア型  $p$ - $y$  関係の  $p_{\max b}$  より遙かに大きいため、双曲線型  $p$ - $y$  関係

の地盤反力  $p$  は水平変位  $y$  の増加とともに緩やかに増加し,  $y/D=0.5$  で 3 倍以上, バイリニア型  $p$ - $y$  関係の地盤反力  $p$  より大きくなった. 以上の  $p$ - $y$  関係の外観から双曲線型  $p$ - $y$  関係はバイリニア型  $p$ - $y$  関係より同一水平変位に対してより大きな地盤反力を地盤が分担することが予想でき, 鋼管製模型単杭の杭頭水平変位は, 同一水平荷重に対して小さな水平変位となると考えられる. 次節ではこれらの  $p$ - $y$  関係を用いて稲城砂地盤中の鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを実施した.

## 6.3 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション

### 6.3.1 水平荷重-杭頭水平変位関係

「第 6 章 6.2 単杭の  $p$ - $y$  関係のモデル化」で示したバイリニア型  $p$ - $y$  関係および双曲線型  $p$ - $y$  関係を用いて重力場での不飽和稲城砂地盤中の鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを実施した. この結果を Fig.6.8 に示す. 解析結果は①N 値より道路橋基礎の基準に沿ったバイリニア型  $p$ - $y$  関係(日本道路協会,1997), ②N 値より鉄道橋基礎の基準に沿ったバイリニア型  $p$ - $y$  関係((財)鉄道総合技術研究所,1997), ③ $c'$ ,  $\phi'$ ,  $E_{50}$  より道路橋基礎の基準に準じ求めたバイリニア型  $p$ - $y$  関係( $c'$ を考慮したため  $p_{maxb}$  が①より大きい), ④ $c'$ ,  $\phi'$ ,  $E_{50}$  より鉄道橋基礎の基準に準じたバイリニア型  $p$ - $y$  関係( $c'$ を考慮したため  $p_{maxb}$  が②より大きい) および⑤ $c'$ ,  $\phi'$ ,  $E_t$  より求めた双曲線型  $p$ - $y$  関係で杭と地盤との間の摩擦係数 $\mu=0$ としたもの, ⑥ $c'$ ,  $\phi'$ ,  $E_t$  より求めた双曲線型  $p$ - $y$  関係で杭と地盤との間の摩擦係数 $\mu=0.3$ としたもの, 以上 6 ケースでシミュレーションを実施している. なお, 同図には実験結果についても示した.

シミュレーション結果は同一水平変位  $Y_0/D$  に対して②, ①, ④, ③の順に水平荷重は大きくなり, 双曲線型  $p$ - $y$  関係を用いたシミュレーション結果は載荷初期ではほぼ③④に等しく, その後, これらのどのバイリニア型  $p$ - $y$  関係よりも大きな水平荷重  $P_0$  が得られた. 実験結果は載荷初期でどのシミュレーション結果より大きな勾配で水平荷重が増加し, その後 12000N 程度の水平荷重から水平荷重の増加割合は低下し, 水平変位が増加している. これは若干地盤表面の含水比が低下したことに起因し, 地盤表面に堅い層ができあがったため, およびシミュレーションには表れない模型杭の施工の影響の 2 つの要因が考えられる. 第 3 章で説明したように模型杭はモルケンによる打設により設置しており, 打ち込みにより杭周りの拘束効果が増加することが考えられる. これら 2 つの要因により稲城砂地盤中の模型単杭の杭頭水平載荷実験の  $P_0$ - $Y_0$  関係の初期勾配が増加したものと考えられる.

### 6.3.2 単杭の水平変位分布, 曲げモーメント分布および曲げひずみ分布

Fig.6.10(a)~(f)に単杭の水平変位分布を示した. 与えた水平荷重  $P_0$  は 2940N, 6340N ( $Y_0/D=2.5\%$ ), 9380N( $Y_0/D=5.0\%$ ), 13400N( $Y_0/D=10\%$ ), 17900N( $Y_0/D=20\%$ ), 23200N ( $Y_0/D=40\%$ )である. 設計で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係は(Fig.6.10(a)(b)), 同一水平変位  $y/D$  での地盤反力が小さいため  $P_0=9380N(Y_0/D=5\%)$ 以上の水平荷重を地盤は支えきれなくなっている. 設計では不確定要素の大きい地盤強度や剛性を小さく見積もることにより地震時の杭基礎の安定性を確保している. また, バイリニア型  $p$ - $y$  関係の特徴として  $p$ - $y$  関係が降伏すると急激に杭の不動点が杭下部に移行することが顕著に見て取れる((c)(d)). これに対し双曲線型  $p$ - $y$  関係((e)(f))は, モデル自体同一水平変位に対する地盤反力  $p$  が大きいことも理由であるが, 杭の不動点の変化が比較的小さいことがわかる. Fig.6.11(a)(b)には

$P_0=6340\text{N}(Y_0/D=2.5\%)$ の時と  $P_0=23200\text{N}(Y_0/D=40\%)$ の時の各モデルの杭の水平変位分布を示した。小さな水平荷重から比較的大きな水平荷重  $P_0$  まで(c)(e)(f)はほぼ等しいことがわかる。

Fig.6.12(a)～(f)に曲げモーメント分布を示した。与えた水平荷重  $P_0$  は Fig.6.10 と同一である。これより  $p$ - $y$  関係が弱いほど最大曲げモーメントの位置は深く、(b)(a)(d)(c)(e)(f)の順に浅くなっていく。これらについても Fig.6.13(a)(b)に  $P_0=6340\text{N}(Y_0/D=2.5\%)$ の時と  $P_0=23200\text{N}(Y_0/D=40\%)$ の時の各モデルの杭の曲げモーメント分布を示した。Fig.6.11(a)(b)と同様に小さな水平荷重から比較的大きな水平荷重  $P_0$  まで(c)(e)(f)はほぼ等しい曲げモーメント分布となることがわかる。

Fig.6.14(a)～(f)に曲げ歪み分布を示した。与えた水平荷重  $P_0$  は Fig.6.10 と同一である。曲げ歪み分布は杭部材の降伏後の歪みの増加割合が増し、曲げモーメント分布では増加割合が減少したのに対し、逆に増加し計算上整合性がとれたものとなっている。Fig.6.15(a)(b)に  $P_0=9380\text{N}(Y_0/D=5\%)$ の時と  $P_0=23200\text{N}(Y_0/D=40\%)$ の時の各モデルの杭の曲げ歪み分布を示した。これらの図には実験結果についても記した。これらの結果からわかるように地盤には計算結果よりさらに大きな地盤反力が生じ、その結果として杭に生じる曲げ歪みはシミュレーション結果より小さくなっている。载荷の進行とともに両者の差は比較的小さくなった。

## 6.4 まとめ

本章では、提案した双曲線型  $p$ - $y$  関係および現行設計法で使用されるバイリニア型  $p$ - $y$  関係を用いて重力場で実施した不飽和稲城砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを実施した。この結果、以下の知見を得た。

- 不飽和砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートした結果、現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係を用いたシミュレーション結果が提案した双曲線型  $p$ - $y$  関係を用いたそれより同一水平変位での単杭の水平抵抗を過小評価しており、第 5 章で得られた結果を支持する結果となった。
- 砂質土地盤中の単杭の設計では、不飽和地盤中の見かけの粘着力  $c'$  を無視し地盤強度を過小評価して単杭の変形量の算定を行っているが、変形予測の精度上の観点からは過大な変形量を与える。本研究では砂質土地盤でありながら、不飽和地盤に存在する見かけの粘着力  $c'$  を考慮し杭頭水平載荷実験をシミュレートした結果、比較的实验結果に近い結果が得られた。

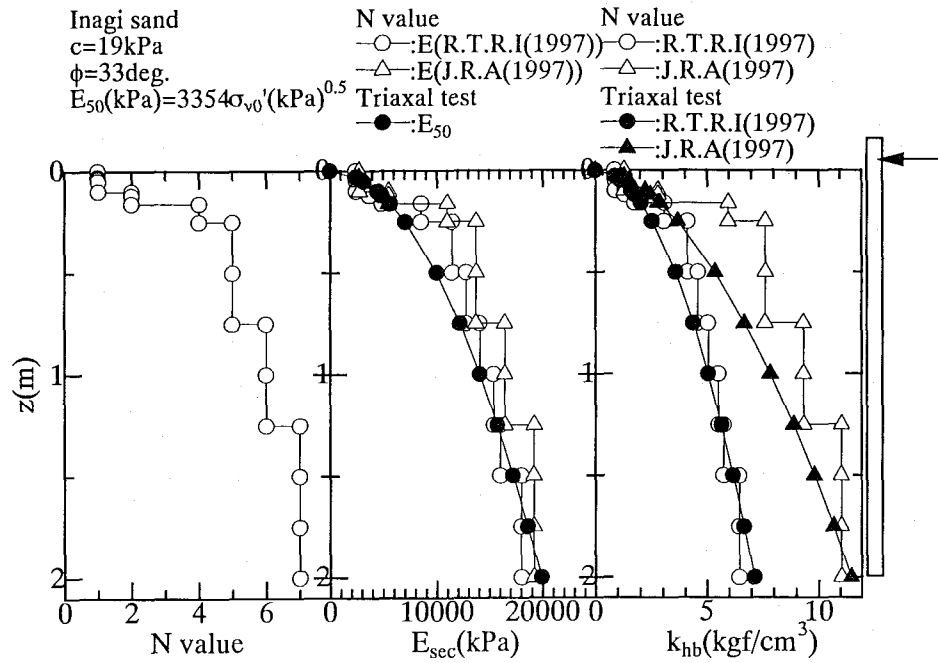
---

### 【和文参考文献】

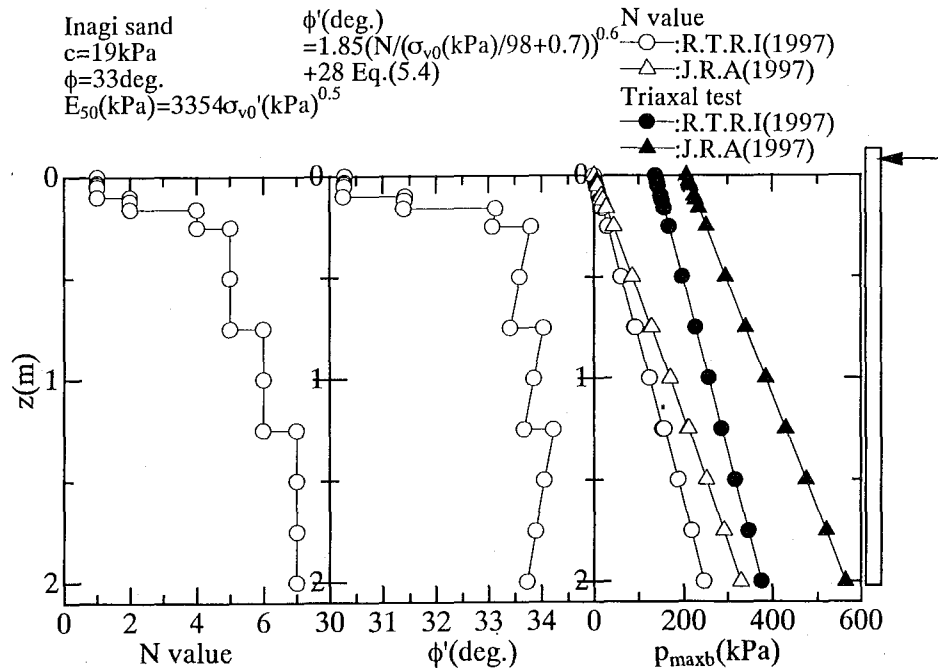
- 1) 海野隆哉,青木一二三(1985): 砂の内部摩擦角の推定,地盤工学会,土質工学会,第20回土質工学研究発表会講演集, pp.385-386.
- 2) 岸田英明,中井正一(1977): 地盤反力-変位関係の非線形性,土と基礎, No.25, pp.21-28.
- 3) 岸田英明,中井正一(1979): 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗,日本建築学会論文報告集,第281号, pp.41-55.
- 4) 鉄道総合技術研究所(1997): 鉄道構造物等設計標準・同解説「基礎構造物・抗土圧構造物編」,丸善.
- 5) 日本道路協会(1997): 道路橋仕方書・同解説「I 共通編」,「IV 下部工編」.

【英文参考文献】

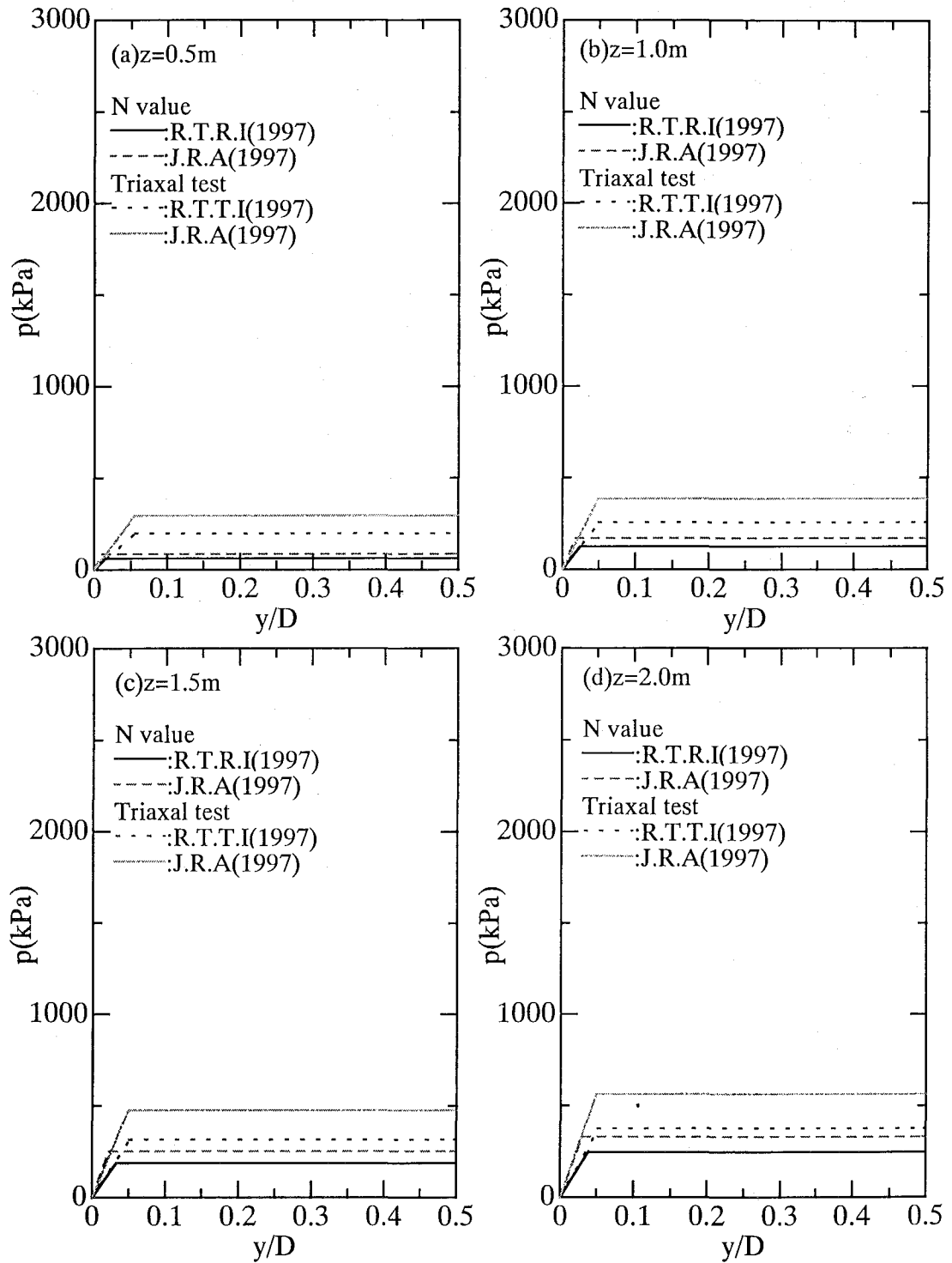
- 1) Reese,L.C.(1958): Discussion on soil modulus for laterally loaded piles, Transactions, ASCE, Vol.123, pp.1071-1074.
- 2) Reese,L.C.,Cox,W.R. & Koop,F.D.(1974): Analysis of laterally loaded piles in sand, 6th Annual Offshore Technology Conference, Texas, pp.473-480.
- 3) Vesic,A.B.(1961a): Bending of beams resting on isotropic elastic solid, Journal of the Engineering Mechanics division, Vol.87, No.EM2, pp.35-53.
- 4) Vesic,A.B.(1961b): Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis, Proc. of 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.1, pp.845-850.



**Fig.6.1** Relationships between  $N, E_{sec}, k_{hb}$  and  $z$ .



**Fig.6.2** Relationships between  $N, \phi, p_{max}$  and  $z$ .



**Fig.6.3** Examples of bi - linear p-y curve.



Inagi sand  
 $c'=19\text{kPa}$   
 $\phi'=33\text{deg.}$   
 $E_{50}(\text{kPa})=3354\sigma_{v0}^{0.5}(\text{kPa})$   
 $E_i(\text{kPa})=3478\sigma_{v0}^{0.5}(\text{kPa})$   
 $k_{hi}=0.65E_{sec}/((1-\nu^2)D)(E_{sec}D^4/E_pI_p)^{1/2}$   
 $k_{hi}$ :Initial gradient of subgrade reaction  
 $E_{sec}$ :Secant Yong's modulus at  $10^{-3}$   
 $\nu$ :Poisson's ratio  
 $D$ :Pile diameter  
 $E_pI_p$ :Flexural rigidity of pile

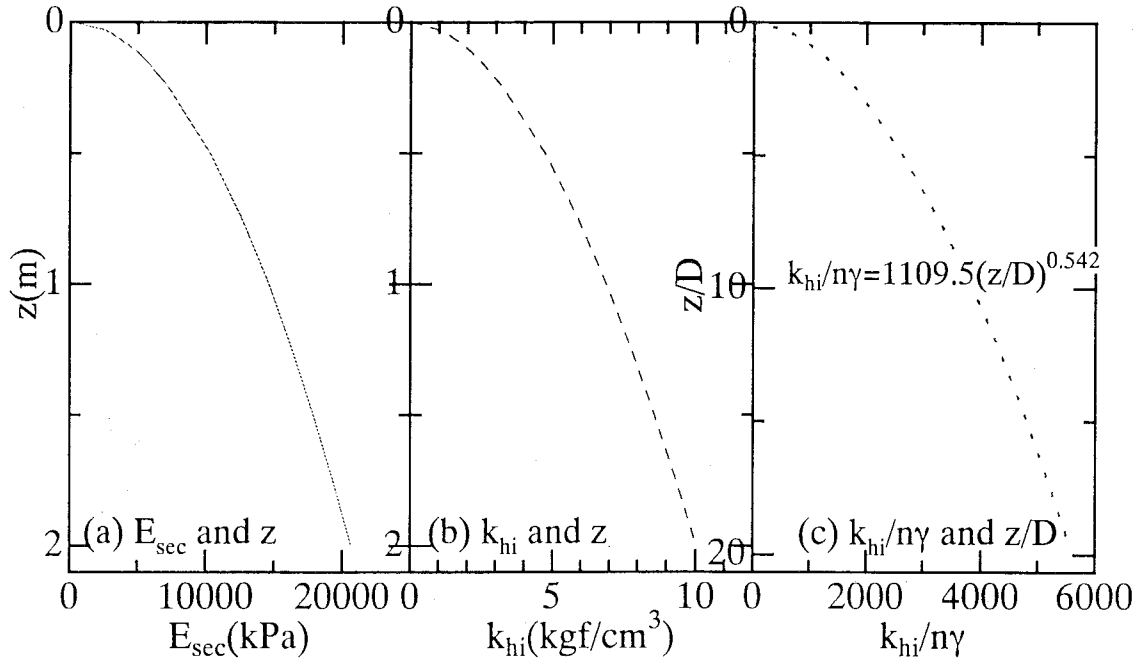


Fig.6.4 Relationships between  $E_{sec}$ ,  $k_{hi}$  and  $z$ .

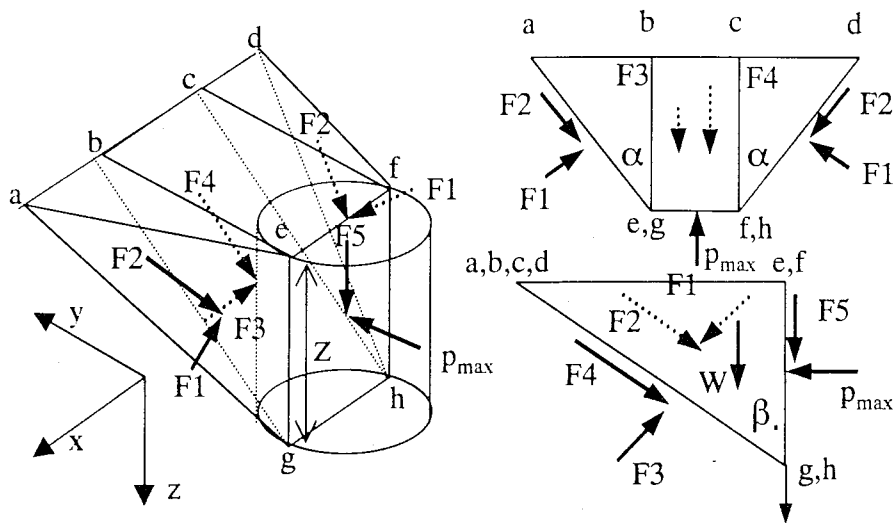
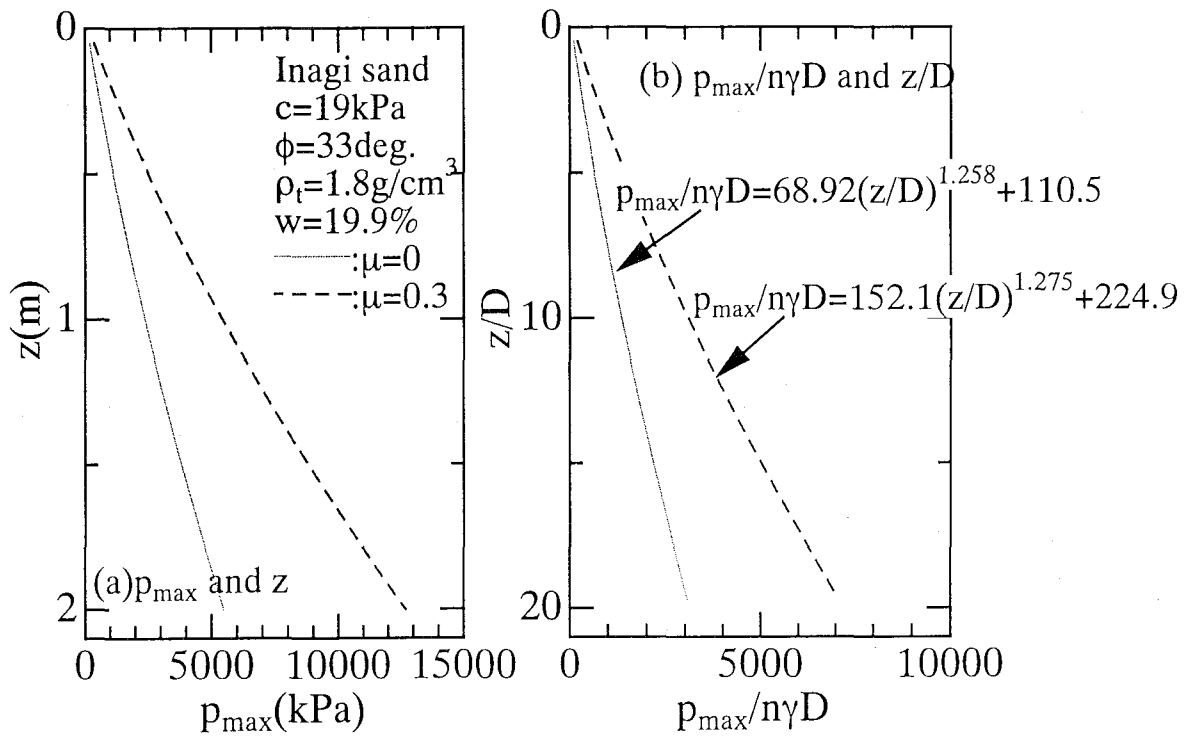
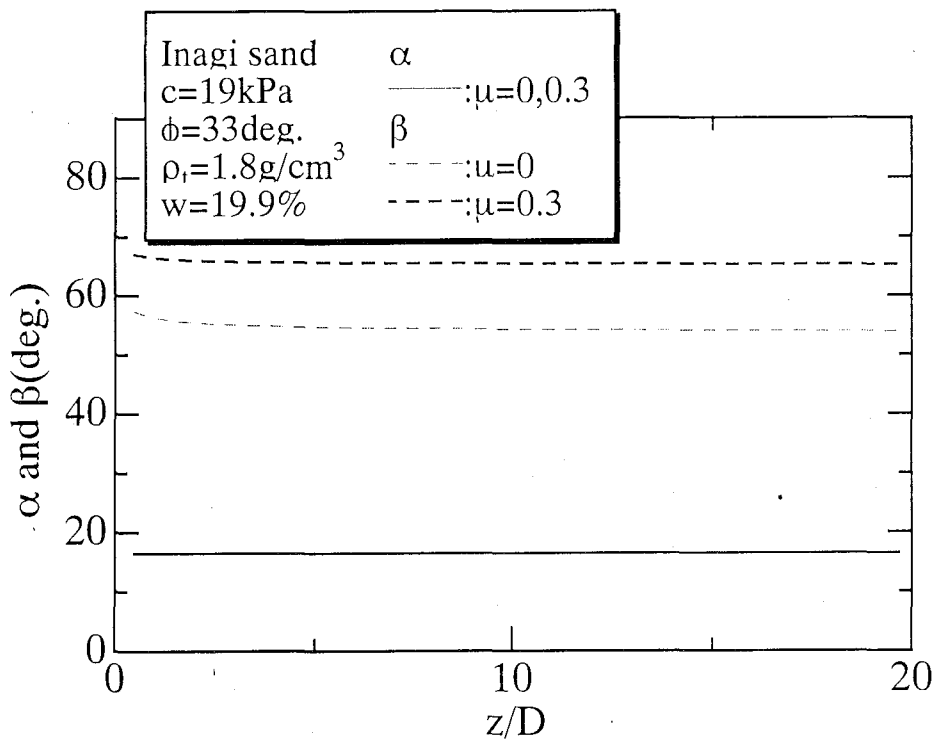


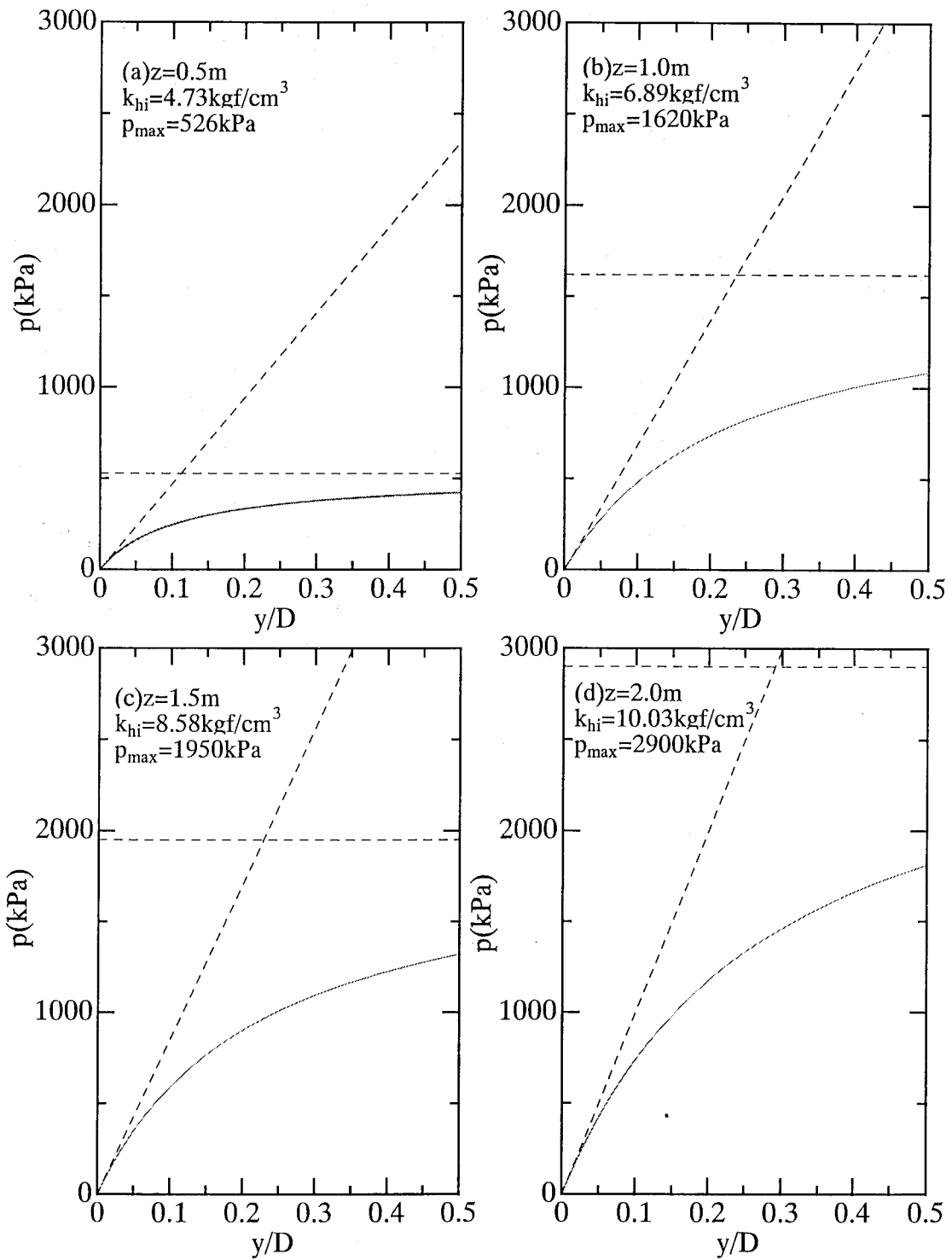
Fig.5.29 Assumed failure mechanism.



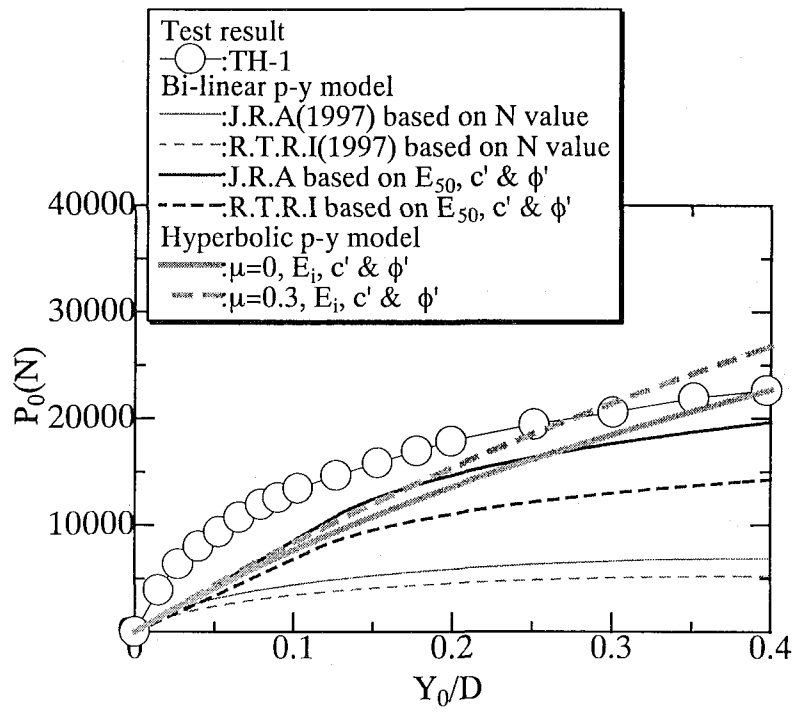
**Fig.6.5** Relationships between  $p_{\max}$  and  $z$ .



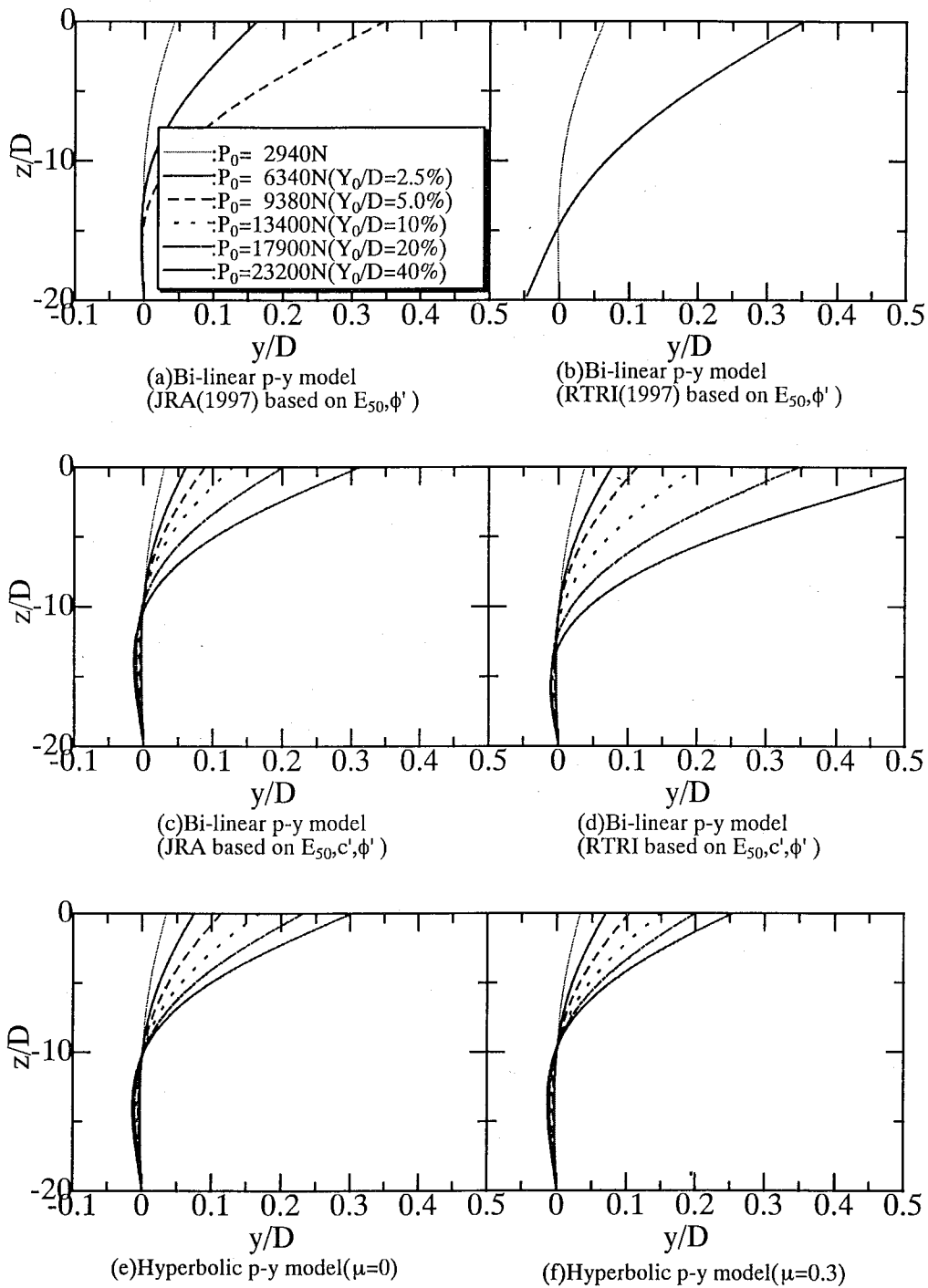
**Fig.6.6** Relationships between  $\alpha, \beta$  and  $z/D$ .



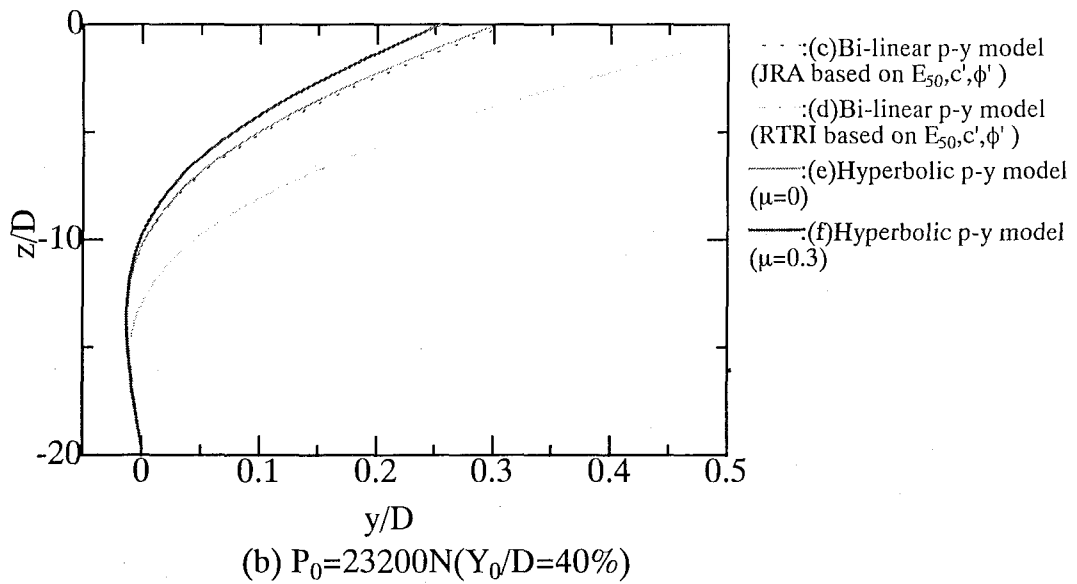
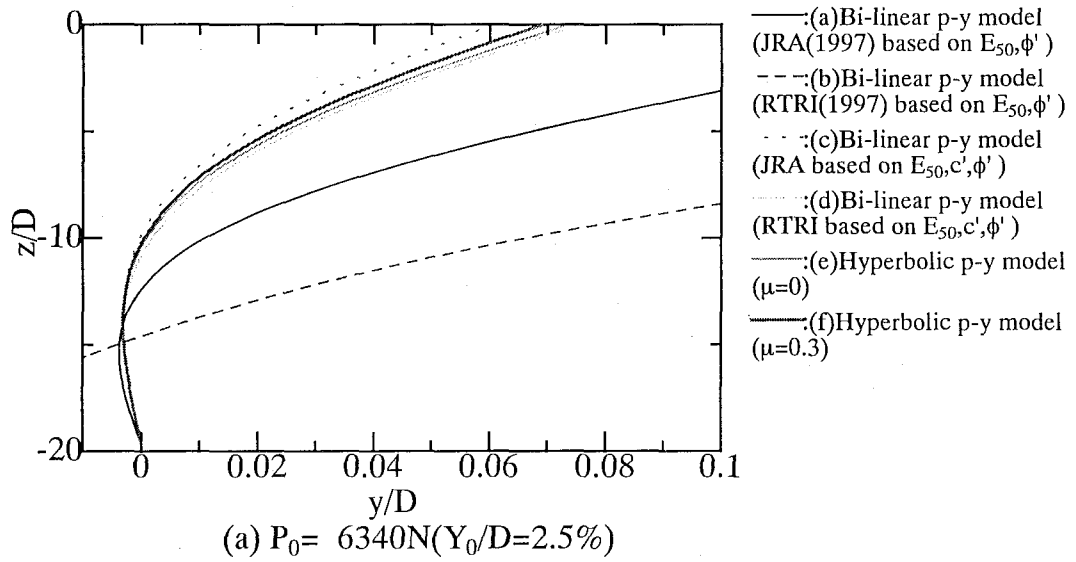
**Fig.6.7** Examples of hyperbolic p-y curve.



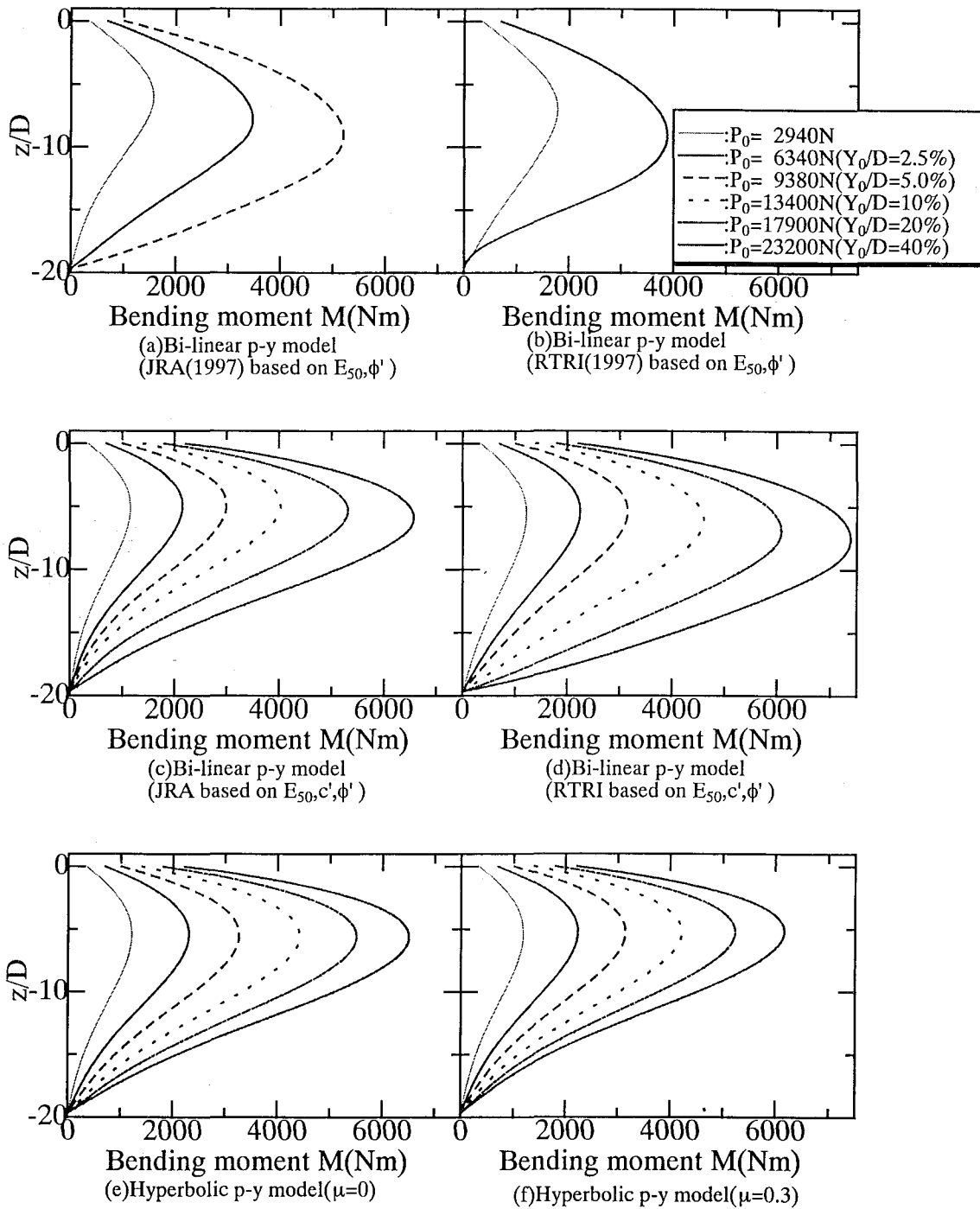
**Fig.6.8** Relationships between  $P_0$  and  $Y_0/D$ .



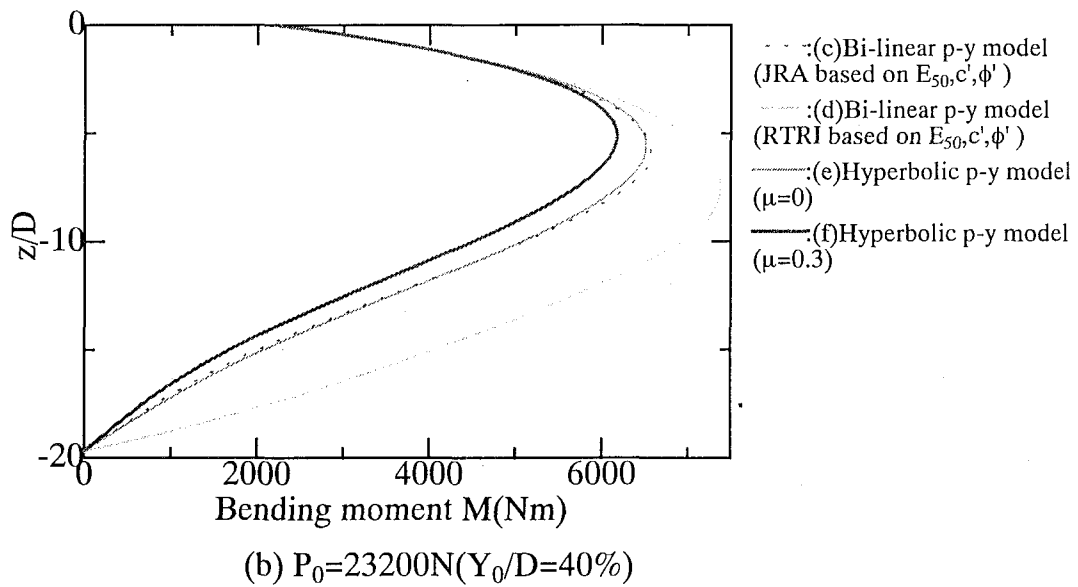
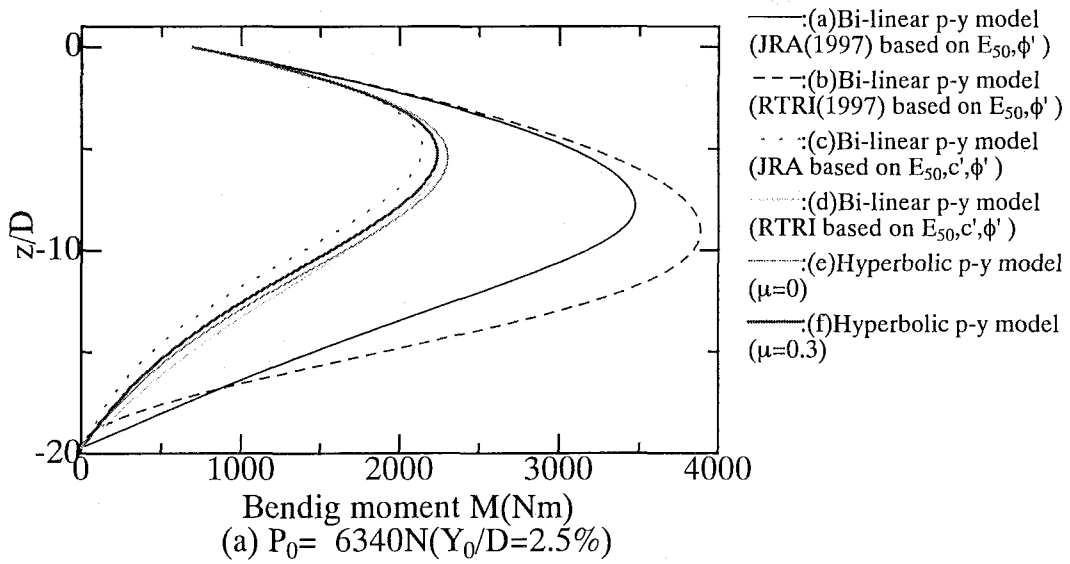
**Fig.6.10** Relationships between  $y/D$  and  $z/D$ .



**Fig.6.11** Relationships between  $y/D$  and  $z/D$ .  
 ( $P_0=6340N, 23200N$ )

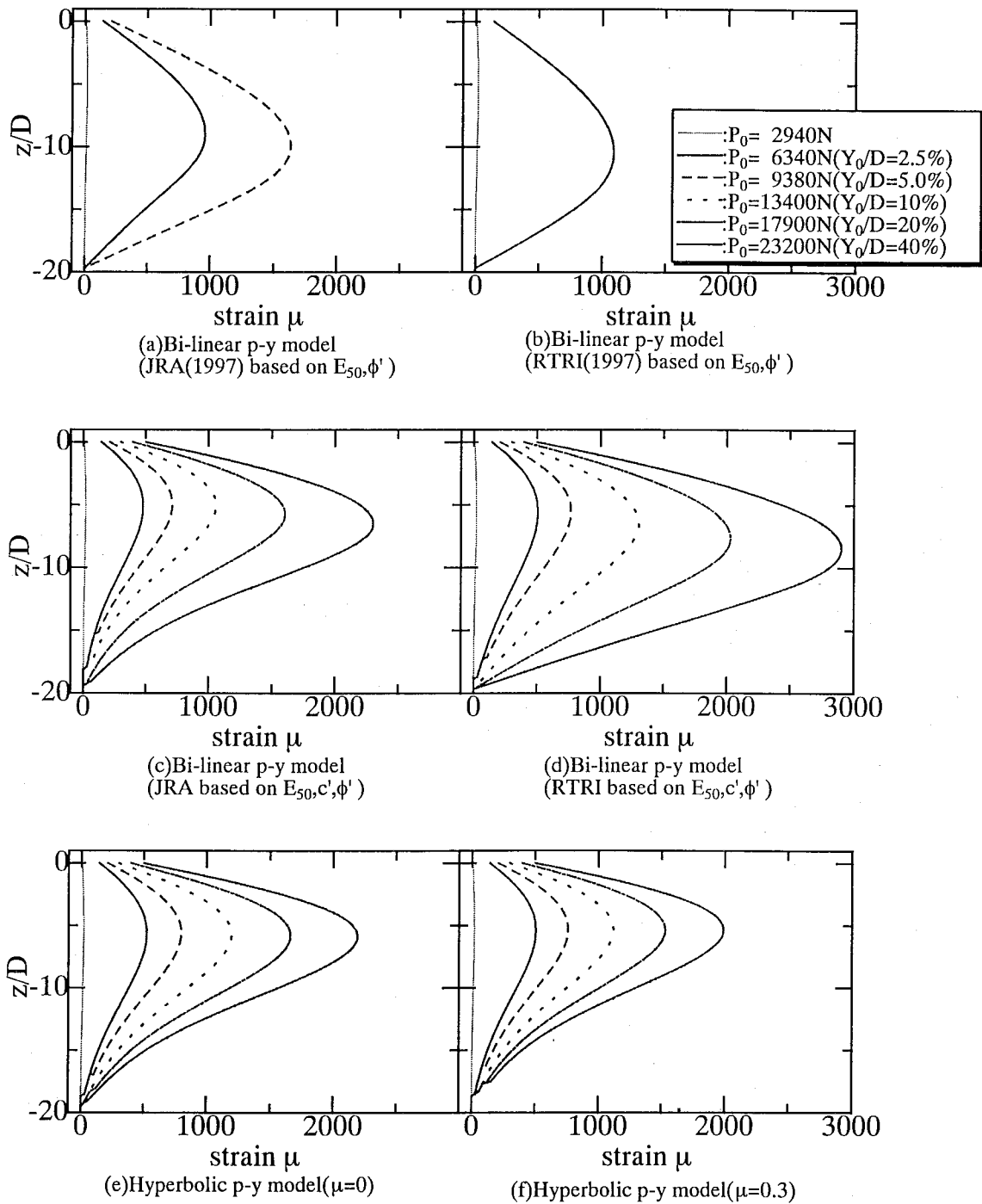


**Fig.6.12** Relationships between  $M$  and  $z/D$ .

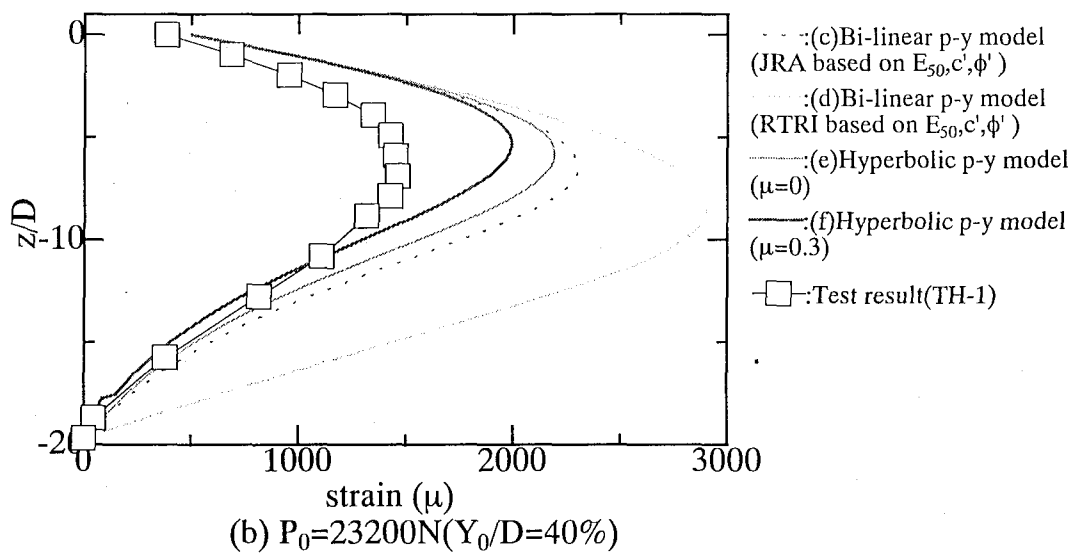
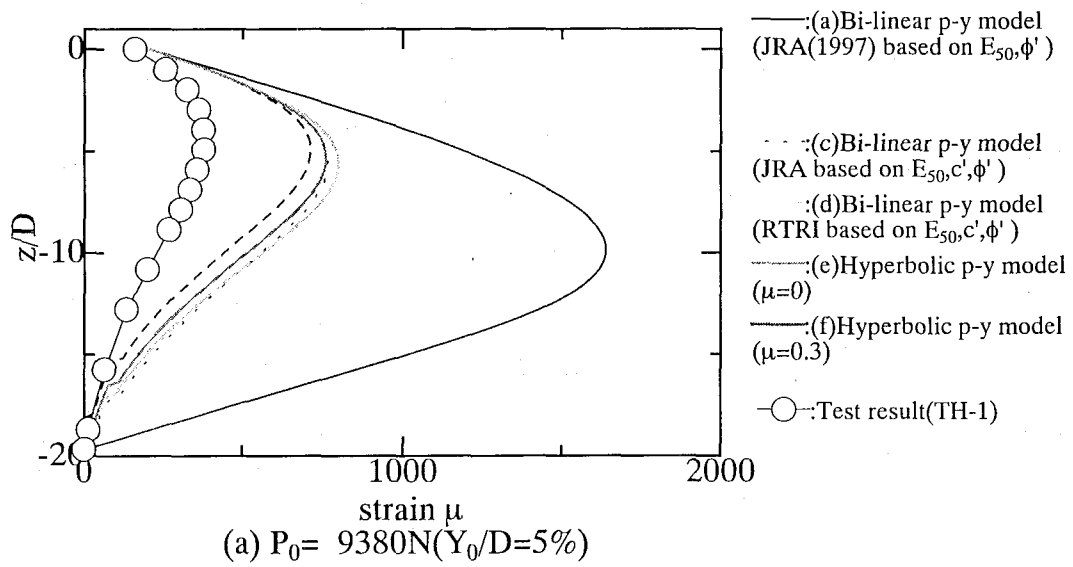


**Fig.6.13** Relationships between  $M$  and  $z/D$ .  
 ( $P_0 = 6340\text{N}, 23200\text{N}$ )





**Fig.6.14** Relationships between bending strain and  $z/D$ .



**Fig.6.15** Relationships between bending strain and  $z/D$ .  
 ( $P_0=9380\text{N}$ ,  $23200\text{N}$ )

## 第7章 結論

本研究では、砂地盤中の単杭の水平抵抗挙動を調べる目的として、重力場での鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験および遠心力場での鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験を実施し、載荷条件、杭径、地盤密度および応力レベルが鋼管製単杭の水平抵抗(変形性能)に与える影響について詳細に調べた。次に砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係に着目し、これを直接計測可能とした分割杭および水平載荷装置を新たに開発し、非常に小さな変位から杭径の50%以上の変位までの分割杭の水平載荷実験を遠心力場で実施した。パラメータとして地盤の相対密度、杭径および応力レベルを変化させ、これが  $p$ - $y$  関係の重要なパラメータである初期地盤反力係数および極限地盤反力に与える影響を調べた。これと併せて遠心力場において実施した鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションを分割杭の水平載荷実験から得られた双曲線型  $p$ - $y$  関係を用いてシミュレートし、良好な結果を得た。また現行設計法で用いられるバイリニア型  $p$ - $y$  関係と双曲線型  $p$ - $y$  関係の比較を行い、最適バイリニア  $p$ - $y$  モデルを示した。最後に初期地盤反力係数および極限地盤反力の推定を試み、これらを用いた双曲線型  $p$ - $y$  関係を用い、遠心力場での鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験および重力場で実施した鋼管製模型単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレートを実施し、以下の結論を得た。

### 第1章 序論

- 本研究では、大地震時の杭基礎の水平抵抗挙動を明らかにするために、(1)水平力を受ける杭の大変位時の挙動の測定を実施し、載荷実験データの蓄積、(2)小変位から大变位域までの連続した杭の  $p$ - $y$  関係の測定とモデル化、(3)現在用いられる  $p$ - $y$  関係のパラメータの設定方法および変動の影響の把握、そして(4)より合理的な  $p$ - $y$  関係の評価の4つの課題を明らかにした。
- これら(1)~(4)を実施すべく、具体的には、
  - ・曲げ変形特性が明らかな単杭を用い、砂地盤中の杭頭水平載荷実験を実施。
  - ・直単杭の  $p$ - $y$  関係を計測すべく、分割杭および分割杭の水平載荷装置の開発。
  - ・分割杭の水平載荷試験より正確な  $p$ - $y$  関係の取得。
  - ・分割杭の水平載荷実験より得られた  $p$ - $y$  関係を用いて双曲線によるモデル化。
  - ・双曲線型  $p$ - $y$  関係のパラメータである初期地盤反力係数と極限地盤反力の評価を行い、より合理的な  $p$ - $y$  関係の提案。を実施した。

### 第2章 試料および模型杭の物理・力学特性

- ・豊浦砂、稲城砂ともに弾性係数  $E_{max}$  は載荷方向の初期有効拘束圧に依存し、初期有効拘束圧の平方根に比例して増加する。
- ・豊浦砂の  $\phi'$  は平均主応力  $\sigma_m'$  が 100kPa 以下ではほぼ一定値をとり、これを超えると de Beer(1965)が示したよう平均主応力  $\sigma_m'$  の対数に比例して減少する。一方、不飽和稲城砂は見かけの粘着力  $c'=19\text{kPa}$  を有し、内部摩擦角  $\phi'$  は 33deg. となった。
- ・本研究で使用した模型杭の  $M$ - $\phi$  関係は局部座屈を生じたものを除いて、降伏モーメント  $M_y$  および降伏時の曲率  $\phi_0$  で正規化することによりほぼ同一の  $M$ - $\phi$  関係が得られた。

### 第3章 水平力を杭頭に受ける単杭の水平抵抗

- 変位制御による単杭の繰返し杭頭水平載荷実験では、同一水平変位の繰返しにより水平荷重の低下が見られるが、この荷重低下は水平荷重-杭頭水平変位関係がほぼ直線的に増加する領域(本実験では  $0.05D$  となった)では、この水平荷重( $P_0$ :杭基礎の水平抵抗)の低下は比較的小さく、これを超えると大きくなる。
- 繰返し回数に応じて同一水平変位時の水平荷重は低下するが、この低下割合は1回目の除荷・再載荷過程で最も大きく低下し、2回目3回目と繰返しを重ねることで徐々に小さくなった。同一水平変位量での繰返しによる水平荷重の低下の影響は大きいものの、更に水平変位を増加させることにより水平荷重は復帰し、最大水平荷重作用時の水平変位を結んだ、つまり  $P_0$ - $Y_0$  関係の包絡線は3者(一方向単調杭頭水平載荷実験、繰返し杭頭水平載荷実験および正負交番繰返し杭頭水平載荷実験)の載荷方法で大きな差はなく、 $Y_0/D=1.0$  時の水平荷重にして最大12%程度の差が生じた。
- $P_0$ - $Y_0$  曲線と同様に杭体が線形範囲では曲げ歪み分布に与える繰返しの影響は小さく、これを超えると繰返し水平載荷実験での曲げ歪み分布が単調水平載荷実験のそれより大きくなり、模型鋼管杭の損傷の程度が大きくなるのがわかる。しかしながら、最大曲げモーメントが生じる位置はほとんど変化しない。
- 同一の作製方法を用いた場合、測定相対密度が $\pm 2.5\%$ の範囲内では目標相対密度に対して  $1\sigma$  の範囲にあり、模型地盤の力学特性は相対密度  $D_r$  の変動を受けずほぼ同一の地盤強度をなし、計測相対密度の差は相対密度の算出のための土層重量、体積計測誤差の影響である。ただし目標相対密度の高い模型地盤の強度のばらつきは、目標相対密度の小さいものと比較して小さくなる。
- 同一深さでの貫入抵抗  $q_c$  のばらつきは、コーン貫入時の地盤の破壊メカニズムの違いによるところが大きく、比較的応力レベルの高い十分貫入した場所で得られるコーン貫入抵抗-貫入深さ関係( $q_c$ - $z$  関係)は、貫入量に対して直線的に増加し、同一深さのコーン貫入抵抗のばらつきは非常に小さい。
- 単杭の曲げ剛性の増加、地盤密度の増加により水平力を受ける単杭の水平抵抗は増加する。
- 水平荷重の増加と共に最大曲げモーメント位置は深部に移動し、水平荷重-杭頭水平変位関係の初期の勾配より Chang(1937)の式より求めた最大曲げモーメントの位置は荷重に伴う地盤の塑性化や初期地盤反力係数が深さとともに増加することから実験結果より浅い位置に存在する。
- 本実験の範囲内で砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験では粒子寸法の影響は小さく、modeling of models で実物スケールに換算した水平荷重-載荷点水平変位関係および曲げモーメント分布にはほとんど差はない。
- 杭体の座屈による歪みの集中(局所化)が生じる肉厚比  $t/D$ ( $t$ :肉厚,  $D$ :杭径)が小さな単杭の杭頭水平載荷実験( $t/D < 1/50$ )では、急激に水平抵抗の増加割合が減少し曲げモーメントの再配分が生じた。一方、 $t/D > 1/10$  では座屈は起こらなかった。

### 第4章 単杭の p-y 関係の測定およびモデル化

- 砂地盤中の単杭の p-y 関係は初期地盤反力係数と極限地盤反力の2つのパラメータにより表す双曲線型 p-y 関係でモデル化できる。
- 無次元化した初期地盤反力係数  $k_{ny}/ny$ 、つまり実物換算した初期地盤反力係数は換算杭径  $nD$  の増加と共にこの値が減少する寸法効果を有し、 $D_r=60\%$ の緩い地盤より  $D_r=85\%$

の密な地盤の方が顕著である。また無次元化した初期地盤反力係数の深さ方向の変化は弾性係数が初期有効拘束圧の増加と共に増加する傾向(砂の弾性係数の応力依存性)に類似した形で増加し、深さの指数関数で表現できる。本研究では無次元化した初期地盤反力係数は相対密度  $D_r=85\%$ 、 $60\%$ ともに深さの 0.5 乗に比例して増加した。

- 無次元化した極限地盤反力  $p_{max}/nyD$  も同様に換算杭径  $nD$  の増加と共にこの値が低下する寸法効果を有し、 $D_r=85\%$ の方が  $D_r=60\%$ より顕著である。
- 極限地盤反力の深さ方向の変化は、Broms(1964)が提案した深さに対して直線的な増加とはならず、浅い部分では増加割合が徐々に大きくなり、次第に直線的な増加に変化した。
- 遠心力場内の分割杭の水平載荷実験より得られた  $p-y$  関係を用い単杭の水平載荷実験をシミュレートした結果、非常に高い整合性が得られたことから本研究で開発した分割杭の水平載荷システムの有用性および載荷試験より得られた  $p-y$  関係の妥当性を確認できた。

#### 第5章 双曲線型 $p-y$ 関係と現行 $p-y$ 関係の比較およびパラメータの設定方法

- 現行設計法におけるバイリニア型  $p-y$  関係の地盤反力係数は、本研究で得られた初期地盤反力係数と比較して小さく、 $1/4\sim 1$  倍程度である。一方、バイリニア型  $p-y$  関係の極限地盤反力は、双曲線型  $p-y$  関係の極限地盤反力と比較して小さく  $1/10\sim 1/3$  にあり、 $\phi'$ および深さのみに依存し深さの増加と共に直線的に増加する。また、杭径の大きさには依存しない。
- しかしながら、実際初期地盤反力係数は地盤の弾性係数に比例し、弾性係数に与える地盤の相対密度、地盤内歪みの増加に伴い割線弾性係数が減少する歪みレベル依存性および杭径の影響(Vesic,1961)を考慮することによって評価可能である。
- 極限地盤反力は杭前面に土くさびを仮定した極限平衡法を用い応力レベルの増加により  $\phi'$ が減少する応力依存性、杭径の影響を考慮することによって評価可能である。特に相対密度の小さな場合には、土くさびを保持できず地盤内で発揮される  $\phi'$ は小さくなる。本研究では Terzaghi.K(1943)の提唱した  $\phi'=\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$ を用いることにより良好な結果を得た。

#### 第6章 重力場での単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーション

- 不飽和砂地盤中の単杭の杭頭水平載荷実験をシミュレートした結果、現行設計法で用いられるバイリニア型  $p-y$  関係を用いたシミュレーション結果が提案した双曲線型  $p-y$  関係を用いたそれより同一水平変位での単杭の水平抵抗を過小評価しており、第5章で得られた結果を支持する結果となった。
- 砂質土地盤中の単杭の設計では、不飽和地盤中の見かけの粘着力  $c'$ を無視し地盤強度を過小評価して単杭の変形量の算定を行っているが、変形予測の精度上の観点からは過大な変形量を与える。本研究では砂質土地盤でありながら、不飽和地盤に存在する見かけの粘着力  $c'$ を考慮し杭頭水平載荷実験をシミュレートした結果、比較的实验結果に近い結果が得られた。

## 謝辞

本論文は、筆者が(財)鉄道総合技術研究所技術開発事業本部構造物技術開発事業部基礎グループに在籍してからの約 2 年間と東京工業大学工学部土木工学科地盤工学研究室に助手として在籍した約 3 年間で取り組んで参りました「砂地盤中の単杭の水平抵抗に関する研究」を本論文の主査であります東京工業大学工学部土木工学科 日下部 治教授の御指導のもとまとめたものであります。大変な御多忙の中、先生から賜った懇切丁寧な御指導、御鞭撻に深く感謝致します。国際的に御活躍されます先生との議論あるいは何気ない語らいは、筆者にとりまして大変刺激的なものであり、その先見のお考えに研究者の 1 人として共感するところが数多くありました。著者にとりまして先生は目標とするところであり、今後とも御指導賜りますようお願い申し上げます。

筆者の卒業論文および修士論文の指導教官であり、東京工業大学学長でありました木村 孟先生(現 学位授与機構長)には、私が先生の研究室所属時から研究の進め方、アプローチの手ほどきを学びました。また、(財)鉄道総合技術研究所から東京工業大学土木工学科助手への転出の際にはお力添いを頂きました。当時、(財)鉄道総合技術研究所総務部長 垂水 尚志博士(現 基礎研究部長)、技術開発事業本部構造物技術開発事業部基礎担当主幹技師 西村昭彦博士(現 技術開発事業本部構造物技術開発事業部耐震担当部長)には御理解を頂き、助手への転出を快諾して頂きました。この論文がここにあるのは、木村 孟先生、垂水尚志博士、西村昭彦博士の御理解によるところが大きく、ここに改めて感謝の意を表します。

本論文の審査にあたり東京工業大学工学部開発システム工学科 太田秀樹教授、同大学工学部土木工学科 川島一彦教授、同大学工学部建築学科 時松 孝次教授の御指導を承りました。先生方から本論文の構成、内容に至る懇切丁寧な御指導を賜ったことを大変喜ばしく思い、厚く御礼申し上げます。

東京工業大学工学部土木工学科 竹村次朗助教授には、本論文の遠心模型実験に関する実験法から解析に至るまで大半に渡って、貴重かつ手厳しい御意見、御指導を賜りました。筆者は同助教授の下、助手を務めさせて頂きましたが、公私に渡り御一緒する機会も多くあらゆる面で叱咤激励を頂戴致しました。ここに深く謝意を表します。更に東京工業大学工学部土木工学科 桑野二郎助教授には多くの示唆に富む御意見を頂戴致しました。本論文の核の 1 つであります分割杭の水平載荷実験は同助教授の御意見に因るところが大きく、これなくしては本論文は成り立たなかったといっても過言ではありません。ここに心から感謝致します。

岐阜大学工学部土木工学科 本城勇介教授には、先生が中心となって進めておられます「基礎の限界状態設計法モデルコードの提案」に関する研究グループに加えさせて頂き、基礎の設計法の現状および将来動向に関する各国の情報収集の場を与えてくださいました。先生方と研究を進めていく上で、本論文の「遠心力場の砂地盤中の単杭の水平載荷実験」をキャリアレーション対象に推挙していただき、本論文におきまして「遠心模型」、「実物」および「設計」といった 3 つの観点から遠心模型実験を考察することができました。これもひとえに先生の

御理解のおかげでございます。心より感謝致します。また、(社)地盤工学会研究委員会「我が国の基礎設計の現状と将来動向に関する研究委員会」では、委員長であります日下部治先生をはじめ本城勇介先生、松井謙二博士(建設技術研究所)、大石雅彦氏((株)白石)、谷和夫先生(横浜国立大学)、正垣孝晴先生(防衛大学校)、大森晃治先生(地盤解析研究所)、木村嘉富氏(国土庁)、鈴木誠博士(清水建設)、菊地喜昭氏(運輸省港湾技術研究所)、奥村文直博士((財)鉄道総合技術研究所)、堀越研一博士(大成建設技術研究所)、古川毅氏(日本構造橋梁研究所)、松浦城太郎氏(日本構造橋梁研究所)、赤木寛一先生(早稲田大学)、阿部知之氏(応用地質)、白戸真大氏(建設省土木研究所)、内田明彦氏(竹中工務店)、本田周二氏(日建ソイルリサーチ)、大谷義則氏(ヒロセ)、三宅達夫博士(東洋建設)、カルキーマダン博士(秋田県立大学)、佐竹正行博士(構造技術センター)、萩原敏行博士(西松建設)、古山章一氏(東日本旅客鉄道)、田口博文氏(東亜建設)、続誠氏(フグロジャパン)には、本研究に関する御意見、御指導を頂戴致しました。このような経験豊かなメンバーの下で委員会メンバーの1人として参加できましたことは、著者にとりまして大変喜ばしく価値あるものでありました。ここに改めまして謝意を表します。

加倉井正昭氏(竹中工務店)、山下清氏(竹中工務店)、桑原文夫先生(日本工業大学)、松本樹典先生(金沢大学)、林隆浩博士(東洋アサノ)、稲村利男氏(東洋テクノ)、阿部秋男氏(東京ソイルリサーチ)には杭に関する研究グループに参加させていただき、ややもすると実構造物あるいは実設計に疎くなりがちな大学研究機関に所属しながらも、実杭の設計・施工に関するホットな情報を得る場を与えてくださいました。今後とも御指導くださいますようお願い申し上げます。

東京工業大学工学部開発システム工学科 高橋章浩助手には、業務、実験、解析について多大な御協力を頂きました。ここに感謝すると共に早期の高橋氏の博士号取得を希望致しております。苦楽を共にした同僚の1人としてその将来に大きく期待しております。助手OBであります末政直晃先生(現 武蔵野工業大学)、廣岡明彦先生(現 九州工業大学)、岡村未対先生(現 建設省土木研究所)には、筆者が学生時代は研究のアドバイス、絶大なる激励そして暖かい励ましを頂戴致しました。ここに謝意を表します。

本論文で述べました遠心模型実験の多くは、東京工業大学工学部地盤研究室の学生諸氏の協力なくしては成しえぬものでした。同研究室OBであります金縄知樹氏(現 日本道路公団)には実験システムのパイオニアとして活躍して頂きました。岡本道孝氏(現 鹿島建設技術研究所)、中村邦彦氏(現 東京工業大学修士)には実験、図面作成、筆者の生活管理、その他諸々で絶大なる御協力を頂きました。優秀なる2人の今後の益々の御活躍を期待しております。また東京工業大学工学部土木工学科地盤工学研究室メンバー諸君には、多岐に渡る研究の指導にあたり、大変ご迷惑をお掛け致したかと存じます。到らない筆者の下、めげずに研究を進めて頂いたことに深く感謝致します。今後、ますますの御活躍、御発展をお祈りしております。

本研究を進めておりました東京工業大学工学部土木工学科助手時代、私にとりまして数多くの先生方や第一線で御活躍の研究者の方々と接し、得られた経験は今後の筆者の研究姿勢・研究ターゲットに大きく影響を与えるものでした。Int. Symp. on Centrifuge98(IS Tokyo'98)では、我が国の遠心模型実験装置を利用した研究グループが一丸となって会議の準備・運営に当たりました。木村 孟先生、日下部 治先生、太田 秀樹先生、桑野 二郎先生、竹村 次

朗先生そしてには大変貴重な機会を与えて頂き、国際的な研究活動、情報発信の重要性を学ぶ機会を得ました。本当にありがとうございました。また会議の準備段階では藤井斉昭先生(中央大学)、斉藤邦夫博士(日建設計)、尾上篤生博士(清水建設)、今村眞一郎氏(西松建設)、吉迫和夫氏(鹿島建設)と一緒に悪戦苦闘の末進めてまいりました。まさに本研究の真っ直中での国際会議の準備でありましたで、翌日の打ち合わせ資料を徹夜で作成したこともありました。大変ご迷惑をお掛けしたかと思えます。大変お世話になりました。

最後に本研究を進めるにあたり、その他多くの方々から暖かいご支援を賜りました。各位に改めて深甚なる感謝の意を表します。そして、今は亡き父に大学への進学を許してもらったこと、自由奔放にやりたいことをやらせてくれたことに深く深く感謝するとともに、今後より一層の努力、精進を誓いたいと思えます。

2000年1月  
神田 政幸



# Appendix

## A. 遠心模型実験装置(T.I.Tech., MarkIII Centrifuge)

### A.1 遠心模型実験装置

遠心模型実験では、模型地盤内に実物と同様の土の自重応力状態を再現するためには縮尺の逆数倍の大きさの加速度を作用させなくてはならない。遠心模型実験装置は回転軸から伸びるアーム先端のプラットフォーム上に模型容器を搭載し、回転運動中に生ずる遠心加速度をこの加速度として利用している。

本研究で使用した遠心模型実験装置は 1995 年に東京工業大学工学部土木工学科地盤研究室に導入した MarkIII Centrifuge(Fig.A.1.1, Photo.A.1.1)である。これは当該グループにおける 3 台目の装置で旧来の MarkII Centrifuge よりも大型でより大きな模型容器を搭載できるようになっている。特に支持力問題などを模型実験で扱う場合、容器壁面の効果は結果を過大評価することが予想される。これを回避するために容器を大型化することは直接的で有効な手段である。これのみならず大縮尺の模型の遠心模型実験では particle size effect を低減することが可能となり、より広範で現実に即した問題を扱える。以下に MarkIII Centrifuge の仕様を示す。

回転半径(模型容器側)	2.32(m)
最大回転数	300(rpm)
最大搭載質量	600(kg)
最大搭載能力	50(Gton)
試料容器最大外寸法	幅:900(mm) 奥行き:900(mm) 高さ:900(mm)
動力用スリップリング	20 極
計測信号電送システム	
スリップリング	72 極
光ファイバー	28ch
液体伝送システム(4 極ロータリージョイント)	
油圧	$2.058 \times 10^4$ (kPa)
水圧	$9.8 \times 10^2$ (kPa)

載荷装置は安全のため地下のピットに収納されている。回転体に装着されている 2 本のビームの端部にプラットフォームが吊り下げられており、そこに容器とその他の周辺機器が搭載される。ビームが高速で回転すると重力加速度と遠心加速度の合成加速度方向にプラットフォームが振り上がり、加速度は常に模型地盤の鉛直方向に作用する。模型容器はプラットフォームの下端(ブリッジプレート)に支持され、完全に水平状態を保ち、安定した軌道を回転することが可能となる。試料容器を搭載したプラットフォームの回転軸と反対のビーム端部も同一のプラットフォームが設置されており、回転中に試料容器側の回転モーメントと等しいモーメントを

生じさせるようカウンターウェイトを搭載する。

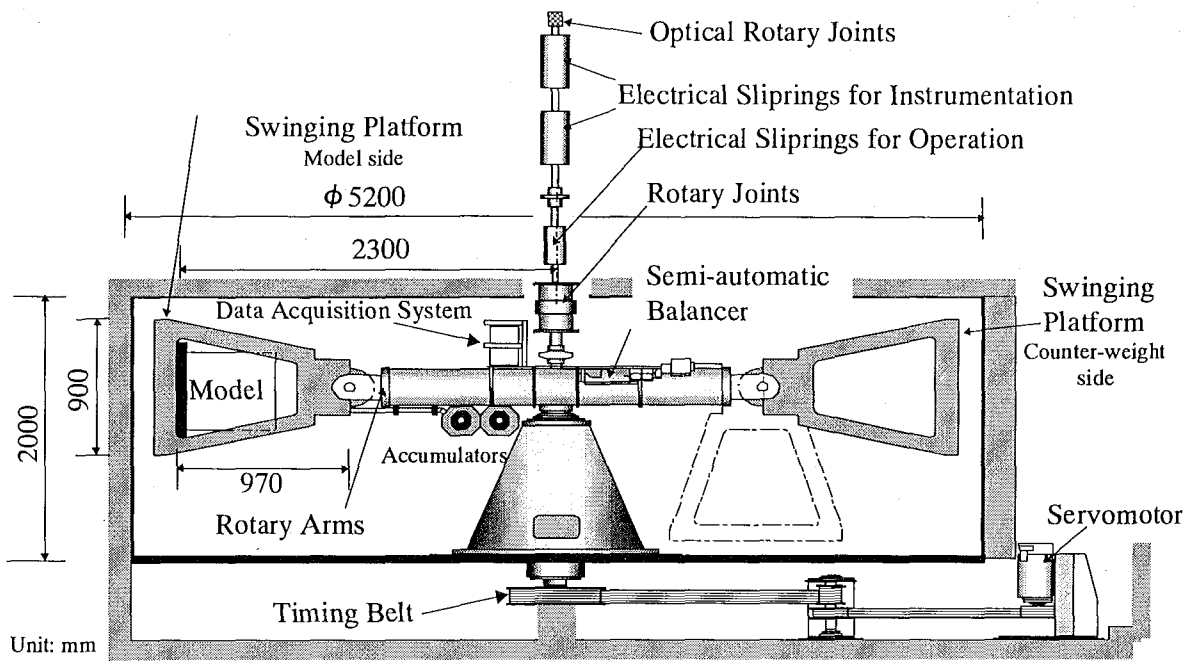


Fig.A.1.1 MARK III CENTRIFUGE.

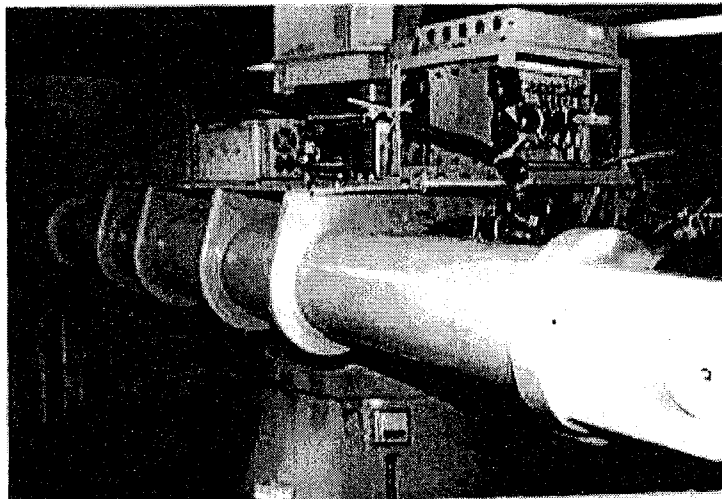


Photo.A.1.1 MARK III CENTRIFUGE.

## A.2 計測システム

MarkIII Centrifuge には 2 系統の計測システムがある。1 つは光ロータリージョイントを介し、光ケーブルにより計測を行うラインと電気系スリッリングを介した計測ラインである。本研究では光ロータリージョイントを介した計測システムを採用した。この計測システムではノイズレベルは出力 voltage  $\pm 10V$  に対して  $\pm 5mV$  と非常に小さく、センサーの測定精度をほとんど低下させることなく測定することが可能である。Fig.A.2.1 に計測システム上のデータの流れを示す。ブリッジ電圧は 2V, 5V および 24V 選択可能であり、センサーによって選択する。本研究では、レーザー変位計(24V)を除いてすべてのセンサーはブリッジ電圧 2V を選んだ。各センサーからのデータは、ジャンクションボックスを介して、遠心模型実験装置の中心部に搭載したアンプ(DCL28)に集められ、ここで AD 変換(16bit AD 変換)が行われる。これから GPIB 信号により光エクステンダーへ、ここからはノイズの入りにくい光送信ケーブルを介する。遠心内の回転場から地上へのデータのやりとりには光ロータリージョイントを介し、再度光エクステンダーから GPIB 信号によりパソコンに収録している。本システムでは、28ch の各チャンネルで 256kB のデータを一時的にため込み、実験終了後収録を行っている。しかもデータのデジタル変換は遠心模型実験装置内で行っているために、今まで遠心模型実験装置回転中のデータ収録に生じたノイズを除去できるといったメリットがある。

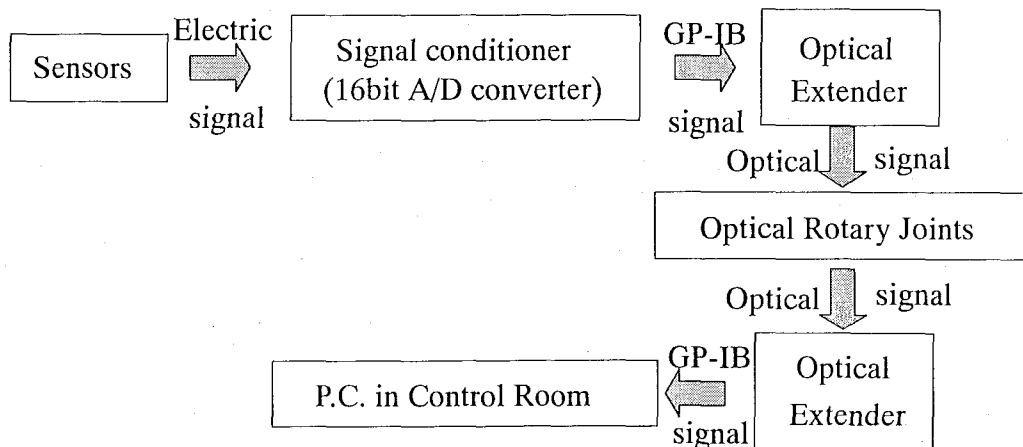


Fig.A.2.1 Measuring system.

## B. 差分法による杭の支配方程式の解法

Fig.B.1 に示すように杭は全長にわたって一様で曲げ剛性 EI 一定とし, 地中部分には地盤反力以外に荷重は作用せず, 軸力の影響は重ね合わせの法則が成り立つと仮定して別途考慮するものとするれば, 杭の支配方程式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + D \cdot k(x) \cdot y = 0 \quad (\text{B.1})$$

と表される. これを差分法で解くために, 杭の全長を n 等分し, 分割長  $\lambda$  とする. 杭頭の添字を 3, 杭端の添字を n+3 とし, 両端の延長上に仮想点 1, 2, および n+4, n+5 を設ける. そこで, 傾きは変位増分を長さで割ったもの, 傾きの傾きは傾きの増分を長さで割ったものであるから,

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_i \cong \frac{1}{\lambda} \cdot \left( \frac{y_{i+1} + y_i}{2} - \frac{y_i + y_{i-1}}{2} \right) = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\lambda} \quad (\text{B.2})$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_i &\cong \frac{1}{\lambda} \cdot \left( \frac{y_{i+1} - y_i}{\lambda} - \frac{y_i - y_{i-1}}{\lambda} \right) \\ &= \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\lambda^2} \end{aligned} \quad (\text{B.3})$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{d^3 y}{dx^3}\right)_i &\cong \frac{1}{\lambda} \cdot \left[ \frac{\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_{i+1} + \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_i}{2} - \frac{\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_i + \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_{i-1}}{2} \right] \\ &= \frac{y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2}}{2\lambda^3} \end{aligned} \quad (\text{B.4})$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{d^4 y}{dx^4}\right)_i &\cong \frac{1}{\lambda} \cdot \left[ \frac{\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_{i+1} - \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_i}{\lambda} - \frac{\left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_i - \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_{i-1}}{\lambda} \right] \\ &= \frac{y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2}}{\lambda^4} \end{aligned} \quad (\text{B.5})$$

と表すことができる. したがって式(B.1)を差分で近似すれば

$$y_{i+2} - 4y_{i+1} + (6 + A_i)y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2} = 0 \quad (\text{B.6})$$

$$A_i = \frac{Bk_i}{EI} \lambda^4 \quad (\text{B.7})$$

となる.

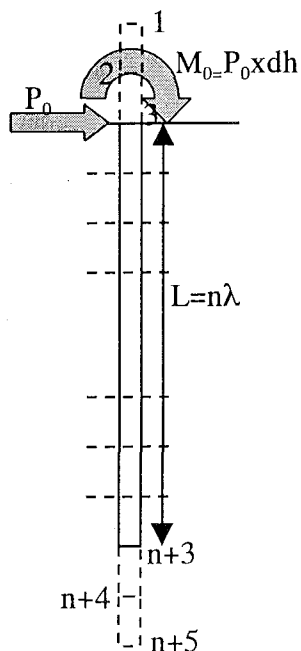


Fig.B.1 analysis model.

地表面に作用する荷重を  $P_0$ , 曲げモーメントを  $M_0 (=P_0 \cdot x \cdot dh$  地表面から載荷点までの距離)とし, 杭端が自由な場合には, 境界条件から

$$y_{n+5} - 2y_{n+4} + 2y_{n+2} - y_{n+1} = 0 \quad (\text{B.8})$$

$$y_{n+4} - 2y_{n+3} + y_{n+2} = 0 \quad (\text{B.9})$$

$$y_5 - 2y_4 + 2y_2 - y_1 = \frac{2\lambda^3}{EI} P_0 \quad (\text{B.10})$$

$$y_4 - 2y_3 + y_2 = \frac{\lambda^2}{EI} M_0 \quad (\text{B.11})$$

という関係が得られる. 式(B.8)(B.9)より

$$y_{n+5} = 2y_{n+4} - 2y_{n+2} + y_{n+1} = 4y_{n+3} - 4y_{n+2} + y_{n+1} \quad (\text{B.12})$$

$$y_{n+4} = B_{n+4}y_{n+3} + C_{n+4}y_{n+2} \quad (\text{B.13})$$

ここで,  $B_{n+4} = 2$

$$C_{n+4} = -1$$

式(B.6)で  $i=n+3$  のとき

$$y_{n+5} - 4y_{n+4} + (6 + A_{n+3})y_{n+3} - 4y_{n+2} + y_{n+1} = 0 \quad (\text{B.14})$$

この式と式(B.12)(B.13)より

$$(2 + A_{n+3})y_{n+3} - 4y_{n+2} + 2y_{n+1} = 0 \quad (\text{B.15})$$

これを整理すると

$$y_{n+3} = B_{n+3}y_{n+2} + C_{n+3}y_{n+1} \quad (\text{B.16})$$

ここで,  $B_{n+3} = -2C_{n+3}$

$$C_{n+3} = \frac{-2}{2 + A_{n+3}}$$

$i = n+2$  のとき  $C_{n+3}(B_{n+4} - 4) = -2C_{n+3} = B_{n+3}$  となることを利用して同様の計算を行うと

$$y_{n+2} = B_{n+2}y_{n+1} + C_{n+2}y_n \quad (\text{B.17})$$

ここで,  $B_{n+2} = C_{n+2}(B_{n+3} - 4)$

$$C_{n+2} = \frac{-1}{5 + A_{n+2} - 2B_{n+3}}$$

式(B.6)で  $i = n+1$  から  $i = 3$  まで  $C_{i+1}(B_{i+2} - 4) = B_{i+1}$  であることを利用して同様の計算を行うと

$$y_i = B_i y_{i-1} + C_i y_{i-2} \quad (i = n+1, \dots, 4, 3) \quad (\text{B.18})$$

ここで,  $B_i = C_i(B_{i+1} - 4)$

$$C_i = \frac{-1}{6 + A_i + B_{i+1}(B_{i+2} - 4) + C_{i+2}}$$

式(B.18)から求めた  $y_5, y_4, y_3$  を境界条件の式(B.10)に代入して整理すれば

$$y_2 = A_2 + B_2 y_1 \quad (\text{B.19})$$

ここで,  $A_2 = C_2 \left( -\frac{2\lambda^3}{EI} \right) P_0$

$$B_2 = C_2 [C_3 \{B_4(B_5 - 2) + C_5\} - 1]$$

$$C_2 = \frac{-1}{2 + B_3 \{B_4(B_5 - 2) + C_5\} + C_4(B_5 - 2)}$$

式(B.18)から求めた  $y_4, y_3$  と式(B.19)を境界条件の式(B.11)に代入して整理すれば

$$y_1 = C_1 A_1 \quad (\text{B.20})$$

ここで,  $A_1 = A_2 \{1 + B_3(B_4 - 2) + C_4\} - \frac{\lambda^2}{EI} M_0$

$$C_1 = \frac{-1}{B_2 \{1 + B_3(B_4 - 2) + C_4\} + C_3(B_4 - 2)}$$

が得られる。

これらの式からまず最初に各係数  $A_i, B_i, C_i$  を  $i=n+3$  から  $i=1$  まで求め、今度は逆に  $i=1$  から  $i=n+3$  の順に  $y_i$  を計算すれば全ての水平変位が求められる。また各点でのたわみ角  $\theta$ 、曲げモーメント  $M_i$ 、せん断力  $S_i$ 、および地盤反力  $p_i$  は  $i=3, 4, \dots, n+3$  に対してそれぞれ

$$\theta_i = -\frac{1}{2\lambda} (y_{i+1} - y_{i-1}) \quad (\text{B.21})$$

$$M_i = -\frac{EI}{\lambda^2}(y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}) \quad (\text{B.22})$$

$$S_i = -\frac{EI}{2\lambda^2}(y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2}) \quad (\text{B.23})$$

$$p_i = k_i y_i \quad (\text{B.24})$$

で計算することができる。

本研究では p-y 関係に双曲線型 p-y 関係およびバイリニア型 p-y 関係を用いている。そのため地盤反力係数 k を一定値とおくと得られた水平変位 y と地盤反力 p が杭の全長にわたって、仮定した p-y 関係を満足することは不可能である。そこで水平変位 y と地盤反力 p が式双曲線型 p-y 関係あるいはバイリニア型 p-y 関係を満足するまで地盤反力係数 k を各地点で変動させ計算を行うことにした。また、模型杭の M-φ 関係についても非線形性を導入していることから、曲率の増加にしたがって EI は低下する。したがって計算された曲率に対して模型杭の抵抗モーメントを計算し、新たに低減させた EI を用いて再度計算を繰り返すこととした。ここで計算手順について簡単に述べることにする。

- (1) 杭の全長(地中部分のみ)を n 等分する。
- (2) 地盤を弾性体と仮定して各分割点の水平地盤反力係数  $k_i$  を適当に決める。今回の計算では第1近似として全ての点で

$$k_i^{(1)} = 1$$

と仮定した。

- (3) 杭頭に作用する水平荷重を決めて、各分割点の変位  $y_i$  を計算する。

$$p_i = \pm \frac{b(x_i)|y_i|}{1 + \frac{|y_i|}{a(x_i)}} \quad (y_i \geq 0 \text{ のときは} +, y_i < 0 \text{ のときは} -)$$

$p'_i = k_i y_i$  で各点の地盤反力  $p_i$  および  $p'_i$  を求める。

- (4) あらかじめ設定しておいた許容誤差  $\varepsilon$  に対して

$$|p_i - p'_i| < \varepsilon$$

が成立しなければ

$$k_i^{(2)} = \left| \frac{p_i}{y_i} \right|$$

を新たな近似値とし、(3)に戻って同様の手順を繰り返す。全ての分割点で条件式を満足する



まで収束計算を行う。

(6)M-φ関係, 曲率φより各要素内の EI を決める. この EI は必ず小さくなる. これを用いて(3)に戻り,  $y_i$ を再度計算する.

$$|M_{cal} - M(\varphi)| < \varepsilon$$

計算されたモーメント  $M_{cal}$  と M-φ関係から計算された  $M(\varphi)$ が許容誤差ε以内であれば終了とする.

# 論文一覽

## 第1章

日下部治, 神田政幸: 特集 建築基礎設計の将来動向「海外における基礎設計法の動向, 基礎工 Vol.24, No.8, pp.16-19, 1996.8.

Koda Masayuki, Okamura Mistu, Takemura Jiro & Kusakabe Osamu: Design Standard of Pile Foundations in Japan -Current and Future-, Proceedings of the Third Asian Young Geotechnical Engineers Conference, 'Geotechnical Engineer in Asia: 2000 and Beyond', Singapore, pp.373-382, 1997.5.

## 第3章

Koda Masayuki, Okamoto Michitaka, Kusakabe Osamu & Kimura Tsutomu: Direct Measurement of p-y Relationships of Piles in Sand, Proceedings of The International Conference Centrifuge98, Tokyo, pp.551-556, 1998.9.

神田政幸, 岡本道孝, 竹村次朗, 日下部治, 本城勇介: 砂地盤中の単杭の水平抵抗に関する遠心模型実験, 土木学会論文集(投稿中).

## 第4章

神田政幸, 竹村次朗, 日下部治: 遠心模型実験による砂地盤中の単杭の p-y 関係の測定, 土木学会論文集, No.631, III/48, pp.355-369, 1999.9.

## 第5章

神田政幸, 竹村次朗, 日下部治: 砂地盤中の単杭の p-y 関係のモデル化, 土木学会論文集, No.645, III/50, pp.191-208, 2000.3.