

港 湾 技 研 資 料

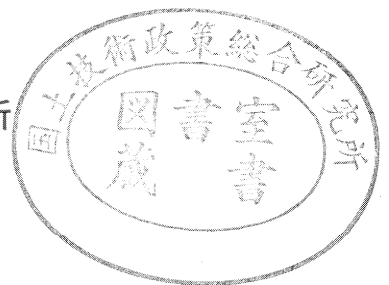
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 812 Sept. 1995

新遠心模型実験装置の開発と研究への適用

北 詰 昌 樹

運輸省港湾技術研究所



目 次

1. ま え が き	3
2. 旧遠心装置の運転について	4
2.1 運 転 実 績	4
2.2 研 究 実 績	5
3. 新遠心装置の導入	6
3.1 導入の経緯	6
3.2 新実験施設のレイアウト	7
3.3 新遠心载荷実験棟及び実験管理棟	7
3.4 装置基礎工事（地下ピットの建設）	8
3.5 機械装置部分	10
3.6 周 辺 機 器	18
3.7 防 音 設 備	19
4. 研究への適用例	20
4.1 支持力特性に及ぼす基礎の形状について	22
4.2 銅水砕スラグを用いたSCP 改良地盤の支持力について	23
4.3 セメントで改良された石炭灰地盤の土圧に関する遠心模型実験	27
5. 今後の展望	30
6. あとがき	30
参考文献	30
記号表	36

Development of PHRI Mark II Geotechnical Centrifuge

Masaki KITAZUME*

Synopsis

In 1980, the Port and Harbour Research Institute (*PHRI*) constructed a geotechnical centrifuge (*Mark I*) of 3.8m effective radius. Since then PHRI Geotechnical Group has conducted more than 1300 centrifuge operations and has published nearly 60 papers related to centrifuge model tests.

Since 1989, undesirable vibrations of the concrete pit floor have frequently occurred during high speed operation. This phenomenon was due to the progress of cracks in the concrete pit floor. After detailed investigation, maximum operative acceleration was reduced below 50g for safety reasons.

And PHRI also decided to construct a new centrifuge, Mark II centrifuge adjacent to the existing centrifuge facility in 1989 and completed in 1995. Many research projects related to centrifuge model testing will also be performed by the Mark II centrifuge.

This paper briefly describes development of the PHRI Mark II centrifuge facilities and data acquisition systems. Current research subjects studied are also briefly described to demonstrate usefulness of this modeling technique and ability of our centrifuge facilities.

Key Words : Test Equipment, Centrifuge Model Test

* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

新遠心模型実験装置の開発と研究への適用

北詰 昌樹*

要 旨

港研の旧遠心模型実験装置 (Mark I) は、相似則を満足した模型実験によって、現地挙動を精度良く観察・検討する目的で昭和55年に導入された。以来、本装置を用いて港湾建設に際して遭遇する基本的な研究ならびにある特定の現場で遭遇した課題の解決を目的とした研究を精力的に実施し、それらの成果は港研報告、港湾技研資料ならびに国内外の会議に発表されている。しかし、導入より10年程度経過した頃より、装置のピット床板に経年的なクラックが発生し、そのクラックの発達につれて有害な振動が運転中に発生するようになった。そのため、平成元年度よりは最高遠心加速度を 50g に制限した条件での運転を余儀なくされ、取り組むべき数多くの研究課題に少なからぬ影響があった。

そこで、抜本的な解決を図るとともに多種多様な研究課題に対応するため、平成元年度より新遠心模型実験装置 (Mark II) の建設を開始した。新装置の建設は建設地点のボーリング調査から始まり、地下ピット及び実験棟の建設、装置機械部分の製造と据え付け、ならびに周辺機器の移設・整備を6ヶ年計画で実施し、平成6年度に完成した。

新遠心装置 (Mark II) は有効半径、最大遠心加速度及び最大搭載質量は旧装置と同じであるが、過去10数年にわたる経験を基に、安全面、機能面に数多くの改良を加え、また最新の技術も取り入れて製作された。そのため、本装置は国内外でも大型で最もパワフルな装置の一つであると考えている。

本報告は、新遠心装置の導入の経緯ならびに装置の基本的な諸元、周辺機器について説明を加えるとともに、新遠心装置を用いた現在の研究ならびに今後の展望についても簡潔に述べた。

キーワード: 遠心模型実験装置

1. まえがき

当研究所の旧遠心模型実験装置 (Mark I) は、現地との相似則を満足した実験で現地挙動を精度良く観察・検討する目的で昭和55年に導入されて以来、数多くの実験的研究を行ってきた。研究には砂地盤及び粘土地盤の支持力、杭の水平挙動に関するものなど港湾建設に際して遭遇する基本的な研究の他に、ある特定の現場で遭遇した課題の解決を目的とした研究も行っており、それらの成果は港研報告、港湾技研資料ならびに国内外の会議に発表されている。これらの研究成果は、これまで港湾建設技術に直接的・間接的に大きな貢献をもたらしてきた。そして、遠心模型実験装置を用いた研究は静的な研究課題にとどまらず、現在では地震時の挙動の解明

の研究にも及んでいる。

遠心装置 (Mark I) は導入から約10年経過した頃より、装置のピット床板に経年的なクラックが発生し、そのクラックの発達につれて有害な振動が運転中に発生するようになってきた。そのため、平成元年度よりは最高遠心加速度を 50g に制限した条件での運転を余儀なくされ、取り組むべき数多くの研究課題に少なからぬ影響があった。そこで、抜本的な対策を図るとともに多種多様な課題に対応するため、平成元年度より遠心装置 (Mark I) を更新し、新遠心模型実験装置 (Mark II) の建設を開始した。新装置の建設は、建設地点のボーリング調査から始まり、地下ピット及び実験棟の建設、装置機械部分の製造と据え付け、ならびに周辺機器の移設・整備を6ヶ年計画で実施し、平成6年度に完成した。新

* 土質部地盤改良研究室長

遠心装置 (Mark II) は有効半径、最大加速度及び最大搭載質量は旧装置と同じであるが、過去10数年にわたる運用の経験を基に、安全面、機能面に数多くの改良を加え、また最新の技術も取り入れて製作された。そのため、本装置は国内外でも大型で最もパワフルな装置の一つである。

本報告では、新遠心装置の導入の経緯ならびに装置の基本的な諸元、周辺機器について簡潔に説明を加えるとともに、現在の研究ならびに今後の展望についても述べた。

2. 旧遠心装置の運転について

2.1 運転実績

旧遠心装置 (Mark I) (図-1)^{1)~3)} は昭和55年の導入以来、平成 6年 3月に解体されるまでの約14年間にわたり、図-2に示すように通算1300回以上の運転を行ってきており、年平均では約93回に及んでいる。図-2には、運転回数、累積運転時間ならびに累積運転回転数についてそれぞれ示している。図に示した運転実績には研究実験に直接関係する運転の他に、装置の保守点検、試料容器や載荷装置などの耐Gテストやセンサーのチェックなどの実験研究には直接は関係のない運転も含まれている。図-2(a)には、運転回数についてこれらを分類して示しているが、研究に直接には関係しない運転は全体の 25%程度であった。他の研究機関の遠心装置について、この種の統計を示しているのは筆者の調べた限りではマンチェスター大学の装置に関するものだけで、それによると研究に直接は関係しない運転回数は全体の約 21%であり当所の装置とほぼ同程度であった⁴⁾。

14年間の運転期間中、遠心装置に設置している安全管理システムのアラーム警報、周辺機器の軽微な故障・トラブルは発生したが、致命的な事故・トラブルは発生せず、全般的には安全に運転することができた。これは遠

心装置に安全管理システムを導入し、運転中の異常な現象や故障を早期に発見して必要な処理をとるようにしたこと、試料容器や載荷装置の製作にあたっては3次元有限要素法解析を用いて設計し、実際に使用する前には設計 g レベルの120%までの g レベルで耐 g テストを実施したこと、又、すべての運転について実験の目的、バランス計算、運転操作手順などを詳細に記述した運転計画書を作成したことなど、ハード面及びソフト面での安全対策の貢献が大きかったものと思われる。

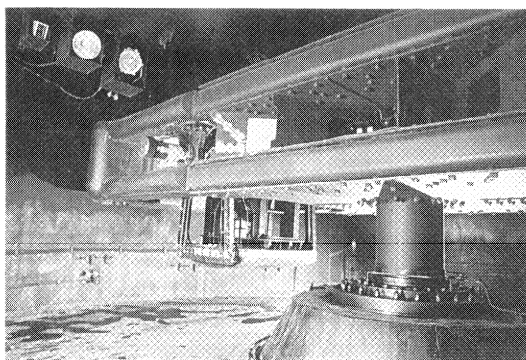
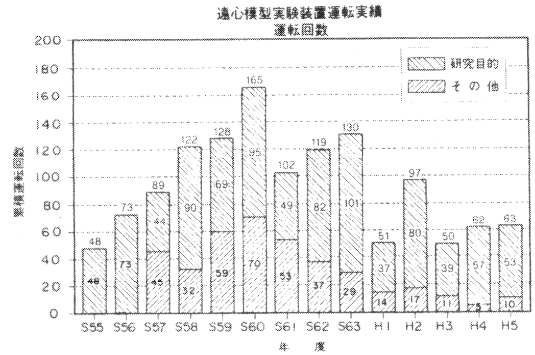
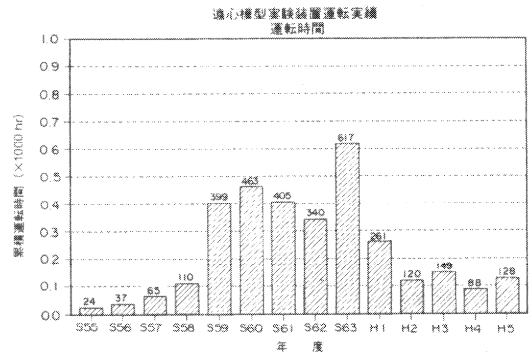


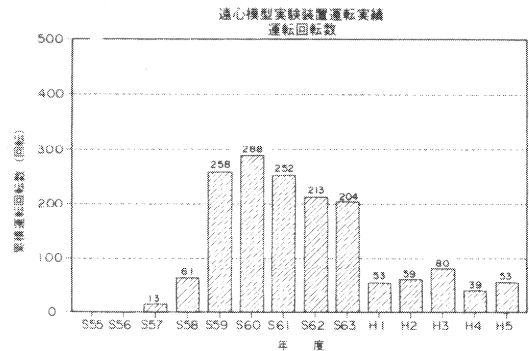
図-1 遠心模型実験装置 (Mark I)



(a) 運転回数



(b) 運転時間



(c) 運転回転数

図-2 旧遠心装置の運転実績

2.2 研究実績

表-1には旧装置導入以来これまで実施してきた研究をテーマごとに整理して示している^{5)~42)}。図示の様に、これまで、砂地盤及び粘土地盤の支持力、ジオテキスタイルによる補強盛土工法、杭の水平挙動に関するもの、また、サンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法などによる改良地盤の挙動に関する研究など幅広い

研究テーマを実施してきた。また、表-2には、ある特定の現場で遭遇した課題の解決を目的とした研究例を示している^{43)~60)}。遠心模型実験は種々の工種、テーマにわたる現場の課題に対しても活用され、その成果は現場での設計・施工に大いに反映されてきた。

運転状況ならびに研究の成果等については文献⁶¹⁾に詳細に述べられているので参照されたい。

表-1 研究実績

研究テーマ	模型材料	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93
砂地盤の支持力															
鉛直・水平荷重	砂														
拘束条件の影響	砂					5)					6)-9)				10)
三次元基礎	砂										11)				12)
															13),14)
粘土地盤の支持力															
鉛直・水平荷重	粘土														
															15)
ジオテキスタイルによる補強															
盛土の安定性	粘土														
															16),17)
サンドコンパクションパイル工法															
支持力	粘土, 砂														
水平抵抗	粘土, 砂														18)-21)
															22)
															23)
杭基礎															
砂地盤の水平抵抗	砂														
粘土地盤の水平抵抗	粘土														
															24)
															25)
															26)
															27),28)
サンドドレーン工法															
袋詰めサンドドレーン工法	粘土														
															29)-34)
深層混合処理工法															
ぬけ出し破壊															
外部安定															
内部安定															
局所改良の効果															
接円式改良地盤の安定性															
															35)
															36)
															37)
															38)
															39)
															40)
振動台の開発															
															42)

表-2 研究実績

	研究テーマ	地盤改良工法	研究期間	成果の活用
一建 新潟港	深層混合処理工法による自立山留め擁壁の建設技術開発	深層混合処理工法	平成4～5年度	設計法の確立
二建 羽田空港	掘削にともなう自立山留め擁壁の安定性に関する研究		昭和62年度	
	袋詰めサンドドレーンの超軟弱粘土地盤への適用性調査	サンドドレーン	平成3年度	現場へ適用
	圧密沈下する地盤中の矢板の地表面への影響調査		平成5年度	現場へ適用
三建 和歌山下津港	背面盛土にともなう護岸の変形挙動に及ぼす局所的な地盤改良効果	深層混合処理工法	平成元年度	
大阪港 沈埋トンネル	掘削時の斜面安定性に及ぼすSCP改良工法の効果	SCP工法	平成2年度	現場へ適用
四建 熊本新港	隣接施工時の軟着底式防波堤の変形に関する遠心実験		昭和59年度	
関西空港	深層混合処理工法による壁式改良地盤の破壊挙動		昭和56年度	

3. 新遠心装置の導入

3.1 導入の経緯

まえがきにも述べたように、旧装置（Mark I）は高回転レベルにおいて有害な振動が生ずるようになり、その原因の解明と対策は難問題であった。ピットの垂れ下がり状況の調査ならびに各部の振動調査・解析の結果、有害振動の原因はコンクリートピット上床板の経年的な劣化による垂れ下がりが主たる原因であることが明らかになった。旧装置の構造を図-3に示した。旧装置のピット上床板は自重によって経年的に垂れ下がり、中心軸の減速機にその重量を預ける構造になっていた。そのため、

上床板外周付近には曲げ引張りクラックが多数発生している。また、長時間運転ではピット内の温度が上昇し、それによっても装置も温度膨張する。膨張した中心軸は減速機を突き上げるため、歯車の噛み合わせが詰り、そこで振動が発生する。さらに、主電動機をピット上床板上に設け、ピット上床板で大きな駆動力を伝達する構造であったこと、さらに、ロータリージョイントやスリップリングが中心軸が上部に設置されているレイアウトであったため、ピット床板の振動の影響がより激しく現れるものであった。

新装置の導入の構想は昭和62年頃より検討が開始され、装置の基本的なレイアウト、主電動機の規模と種類、潤

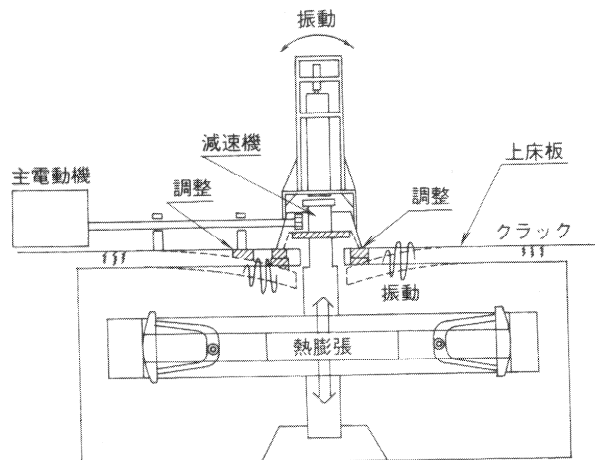


図-3 旧装置のレイアウト

滑方式、計測システムなどについて検討を進めてきた。検討の過程では、図-2に示した旧装置での運転実績を調査・検討するとともに、他の研究機関での運転実績も調査し、大型で作業性の高い装置となるように努力した。図-4は、文献調査⁶²⁾を基に世界で稼働している遠心装置の運転実績(静的な実験)を示したものである。調査は文献⁶²⁾中に記述されている実験の遠心加速度、実験ケース数、試料容器の大きさについて調べた。そのため、図示したデータには予備実験や失敗した実験などは含まれていない。図-4(a)は遠心加速度の度数分布を示している。図より、25~50gで行われた実験がもっとも多いことが分る。さらに、50g以下の実験は全体の60%、100g以下の実験は89%であり、100g以上の実験

は11%程度と非常に少ないことが分かった。

また、図-4(b)には実験で用いられた試料容器の体積の度数分布を示している。図より体積の小さい実験の回数が多く、体積が50ℓ以下の実験は全体の88%程度である。100ℓ以上の試料容器での実験数が多いのは、一つの大きな試料容器内でいくつもの実験を行ったケースである。図より、試料容器が大きくなるほど実験回数が少なくなる傾向が見られる。

実験で使用する試料容器の大きさならびに遠心加速度は、当然遠心装置の搭載能力に大きく影響されるが、実験準備の容易さ、準備期間、人的・資金的制約、載荷装置の能力などにも大きく関係するものと考えられる。これらの検討も踏まえ、新装置の能力を旧装置より大きくする必要は小さいと判断し、機械装置の基本的な諸元は旧装置(Mark I)と同じとした。

3.2 新実験施設のレイアウト

新遠心装置を導入するにあたり、操作室を含む遠心実験管理棟の整備、旧遠心載荷実験棟の整備(新実験準備棟として利用)もあわせて実施した。基本的な新遠心実験施設のレイアウトを図-5に示した。新遠心模型実験施設は、研究所構内の北東の新遠心載荷実験棟、新実験準備棟(旧遠心載荷実験棟)ならびに遠心載荷実験管理棟からなっている。

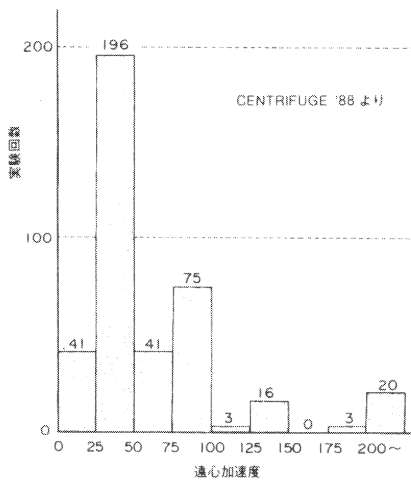
新装置の導入計画は新遠心載荷実験棟内の装置基礎工事(地下ピットの建設)、新遠心載荷実験棟の建設、新実験準備棟ならびに遠心載荷実験管理棟の整備、機械装置の製作と据え付けに大別され、表-3に示すスケジュールで進められてきた。

以下に各設備について整備の概要ならびに主要な諸元について簡潔に述べる。

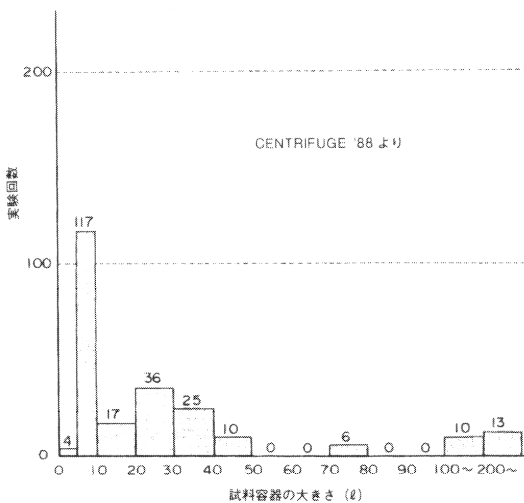
3.3 新遠心載荷実験棟及び実験管理棟

新遠心載荷実験棟(図-6)は旧遠心載荷実験棟に隣接して建設されている。これは、新遠心装置完成後には旧実験棟を実験準備棟として利用し、作製・準備された模型地盤を台車に載せ、新実験棟に運搬できるように、また実験終了後には再び台車によって準備棟に運搬され、模型地盤の破壊状況の確認、解体、清掃が効率的に行えるようにしたためである。

遠心載荷実験管理棟には、操作室を設け、遠心装置の運転、実験監視、データ解析等が出来るようにしている。また、仮眠室も設け、昼夜にわたる長時間運転についても対応している。新施設では、このように実験準備棟、実験装置、操作室を独立して配置することによって、万一の事態においても人的な被害を出さないようにしている。



(a) 遠心加速度



(b) 試料容器の大きさ

図-4 他の研究機関の遠心装置の稼働状況⁶²⁾

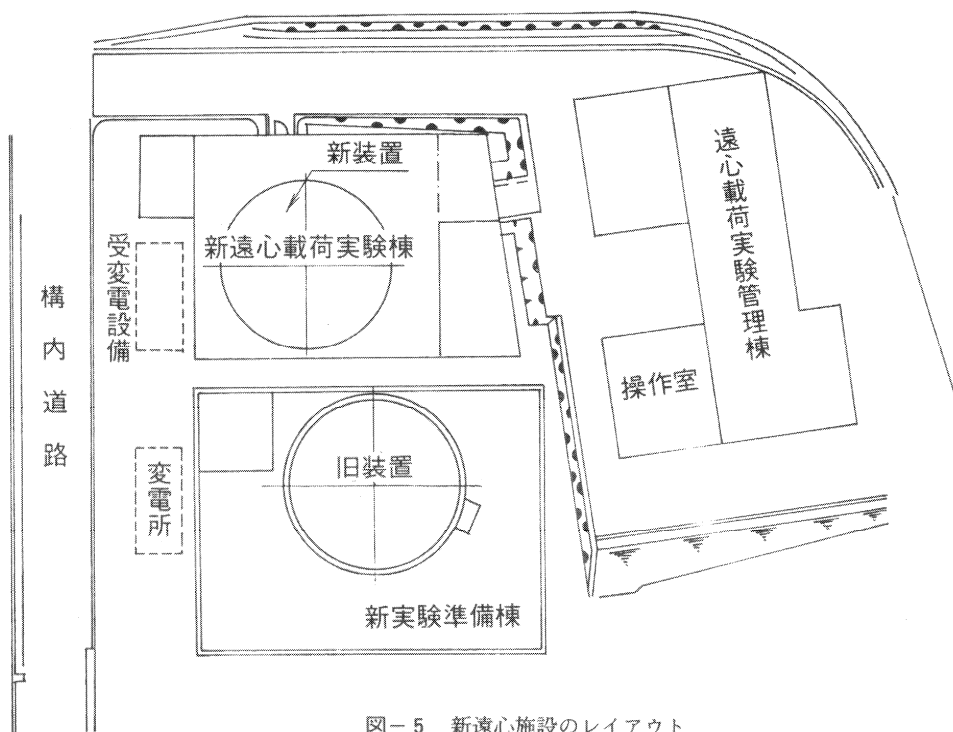


図-5 新遠心施設のレイアウト

表-3 新遠心施設導入計画

事 項	元年度	2年度	3年度	4年度	5年度	6年度
1. 地盤調査	==					
2. 遠心模型実験装置製造						
① 受変電設備製造・据付				==		
② 装置機械部分製造・据付				==	==	
3. 装置基礎工事（地下ピット）						
① 土工事	==					
② 躯体工事		==				
4. 実験棟整備						
① 旧遠心载荷実験棟整備						==
② 新遠心载荷実験棟建設		==	==			
③ 遠心载荷実験管理棟整備	==	==	==			

3.4 装置基礎工事（地下ピットの建設）

地下ピットは図-7に示すように、地下3F構造である。地下1Fは直径 10.4m、高さ3.3mであり、装置本体が設置されている。地下2Fも直径 10.4m、高さ2.3mで、地下1Fとは鋼製の床で仕切られている。地下2Fには主電動機、上部及び下部軸受への潤滑用の給油装置、空圧・水圧供給のための設備が設置されている。地下3Fは高さ2.0mであり、室内には潤滑用の返油装置の他に模型地盤に動力用電源（AC200V）を供給する動力用スリッ

プリング、油圧・水圧・空圧を供給のためのロータリージョイントなどを設置している。

ピットは周辺地盤からの土圧、水圧に耐え、装置の自重ならびに回転中のアンバランス荷重などに耐える構造が求められる。そのため、回転中の試料容器の脱落を想定したアンバランス荷重についても耐えるように構造計算を実施し、壁厚さ50cmの鉄筋コンクリート構造とした（図-8参照）。

ピット上床板は、図-6と図-7に示すように中央部を

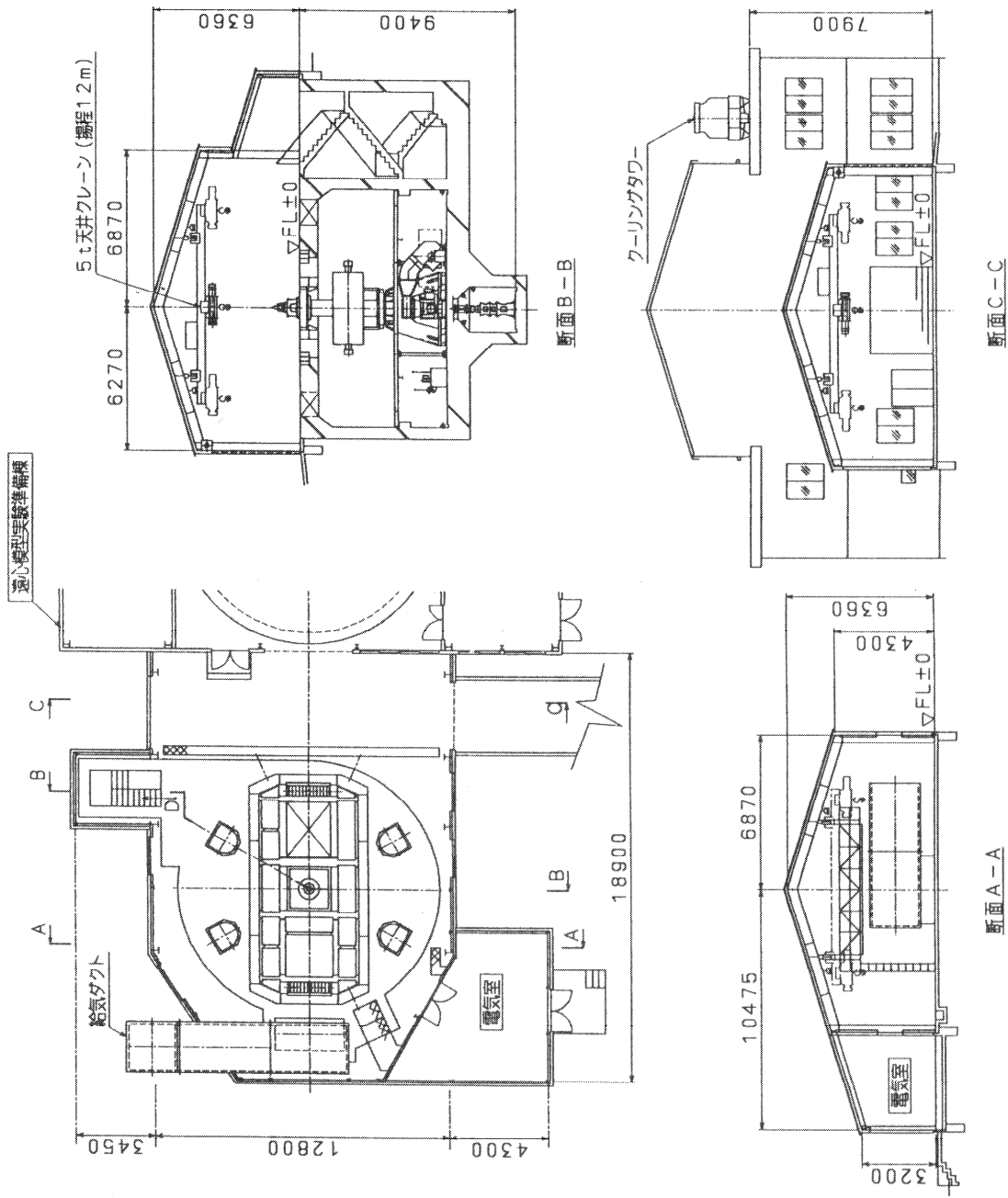


図-6 新速心載荷実験棟

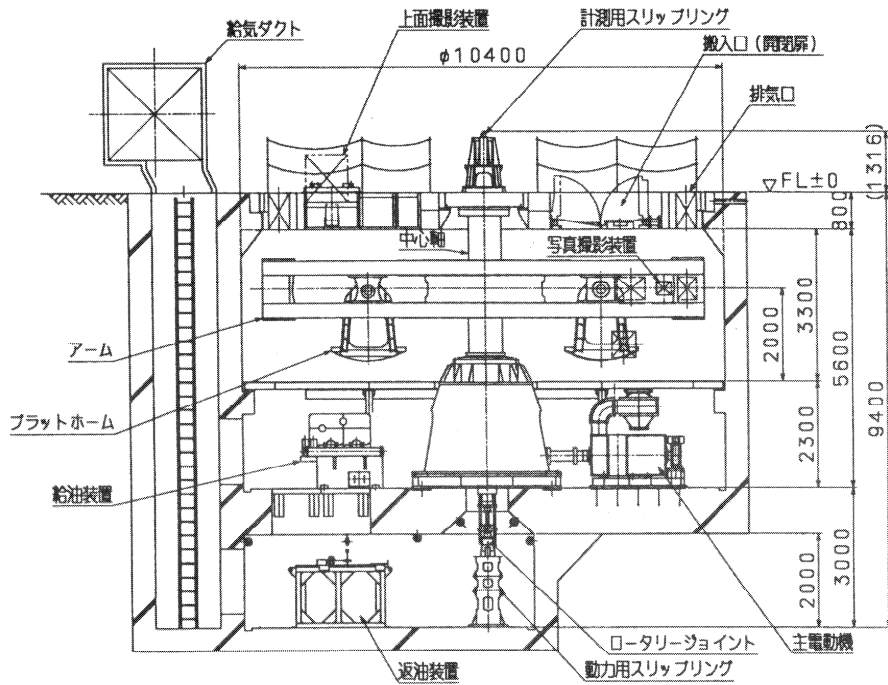


図-7 地下ピット及び装置レイアウト

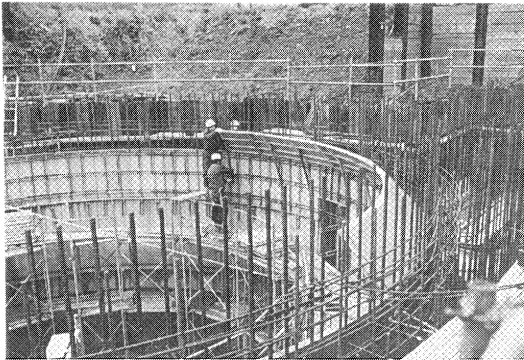


図-8 建設中の地下ピット

鋼製として、軽量化を図るとともに取り外し可能な構造にして、万一の大規模復旧時にも遠心装置本体を解体することなく装置全体の吊り上げが可能となるようにしている。また、ピット上床板には、試料容器搬入出用の開閉扉を設けている。本扉には油圧シリンダーが設置されており、一人でもスムーズに開閉できるように工夫している。また、開閉扉と対称的位置には後述する70mmパルスデータカメラを設置しており、回転中の模型地盤を上方より撮影できるようになっている。後述するピット空調を外気循環方式とするため、排気用の開口部をピット上床板の6ヶ所に設けている。なお、外気の給気用の開口部は地下ピット1Fと2Fの2ヶ所に設けている。

地下ピット1Fには、装置本体の他にピット内の照明器具、監視カメラなどを設置している。なお、これらはすべてピットのコンクリート内に埋め込む構造とし、遠心装置回転によるピット壁面での空気抵抗の減少に努めている。さらに、地下1Fの壁面にはコンセント（AC 100V）、操作室との連絡用インターフォン、操作室・実験室間の連絡用電話、水圧、空気圧及び真空の取り出し口なども設けており、ピット内での実験準備作業の際の便を図っている。なお、地下2F及び3Fについても、操作室との連絡用インターフォン、操作室・実験室間の連絡用電話、コンセントを設けている。

3.5 機械装置部分

(1) 装置本体

新遠心装置は前述した検討を踏まえ、主要な諸元は旧装置とほぼ同じであり、最大加速度が113g、最大搭載質量が2,760kgで、最大容量は300g・tonである。表-4には、主要な諸元をまとめて示した。

表-5には文献より得た世界の主要な装置の諸元をまとめて示している⁽⁶³⁾⁻⁽⁶⁵⁾。また、図-9には最大加速度と最大搭載質量に関して、各遠心装置を比較して示している。図を見ると分かるように、新装置も世界の中でも大型装置の一つであることが分る。

装置の回転部分は、図-7に示すように中心軸、回転アーム、そして回転アームに懸架される一対のスイング

表-4 装置の主要な諸元

(a) 装置本体

項目	内容	備考	
最大遠心加速度	113 g	プラットフォーム上	
最大搭載質量	2,760 kg		
回転半径	最大外形	4.757 m	
	搭載面	3.8 m	
最大回転数	163 rpm		
加・減速	時間	最大 15 分	0 ↔ 最大回転数
	初期加速度	最大 0.04 rad/sec ²	
主電動機	容量	直流 450 kW	
	電圧	440 V	
	回転数	定格 1,150 rpm	
減速機	減速比	1 : 7.988	
	潤滑方式	強制給油	
プラットフォーム	1,600*1,600 mm		

(b) 周辺機器

項目	内容		
ロータリージョイント	油圧	設計圧力 210 kgf/cm ² 最大流量 60 ℓ/min ポート数 2 ポート リーク量 2 ℓ/min*2 ポート	
	水圧	設計圧力 10 kgf/cm ² 最大流量 120 ℓ/min ポート数 2 ポート	
	空圧	設計圧力 10 kgf/cm ² 最大流量 120 ℓ/min ポート数 1 ポート	
	スリップリング	動力用	極数 4 極 許容電流 AC 200 V 30 A
		計測用	極数 44 極 許容電流 AC 100 V 1 A
		光用	極数 15 ch

(c) 動的試験に関する性能

項目	内容
加振実験の遠心加速度	最大 50 g
加振最大加速度	最大 25 g
加振振動数	10~250 Hz
最大加振質量	500 kg

プラットフォームより構成されている。模型地盤は実験準備棟で準備され、台車で遠心载荷実験棟に運搬された後、天井クレーンを利用して搬入口を通じて一方のスイングプラットフォームに搭載される。そして、反対側のスイングプラットフォームにはカウンターウイト（数種の鉄板）を搭載し、装置全体のバランスを保つ構造になっている。

(2) 中心軸

遠心装置の中心軸は、図-10に示すように直径最大 1.2m、長さ 3.41mの鍛造鋼で、回転中のアンバランス荷重（常時アンバランス 37ton、異常時アンバランス 77ton）にも耐えるように設計されている。また、中心軸の上下部は図に示すように軸受で支持されている。下部軸受はラジアル荷重（半径方向の荷重）とスラスト荷重（装置の重量）を支持するもので、上部軸受はラジアル荷重のみを支持する構造である。これは上下の軸受で支持することで遠心装置の安定性を増すとともに、旧装置（Mark I）で経験された長時間運転中の温度上昇による主軸の伸びにも対しても上部軸受で拘束しないようにしたためである。

図-10(b)には中心軸の断面図を示しているが、中心軸内部は計測用ケーブル、光ケーブル及び電気供給用のケーブルのための孔が 4本、油圧・水圧・空圧等の配管

のための孔が 6本設けられている。

(3) 回転アーム

回転アームは図-11に示すように 4本のフレームと両端のブリッジプレート、そして補強部材で構成され、中心軸にボルトで結合されている。回転アーム中心軸付近には図-12に示すように静的・動的計測のためのスイッチボックス、アンプ、A/Dコンバータなど、また油圧制御用の設備、CCDカメラなどの機器を搭載している。

(4) スイングプラットフォーム

スイングプラットフォームは 1600mm*1600mmの広さを有するもので、回転アームに特殊な弾性バネ（振り棒）を介して回転自由な状態で支承されている（図-13、図-14参照）。遠心装置を停止した状態でスイングプラットフォームを引き上げると、スイングプラットフォーム底部とブリッジプレートの間には約 1.2mmの初期隙間が設定されている（図-11参照）。装置の運転中にはスイングプラットフォームは軸受を中心に振り上がる。この軸受は振り棒の中心に対して偏心しているため、装置の回転とともに徐々に大きな振り加わり、スイングプラットフォームの軸受が外側に変位する。そして、初期設定隙間分の変位が生じて、最終的にはスイングプラットフォームはブリッジプレートに着座する。振り棒の剛

表-5 世界の主要な遠心装置

No.	Institution	Country	Max. Radius (m)	Effective Radius (m)	Max. Accel. (g)	Max. Payload (kg)	Capacity (g-ton)
1	The University of Western Australia	Australia	1.8	1.55	200	400	40
2	C-CORE	Canada	5.5	5	200	2200	220
3	Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Institute	China		10.8	110	3000	216
4	Hehai University	China		2.4	250		25
5	Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power Research	China	3		300	1500	450
6	Nanjing Hydraulic Research Institute	China	3	2	200	100	20
7	Nanjing Hydraulic Research Institute	China		5	200	2000	400
8	Yangtze River Science Research Institute	China	3.47	3	300	500	150
9	Danish Engineering Academy	Denmark		2.3	80	1200	96
10	CESTA	France					
11	LCPC	France	10	5	200	2000	200
12	City University	UK	1.8	1.55	200	400	40
13	Lucas Aerospace Division	UK	2.6				
14	UMIST	UK		1.5	133	750	100
15	University of Cambridge	UK	4.3	4	155	900	
16	University of Liverpool	UK		0.991	200	200	20
17	University of Manchester	UK	3.2		200	3400	
18	Ruhr-Univ.	Germany		4.125	250	2000	500
19	Ruhr-Univ.	Germany	1.8	1.55	200	400	40
20	Delft University of Technology	Holland			300	3500	
21	Israel Defence Ministry	Israel	1.5		100		
22	ISMES	Italia			600	400	
23	NIKKEN SEKKEI	Japan	3	2.7	200	1000	100
24	Port and Harbour Research Institute, Mark-1	Japan		3.8	115	2710	300
25	Kyoto University	Japan		1.5	200		
26	Ministry of Construction	Japan		1.15	300		
27	Kashima Co.	Japan	3	2.7	200	1000	100
28	Osaka City University, Mark-5	Japan		2.56	200		22.4
29	Taisei Co.	Japan		2.65	200	400	80
30	Chuo University	Japan	3.05		180	100	
31	Tokyo Institute Technology, Mark-2	Japan		1.25	150	250	37.5
32	Toyo Construction	Japan		2.2	250	300	75
33	Ministry of Labor	Japan	2.31		200	500	
34	Hydroproject Institute	Russia	2.5		320		
35	Institute of Ukr.N.II. Projekt	Russia		2.505	320		
36	Research Institute of Bases and Underground Structures	Russia	2		100		
37	VNIH Vodgeo	Russia		2.3	250		
38	National University of Singapore	Singapore					
39	Boeing Aerospace Company	USA	1.4		600	55	66
40	Bureau of Mines at Maryland	USA	0.9				
41	California Institute of Technology	USA	1.3		175	36	7.5
42	MIT	USA			200	68	15
43	Missouri School of Mines at Rolla	USA	1.07				
44	New Mexico Engineering Research Institute	USA	1.8		100	227	25
45	Princeton University	USA	1.3		200	76	10
46	Rensselaer Polytechnic Institute	USA	3	2.7	200	1000	100
47	Sandia Corporation : CA-2	USA	2.1		150	227	15
48	Sandia Corporation : fixed	USA	7.62		240	7257	800
49	Sandia Corporation : swing	USA	7.62		150	1814	300
50	US Air Force Engineering and Services Center	USA	1.83		100	225	15
51	University of California at Davis	USA		9.1	50	3640	275
52	University of California at Davis	USA	1		175		5
53	University of Colorado at Boulder	USA	5.49		200	2000	440
54	University of Colorado at Boulder	USA	1.36		300	100	15
55	University of Florida : A	USA	1		100	22.7	2.5
56	University of Florida : B	USA	2		160	83.9	
57	University of Maryland	USA	1.34		200	45.4	10

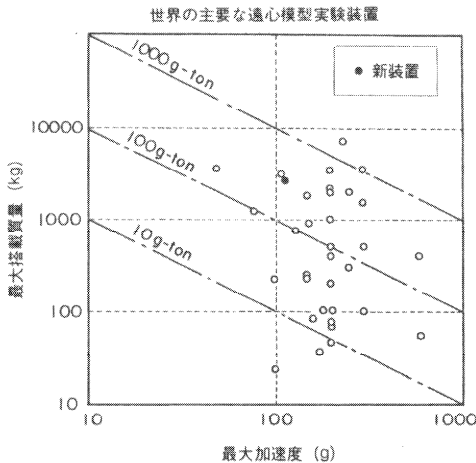


図-9 世界の主要な遠心装置

性と初期隙間の大きさは、1000kg搭載時に（当所所有の中型試料容器を用いた実験にはほぼ相当）遠心加速度が40gに達すると着座するように設定されている。着座加速度を超えるまでは遠心力による大きな荷重をプラットフォーム、吊り腕ならびに軸受に負担させざるを得ない。しかし、振り棒を採用することで、着座加速度以上の荷重をブリッジプレートを介して回転腕に負担させる安全な設計としている。このアイデアはケンブリッジ大学で考えられたもので、当所の旧装置にも取り入れられたものである³⁾。

スイングプラットフォームには、多数のネジ穴が設けられており、多種多様な試料容器や載荷装置などが取付けられるようになっている。また、計測用ならびに電気供給用端子盤や油圧・水圧・空圧の取り出し口なども設

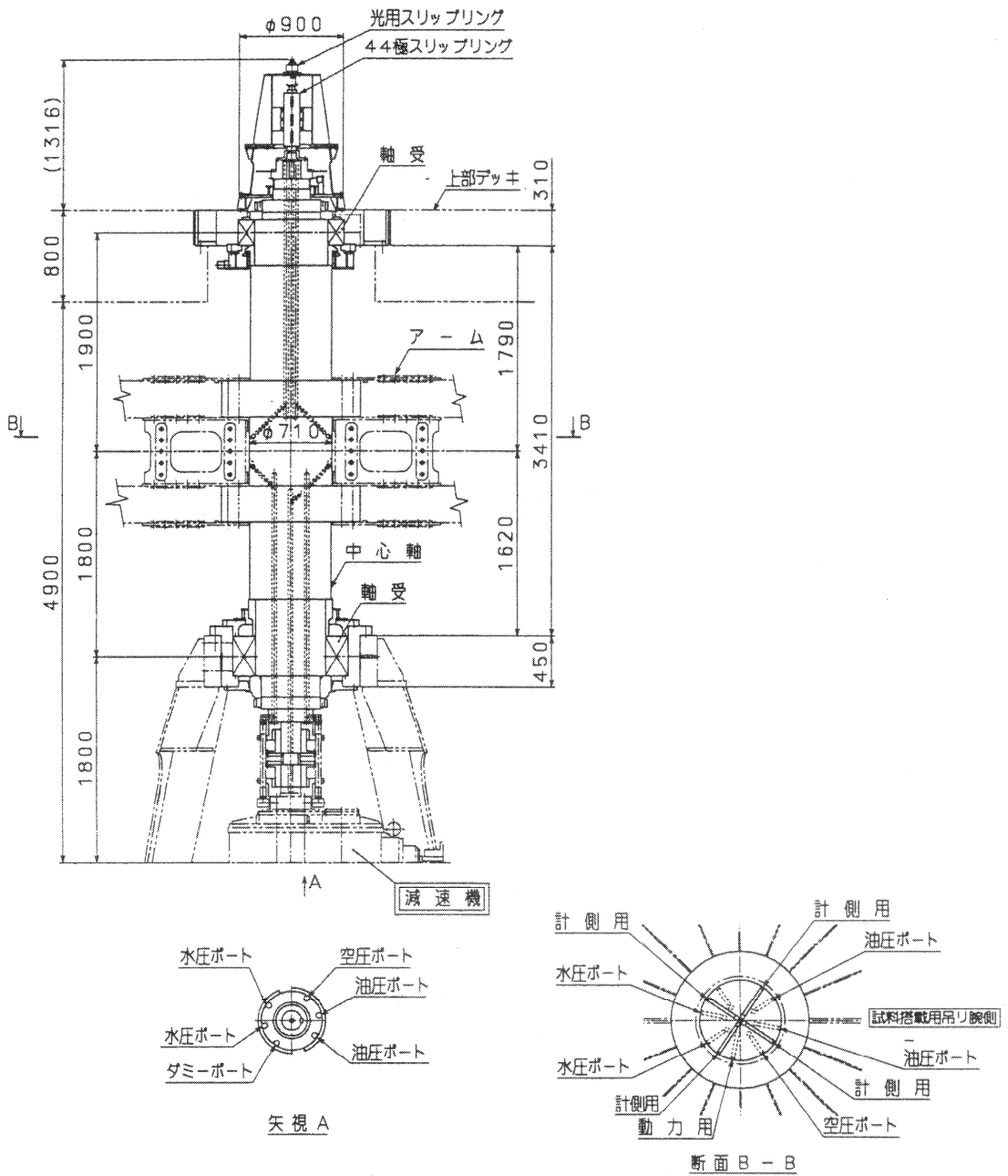


図-10 中心軸の構造

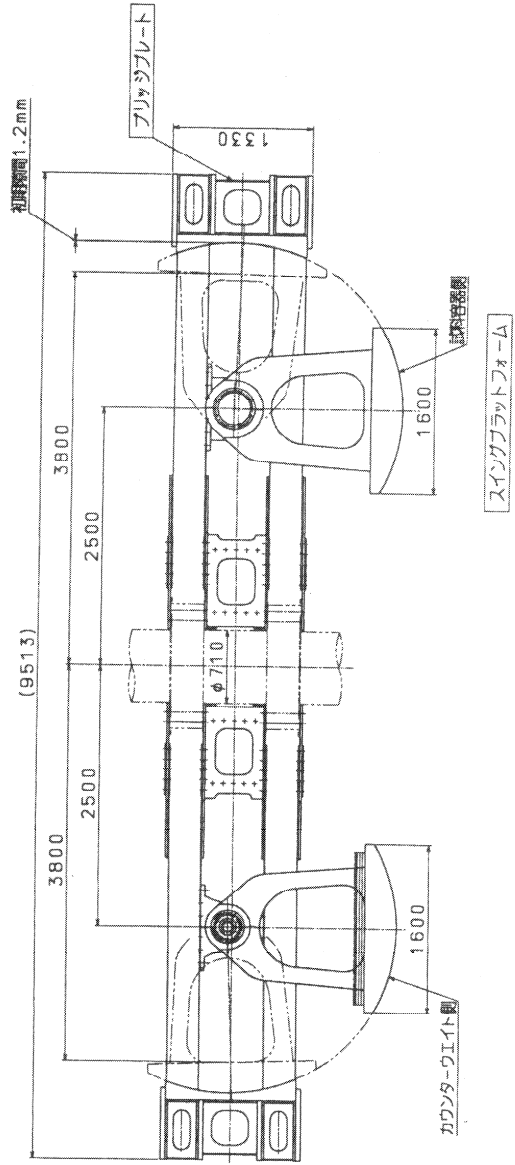
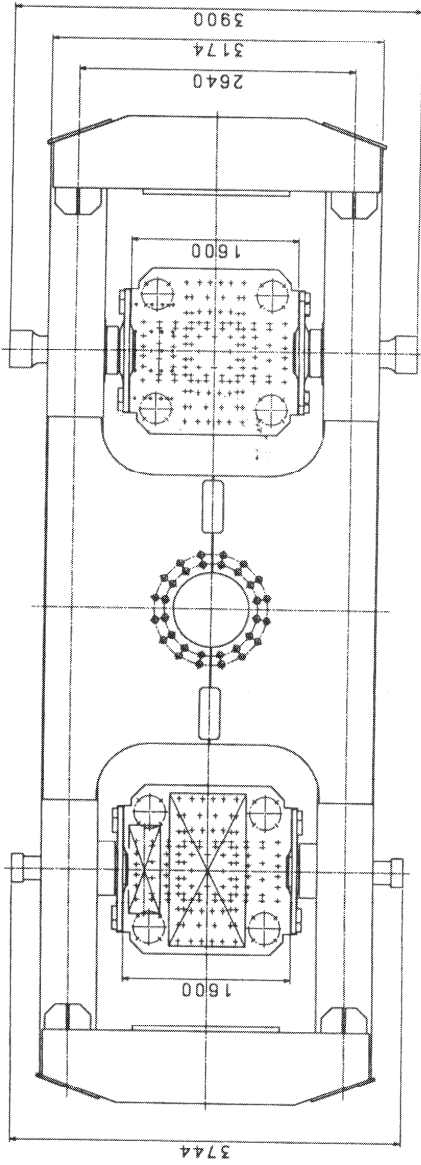


図-11 回転アーム

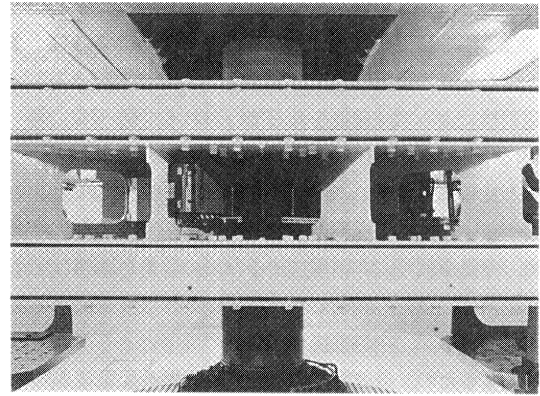
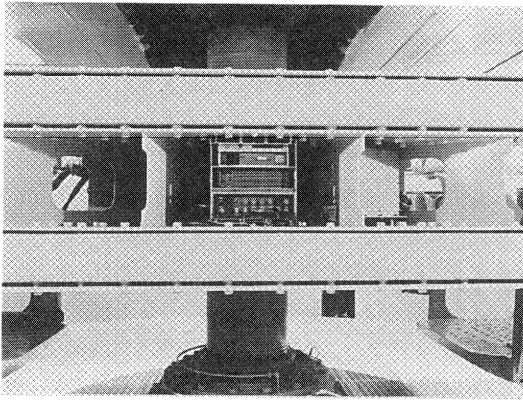


図-12 計測機器

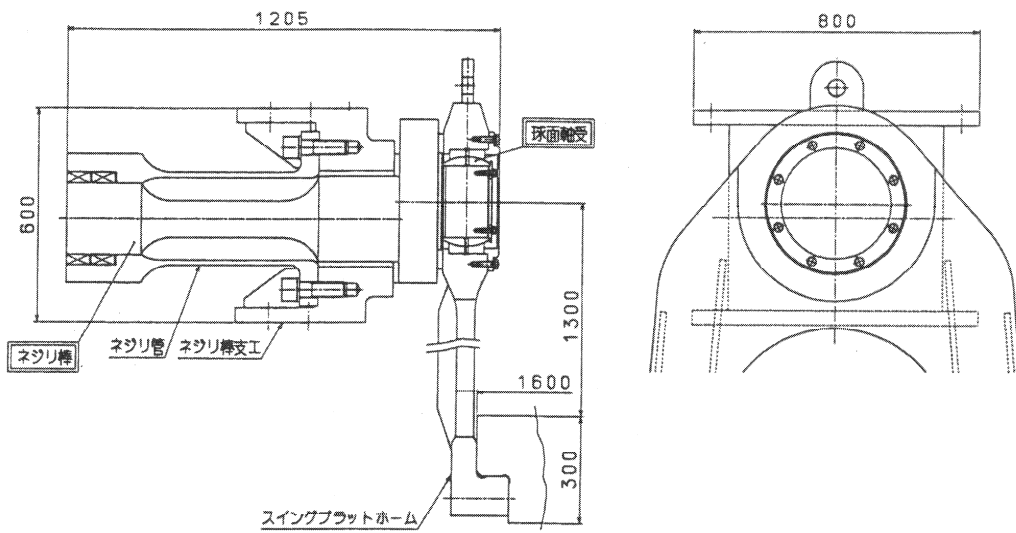
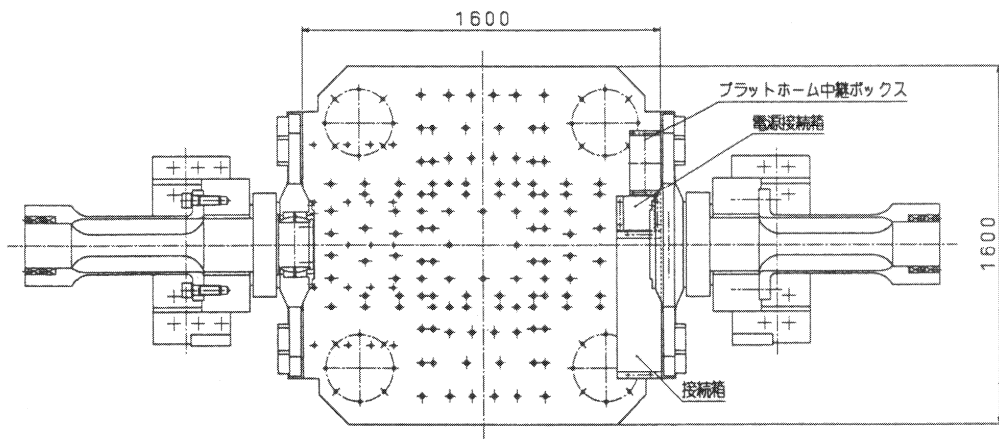


図-13 振り棒



プラットフォーム平面図

図-14 プラットフォーム吊り腕

けており、実験準備が容易に行えるようにしている。

(5) 駆動装置

遠心装置の駆動は地下2Fに設置された 450kwの直流電動機によって減速機を介して行われる(図-15, 図-16 参照)。主電動機は 450kwの直流モーターで、旧装置と比較すると50kw容量が増加している。これは後述するように、ピット内の冷却を外気循環方式としたため、空気を取り入れ循環させるための容量が増加したためである。装置の制動にあたっては大きな空気抵抗を利用しているが、空気抵抗は回転数の低下とともに急激に減少するため、低速回転中は直流電動機を発電機として機能させ、そのエネルギーで制動する回生制動を採用している。

(6) 潤滑装置

一般に、軸受部分の潤滑方式には、① グリース充填方式、② 油浴方式 ③ 強制油循環方式の3方式が考えられる。①及び②の方式は軸受け部にグリースまたは油を満たしておく方式であるため、ポンプ、配管などの設備が不要で比較的簡単な方式である。一方、③の方式は給油

ポンプ、返油ポンプ及び配管が必要となる。潤滑方式の適、不適は軸受部のPV値(P :ベアリングに作用する圧力、 V :ベアリングの回転速度)の大きさによると言われ、比較的小型の装置では、PV値が小さいため、グリース充填方式または油浴方式が可能である。しかし、本装置の様な大型の装置では強制油循環方式が必要となる。

強制油循環方式のため、上部及び下部軸受への給油装置ならびに返油装置を地下2Fと地下3Fにそれぞれ設置している(図-17, 図-18 参照)。各装置は常用ポンプの他にバックアップ用のポンプも設置している。また、停電時には前述した回生制動が機能しなくなるため、遠心装置の停止には最大で約 120分を要する。この間の最低限の油の循環を確保するために、図-19に示す非常用発電機を設備しており、停電時には自動的に作動するよ

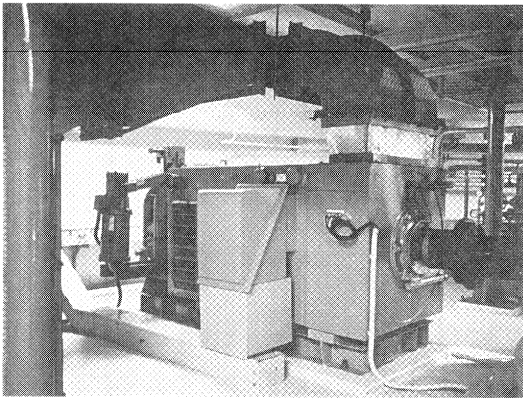


図-15 主電動機

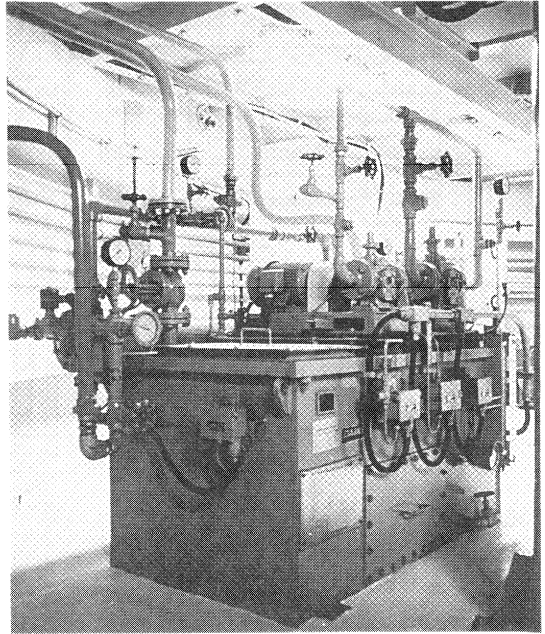


図-17 給油ポンプ

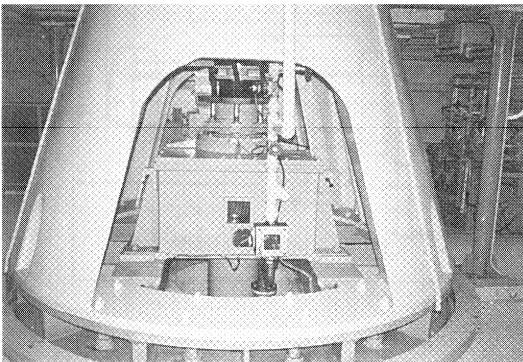


図-16 減速機

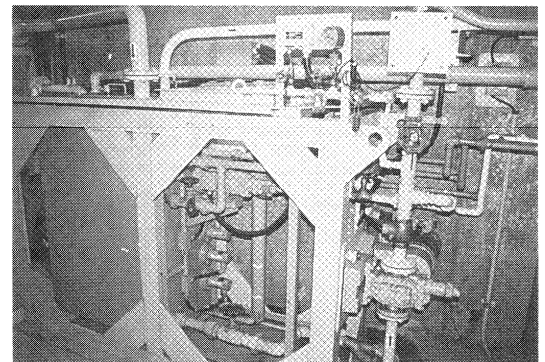


図-18 返油ポンプ

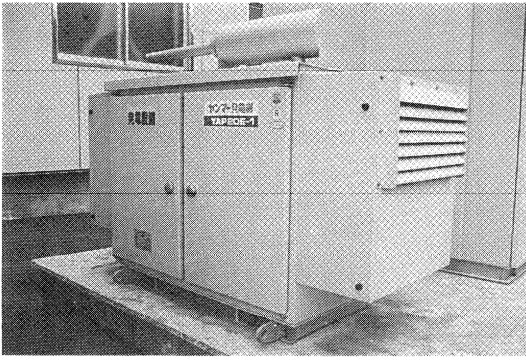


図-19 非常発電機

うになっている。

(7) ピット空調

一定速度で回転中の遠心装置の回転抵抗のほとんどが空気抵抗であるため、運転につれてピット内の温度は徐々に上昇する。特に、大きい遠心加速度で長時間運転を行う場合には、ピット内の温度が40度以上になることが旧装置でしばしば経験された。ピット内温度の上昇は、遠心装置全体を熱膨張させ各部にひずみをもたらすとともに、模型地盤の温度も上昇し、模型実験の精度にも悪影響を及ぼす。その対策として、旧装置では空調機と噴霧

器による強制冷却方式を採用したが³⁾、温度上昇を十分には抑えることができなかった。そこで、新遠心装置では外気を積極的に取り入れる方式に変更することとした。

遠心装置を回転すると地下ピット1F内の気圧は、中心軸付近は気圧が下がり外周付近では気圧が上昇する。そこで、この気圧差を利用して外気を中心軸付近からピット内に取り入れ、ピット上面の外周部近くの排気口から排気することで、ピット内の温度上昇を最小限に抑えることとした(図-20参照)。このような空調方式は他の大型装置¹⁰²⁾でも実施されている方式である。実験棟には図-6に示すように給気ダクトを設置し、地下2Fならびに地下3Fを通して外気が地下1Fに取り入れられる。

(8) 制御安全装置

遠心模型実験装置の運転中は、地下ピット内はもちろん地下への階段とコンクリートピット上床板上には原則として人間の立ち入りを認めていない。このため、遠心装置の運転制御は、すべて図-5に示す実験管理棟の操作室から遠隔操作で行えるようにしている(図-21参照)。また、制御盤の電源はキースイッチになっており、責任者が全ての安全を確認してキーを用いない限り作動させることはできないようにしている。

装置自体の運転管理はコンピューター制御を用いてお

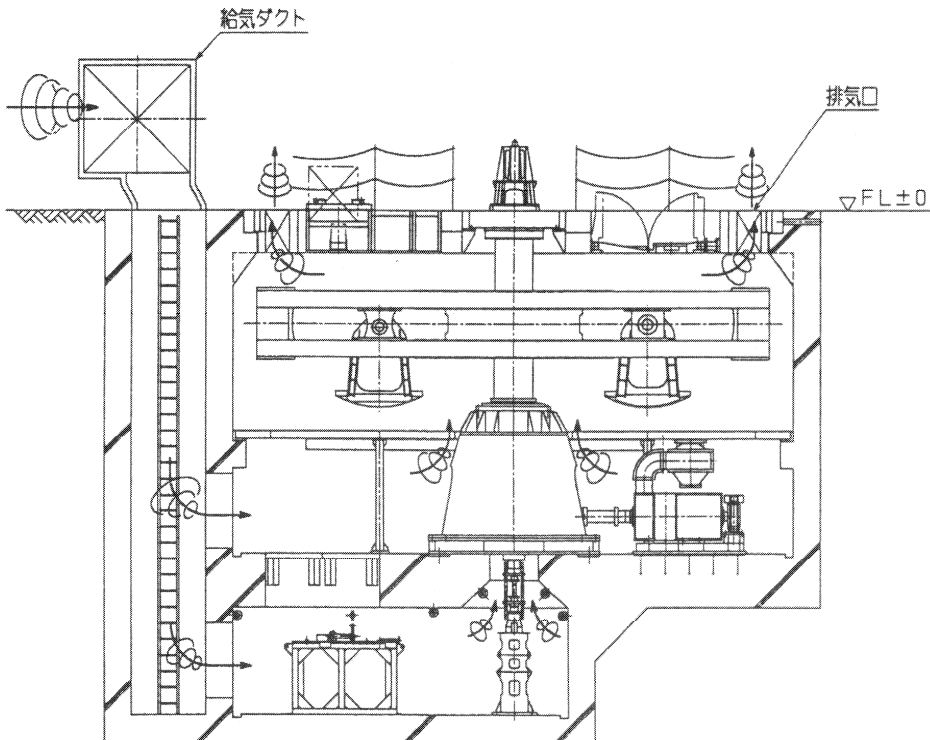


図-20 ピット冷却方式

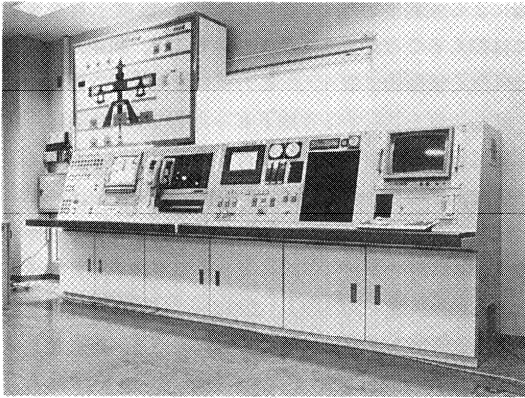


図-21 制御安全装置

り、装置回転数の設定ならびにその制御をコンピューターを介して行っている。また、装置各部、潤滑設備・配管系統、上部・下部軸受などには各種の計測器（加速度計、温度計、圧力計、流量計など）を設けており、これらの計測値はすべて安全管理システムに取り入れられ、設定値（潤滑装置では油量、油温、油温上昇率など、各部の振動レベルなど）と比較して早期に異常を発見できるように工夫している。潤滑装置に異常が発生した場合には、直ちにバックアップポンプを作動させて、運転の継続を図るようにしている。その他の部位に異常が発生した場合には、装置の自動停止を行うようになっている。また、安全管理システムでは、異常発生時前後約80秒間の各部の計測値を光磁気ディスクに自動記録するようしており、異常発生原因の早期解明と早期対策に活用できるように工夫している。

3.6 周辺機器

(1) データ計測システム

高速で回転する遠心装置に搭載された模型地盤中に生じる各種の現象を電氣的に計測するためには、電気信号を回転体から外部へ取り出す必要がある。また、遠心加速度場で種々の装置に何等かの動作を行わせるためには、作動電源のON/OFFのための電気信号を外部より装置内へ送り込む必要がある。これらの目的のため、図-22に示すように、装置中心軸の上部に44極のスリップリングを設置している。スリップリングには図-23に示すように、スイッチボックス、CCDカメラ用アンプ、リレーボックスなどの機器が接続されている。また、動的な計測の場合には多量のデータを短時間に取り出す必要があるため、15チャンネルの光スリップリングを中心軸最上部に設置している。

図-23には、スリップリングならびに光スリップリングを介して行われる計測フローを示した。計測は静的な

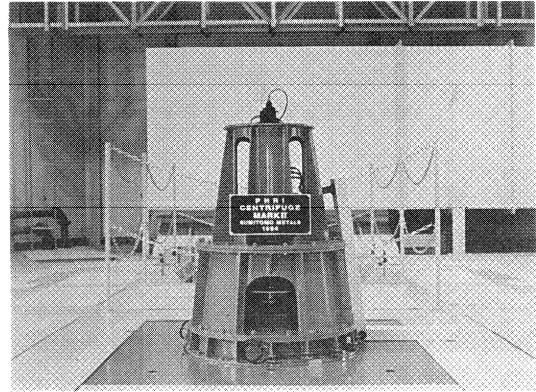


図-22 スリップリング

計測ならびに動的な計測に大別される。静的な計測では、静ひずみ計とスイッチボックスを用い、8極のスリップリングの占有で50点の計測が可能になるようにしている。静ひずみ計はマイクロコンピューターとオンラインで接続されており、実験中の迅速なデータ監視を可能とし、その計測値はフロッピーディスク（FD）に記録されるようになっている（図-24）。

一方、動的な計測においては遠心装置中心軸付近に搭載された動ひずみアンプ、A/Dコンバーターを操作室内のマイクロコンピューターよりGPIBで直接制御できるようにしている。このように、高い出力レベルのデジタル信号を送信することで、これまで旧装置でスリップリング等で発生していたノイズの影響がなくなるとともに大量のデータを高速に取り込めるようになった。

(2) 写真計測システム

写真計測システムは高速回転中の地盤の変形挙動を観察・解析するためのもので、70mmパルスデータカメラ（2台）と同時モニタリングシステムを設備している（図-24～図-27参照）。パルスデータカメラはピット側面（図-25参照）ならびにピット上面の2ヶ所に設置して、模型地盤を二方向から写真撮影できるようになっており、二次元及び三次元の実験に対応している。撮影されたフィルムは、現像の後、図-26に示す写真読み取り装置でターゲットの座標を読み取り¹⁰⁰、変位ベクトルや地盤内のひずみ分布などの解析に用いられる。一方、同時モニタリングシステムは地下ピット1F側面に設備されており（図-25、図-27参照）、遠心装置回転中の模型地盤の挙動をリアルタイムで観察することが可能である。

さらに、今回新たにCCDカメラ（3台）を遠心装置に搭載し、模型地盤の動きをよりリアルに、また局所的な挙動も観察できるようにした。CCDカメラからの出

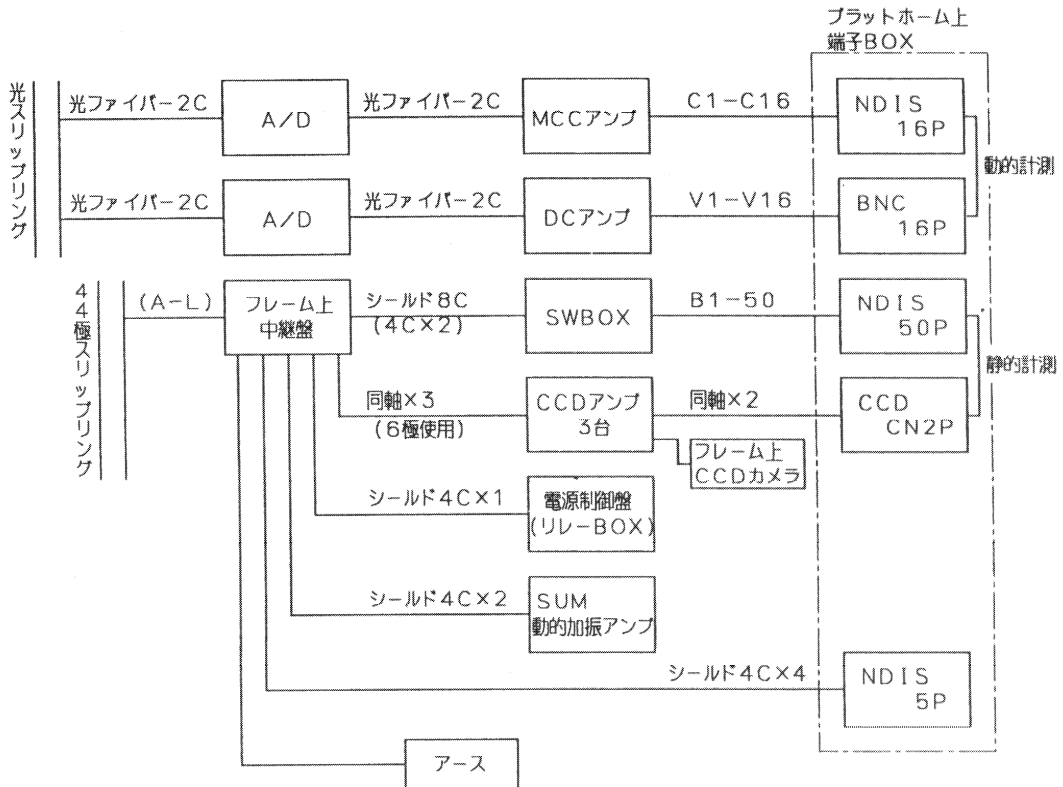


図-23 スリップリング接続方法

力はスリップリングを通じて操作室に送られるため、スリップリングでのノイズの影響を受けることが旧装置で経験された。そこで、本装置ではCCDカメラ用のアンプを遠心装置に搭載し、映像出力を増幅して操作室内のモニターに送信する方式を採用して、ノイズの影響の少ないクリアな画像を得るようにしている(図-23参照)。

(3) 動力用スリップリング

遠心場で電動モーター等を駆動して、載荷、原位置試験ならびにバルブ等の開閉を行うために、動力用スリップリング1基(AC3相200V, 30アンペア)を中心軸下部(地下3F)に設置している(図-28参照)。装置の回転アーム上にはトランスならびにスイッチを設けており、200Vの他にAC100VならびにDC24Vに変換され、合計20系統の電気を用いることが可能である。これら電気系統の制御のため、中心軸付近にリレーボックスを搭載している。リレーボックスは20チャンネル以上のON/OFF信号を順次送信するもので、スリップリング4極を占有するだけで、数多くの載荷装置を制御することができるものである。なお、その制御は図-29に示す操作室内の制御盤より行えるようになっている。

(4) ロータリージョイント

遠心場に油圧、水圧ならびに空気圧を供給するために、中心軸下部(地下3F)にロータリージョイントを設置している(図-28参照)。ロータリージョイントは、油圧用2ポート、水圧用2ポートならびに空気圧用1ポートの合計5ポートを設備している。各機器の主要な性能は表-4(b)を参照されたい。

3.7 防音設備

遠心装置の回転中には装置の風切り音、主電動機の空冷ファンなどの騒音が発生する。本装置は先に述べたように、外気循環方式を採用したため、比較的大きな開口部を有する給気ダクト及び排気ダクトを設置している。そのため、ピット内で発生した音が給気・排気ダクトを通して建屋内に、そして建屋外に漏れることが危惧された。そこで、防音設備として、給気・排気ダクト及び実験棟ガラリ部に発泡ウレタンなどによるサイレンサーを設備するとともに、建屋壁、天井、窓、シャッター等にも対策を実施して、所定の騒音レベルを満足するようにした。図-30には、実験棟のガラリ部に設置したサイレンサーを示した。

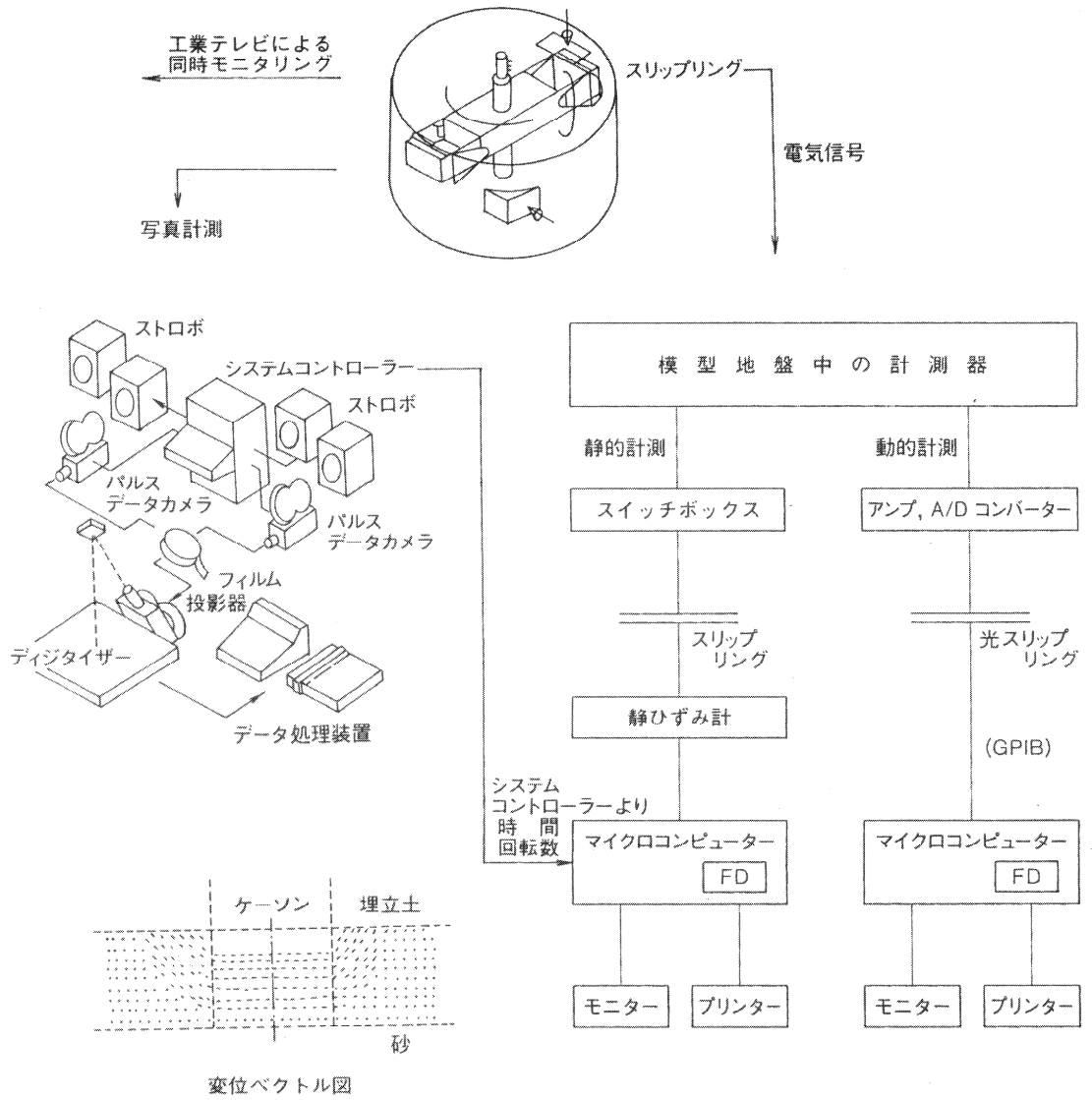


図-24 データ計測システム

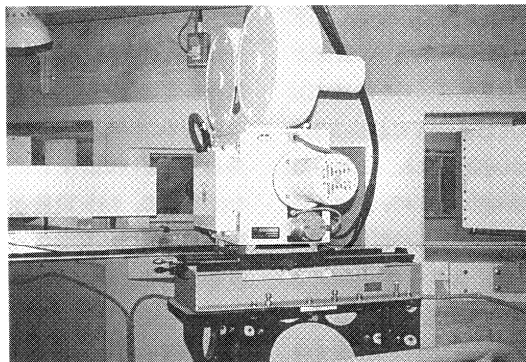


図-25 70mmパルスデータカメラとモニターカメラ

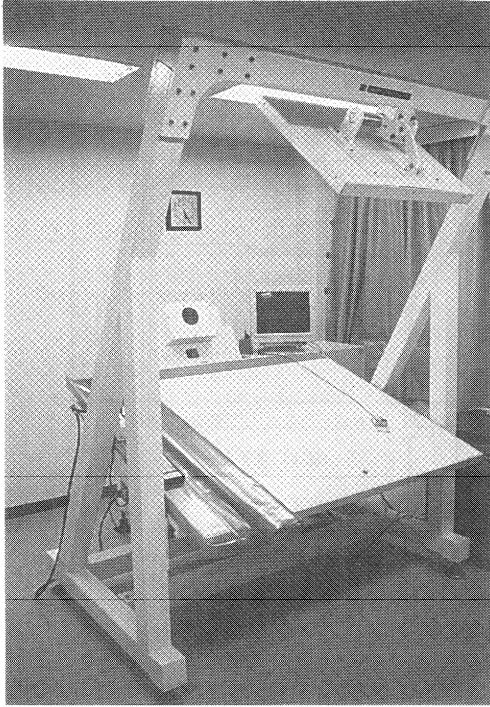


図-26 写真読み取り装置

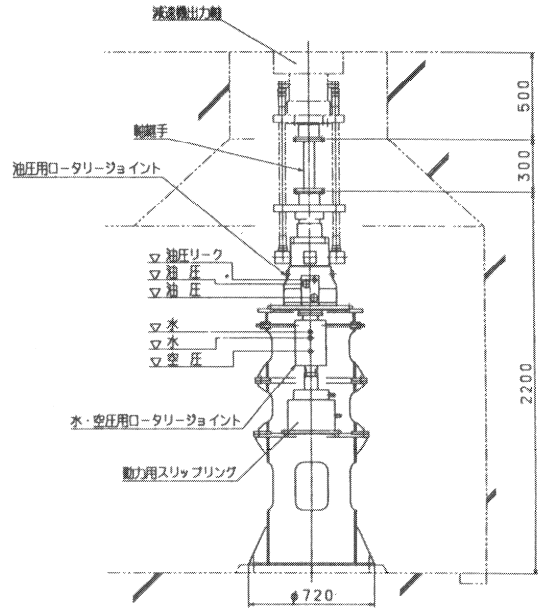


図-28 動力用スリップリングとロータリージョイント

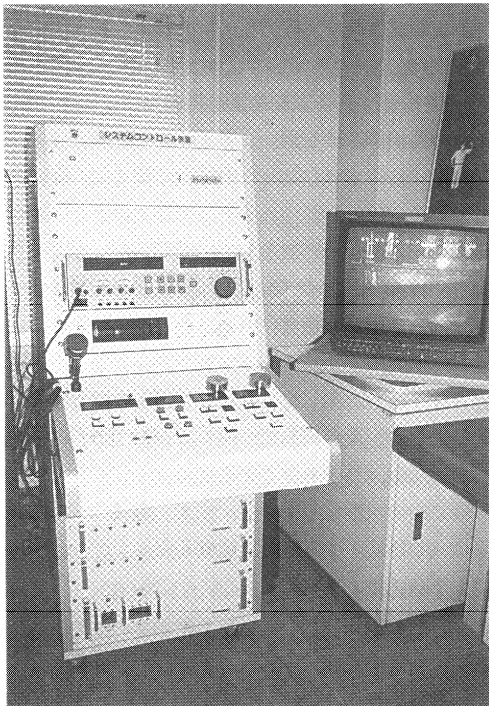


図-27 同時モニタリングシステム

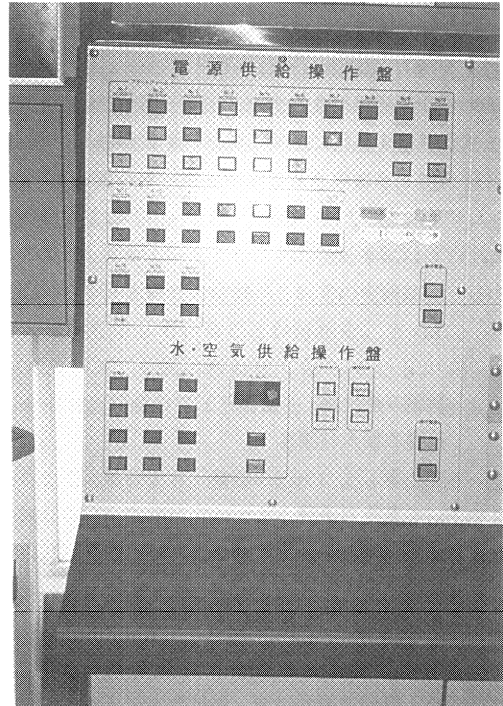


図-29 制御盤

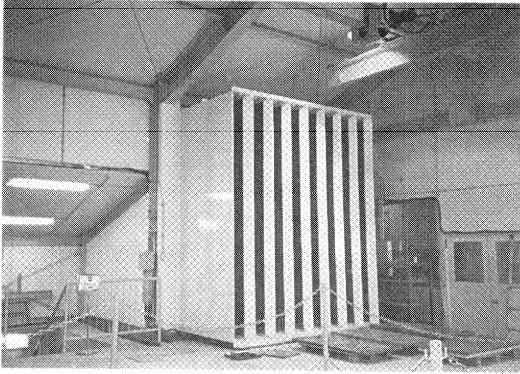


図-30 防音設備（実験棟ガラリ部）

4. 研究への適用例

遠心実験装置を用いたこれまでの実験研究の対象は2章で紹介したように、基礎的な問題から応用的な問題まで幅広く、対象とした地盤材料も千差万別であった。現在も、地盤の支持力問題ならびに深層混合処理工法やサンドコンパクションパイル工法等による改良地盤の挙動など、基本的・応用的問題に関する研究を精力的に実施している。

ここでは、遠心模型実験を用いて行った幾つかの研究例について簡潔に紹介する。

4.1 支持力特性に及ぼす基礎の形状について^{13),14)}

(1) 支持力の算定

浅い三次元基礎の支持力は、二次元基礎に関する支持力公式に基礎の形状に関する係数（形状係数）を導入して、下式のように求めることがよく行われている¹⁶⁾。

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta * \gamma_1 * B * N_{\gamma} + \gamma_2 * D * N_q) + \gamma_2 * D \quad \dots\dots\dots (1)式$$

ここに

- B : 基礎の最小幅
- D : 基礎の根入れ深さ
- F : 安全率
- N_{γ} , N_q : 支持力係数
- q_a : 許容支持力
- β : 基礎の形状係数
- γ_1 : 基礎底面から下の地盤の土の単位体積重量
- γ_2 : 基礎底面から上の地盤の土の単位体積重量

浅い基礎の形状係数については、これまで解析的、実験的研究が数多く行われているが、未だ統一的な結論ま

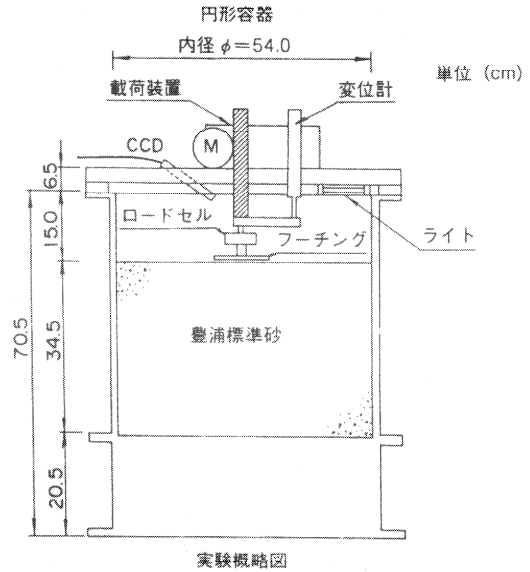


図-31 载荷装置

では至っておらず、今後解明すべきの課題も多いと考えられる。そこで、形状係数に関する基本的な特性について解析、実験を行った。実験方法、実験結果の詳細は文献¹⁴⁾に譲り、ここでは砂地盤上の浅い基礎の形状係数に関する実験について簡単に紹介する。

(2) 実験装置及び実験方法

実験では、図-31に示すように内径54cm、深さ約50cmの剛性の高い円形試料容器を使用した。砂試料は気乾状態の豊浦標準砂を用い、多重ふるい法¹⁶⁾によって、相対密度(Dr)が約84%の地盤を作製した。砂を降り落とす後、試料容器内に積もった砂を乱さないように、掃除機を利用した整形機を用いて地盤表面を整形し、層厚34.5cmの均一な砂地盤を作製した。

载荷は一定の载荷速度(1mm/min)で鉛直に行ない、ロードセルでフーチングに作用する鉛直荷重を、変位計で沈下量を計測した。実験に使用したフーチングは、正方形、長方形及び円形で、剛性の高いアルミ製のものである。なお、フーチングの裏面はサンドペーパーを貼り付けて粗の状態としている。また、载荷中の地表面の変化は CCDカメラを用いて観察した。

(3) 実験結果と考察

a) 荷重～沈下曲線

基礎幅(B)が3cmで遠心加速度が30gの場合について、基礎形状比(L/B, L:基礎の長さ)が1, 3, 5の実験で得られた荷重～沈下曲線を図-32に示した。図の縦軸は鉛直载荷圧力(q)を地盤の単位体積重量(γ_0),

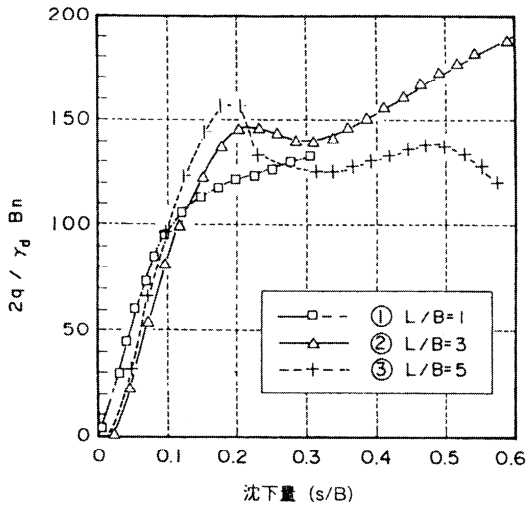


図-32 荷重～沈下曲線

換算基礎幅 ($B_n = B \cdot n$, n : 遠心加速度) で、また、横軸は沈下量 (s) を基礎幅 (B) で除して無次元化して示している。

荷重初期には、いずれのケースとも荷重に伴い載荷重はほぼ同じ増加割合で増加する傾向が見られる。しかし、フーチングの沈下 (s/B) が約0.1に達した時点で実験ケース① ($L/B=1$) の曲線には折れ曲がりが生じ、それ以降は比較的小さい増加割合で載荷重が増加していることが分かる。

一方、実験ケース②及び③ではフーチングの沈下が約0.1までは載荷重の増加割合にほとんど変化は見られず、ほぼ一様に載荷重が増加していることが分かる。しかし、荷重を進め s/B が0.2程度になると荷重～沈下曲線に明瞭なピークが見られる。そして、それ以降 $L/B=3$ の場合 (実験ケース②) には、 $L/B=1$ とほぼ同じ増加割合で載荷重が増加する傾向が見られるが、 L/B が5の場合 (実験ケース③) には、若干の増減はあるものの載荷重はほぼ一定の値を示していることが分かる。

b) 地盤の破壊状況

荷重の終了後、全てのケースについて地表面に現れたすべり線の位置を目視観察した。形状比が5の場合 (ケース③) にはすべり線が観察されたが、その他のケースではすべり線は見られなかった。

形状比 (L/B) が1と5について、得られた地盤内の破壊の様子を図-33に示した。図-33(a) には、 L/B が1の場合を示しているが、基礎両端よりほぼ左右対称のすべり線が地盤下方向に発生していることが分かる。しかし、そのすべり線は地盤内で消え、地表面までに達しておらず、破壊領域の小さい局所せん断破壊に近いこ

とが分かる。一方、 $L/B=5$ の場合 (図-33(b)) は、基礎右端より発生したすべり線は基礎幅の約1.7倍の深さまで達した後、大きく湾曲して基礎左側の地表面にまで達していることが見られる。地表面に現れたすべり線は、基礎中心から基礎幅 (B) の約5.6倍にも達しており、この場合には全般せん断破壊が生じたことが確認できる。

c) 形状係数について

二次元帯基礎の極限鉛直支持力を $q_u(L/B=\infty)$ 、三次元基礎の支持力を $q_u(L/B)$ とすると、自重項に関する形状係数 S_r は下式で求めることができる

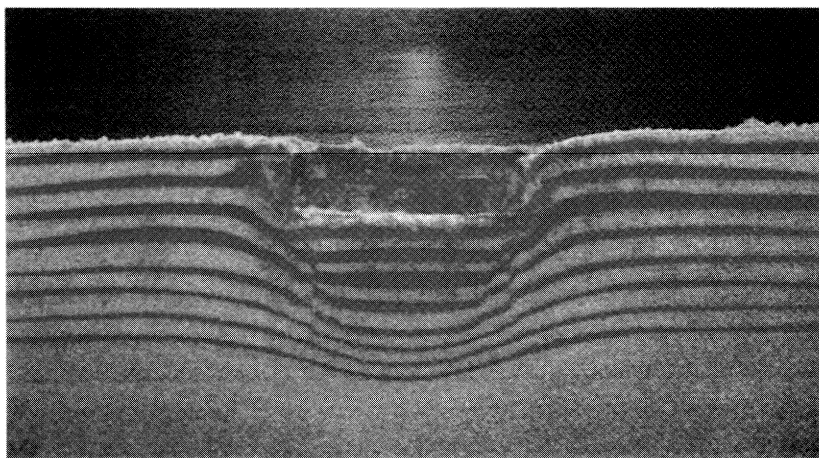
$$\begin{aligned}
 S_r &= q_u(L/B) / q_u(L/B=\infty) \\
 &= N_r(L/B) / N_r(L/B=\infty) \\
 &\dots\dots\dots (2) \text{式}
 \end{aligned}$$

ここに、

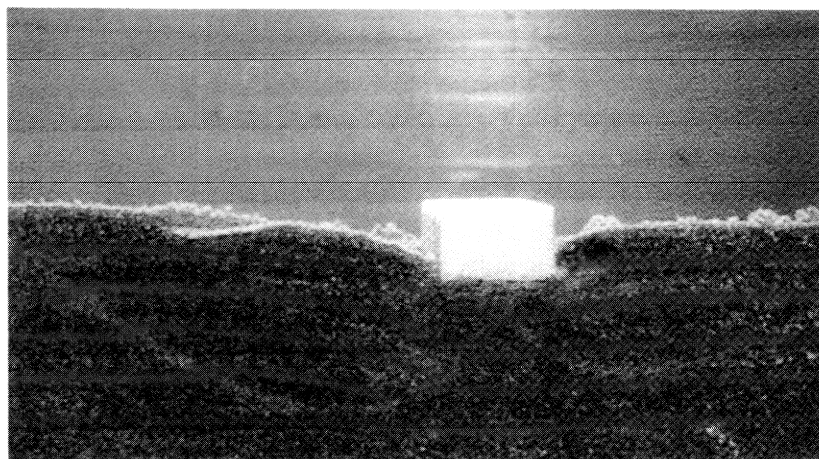
S_r : 自重項に関する形状係数

極限鉛直支持力を求めるにあたって、荷重～沈下曲線にピークの見られるものはその値を、ピークの現れないケースにおいては初期の直線と載荷後半の直線の交点での値を極限鉛直支持力と定義した。また、二次元帯基礎の極限鉛直支持力は、寺師ら¹⁰⁶⁾による実験結果から、本実験での地盤の相対密度に相当する値として $N_r = 170$ とした。このようにして得られた形状係数 (S_r) と基礎形状との関係を図-34に示した。図より、今回の実験では L/B が小さくなるにつれ (B/L が大きくなるにつれ)、 S_r が減少する傾向が得られた。また、図には、既往の実験結果 (Ingrar¹⁰⁷⁾、鶴飼ら¹⁰⁸⁾、松本ら¹⁰⁹⁾ もあわせて示している。図より、各実験結果にはばらつきが見られるが、本研究の結果はこれらの実験結果とほぼ同様の傾向を示していることが分かる。さらに、*de Beer* の提案式¹¹⁰⁾ も図にあわせて示しているが、*de Beer* の式は実験値のほぼ下限値を示していることも分かった。

これまでの検討より、基礎の形状によって、荷重～沈下曲線ならびに破壊状況が大きく異なり、基礎が二次元的から二次元的になるにつれ、局所せん断破壊より全般せん断破壊に変化することが分かった。また、砂地盤の場合、基礎の形状比 (L/B) が小さくなると、形状係数 (S_r) はほぼ直線的に減少する傾向が見られた。この傾向はこれまでの実験的・解析的研究結果とほぼ同じ傾向であった。



(a) $L/B=1$



(b) $L/B=5$

図-33 地盤の破壊状況

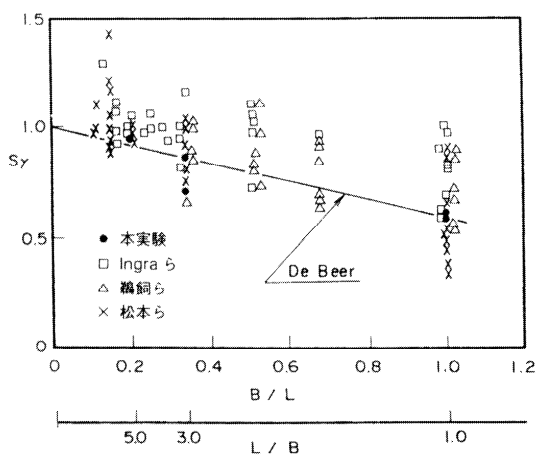


図-34 形状係数

4.2 銅水砕スラグを用いたSCP 改良地盤の支持力について^{111),112)}

(1) SCP改良地盤の破壊実験

サンドコンパクションパイル (SCP工法) は、振動を用いて軟弱地盤中に砂を圧入し、締め固められた砂杭群を造成する工法で、短期間に地盤改良が出来るため、支持力増加や横抵抗増加の目的で港湾工事や盛土工事などで広く用いられている。SCP 材料として、これまでは主として天然の砂が用いられているが、最近では良質の砂の確保が困難になってきている。

そこで、銅製造工程で銅の副産品として産出される銅水砕スラグのSCP の材料としての可能性に関する研究を進めている¹¹³⁾。ここでは、上部構造物が護岸の場合を対象に銅水砕スラグを用いたSCP改良地盤の破壊実験について簡潔に述べる。

(2) 実験装置及び実験方法

用いた試料容器は、幅50cm、深さ35cm、奥行20cmで、容器前面には実験中に地盤の変形挙動が観察出来るように厚さ4.5cmの亚克力窓が取付られている。対象とした模型地盤を図-35に示す。実験は、鉛直載荷実験と裏込め盛土載荷試験の二種類を行った。両実験とも地盤の作製方法、地盤条件は同じで、載荷装置のみが異なっている。以下に模型地盤の作製方法を簡単に述べる。

容器底面に排水層を設けた後、その上に初期含水比120%に調整したスラリー状のカオリン粘土を投入し、ベロフラムシリンダーを用いて予備圧密を行った。粘土層は5層に分割されており、予備圧密圧力を各層ごとに变化させることにより、層厚20cmで深度方向に強度が段階的に増加する粘土地盤を作製した²⁰⁾。その後、地盤の中央部に直径20mmの銅水砕スラグ杭を33mmピッチの正方形配置(7本*6列)で打設した。この場合の地盤の改良率は28%である。次に、改良地盤上にマウンド、フーチングまたはケーソンを設置した。なお、用いたフーチング及びケーソンは幅が10cmであり、模型基礎幅と改良幅の比率は1:2.3である。模型地盤の作製後、遠心加速度を50gまで増加し、自重圧密を終了させた後、鉛直方向に載荷又はケーソン背面に盛土載荷を行った。なお、銅水砕スラグの物理特性を豊浦標準砂とあわせて表-6に示した。

(3) 実験結果と考察

a) 鉛直載荷実験

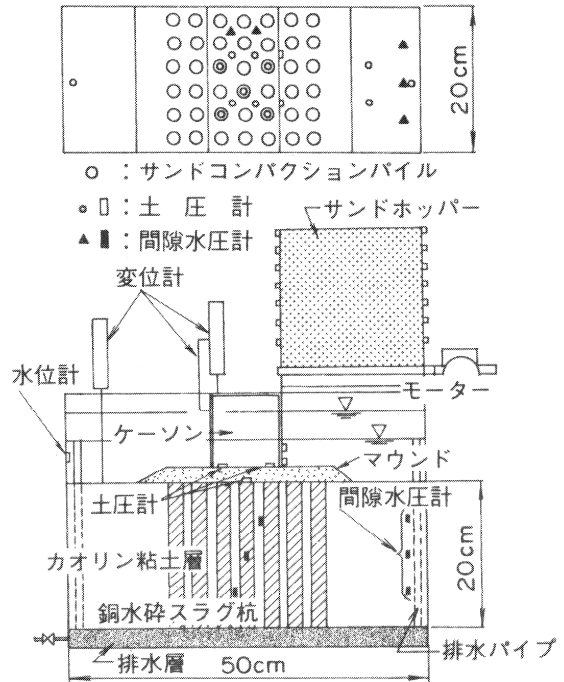
鉛直載荷実験では(図-35(a)), マウンド上に設置したフーチングをモータージャッキにとりつけられた載荷板を介して載荷速度2.3mm/minで鉛直に載荷を行った。その際、フーチングと載荷板の間には鋼製の円柱棒を置いて、フーチングの回転変位ならびに水平変位を拘束しないように工夫した。

i) 荷重～沈下曲線

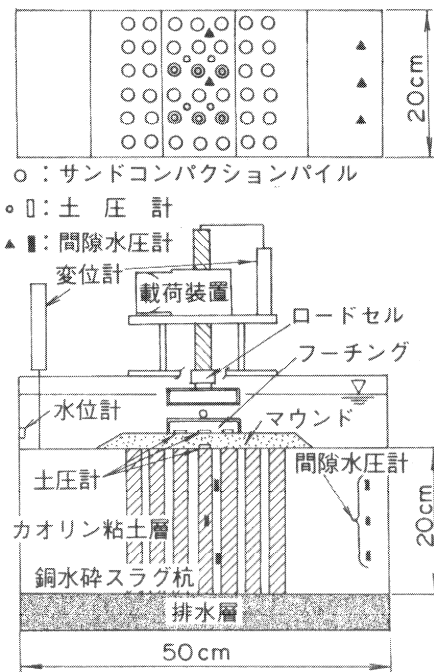
図-36に載荷中の鉛直応力と鉛直変位の関係を示した。図中、横軸の鉛直変位はフーチング幅(B)で除して無次元化して示している。50gでの自重圧密時に、既にフーチングおよびマウンドの自重が地盤に作用しているが、図では載荷直前からの増分で示している。鉛直載荷を開始すると、急速に鉛直応力が増加した直後に、ピーク値を示している。ピーク以降は、一旦鉛直応力は減少するものの、載荷に伴い鉛直応力がほぼ直線的に増加していることが分かる。

ii) 砂杭の破壊挙動

図-37に実験終了後のスラグ杭の破壊状況を示した。地盤作製時には、7本の杭のうち中央に配列されている



(a) 鉛直載荷実験



(b) 裏込め盛土載荷実験

図-35 模型地盤

表-6 銅水砕スラグの物理特性

	豊浦標準砂	銅水砕スラグ
土粒子の密度	2.64	3.65
最大間隙比 e_{max}	0.979	1.167
最小間隙比 e_{min}	0.623	0.761
粒径	60% 粒径	1.35
	30% 粒径	0.65
	10% 粒径	0.45
均等係数	1.5	2.9
実験での湿潤密度	1.94	2.3

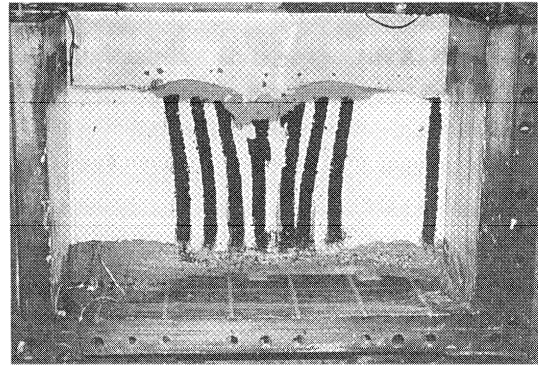


図-37 スラグ杭の破壊状況

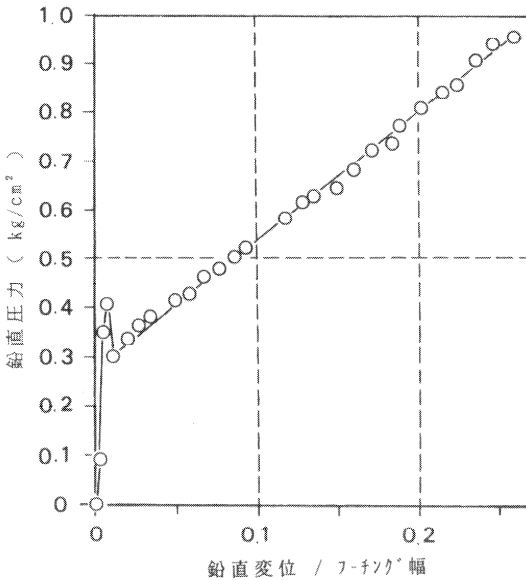


図-36 荷重～沈下曲線

3本の杭の上にフーチングを設置していた。中央の杭は、鉛直荷重によって圧縮を受け、フーチング幅にほぼ相当する深さの位置でせん断破壊が生じていることが見られる。また、フーチング端部の2本の杭も地表面付近でせん断破壊が生じていることが分かる。一方、フーチングの外側に位置する杭においては明瞭な破壊は見られず、フーチングの沈下により外側へ押出されるような曲りが生じている傾向が見られる。

b) 裏込め盛土载荷実験

裏込め盛土载荷実験では(図-35(b)), マウンド上にケーソンを設置した状態で地盤の自重圧密を行なった後、水位を低下させて、鉛直応力を作用させた。その後、直ちにサンドホッパーにより、ケーソン背後に非排水条件で裏込め盛土を行った。

i) 水平荷重～水平変位関係

図-38に裏込め盛土载荷時の盛土高さとかーソンの水平変位ならびに鉛直変位との関係を示した。载荷の初期

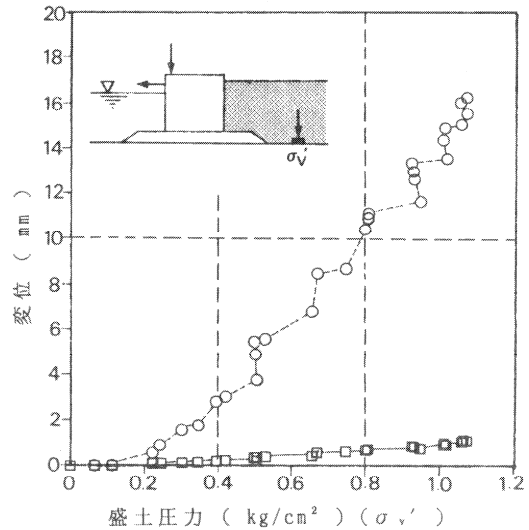


図-38 ケーソンの水平変位と水平荷重との関係

にはケーソンの水平変位はほとんど生じていないが、盛土による鉛直圧力が0.3kgf/cm²程度になると水平変位が徐々に大きくなり、さらに载荷を進めると急激に変位が生じていることが見られる。一方、鉛直変位は数mm程度で比較的小さく、ケーソンの水平変位が卓越して破壊が生じたことが分かる。

ii) 破壊曲面

図-39には、破壊時のケーソンの鉛直荷重と盛土高さの関係を示した。これまで三ケースの実験しか行っていないが、実験での破壊点は放物線の様な分布をしており、鉛直荷重の大きさによって破壊時の盛土高さが大きく変化することが分かる。このような破壊面は、砂地盤や砂によるSCP改良地盤でも求められているものである。

これまで、鉛直载荷実験ならびに裏込め盛土実験を実施し、その破壊形態や極限荷重に関する検討を行ってきた。現在、さらに実験、解析を進めており、より詳細な破壊面の確定ならびに破壊モード、現行設計法との比較

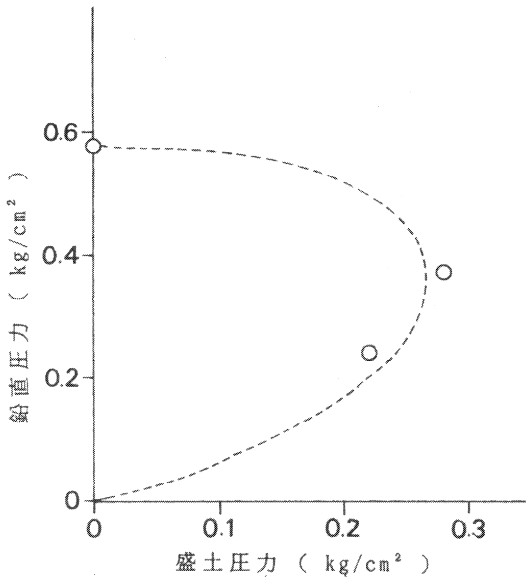


図-39 破壊曲面

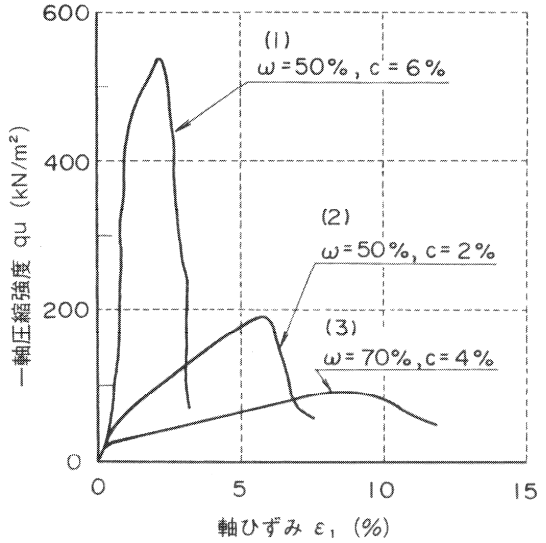


図-40 一軸圧縮試験結果

を行って、銅水砕スラグのSCP への適用性について検討を進めていきたい。

4.3 セメントで改良された石炭灰地盤の土圧に関する遠心模型実験^{114),115)}

(1) 改良地盤の土圧実験

近年、限りある資源の有効利用が叫ばれている。火力発電所等から排出される石炭灰についても例外ではなく、埋立材や盛土材としての利用を目的とした研究が各方面で行われているが、石炭灰の多くは未だ有効利用されていないのが現状である。そこで、本研究では石炭灰の利用法の一つとして、石炭灰にセメント系固化材を添加し、港湾構造物の裏込め材としての利用の可能性の検討を行った。ここでは、セメントで改良された石炭灰地盤の改良幅及び強度を変化させた場合の剛壁に作用する主動土圧について簡潔に紹介する。

(2) 改良土の強度特性

使用した石炭灰は、石炭燃焼過程で集塵機により回収されるフライアッシュと呼ばれるもので、回収後、水と接触したことがない新生灰である。石炭灰に普通ポルトランドセメントを混合し、改良土を作製した。模型実験に先立ち、石炭灰、セメント、水の配合比ならびに養生日数を変化させた配合試験を実施した。

配合試験で得られた応力～歪み関係の代表例を図-40に示した。図より、比較的強度の大きい(1)の場合には、圧縮にともない圧縮応力が急速に増加した後、明瞭なピーク値を示している。一方、強度の小さい(3)の場合には、

圧縮応力が緩やかに増加した後ピーク値を示しており、圧縮強度が大きいほど剛性も大きいことが分かる。また、ピーク時の軸ひずみは圧縮強度が大きいほど小さいことも分かる。さらに、ピーク後はいずれのケースも圧縮応力は急激に0近くまで減少する傾向を示しており、他のセメント系安定処理土¹¹⁶⁾と同様に脆性的な特性を示すことが分かる。

(3) 実験装置及び実験方法

図-41に、実験の概略図を示す。使用した試料容器は、内寸法で長さ1000mm、高さ325mm、奥行300mmで、剛性の高いものである。容器内に設置した載荷剛壁は載荷用モーターを起動させることにより、下端を中心とした回転変位が出来るようになっている。載荷剛壁は三分割になっており、中央部の剛壁には水平ロードセル3個、鉛直ロードセル2個が取付けており、剛壁に作用する水平・鉛直荷重の合力が測定出来るようになっている。また、剛壁表面には、10個の土圧計が深度方向に取付けられており、土圧分布も測定できるようになっている。

実験では改良幅と地盤厚さとの比(改良幅比)を、表-7に示すように変化させて行なった。模型地盤は、先の配合試験結果を基に、実験準備の容易さ、実験機器の制約等を考慮して、一軸圧縮強度を50～150kN/m²とし、表に示す様な配合で作成した。

改良地盤の作製にあたっては、あらかじめシリコンオイルを十分に塗布した試料容器内にセメントを混合した

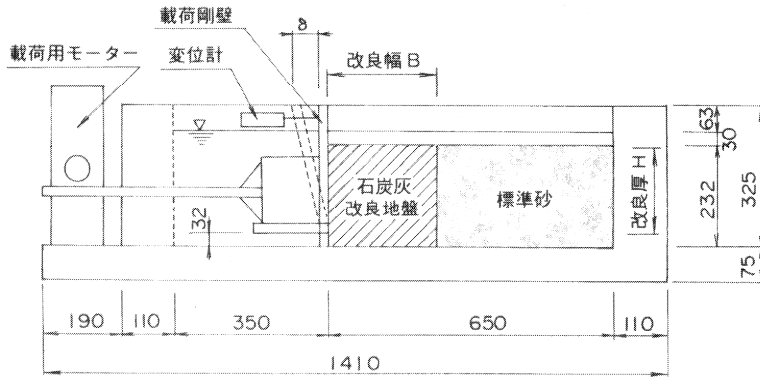


図-41 実験の概略図

表-7 実験ケース一覧

	石炭灰改良地盤			砂地盤	
	改良幅/厚 (B/H)	配合		一軸強度 q_u (kN/m^2)	単位体積重量 γ_a (Mg/m^3)
		W/C	Ac		
土 圧 実 験	0 (砂地盤)	-	-	-	1.62
	0.5	70%	2%	37.2	1.59
	1.0	70%	2%	44.1	1.61
	∞	70%	3%	48.0	-
	2.0	70%	2%	110.7	1.58
	1.0	70%	4%	152.9	1.64
予 備 実 験	∞	70%	2%	73.5	-
	∞	70%	2%	98.0	-
	∞	70%	2%	86.2	-

石炭灰スラリーを直接投入し、その後養生して改良地盤を作製した。約3日間養生した後、試料容器内の改良地盤の表面を整形し、所定の厚さにした。その後、改良地盤背後には豊浦標準砂を石炭灰地盤と同じ高さになるまで投入した。このようにして作製された模型地盤に静かに注水し地盤全体を水没させた。载荷実験は、遠心加速度を70gまで一気に加速した後、剛壁を $0.6^\circ/\text{sec}$ の载荷速度で主動側に回転変位させて行なった。

(4) 実験結果および考察

a) 擁壁の変位と水平土圧の関係

ロードセルで測定された水平土圧合力と擁壁の変位の関係を図-42に示す。縦軸は単位奥行き当りの土圧合力

をプロトタイプスケールで、横軸は剛壁の変位量(δ)を回転中心からの高さ(H)で除した回転変位(δ/H)で示している。図には、砂地盤(改良幅比0)の場合と改良幅比が0.5, 1及び無限大の4ケースをプロットした。

図より、まず砂地盤について見ると、土圧合力は δ/H が0.001の極めて小さい変位で急激に減少しており、篠原ら¹⁷⁾による実験結果と同様の傾向を示している。そして、 δ/H が0.01以上になると土圧合力はほぼ一定値を示しており、その大きさはランキンの主動土圧にほぼ一致するものであった。一方、改良地盤について見ると、改良幅比が0.5の場合、砂地盤と同様に δ/H が0.001の非常に小さい変位で土圧が減少し、 δ/H が

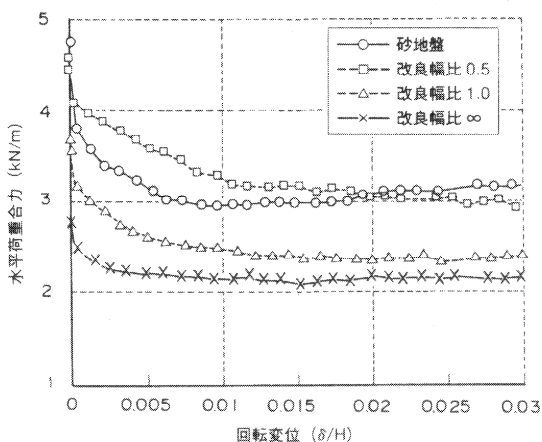


図-42 水平土圧合力と擁壁の変位の関係

0.01程度になると砂地盤と同程度の一定の土圧を示している。しかし、改良幅比が大きい場合には δ/H が0.001までは砂地盤と同様に急激に減少しているが、 δ/H が0.005程度で土圧がほぼ一定となる傾向が見られている。また、一定となった土圧の大きさは砂地盤よりも小さく、改良幅の増加とともに小さくなる傾向が見られる。

改良幅比が ∞ の場合について、実験後の一軸試験より求められた改良地盤の強度を用いてランキンの土圧式で主動土圧を求めると、ほとんど0であり、実験値とは大きく異なることが分かった。図-43には予備実験での改良地盤の破壊状況を示しているが、破壊は引張りクラックとせん断破壊を有するものであることが分かる。この

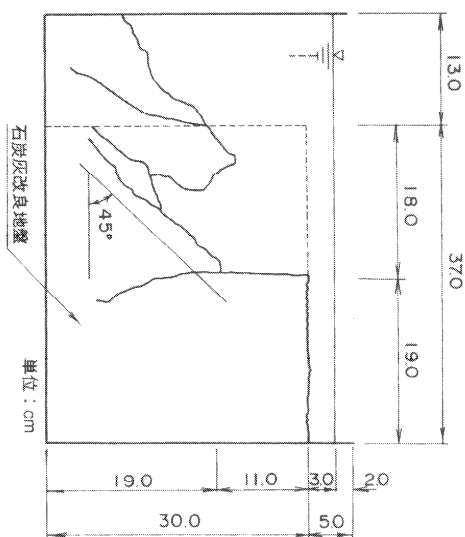


図-43 改良地盤の破壊状況

様に、破壊状況が通常の砂地盤や粘土地盤と大きく異なっているため、ランキン土圧とも大きく異なったものと考えられる。

b) 水平土圧と改良幅の関係

水平土圧合力と改良幅比の関係を図-44に示した。図中、黒丸印は回転変位(δ/H)が0での値を、白抜き印は δ/H が0.03時での値をそれぞれ示している。 δ/H が0の場合について見ると、水平土圧合力は改良幅比が2までは減少傾向にあるが、改良幅比が2以上ではほぼ一定値になっている。一方、 δ/H が0.03時について見ると、改良地盤の強度が小さい場合には(50kN/m^2)、改良幅比が1.5程度以下では、改良幅の増加にともない水平土圧が減少し、改良幅比がそれ以上になるとほぼ一定の土圧を示す傾向が見られる。次に、改良地盤の強度が大きい場合には(130kN/m^2)、改良幅比が0.5程度までは改良幅の増加に従い、水平土圧が低減する傾向が見られるが、改良幅比が0.5以上になると土圧はほぼ一定値を示している。このことより、改良地盤の強度が大きくなると比較的小さい改良幅でも土圧が大きく低減されることが分かる。また、改良地盤強度が大きい方が土圧が小さくなることも分かる。

今回の実験より、石炭灰をセメント改良した地盤は、クラックを有する破壊形態を示しており、砂及び粘土地盤の破壊形態とは異なり、剛壁に作用する主動土圧もランキンの土圧とは大きく異なっていることが分かった。また、土圧は改良範囲ならびに改良地盤の強度に大きく影響を受けることも分かった。今後は、クラックを考慮した主動土圧の算定法を求めていく予定である。

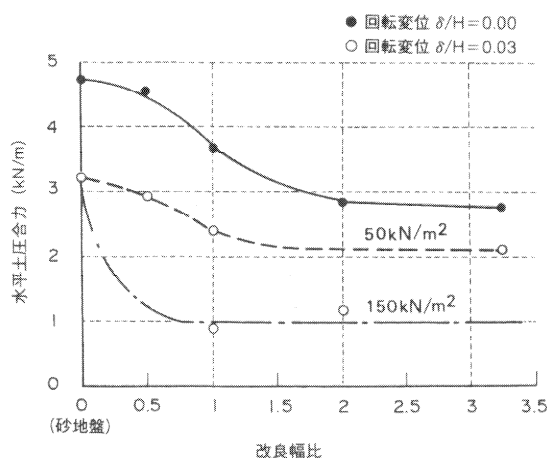


図-44 水平土圧合力と改良幅比の関係

5. 今後の展望

これまで、遠心模型実験装置を用いて、主として静的な荷重作用時の支持力、変形解析に関する研究を実施し、現行の設計法の妥当性、適用性の確認を行ってきた。そして、これら一連の研究成果は、より経済的で合理的な設計法の確立に大いに活用されてきた。しかし、近年地震が多発するようになり、地震時の挙動の解明ならびに耐震設計法、耐震地盤改良工法の開発に関しても、その妥当性、適用性を見直し、新しい設計法の確立が急務になっている。この様な状況は、平成7年1月に発生した阪神淡路大震災の結果、ますます重要かつ緊急を要することになった。また、構造物の大規模化、大水深化にともない波浪による繰り返し荷重下の挙動の解明も経済的な設計・建設のためには必要不可欠な課題である。

新しい遠心模型実験装置は、これらの種々の問題に対してもハード面、ソフト面で十分な整備を進めてきており、十分な能力を有していると考えている。今後は静的な分野とともにこれら動的な課題に関しても研究を進めて行きたい。

今後とも、基礎的な研究課題と並行して、現場に密着した課題も取上げて行く計画である。このためには、実物の挙動との対比という面で現場の正確な情報が必要であり、建設局関係各位のご理解とご支援をお願いしたい。

6. あとがき

現在、国内外で数多くの遠心模型実験装置が稼働しているが、10年前頃までは国内の遠心装置は数える程度であった。そのため、ほとんどすべての装置がオーダーメイドであり、導入にあたって装置の規模の決定、設計、整備すべき周辺機器の種類と性能などに関しては、製造業者にしても、使用する研究者にとっても初めてのことばかりであったと思われる。また、装置はいわば試作品であったため、導入後の保守管理、メンテナンス方法なども試行錯誤の繰り返しであった。さらに、機械装置のメンテナンスを専門にする機械技術者を雇用している研究機関は皆無に等しく、導入後の装置のメンテナンスは土質技術者である各研究者が行っているのが現状で、いずれの研究者にとってもその労力は非常に大きかったと思われる。特に大型の装置を導入した当所では、運転時の安全監視やメンテナンスの労力にははかり知れないものがあつた。実際、旧装置導入後の数年間は、装置を正常に運転する方に集中し、実験は二の次であったように記憶している。昼夜にわたる長時間運転を安心してできる様になるまで、さらに数年。安心して実験に集中する

ことができるよるのに、さらに数年、装置導入時より10年後頃であった。ほっとしたのも束の間、その頃から、ピットに異常な振動が現れ始め、また逆戻りをしたような気がしている。

現在では、数社から小型の装置から大型の装置までの規格品が出されているほどで、装置の信頼性も高くなり、装置の運転やメンテナンスの労力は大幅に減少したと思われるが、それでも、依然として多大な労力を要する。

新遠心装置の設計にあたっては、旧装置での経験から、安心して運転を任せられ、遠心実験に集中できる装置を造ることを最大の目標とした。そのため、旧装置での運転記録、修理・故障記録を整理してその原因を吟味し、新装置にできる限り取り入れた。さらに、各部に計測器を多数配置して、運転中の異常をできるだけ早く察知するようにも考えた。ただ、計測器を増やせば増やすほど安全になるが、逆に運転そのものができない装置になりかねない面もある。これに関しても、計測項目、警報の設定値、異常時の対処方法など、一つ一つについて、吟味したつもりである。

また、地下ピット内の照明を明るくし、ピット内にコンセント、インターフォン、水道・空気圧・真空の取り出し口を設け、地下ピット内での作業性を高め、操作室との連絡の機能を大幅に高めるなどの工夫をした。これらの機器、設備は特別なものではないが、これらを設置することによって実験準備、計測器のチェックなどに要する労力が大きく軽減することができたと考えている。

新装置は旧装置とくらべて、主要な諸元ではほとんど変わっていない。しかし、性能表には書き表せない部分が大幅に変わっており、当初の目標である「実験準備が容易で、安心して運転を任せられ、遠心実験に集中できる装置」になったものと確信している。

今回、数多くの方のご協力とご支援を得て、本当にパワフルな装置を導入することができた。今後は、本装置を十二分に活用して数多くの研究を進めていく所存である。関係各位のさらなるご支援をお願いしてあとがきに代える。
(1995年 6月30日受付)

参考文献

- 1) TERASHI, M.: Development of PHRI geotechnical centrifuge and its application, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.24, No.3,1985, pp.73-122.
- 2) TERASHI, M.: Application of PHRI geotechnical centrifuge, *Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model*

- Testing*, 1984, pp.164-171.
- 3) 寺師昌明：大加速度場の模型実験手法，昭和59年度港湾技術振興会講演会，1984年，46p.
 - 4) CRAIG, W.H. and ROWE, P.W.: Operation of a Geo-technical Centrifuge from 1970 to 1979, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.4, No.1, 1981, pp.19-25.
 - 5) KITAZUME, M.: Influence of Loading Condition on Bearing Capacity and Deformation, *Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing*, 1984, pp.149-151.
 - 6) TERASHI, M. and KITAZUME, M.: Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined Load, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.26, No.2, 1987, pp.3-24.
 - 7) 小林正樹，寺師昌明，高橋邦夫，中島謙二郎，小谷拓：捨石マウンドの支持力の新しい計算法，港湾技術研究所報告，第26巻 第2号，1987年，pp.371-411.
 - 8) TERASHI, M. and KITAZUME, M.: Bearing Capacity of Foundations on Top Surface of Slopes, *Proc. of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, 1987, pp.415-418.
 - 9) KOBAYASHI, M., TERASHI, M. and TAKAHASHI, K.: Bearing Capacity of a Rubble Mound Supporting a Gravity Structure, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.26, No.5, 1987, pp.215-252.
 - 10) 北詰昌樹，池田朋広：載荷試験における載荷点の拘束条件の影響，土質工学会，論文報告集研究ノート，第33巻 第3号，1993年，pp.187-195.
 - 11) 寺師昌明，北詰昌樹：砂地盤の支持力に及ぼす複数基礎の干渉効果，港湾技術研究所報告，第26巻 第2号，1987年，pp.413-436.
 - 12) 寺師昌明，遠藤敏雄，北詰昌樹：遠心模型実験の計画と結果の信頼性－支持力に関する国際比較実験例－，港湾技術研究所報告，第28巻 第3号，1989年，pp.59-79.
 - 13) 北詰昌樹，池田朋広：支持力特性に及ぼす基礎の形状について，土質工学会，地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム，1995年，pp.133-140.
 - 14) 北詰昌樹，池田朋広：浅い基礎の支持力に及ぼす基礎形状の影響について，港湾技研資料，No.803，1995年，25p.
 - 15) 北詰昌樹，遠藤敏雄，寺師昌明：正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力，港湾技術研究所報告，第27巻 第3号，1988年，pp.185-203.
 - 16) TERASHI, M. and KITAZUME, M.: Behavior of a Fabric-reinforced Clay Ground under an Embankment, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.243-252.
 - 17) 寺師昌明，北詰昌樹：正規圧密粘土地盤上の補強盛土の挙動，港湾技術研究所報告，第28巻 第2号，1989年，pp.33-47.
 - 18) 神田勝己，寺師昌明：粘性土地盤を対象とするSCP工法の実用設計法－感度分析と実態調査－，港湾技研資料，No.669，1990年，52p.
 - 19) 寺師昌明，北詰昌樹：低置換率SCP工法により改良された粘性土地盤の支持力，港湾技術研究所報告，第29巻 第2号，1990年，pp.119-148.
 - 20) TERASHI, M., KITAZUME, M. and MINAGAWA, S.: Bearing Capacity of Improved Ground by Sand Compaction Piles, Deep Foundation Improvements : Design, Construction, and Testing, *ASTM STP 1089*, American Society for Testing and Materials, 1990, pp.47-61.
 - 21) TERASHI, M., KITAZUME, M. and OKADA, H.: Applicability of the Practical Formula for Bearing Capacity of Clay Improved by SCP, *Proc. of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, GeoCoast '91*, Vol.1, 1991, pp.405-410.
 - 22) TERASHI, M., KITAZUME, M., OWAKI, T. and OKADA, H.: Stability of Clay Improved by Sand Compaction Pile Method., *Soil reinforcement: full scale experiments of the 80's*, 1993, pp.607-634.
 - 23) 北詰昌樹，村上喜代治：低置換率SCP改良地盤中の矢板式岸壁の挙動，港湾技術研究所報告，第32巻 第2号，1993年，pp.183-211.
 - 24) TERASHI, M., KITAZUME, M. and KAWABATA, K.: Centrifuge Modeling of a Laterally Loaded Pile, *Proc. of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, 1989, pp.991-994.

- 25) 寺師昌明, 北詰昌樹: 斜面近傍の杭頭自由の長杭の横抵抗, 港湾技術研究所報告, 第30巻 第2号, 1991年6月, pp.327-348.
- 26) TERASHI, M., KITAZUME, M., MARUYAMA, A. and YAMAMOTO, Y.: Lateral Resistance of a Long Pile in or near the Slope, *CENTRIFUGE 91*, 1991, pp.245-252.
- 27) KITAZUME, M. and MIYAJIMA, S.: Lateral Resistance of Long Pile in Soft Clay, *CENTRIFUGE 94*, 1994, pp.485-490.
- 28) 北詰昌樹, 宮島正悟: 砂マウンドを有する粘土地盤中の杭の横抵抗, 港湾技研資料 No.790, 1994年, 22p.
- 29) 北詰昌樹, 寺師昌明, 相原直浩, 片山忠: 袋詰めサンドドレーンの超軟弱地盤への適用性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第32巻 第1号, 1993年, pp.101-123.
- 30) KITAZUME, M., TERASHI, M. and AIHARA, N.: Centrifuge Model Tests on the Consolidation Behavior of Soft Clay with Fabri-Packed Sand Drain, *The North American Regional Conference on geosynthetics*, Vol.1, 1993, pp.393-406.
- 31) 片山 忠, 常陸壮介, 北詰昌樹, 相原直浩: 袋詰めサンドドレーンによる圧密挙動の遠心模型実験, 土木学会論文集, No.481/Ⅲ-25, 1993年, pp.107-115.
- 32) 片山 忠, 八尋明彦, 北詰昌樹, 中ノ堂裕文: 東京国際空港における袋詰めサンドドレーンの安定性に関する実験及び解析, 土木学会論文集, No.486/Ⅳ-22, 1994年, pp.19-25.
- 33) KITAZUME, M., TERASHI, M. and KATAYAMA, T.: Centrifuge Model Tests on the Consolidation Behavior of Soft Clay Improved by Fabri-Packed Sand Drain, *The International Conference on Soft Soil Engineering*, 1993, pp.792-797.
- 34) KITAZUME, M., HITACHI, S., SHIOMI, M. and IKEDA, N.: field Test on Consolidation of Improved Ground by Fabri-packed Sand Drain, *Proc. of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils*, 1995, pp.247-254.
- 35) TERASHI, M., TANAKA, H. and KITAZUME, M.: Extrusion Failure of Ground Improved by the Deep Mixing Method, *Proc. of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, 1983, pp.313-318.
- 36) TERASHI, M., KITAZUME, M. and YAJIMA, M.: Interaction of Soil and Buried Rigid Structure, *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.3, 1985, pp.1757-1760.
- 37) 寺師昌明, 北詰昌樹, 中村 健: 深層混合処理工法による改良体に作用する外力, 港湾技術研究所報告, 第27巻 第2号, 1988年, pp.147-184.
- 38) 寺師昌明, 北詰昌樹, 中村 健: 深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード, 港湾技研資料, No.622, 1988年, 18p.
- 39) KITAZUME, M. and TERASHI, M.: Effect of Local Soil Improvement on the Behavior of Retention, *Proc. of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, GeoCoast '91*, Vol.1, 1991, pp.341-346.
- 40) 北詰昌樹, 中村 健, 寺師昌明: 接円式深層混合処理地盤の挙動, 港湾技術研究所報告, 第30巻 第2号, 1991年, pp.305-326.
- 41) 北詰昌樹: 深層混合処理工法による改良地盤の安定性に関する研究, 港湾技研資料, No.774, 1994年, 73p.
- 42) INATOMI, T., KAZAMA, M., IAI, S., KITAZUME, M. and TERASHI, M.: Development of an Earthquake Simulator for the PHRI Centrifuge, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.111-114.
- 43) 地盤改良研究室: 新潟港道路(トンネル)の液状化対策工解析調査, 平成4年度受託試験研究報告書, 1994.
- 44) 地盤改良研究室: 陸上道路部の自立山留工法試験に関する研究, 平成5年度受託試験研究報告書, 1993.
- 45) 地盤改良研究室: 擁壁基礎安定処理工法調査, 昭和62年度受託試験研究報告書, 1988.
- 46) 地盤改良研究室: 袋詰めサンドドレーンによる圧密挙動の遠心模型実験, 平成2年度受託試験研究報告書, 1991.
- 47) 地盤改良研究室: 袋詰めサンドドレーンによる圧密挙動の遠心模型実験, 平成3年度受託試験研究報告書, 1992.
- 48) 地盤改良研究室: 東京国際空港連絡誘導路部外周護

- 岸の地盤沈下時の矢板の挙動に関する遠心模型実験，平成5年度受託試験研究報告書，1994。
- 49) 地盤改良研究室：サンドドレーン改良深度による地表面沈下への影響調査，平成6年度受託試験研究報告書，1995。
- 50) 地盤改良研究室：背面盛土による護岸の変形挙動に及ぼす局所的な地盤改良の効果，平成元年度受託試験研究報告書，1990。
- 51) 地盤改良研究室：斜面部における高置換率SCP改良の設計施工法に関する検討，平成2年度受託試験研究報告書，1991。
- 52) 三橋郁雄，小泉哲也，北詰昌樹，廣田成男：海中掘削時の斜面安定管理の一例，土木学会，第48回年次学術講演会，第3部門，1993年，pp.1280-1281。
- 53) 地盤改良研究室：遠心力載荷装置による軟着底構造物に関する模型実験，昭和59年度受託試験研究報告書，1985。
- 54) 地盤改良研究室：構造物の隣接施工時の変形に関する遠心実験，昭和59年度受託試験研究報告書，1985。
- 55) 地盤改良研究室：軟着地盤着底式防波堤の支持力，昭和62年度受託試験研究報告書，1988。
- 56) 地盤改良研究室：軟着地盤着底式防波堤の圧密予測，昭和62年度受託試験研究報告書，1988。
- 57) 地盤改良研究室：深層混合処理工法調査，昭和57年度受託試験研究報告書，1983。
- 58) 地盤改良研究室：軟弱地盤の補強工法に関する遠心載荷実験，昭和59年度受託試験研究報告書，1985。
- 59) 地盤改良研究室：軟弱地盤の補強工法に関する遠心載荷実験，昭和59年度受託試験研究報告書，1985。
- 60) 地盤改良研究室：埋立地盤の土圧に関する遠心実験，平成6年度受託試験研究報告書，1995。
- 61) KITAZUME, M. and TERASHI, M.: Operation of PHRI Geotechnical Centrifuge from 1980 to 1994, *Technical Note of the Port and Harbour Research Institute*, No.787, 1994, 44p.
- 62) J.F.CORTE edit., *CENTRIFUGE 88*, 1988.
- 63) SCHOFIELD, A.N.: Cambridge geotechnical centrifuge operations, *Geotechnique* 30, No.3, 1980, pp.227-268.
- 64) RANDOLPH, M.F., JEWELL, R.J., STONE, K.J.L. and BROWN, T.A.: Establishing a New Centrifuge Facility, *CENTRIFUGE 91*, 1991, pp.3-9.
- 65) LIU, L.-D. and TANG, J.-H.: A Huge Centrifuge for Geotechnical Studies, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.33-36.
- 66) ZHANG, L. and HU, T.: Centrifugal Modeling of the Pubugou Highrise Rockfill Dam, *CENTRIFUGE 91*, 1991, pp.45-50.
- 67) LIU, L. and GAO, Y.: Experimental Study on Con-solidation of Soft Soils under Negative Pressure with Centrifugal Models, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.181-184.
- 68) JIA, P.-Z., WANG, W.-H. and RU, L.-A.: The Survey of Conceptual Design for a 450 g-t Geotechnical Centrifuge, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.17-22.
- 69) ZHU, W. and LIU, S.: NHRI Geotechnical Centrifuge Operation, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.49-54.
- 70) WANG, X.: Studies on the Design of a Large Scale Centrifuge for Geotechnical and Structural Testing, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.23-28.
- 71) OVESEN, N.K.: Centrifuge Tests of Embankments Reinforced with Geotextiles on Soft Clay, *Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing*, 1984, pp.14-21.
- 72) GARNIER, J. and COTTINEAU, L.M.: The LCPC Centrifuge: Means of Model Preparation and Instrumentation (Summary), *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.91-92.
- 73) SCHOFIELD, A.N. and TAYLOR, R.N.: Development of Standard Geotechnical Centrifuge Operations, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.29-32.
- 74) FRYDMAN, S. and BEASLEY, D.H.: Centrifugal Modelling of Riverbank Failure, *Proc. ASCE*, Vol.102, No.GT5, 1976, pp.395-409.
- 75) DICKIN, E.A.: Stress displacement of Buried Plates and Pipes, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.205-214.
- 76) LEUNG, C.F. and DICKIN, E.A.: Scale Error of Conventional Model Tests, *Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing*, 1984, pp.133-138.
- 77) JESSBERGER, H.L. and GUTTLER, U.: Bochum Geotechnical Centrifuge, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.37-44.

- 78) SCHURMANN, A. and JESSBERGER, H.L.: Earth Pressure Distribution on Sheet Walls, *CENTRIFUGE 94*, 1994, pp.95-100.
- 79) Research Activities Faculty of Civil Engineering Period 1988-1989, *Delft University of Technology*, pp.123.
- 80) LESHCHINSKY, D., FRYDMAN, S. and BAKER, R.: Study of Beam-soil Interaction using Finite Element and Centrifugal Models, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, 1982, pp.345-359.
- 81) BALDI, G., MAGGIONI, W. and BELLONI, G.: The ISMES Geotechnical Centrifuge, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.45-48.
- 82) 前野賢彦, 内田一徳: 遠心載荷装置による波浪を受ける海底地盤内応力場の再現. 海岸工学論文集, 第37巻, 1990年, pp.754-758.
- 83) TANIGUCHI, E., KOGA, Y., MORIMOTO, I. and YASUDA, S.: Centrifugal Model Tests on Reinforced Embankment by Nonwoven Fabric, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.253-258.
- 84) 本田満彦, 鄭京哲, 鈴木理恵, 大保直人: 動的遠心模型実験における土槽境界処理と加振誤差に関する検討, 鹿島技術研究所年報, 第41号, 1993年, pp.193-198.
- 85) MIKASA, M., TAKADA, N., IKEDA, M. and TAKEUCHI, I.: Centrifuge Model Test of Dynamic Consolidation, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.185-192.
- 86) MIKASA, M.: Two Decades of Centrifugal Testing in Osaka City University, *Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing*, 1984, pp.43-49.
- 87) 名倉克博, 田中満, 川崎宏二, 樋口雄一: 遠心力載荷装置を用いた土質模型実験手法の研究, 大成建設技術研究所報, 第25号, 1992年, pp.141-148.
- 88) FUJII, N., KUSAKABE, O., KETO, H. and MAEDA, Y.: Bearing Capacity of a Footing with an Uneven Base on Slope: Direct Comparison of Prototype and Centrifuge Model Behavior, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.301-306.
- 89) KIMURA, T., NAKASE, A., KUSAKABE, O., SAITOH, K. and OHTA, A.: Geotechnical Centrifuge Model Tests at the Tokyo Institute of Technology, *Technical Report No.30*, Department of Civil Engineering, Tokyo Institute of Technology, 1982, pp.7-33.
- 90) MIYAKE, M., AKAMOTO, H. and ABOSHI, H.: Filling and Quiescent Consolidation including Sedimentation of Dredged Marine Clays, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.163-170.
- 91) TOYOZAWA, Y. and HORII, N.: Centrifuge Modeling of Excavations, *Proc. of the 25th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, JSSMFE, 1990, pp. 1505-1506 (in Japanese).
- 92) MALUSHITSKY, Yu.N.: The Centrifugal Model Test-ing of Wasteheap Embankments, *Cambridge University Press*, 1981, pp.4-7.
- 93) SCHOFIELD, A.N.: General Principles of Centrifuge Model Testing and a Review of Some Testing Facilities, *Offshore Soil Mechanics*, 1976, pp.327-339.
- 94) LEE, F.H., TAN, T.S., LEUNG, C.F., YONG, K.Y., KARUNARATNE, G.P. and LEE, S.L.: Development of Geotechnical Centrifuge Facility at the National University of Singapore, *CENTRIFUGE 91*, 1991, pp.11-17.
- 95) CHENEY, J.A. and FRAGASZY, R.J.: The Centrifuge as a Research Tool, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.7, No.4, 1984, pp.182-187.
- 96) CLOUGH, H.F., WURST, P.L. and VINSON, T.S.: Determination of Ice Forces with Centrifuge Models, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.9, No.2, 1986, pp.49-60.
- 97) ELGAMAL, A.W., DOBRY, R., LAAK, P.V. and FONT, J.N.: Design, Construction and Operation of 100g-ton Centrifuge at RPI, *CENTRIFUGE 91*, 1991, pp.27-34.
- 98) VUCETIC, M., TUFENKJIAN, M.R. and DOROUDIAN, M.: Dynamic Centrifuge Testing of Soil-Nailed Excavations, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.16, No.2, June 1993, pp.172-187.
- 99) FRAGASZY, R.J. and TAYLOR, T.: Centrifuge Modeling for Projectile Penetration Studies, *Geo-technical Testing Journal*, Vol.12, No.4, 1989, pp.281-287.
- 100) THOMPSON, P.Y. and KIM, Y.S.: The Development of a Geotechnical Centrifuge

- Facility at Tyndall Air Force Base, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.67-72.
- 101) CHENEY, J.A. and KUTTER, B.L.: Update on the US National Geotechnical Centrifuge, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.61-66.
- 102) KUTTER, B.L., LI, X.S., SLUIS, W. and CHENEY, J.A.: Performance and Instrumentation of the Large Centrifuge at Davis, *CENTRIFUGE 91*, 1991, pp.19-26.
- 103) KO, H.Y.: The Colorado Centrifuge Facility, *CENTRIFUGE 88*, 1988, pp.73-75.
- 104) TERASHI, M., ANDO, K., HOSOYA, S. and FUNASAKA, T.: Development of Uualitative Photo-instrumentation System by means of 70 mm Data Camera & Analyzer, Optical Systems Engineering III, *Proc. SPIE 389*, 1983, pp.62-74.
- 105) (社) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 改訂版, 上巻, 1989年, p.333.
- 106) 寺師昌明, 田中洋行, 北詰昌樹, 赤澤 誠 : 遠心載荷装置による砂地盤の支持力実験, 第18回土質工学研究発表会, 1983年, pp.938-941.
- 107) INGRA, T.S. and G.B. BAECHEER : Uncertainty in Bearing Capacity of Sands, *ASCE*, Vol.109, No. GT7, 1983.
- 108) 鶴飼恵三, 大森弘海 : 砂地盤上の円形基礎の支持力に関する一考察, 第22回土質工学研究発表会, 1987年, pp.1109-1110.
- 109) 松本好正, 小林利男, 日下部治, 山口柏樹 : 砂地盤上の三次元支持力に関する模型載荷実験, 第24回土質工学研究発表会, 1989年, pp.1249-1250.
- 110) E.E.de BEER : Experimental Determination of the Shape Factors of Sand, *Geotechnique*, Vol.20, No.4, 1970, pp.387-411.
- 111) 北詰昌樹, 宮島正悟, 西田義忠 : 銅水砕スラグを用いたSCP改良地盤の支持力について, 土質工学会, 第30回土質工学研究発表会, 1995年, pp.2159-2162.
- 112) 北詰昌樹, 宮島正悟, 西田義忠 : 銅水砕スラグを用いたSCP改良地盤の裏込め載荷実験, 第50回土木学会年次学術講演会, 第3部門, 1995年, pp.864-865.
- 113) 北詰昌樹, 高野重久 : 矢板の横抵抗に及ぼす銅水砕スラグを用いたSCP改良地盤の効果, 第29回土質工学発表会, 1994年, pp.2137-2140.
- 114) 北詰昌樹, 池田朋広, 山根信幸 : セメントで改良された石炭灰地盤の土圧に関する遠心模型実験, 土質工学会, 第30回土質工学研究発表会, 1995年, pp.2327-2330.
- 115) KITAZUME, M., IKADA, T. and YAMANE, N.: Practical Use of Wasted Fly Ash for Coastal Development, *Fifth International Landfill Symposium*, Vol. 3 . 1995, pp.357-368.
- 116) 寺師昌明, 田中洋行, 光本 司, 新留雄二, 本間定吉 : 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第2報), 港湾技術研究所報告, 第19巻 第1号, 1980年, pp.33-62.
- 117) 篠原弘之, 藤田幸夫, 斉藤邦夫, 木村 孟 : 遠心載荷装置を用いた砂の主働土圧実験, 第21回土質工学研究発表会, 1986年, pp.1411-1412.

記号表

q_a	: 許容支持力
B	: 基礎の最小幅
B_n	: 換算基礎幅 ($B_n = B \cdot n$, n : 遠心加速度)
D	: 基礎の根入れ深さ
F	: 安全率
L	: 基礎の長さ
L/B	: 基礎形状比
N_r, N_a	: 支持力係数
q	: 鉛直載荷圧力
S_r	: 自重項に関する形状係数
β	: 基礎の形状係数
γ	: 地盤の単位体積重量
γ_a	: 地盤の乾燥単位体積重量

港湾技研資料 No.812

1995・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (有)つばさ印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute.
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1995) by P.H.R.I

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

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複
写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。