

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

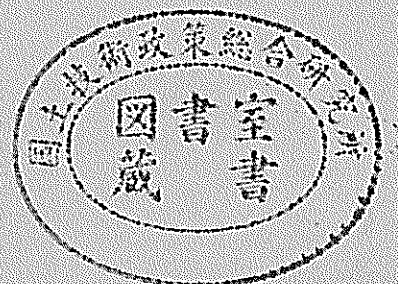
---

VOL.36

NO.1

Mar. 1997

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第36巻 第1号 (Vol.36, No.1) , 1997年 3月 (Mar. 1997)

目 次 (CONTENTS)

1. セメントで改良された石炭灰地盤の破壊挙動と土圧に関する研究  
.....北誥昌樹・山本浩司..... 1  
(Failure of Cement Treated Fly Ash Ground  
.....Masaki KITAZUME, Hiroshi YAMAMOTO)
  
2. 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第2報) ~支持力安全性に関する検討~  
.....長尾 毅・門脇陽治・土田 孝・寺内 潔.....25  
(Evaluation of Safety of Breakwaters by the Reliability Based Design Method  
(2nd Report: Study on the Safety against Foundation Failure)  
.....Takashi NAGAO, Youzi KADOWAKI, Takashi TSUCHIDA, Kiyoshi TERAUCHI)

## 目 次

1. はじめに	1
2. 実験装置及び試料	1
2.1 遠心実験装置	1
2.2 試料	2
3. スラリー状態から固化に至る過程での土圧の変化について	2
3.1 試料容器	2
3.2 実験ケース	3
3.3 実験結果及び考察	3
4. セメント改良された地盤の主働土圧について	5
4.1 試料容器	5
4.2 荷重擁壁	6
4.3 実験方法	6
4.4 実験ケース	8
4.5 実験結果	8
4.6 考 察	13
5. 結 論	21
あとがき	22
参考文献	22
記号表	23

# 1. セメントで改良された石炭灰地盤の破壊挙動と土圧に関する研究

研究員: 北詰 昌樹\*, 山本 浩司\*\*

〒239 横須賀市長瀬3-1-1

北詰 昌樹\*, 山本 浩司\*\*

## 要 旨

近年、環境問題に対する意識の高まりを受けて、火力発電所等から排出される石炭灰の有効利用が強く望まれている。石炭灰は、セメントの材料や道路工事の材料として利用が図られているが、未だ多くが発電所付近に埋め立て処分されているのが現状である。近年、環境問題に対する意識が高まるとともに、それまで埋め立て処分されてきた産業廃棄物に何らかの手を加えて資源として再利用することがこれまで以上に強く要請されている。

そこで、本研究では護岸や岸壁などへの、石炭灰の裏込め材としての適用性について検討した。研究では、液状化強度の増加、護岸や岸壁に作用する土圧の低減を図るため、少量のセメントを添加して改良された石炭灰を対象とした。裏込め材としての適用に際して、スラリー状の石炭灰の打設過程ならびにその後の固化過程で岸壁に作用する土圧および固化した改良地盤の土圧について明らかにする必要がある。そこで、本研究では、遠心模型実験装置を用いた模型実験で、スラリー状態から固化に至る過程での土圧の変化、固化した改良地盤の破壊挙動ならびに主働土圧について検討した。

本報告では、実験方法、実験結果ならびに主働土圧に関して提案した簡便な計算方法について述べた。

---

\* 土質部地盤改良研究室長

\*\* 土質部地盤改良研究室 研究員

〒239 横須賀市長瀬3-1-1

電話 0468-44-5023

ファクス 0468-41-8098

e-mail kitazume@cc.phri.go.jp

## Failure of Cement Treated Fly Ash Ground

Masaki KITAZUME\*, Hiroshi YAMAMOTO\*\*

〒108 8601 東京都港区赤坂 2-1-16

### synopsis

An experimental investigation was carried out to study the feasibility of using fly ash as a fill material for waterfront retaining structures. In the study, centrifuge model tests were performed on the cement stabilized fly ash ground with small amount of cement to investigate the failure and active earth pressure on the retaining wall. In the test model grounds of 20 cm in height was brought up to the centrifugal acceleration of 70 g, which corresponded 14 m in prototype scale, and subject to the active failure. Earth pressure distributions acting on the retaining wall were measured during the loading and failure pattern of the ground was also monitored. The measured earth pressures were compared with the Column type equation and with a simple equation proposed in which shear and tension failures could be taken account. It was found that the simple equation could well estimate the active earth pressure of the ground. It was also found that the active earth pressure was lower than conventional sand fill and the new application of the fly ash will add a new component to cost-effective developments in coastal areas.

---

\* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*\* Research Engineer, Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

## 1. はじめに

近年、世界的な石炭火力発電所の増加にともなって、燃焼過程から排出される石炭灰の量も年々増加している。アメリカでは毎年7000万トン<sup>1)</sup>、ヨーロッパ各国では、年間25～800万トン<sup>2)～5)</sup>の石炭灰が発生している。日本でも毎年約500万トンが排出されており、その量は今後700～800万トンに増加することが予想されている<sup>6)</sup>。これらの石炭灰はこれまでもセメントの材料として利用が図られているが、年々増加する状況の下、土木材料としての有効利用に期待が高まっている。石炭灰の土木材料としての特性について、Gatti and Tripiciano<sup>9)</sup>はその圧密ならびに強度特性を調べ、また、Vasquez and Alonso<sup>9)</sup>、Santayana and Mazo<sup>3)</sup>、Hartlen<sup>9)</sup>は、石炭灰地盤の締め固め試験を実施して締め固め特性ならびに強度特性に関して検討を加え、盛土材料への適用性の高いことを示している。さらに、Edil et al.<sup>10)</sup>は石炭灰単体及び砂を混入した石炭灰の透水性、化学成分の溶解性に関して室内試験を実施し、廃棄物処分場などの遮水層の材料としての適用性について検討している。さらに、Poran and Ahtchi-Ali<sup>11)</sup>は、5%～10%程度の石灰ならびにセメントを添加した石炭灰の透水性、CBR特性を検討している。これらの研究成果を基に、ヨーロッパやアメリカを中心に、石炭灰を軽量盛土材料、高速道路盛土、路盤路床材として用いられるケースが増加している。また、石炭灰を軟弱土の改良材として利用する研究も進められている<sup>12)</sup>。

日本でも、石炭灰の特性に関する研究が精力的に進められている。苗村と小野寺<sup>13)</sup>は、石炭灰の特性と盛土への適用性を検討している。また、Horiuchi et al.<sup>14)</sup>とKawasaki et al.<sup>15)</sup>は、セメントで改良された石炭灰の特性を詳細に調べるとともに、北海道の白鳥大橋の建設<sup>16)</sup>において、橋脚の人工島建設に適用している。

このように、世界各国で石炭灰に関する特性の調査と有効利用に関する研究が進められているが、石炭火力発電所などから排出される石炭灰の特性が発電所毎、時期毎に大きく変化すること。さらに、石炭灰で造成された地盤は液状化しやすい特性を有していることも指摘されているため<sup>17)～20)</sup>、未だ多くが発電所付近に埋め立て処分されているのが現状である。近年、環境問題に対する意識が高まるとともに、それまで埋め立て処分されてきた産業廃棄物に何らかの手を加えて資源として再利用することがこれまで以上に強く要請されている。

そこで、本研究では石炭灰の護岸や岸壁などの裏込め

材としての適用性について検討した。研究では、液状化強度の増加、護岸や岸壁に作用する土圧の低減を図るため、少量のセメントを添加して改良された石炭灰を対象とした。裏込め材としての適用に際して、スラリー状の石炭灰の打設過程ならびにその後の固化過程で岸壁に作用する土圧および固化した改良地盤の土圧について明らかにする必要がある。そこで、本研究では、遠心模型実験装置を用いた模型実験で、①スラリー状態から固化に至る過程での土圧の変化、②固化した改良地盤の破壊挙動ならびに主働土圧について検討した。

## 2. 実験装置及び試料

### 2.1 遠心実験装置

本研究では、運輸省港湾技術研究所所有の新遠心模型実験装置 (Mark II) を用いて行った。遠心模型実験手法の原理は、1/N に縮尺された模型地盤に縮尺に応じた遠心加速度 (N-g) を作用させることによって、実際の応力状態を再現するものである。遠心模型実験手法に関しては、いくつかの論文<sup>21)～23)</sup> に詳しく述べられているので、参照されたい。本実験で用いた遠心模型実験装置を図-1に、また主要な諸元を表-1に示した。装置の詳細については、別報<sup>24)</sup> を参照されたい。

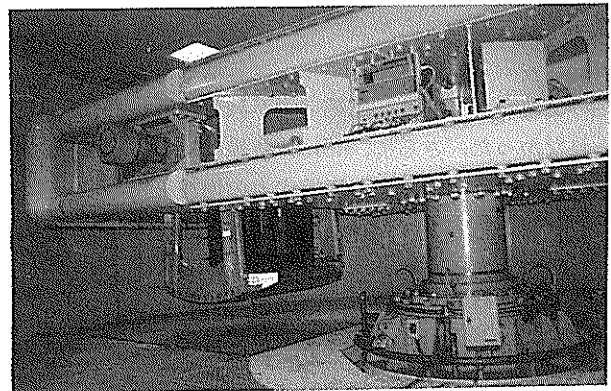


図-1 新遠心模型実験装置 (Mark II)

表-1 遠心模型実験装置の主要な諸元

項目	諸元
最大遠心加速度	113g
最大搭載質量	2760kg
有効回転半径	3.8m
最大回転数	163rpm
最大容量	312g-ton
主電動機容量	DC450kw

2.2 試料

今回使用した石炭灰は、九州の大村火力発電所内で石炭燃焼過程で集塵機により回収された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。石炭灰の主要な化学成分を表-2に示した。石炭灰の安定処理のために普通ポルトランドセメント及び早強セメントを、また、②の研究課題では改良地盤背後の埋立材として豊浦標準砂をそれぞれ用いた。

表-2 石炭灰の化学成分

化学成分	割合
SiO <sub>2</sub>	55 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	21 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.8%
CaO	6.2%
その他	6.5%

セメントで改良された石炭灰の強度・変形特性を調べるため、セメント添加量を2%~6%に変化させて配合試験を行った。得られた一軸圧縮強度特性の一例を図-2に示した。図より、比較的強度の大きい(1)の場合は、荷重にともなって圧縮応力が直線的に増加してピーク値を示した後、大きく圧縮応力が減少し、非常に小さな残留強度を示していることが分かる。一方、比較的強度の小さい(3)の場合には、応力が緩やかに増加した後、ほぼ一定の値を示しており、圧縮応力が減少する様な傾向は見られなかった。さらに、(2)の曲線は、荷重初期には(1)の曲線とほぼ同様の圧縮応力の増加を示しているが、ピーク後の応力の減少は比較的小さいことが分かる。このような傾向は、他の石炭灰<sup>25)</sup>やセメント固化された軟弱粘性土<sup>26), 28)</sup>でもほぼ同様の傾向が見られている。これらのことから、セメント改良された石炭灰や改良土は、母材である石炭灰や軟弱粘土の特性よりも、添加したセメントの特性に大きく支配されることが分かる。そして、添加したセメント量によって、圧縮強度だけでなく応力~ひずみ関係も大きく変化することが分かった。

ピーク後の残留状態での強度(残留強度,  $qu_r$ )とピーク強度( $qu$ )との比を残留強度比( $qu_r/qu$ )と定義し、図-3に圧縮強度( $qu$ )との関係を示した。図を見ると、実験値には多少バラツキがあるものの、 $qu \leq 50 \text{ kN/m}^2$ 以下の場合には残留強度比が約1と大きいものの、 $qu \approx 200 \text{ kN/m}^2$ の時は残留強度比が約0.2となり、 $qu$ が増大するにつれ残留強度比が小さくなる傾向が見られる。

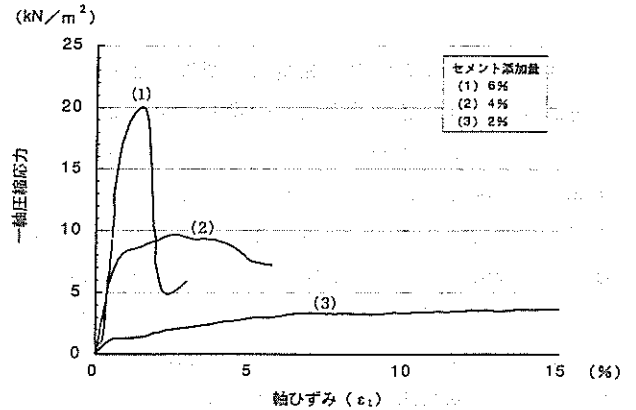


図-2 一軸圧縮応力~軸ひずみ関係

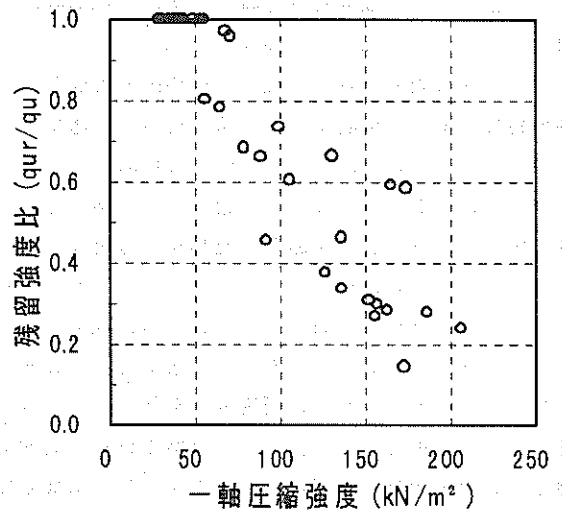


図-3 残留強度比~圧縮強度

3. スラリー状態から固化に至る過程での土圧の変化について

ここでは、少量のセメントを添加した石炭灰の打設直後のスラリー状態から固化に至る過程で地盤の水平土圧の変化について遠心模型実験で検討した。

3.1 試料容器

研究では、研究課題にあわせて2種類の試料容器(小型, 中型試料容器)を用いた。まず、①の研究課題(スラリー投入から固化に至る過程での土圧の変化)には小型試料容器を用いた。用いた容器および模型地盤の概略を図-4に示した。試料容器の内寸は、長さ50cm, 深さ35cm, 奥行き20cmで、剛性の高いものである。今回の実験では試料容器を2つに仕切り、図中右側のみに石炭灰スラリーを打設して実験を行った。なお、左側には砂を詰

め、間を仕切る剛壁が変位しないようにした。間を仕切る剛壁の表面には 6個の土圧計が深度方向に取り付けられており、土圧分布が測定できるようになっている。

3.2 実験ケース

実験は、30gの遠心加速度の下で表-3に示す2ケースを行った。まず、case-2-1の実験では、石炭灰の乾燥重量に対して6%の早強セメントを添加した石炭灰スラリー（含水比 70%）を図-4に示した試料容器に投入し、その後 30gの遠心加速度場で固化させた。その中で、スラリー打設から固化に至る過程で剛壁に作用する水平土圧の変化を調べた。

次に、case-2-2の実験では、既に固化した石炭灰地盤の上部に石炭灰スラリーが打設された場合の、既に固化した地盤の水平土圧の変化を調べたものである。実験では、上と同じ石炭灰スラリーを試料容器に投入して実験室内（1g場）で固化させた地盤上に、同じ配合のスラリーを投入し、30gの遠心加速度の場で固化させた。

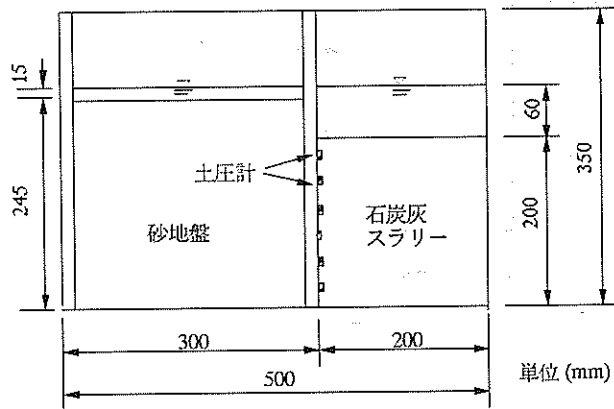


図-4 小型試料容器

表-3 実験ケース

実験ケース	含水比	セメント量	加速度	備考
case-2-1	70 %	6 %	30 g	
case-2-2	70 %	6 %	30 g	下層は固化

3.3 実験結果及び考察

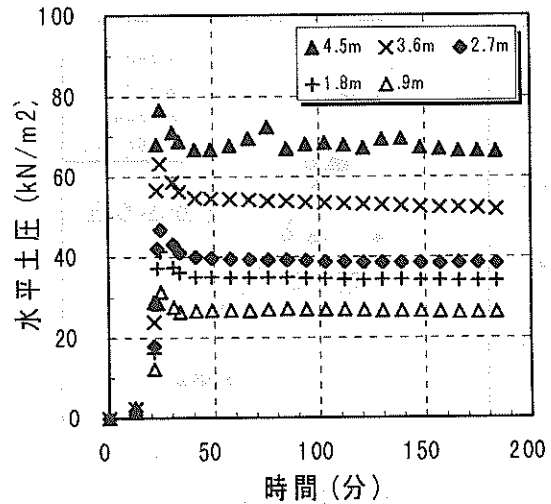
(1) スラリーから固化に至る地盤の挙動

a) 土圧の経時的変化

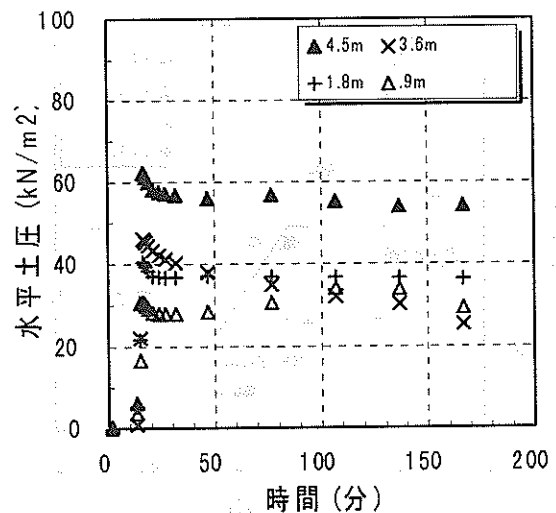
実験ケースcase-2-1について、セメントを添加した石炭灰スラリーを試料容器に打設した後の経過時間と剛壁に作用する水平土圧との関係を図-5(a)に、地表面からの深さごとに示した。実験では、石炭灰スラリー打設後、約20分経過した時から遠心模型実験装置を回転し始め、

遠心加速度を増加させている。

図より、遠心加速度の増加とともに水平土圧も急速に増加する傾向が見られる。30gの遠心加速度に到達直後に、ほぼ全ての深度での水平土圧は時間の経過とともに急速に減少し、スラリー打設より約40~50分の間にはほぼ一定の値を示している。実験では打設より約180分経過後、遠心模型実験装置を一旦停止し、約1000分程度経過後、再度遠心装置を回転して再度30gの遠心加速度まで上昇し、水平土圧を計測した。その結果、遠心装置停止直前の値とほぼ同じ値であった。このことより、スラリー打設後短時間に一定になった水平土圧は、その後もほぼ一定値を維持することが分かる。この様に、打設後に急速に水平土圧が減少する傾向は、既往の研究<sup>27)</sup>でも見られている。



(a) case-2-1



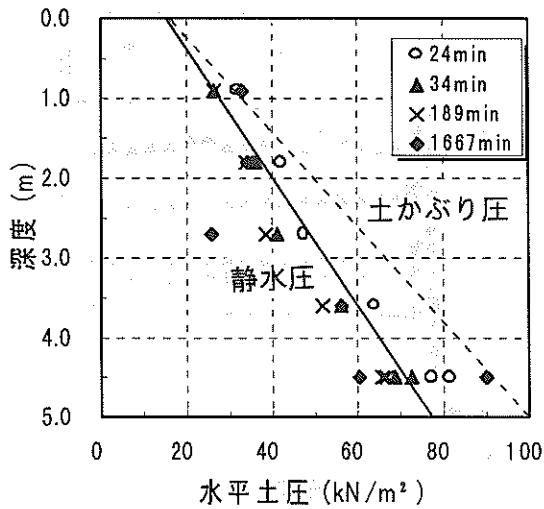
(b) case-2-2

図-5 土圧の経時的変化

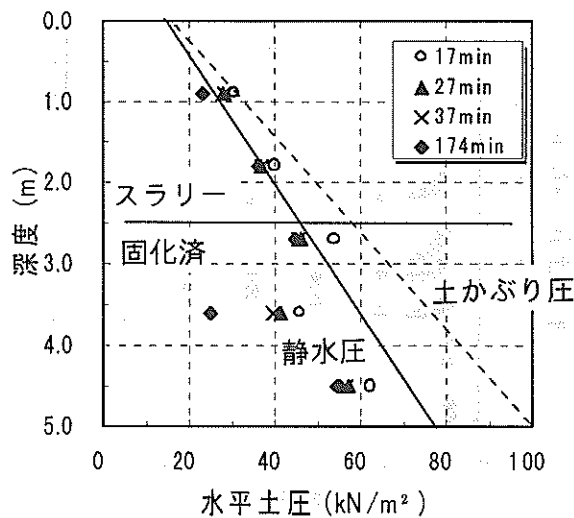


b) 水平土圧の深度分布

図-6(a) に、深度方向の水平土圧分布を示した。図中、縦軸は地表面から各土圧計までの深さ、横軸は計測された水平土圧を示している。また、図には土被り圧 ( $\gamma \cdot h$ ) ならびに静水圧 ( $\gamma_w \cdot h$ ) の計算値もあわせて示している。図より、実験値は、深度方向に増加する傾向が見られる。また、30gの遠心加速度に到達時(時間24分)には、静水圧と土被り圧の間に近い土圧分布を示している。そして、時間の経過とともに水平土圧は急速に減少し、静水圧に近い値に収束している傾向が見られる。松田ら<sup>27)</sup>も、実験室内(1g場)で同様の実験を実施し、スラリー状態から固化した改良地盤の有効水平土圧が土被り圧の0.2程度の値 ( $\sigma_h' / \sigma_v'$ ) であることを示している。



(a) case-2-1

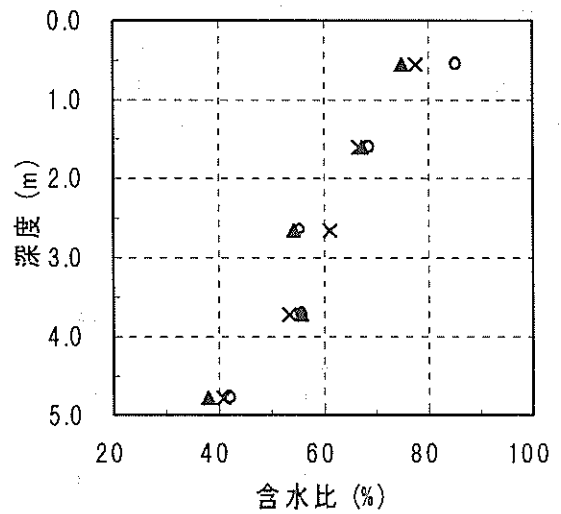


(b) case-2-2

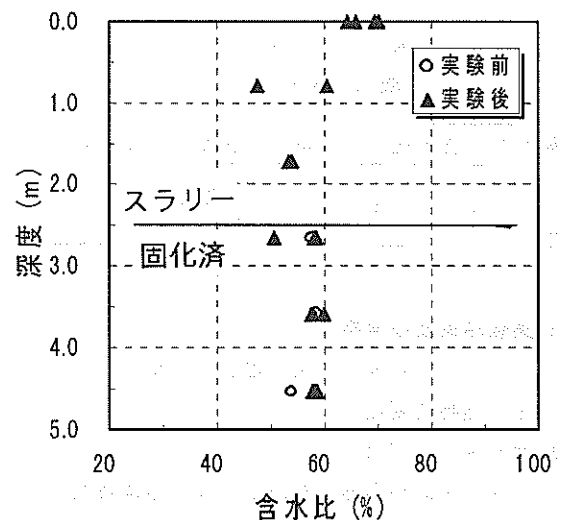
図-6 土圧分布

c) 含水比の深度分布

遠心模型実験後に測定された含水比の深度分布を図-7に示した。図には、地盤数カ所から測定した値を示している。case-2-1の場合(図-7(a)), 測定された含水比は測定場所により多少バラツキが見られるが、全般的には深度方向にほぼ一様に減少する傾向を示している。これは、打設された石炭灰スラリーが30gの遠心加速度場で固化する間に自重圧密も同時に生じたためと考えられる。このことから、図-5(a), 図-6(b)に示した打設直後の土圧急激な減少傾向は、固化による減少と自重圧密による間隙水圧の消散によるものと考えられる。さらに、含水比の深度分布より、地盤下部の方が上部よりも地盤強度が大きいことが予想される。既往の研究<sup>1,9)</sup>でも、深度方向に強度増加する傾向が確かめられている。



(a) case-2-1



(b) case-2-2

図-7 含水比の深度分布

(2) 既に固化している地盤の土圧変化について

a) 土圧の経時的变化

石炭灰スラリーを護岸や岸壁の裏込め材として使用する場合、現地施工では、所定の高さ（一般に、10m程度と考えられる）までを一度に打設することは不可能であり、数mずつ段階的に打設することになる<sup>1,6)</sup>。その際、既に固化している改良地盤上に新たに石炭灰スラリーが打設されるため、その地盤の土圧変化について検討した。実験では、1gの場で石炭灰スラリーを打設・養生して作製した改良地盤上に、新たに作製した石炭灰スラリーを打設し、30gの遠心加速度の下で固化させた。

図-5(b)には、各深度での水平土圧の経時的な変化を示した。上部のスラリー部の土圧は、前の実験ケースと同様に急速に減少する傾向が見られ、固化にともなって土圧が減少する傾向が見られる。また、下層の既に固化した地盤中の水平土圧も、30g到達後すぐに減少し一定値に収束している。しかし、この現象は、固化にともなうものよりは、遠心加速度増加にともなって発生した過剰間隙水圧の消散によるものと考えられる。

b) 水平土圧の深度分布

図-6(b)には、擁壁に作用する水平土圧の深度分布を示した。まず、上部スラリー部について見ると、30gの遠心加速度到達時に土被り圧程度の水平土圧が発生しているものの、時間の経過とともにほぼ静水圧に等しい値にまで減少する傾向が見られる。一方、既に固化した地盤内の水平土圧について見ると、30gの遠心加速度到達時にも静水圧程度の値しか示していないことが分かる。これは、石炭灰スラリーによる鉛直応力が下部地盤の一軸圧縮強度（約140kN/m<sup>2</sup>）に比べて小さいためと考えられる。この様に、既に固化した層の土圧は、その上部にスラリー等が打設されてもあまり変化しないことが分かる。これは、セメント改良土の圧密特性に関する研究<sup>2,6)</sup>から、上載圧が改良土の一軸圧縮強度程度以下の場合には、改良土はほぼ過圧密粘土のような挙動を示すと述べられており、今回の結果もこれとほぼ一致している。

c) 含水比の深度分布

遠心実験後に計測した含水比の深度分布を図-7に示した。case-2-2の場合（図-7(b)）、上層の含水比はバラツキが見られるが、全般的には深さ方向に減少する傾向を示しており、case-2-1とほぼ同様の傾向が見られる。一方、既に固化している下層内の含水比は深さ方向にほぼ一様の値を示していることが分かる。図には、固化層について、遠心模型実験前に測定した含水比分布もあわせて示しているが、両者にはほとんど変化が見られていない。このことより、既に固化した層は、その強度が比

較的大きい場合には、上層のスラリーによる上載荷重によっても圧密されることがなく、固化時の状態を保つことが分かった。

(3) まとめ

一連の実験より、打設直後の石炭灰スラリー層は、固化と自重圧密が同時に進行するため、水平土圧が急速に減少し、すぐに一定の値を示すことが分かった。そして、深度方向に含水比が低下することも分かった。しかし、一旦固化した層は、その上にスラリーが載荷されても、その重量が固化した層の強度に比べて小さい場合には、その特性はほとんど変化しないことが確認できた。

#### 4. セメント改良された地盤の主働土圧について

ここでは、遠心模型実験装置を用いて、70gの遠心加速度場で、既に固化した改良地盤を主働破壊を生じさせ、擁壁に作用する土圧の変化ならびに地盤の破壊挙動について検討した。

##### 4.1 試料容器

②の研究課題（固化した改良地盤の主働土圧）には中型試料容器を用いた。図-8に、試料容器ならびに載荷擁壁の状況を示した。用いた試料容器は、長さ100cm、高さ32.5cm、奥行き30cmで剛性の高いものである。容器前面には厚さ50mmのガラスを、その他の容器内面には厚さ5mmのガラスを貼り付けており、容器と模型地盤との間の摩擦を小さくするように工夫している。試料容器内に設置した載荷擁壁は容器底面にクサビで支持され、容器左側に設置した電動ジャッキを用いて回転変位する様になっている。模型地盤の概略を図-9に示したが、載荷擁壁の右側の約65cmの範囲に模型地盤を作製し、地盤全体を水没させて実験を行った。

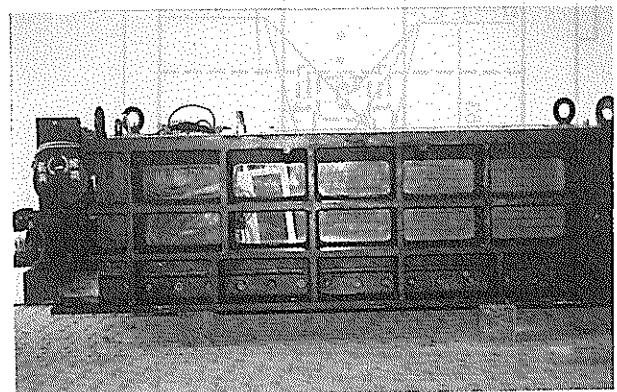


図-8 試料容器と載荷擁壁

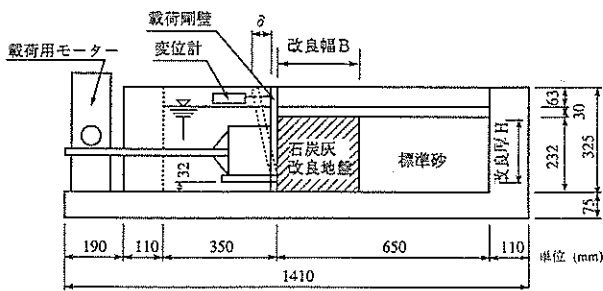


図-9 模型地盤概略図

4.2 載荷擁壁

本擁壁は、②の研究課題のためのもので、図-8に示す中型試料容器内に設置し、固化した改良地盤の土圧を計測するためのものである。載荷擁壁は、アルミ製であり、表面は滑な状態になっている。そして、擁壁は、試料容器内にクサビで支持され、図-9に示した載荷用モーターを起動させることにより、擁壁下端を中心とした回転変位ができるようになっている。

また、模型地盤側から見た載荷擁壁の詳細図を図-10に示したが、載荷擁壁は三分割になっており、中央部が土圧測定範囲である。この中央部に5個のロードセル（水平土圧計測用3個、鉛直土圧計測用2個）が取り付けられており、擁壁に作用する水平土圧ならびに鉛直土圧の合力が測定できるようになっている。また、擁壁の表面には10個の小型の土圧計が深度方向に埋め込まれており、擁壁に作用する土圧分布が測定できるようになっている。

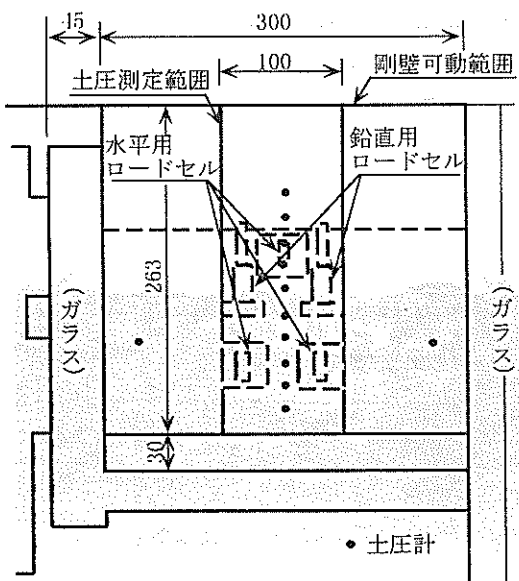


図-10 載荷擁壁詳細図

4.3 実験方法

図-11に示した実験のフローに従い、実験方法を簡潔に述べる。

改良地盤（図-9に示す模型地盤のうち、固化した石炭灰の部分）の作製では、まず、石炭灰に所定の含水比（70%）になるように水道水を加え30分間真空状態で攪拌した。次に、普通ポルトランドセメントを加え、さらに10分間真空状態で攪拌・混合を行い、石炭灰スラリーを作製した。この石炭灰スラリーを図-8に示す試料容器内に投入して、改良地盤を作製した。所定の幅の改良地盤となるように、図-12に示す試料容器の一部をあらかじめ仕切っている。また、試料容器内面には、あらかじめシリコンオイルを十分に塗布しておき、改良地盤と試料容器との摩擦の低減に努めた。所定の養生期間（2～7日）後、所定の厚さになるように改良地盤の表面を整形し、改良地盤背後に豊浦標準砂を改良地盤と同じ高さまで投入した。改良地盤と砂地盤よりなる模型地盤の作製後、水を注ぎ模型地盤全体を水没させた。なお、改良地盤の強度を推定するために、改良地盤作製に用いた石炭灰スラリーを別容器（300×250×100mm）に打設し、模型地盤と同じ条件で養生した。

作製した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載し、各計測器の配線を行って遠心模型実験を開始する（図-13参照）。実験では、遠心模型実験装置を運転し、遠心加速度を70gまで加速した。遠心加速度が70gで一定になった後、直ちに擁壁載荷用モーターを作動させ、載荷擁壁を0.6°/minの速度で回転変位させた。載荷中、載荷擁壁に取り付けられた土圧計及びロードセルで土圧を測定

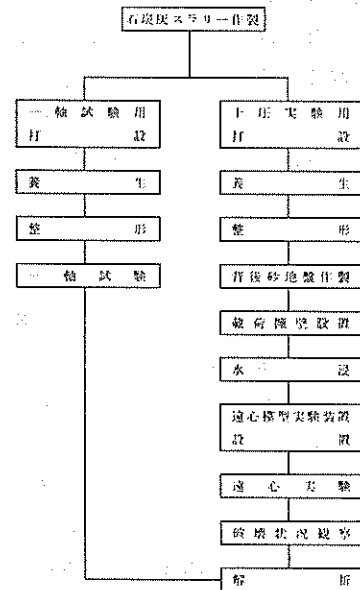


図-11 実験フロー

するとともに、模型地盤の破壊挙動を観察した。模型地盤が十分に破壊したのを確認した後、载荷用モーターを停止し、実験を終了する。その後、遠心模型実験装置を停止して、一部の実験ケースでは容器前面のガラス窓を

取り外して、模型地盤の破壊状況の観察を詳細に行った。また、別容器に作製しておいた改良土について、一軸圧縮試験を行って改良地盤の強度を決定した。

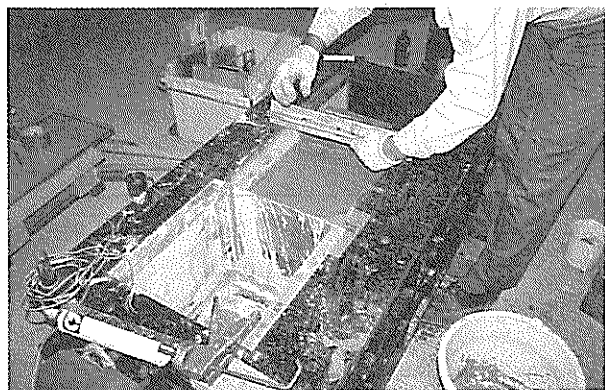


図-12 模型地盤作製状況

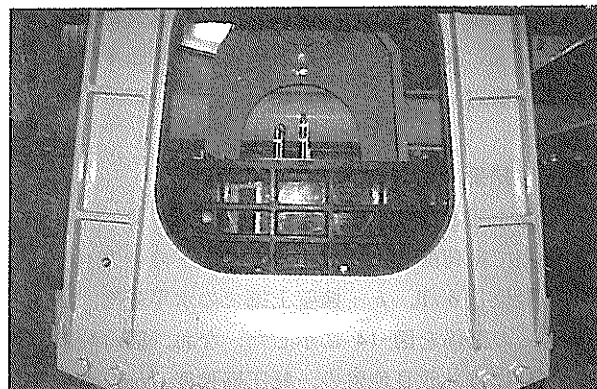


図-13 搭載した模型地盤

表 - 4 遠心土圧実験ケース（擁壁なし）

test no	改良地盤										砂地盤	遠心 加速度
	地盤厚 (H)		地盤幅 (B)		改良幅比 (B/H)	地盤強度 qu	単位重量 γ	含水比 w	メト添加 As	養生日数 (日)	単位重量 γ	
	(模型)	(現地)	(模型)	(現地)								
	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(日)	(kN/m <sup>2</sup> )	(g)	
TEST-1	30.0	3.9	37.0	4.8	1.23	75	1.52	70.0	2		-	13
TEST-2	30.0	12.6	37.0	15.5	1.23	100	1.51	70.0	2		-	42
TEST-3	20.0	11.0	37.0	20.4	1.85	88	1.54	70.0	2		-	55

表 - 5 遠心土圧実験ケース（擁壁あり）

test no	改良地盤										砂地盤	遠心 加速度
	地盤厚 (H)		地盤幅 (B)		改良幅比 (B/H)	地盤強度 qu	単位重量 γ	含水比 w	メト添加 As	養生日数 (日)	単位重量 γ	
	(模型)	(現地)	(模型)	(現地)								
	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(日)	(kN/m <sup>2</sup> )	(g)	
TEST-7	20.0	14.0	40.0	28.0	2.00	113	1.57	67.5	2	3	1.58	70
TEST-8	20.0	14.0	20.0	14.0	1.00	45	1.55	67.9	2	2	1.61	70
TEST-9	20.0	14.0	10.0	7.0	0.50	38	1.57	69.9	2	4	1.59	70
TEST-10	20.0	14.0	0.0	0.0	0.00	-	-	-	-	-	1.62	70
TEST-11	20.0	14.0	65.0	45.5	3.25	49	1.56	42.5	3	3	-	70
TEST-15	20.0	14.0	20.0	14.0	1.00	156	1.56	66.1	4	3	1.64	70
TEST-18	20.0	14.0	10.0	7.0	0.50	157	1.56	67.6	4	4	1.62	70
TEST-21	20.0	14.0	40.0	28.0	2.00	51	1.51		2	6	1.62	70
TEST-22	20.0	14.0	30.0	21.0	1.50	139	1.51	67.9	4	7	1.60	70
TEST-23	20.0	14.0	10.0	7.0	0.50	102	1.53	63.3	4	3	1.61	70
TEST-24	20.0	14.0	10.0	7.0	0.50	167	1.54	66.8	6	4	1.66	70
TEST-25	20.0	14.0	30.0	21.0	1.50	36	1.51	70.6	2	3	1.66	70
TEST-26	20.0	14.0	10.0	7.0	0.50	72	1.51	69.2	2	4	1.61	70
TEST-27	20.0	14.0	20.0	14.0	1.00	47	1.53	66.3	2	6	1.63	70

4.4 実験ケース

実験ケースを表-4ならびに表-5に示した。実験では、2つのシリーズについて行った。まず、表-4に示す第1の実験シリーズでは、擁壁のない状態で遠心加速度を一気に上昇し、改良地盤を破壊させ、地盤の破壊挙動について調べた。また、第2シリーズでは(表-5参照)、載荷擁壁を用いた実験を行い(図-9参照)、改良地盤の強度ならびに幅を変化させて、破壊挙動及び土圧挙動に及ぼす影響を検討した。

4.5 実験結果

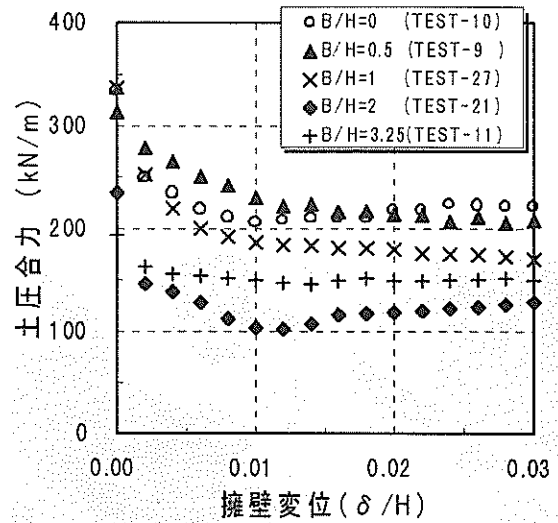
(1) 水平土圧と載荷擁壁の変位

載荷過程で載荷擁壁に作用する水平土圧の合力(P)と擁壁の変位( $\delta/H$ ,  $\delta$ : 擁壁上端での水平変位,  $H$ : 擁壁高さ)の関係を図-14に示した。なお、図-14(a), (b), (c)には、改良地盤の一軸圧縮強度( $qu$ )が約50kN/m<sup>2</sup>, 130kN/m<sup>2</sup>, 170kN/m<sup>2</sup>場合について、改良幅比( $B/H$ ,  $B$ : 改良地盤の幅)をパラメータにそれぞれ示している。

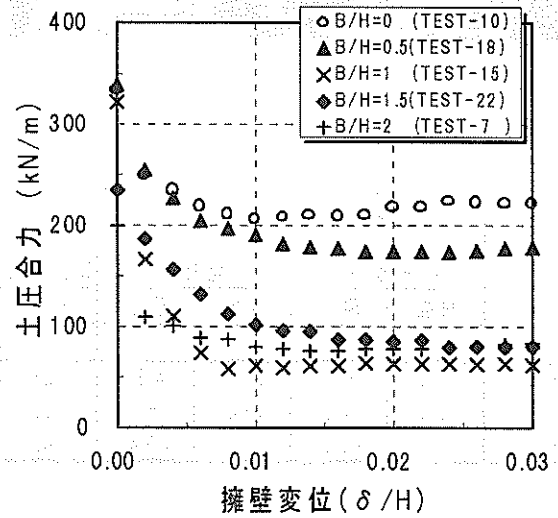
まず、 $qu$ が約50kN/m<sup>2</sup>の場合について見ると(図-14(a)), 水平土圧合力は $\delta/H$ が0(静止状態)の時に多少の違いがあるものの、いずれの曲線も $\delta/H$ の増加とともに緩やかに減少している。そして、載荷擁壁の変位( $\delta/H$ )が0.01程度になると、水平土圧はほぼ一定の値を示していることが分かる。また、 $qu$ が約130kN/m<sup>2</sup>の場合についても(図-14(b)), 擁壁が変位するに従い土圧合力が徐々に減少する傾向が見られている。また、この場合には土圧合力の一定値は改良幅( $B/H$ )によって大きく異なり、改良幅が大きいほど土圧合力が小さくなる傾向が見られる。さらに、 $qu$ が170kN/m<sup>2</sup>の場合には(図-14(c)), 擁壁の変位とともに土圧が急速に減少し、 $\delta/H$ が0.004程度の際に、土圧がほぼ0にまで減少している。

次に、改良幅比ごとに水平土圧合力と擁壁変位との関係を、改良地盤強度をパラメータに図-15に示した。まず、改良地盤の改良幅比( $B/H$ )が0.5の場合(図-15(a))について見ると、地盤の一軸圧縮強度( $qu$ )が170kN/m<sup>2</sup>の時の土圧合力は擁壁の変位とともに急速に減少し、 $\delta/H$ が0.004以降は土圧合力はほぼ0となっている。また、 $qu$ が約50kN/m<sup>2</sup>及び130kN/m<sup>2</sup>の場合にも、静止状態時の土圧合力に多少違いがあるものの、どの土圧曲線も擁壁の変位とともに急速に減少して、擁壁の変位( $\delta/H$ )がほぼ0.01になった以降にほぼ一定の値を示していることが分かる。

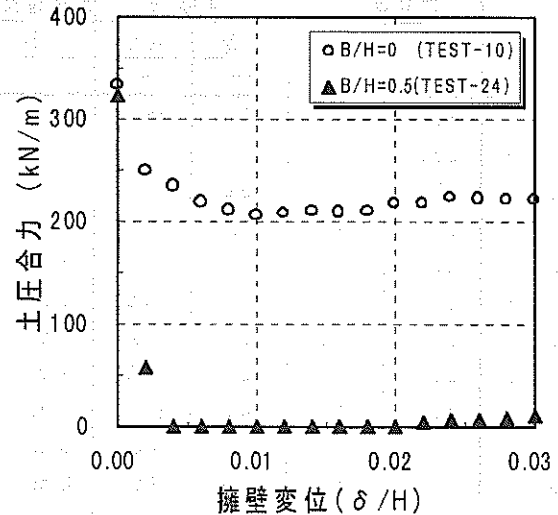
次に、改良幅比( $B/H$ )が1, 1.5, 2の場合にも(図-15(b), (c), (d)), 擁壁の変位( $\delta/H$ )が0.0



(a)  $qu \approx 50 \text{ kN/m}^2$

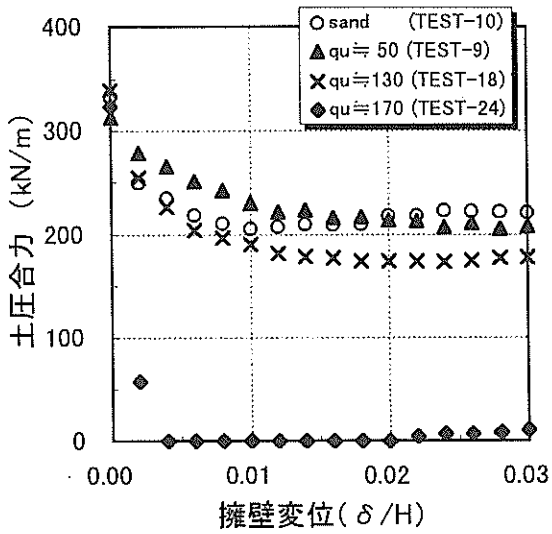


(b)  $qu \approx 130 \text{ kN/m}^2$

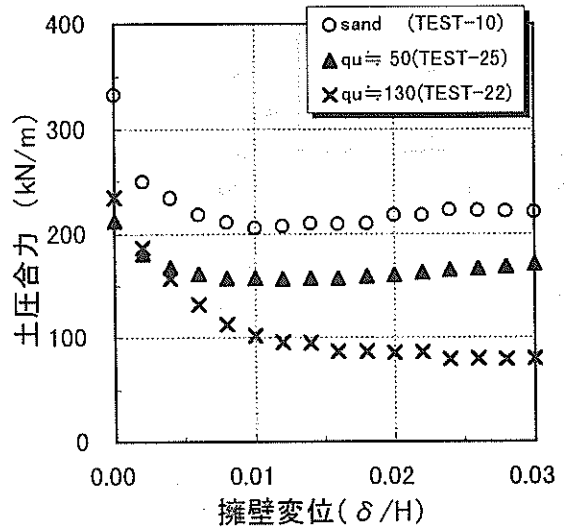


(c)  $qu \approx 170 \text{ kN/m}^2$

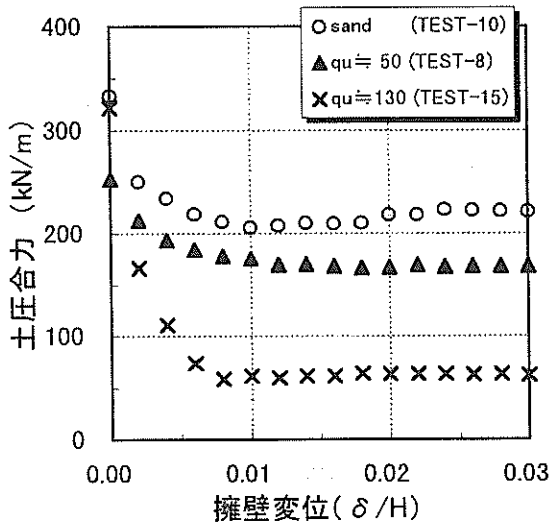
図-14 土圧合力～擁壁変位関係



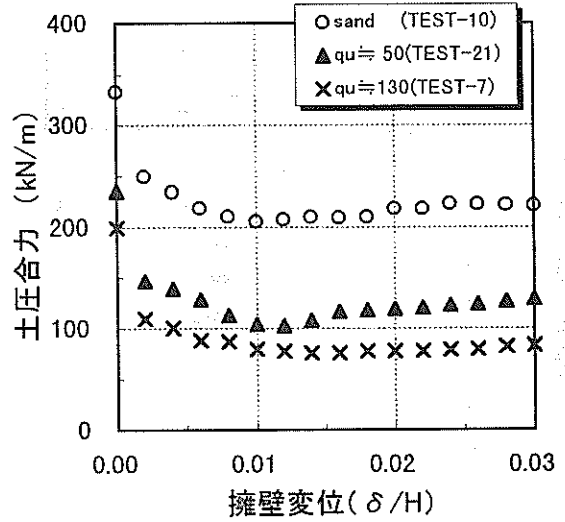
(a) B/H=0.5



(c) B/H=1.5



(b) B/H=1



(d) B/H=2

図-15 土圧合力～擁壁変位関係

図-15 土圧合力～擁壁変位関係

05～0.01程度までは水平土圧が急速に減少し、その後ほぼ一定の値を示していることが分かる。

(2) 水平土圧の深度分布

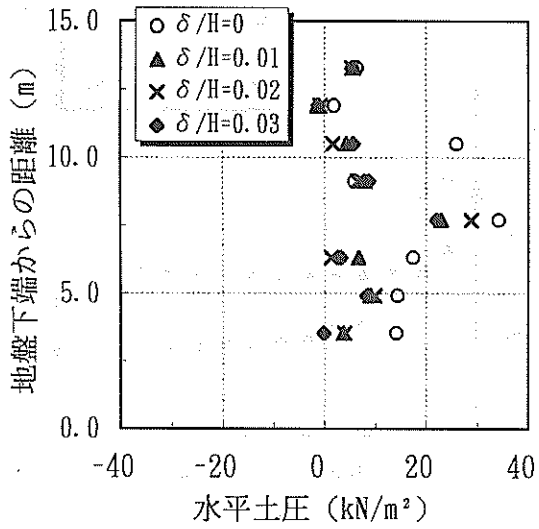
擁壁に作用する水平土圧分布を図-16 に示した。図-16(a)は砂地盤を、図-16(b)は地盤強度 ( $qu$ ) が  $50\text{kN/m}^2$  で改良幅比 ( $B/H$ ) が 1、図-16(c)は地盤強度が  $50\text{kN/m}^2$  で改良幅比が3.25の場合をそれぞれ示している。また、図中の土圧は、水面位置より各土圧計位置における静水圧を差し引いた有効土圧を示している。

まず、砂地盤について見ると(図-16(a))、荷重前に計測された水平土圧には大きなばらつきが見られるが、全般的には擁壁中央部で大きな土圧を示している。そして、土圧は荷重初期に急速に減少したのち、擁壁変位

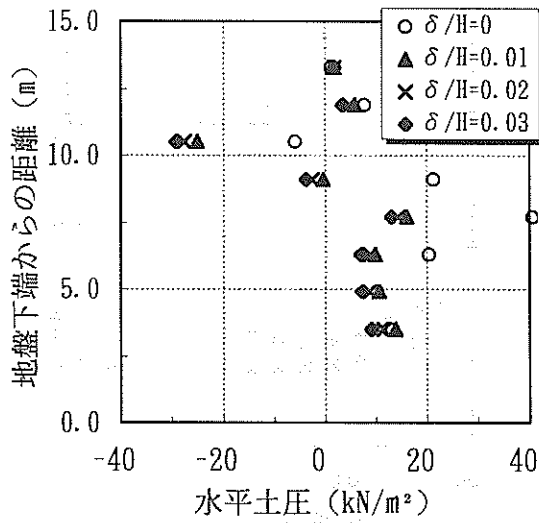
( $\delta/H$ ) が0.01程度以降は土圧はほぼ一定であることが分かる。

次に、改良幅比 ( $B/H$ ) が1の場合について見ると(図-16(b))、ここでも、土圧の計測値には大きなばらつきが見られるが、荷重を進めると擁壁上部から中央部にかけてほぼ一様に土圧が減少していることが分かる。さらに、改良幅比が3.25の場合には(図-16(c))、荷重直前の水平土圧は擁壁全般に一様な土圧を示しているが、荷重にともなって擁壁上部で大きく減少する傾向が見られる。

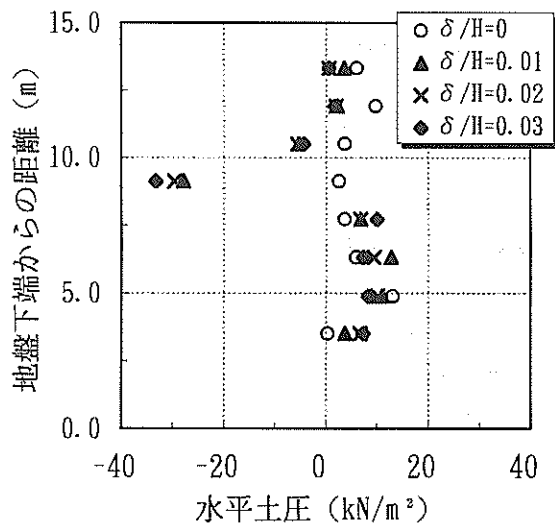
このように、実験値には大きなバラツキが見られるものの、各深度での土圧も荷重直後に急速に減少し、 $\delta/H = 0.01$  以降には、ほぼ一定値を示すことが確認できた。



(a)砂地盤(TEST-10)



(b)B/H=1(TEST-8)



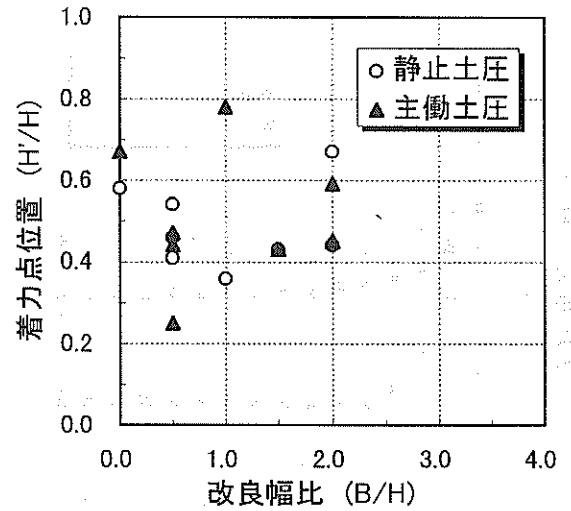
(c)B/H=3.25(TEST-11)

図-16 擁壁に作用する土圧分布

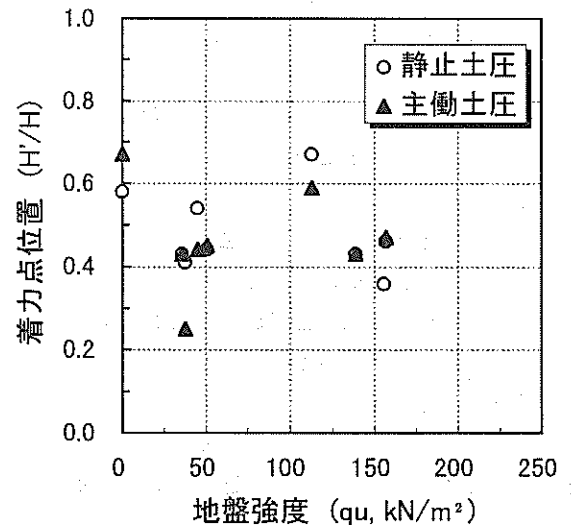
(3) 水平土圧の着力点

載荷擁壁に埋め込まれた土圧計は、直径 6mm 程度の非常に小型の物であり、また、計測される土圧の大きさは土圧計の設置状態・精度にも大きく影響を受ける。そのため、図-16 に示した値からだけでは、明瞭な傾向を見つけることが難しかった。そこで、各土圧計の計測値を合計して擁壁に作用する有効土圧合力の着力点を計算した。図-17 に、求められた土圧合力の着力点と改良幅比と地盤強度の関係について示した。図中、横軸、縦軸とも地盤厚さ (H) で除して無次元化して示している。

まず、改良幅比 (B/H) との関係 (図-17(a)) を見ると、データにばらつきがあるものの全般的には改良幅比に関係なく、着力点の位置 (H'/H) は 0.4~0.6 程度であることが分かる。また、地盤強度との関係について見



(a)改良幅の影響



(b)地盤強度の影響

図-17 土圧合力の着力点

ると(図-17(b)), ここでも実験データにばらつきがあるものの, 地盤強度には関係なく, 平均的な値( $H'/H$ )は0.4~0.6の値を示している。

このように, 水平土圧合力の着力点位置は改良幅比ならびに地盤強度によらず, ほぼ0.4~0.6で, 土圧の分布は三角形分布と言うよりは四角形分布に近いものと考えられる。しかし, 図-16に示したように, 石炭灰地盤の有効水平土圧に比べて静水圧の方が非常に大きい。そのため, 擁壁に作用する全水平土圧は三角形分布と考える方が良い。

#### (4) 破壊パターン

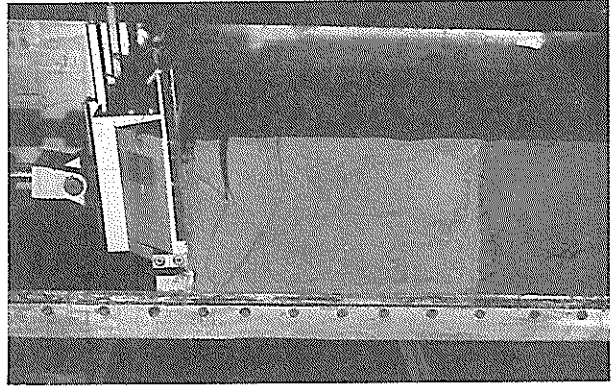
実験ケースのいくつかは, 載荷実験終了後, 試料容器前面のガラス窓を取り外し, 地盤の破壊現象を詳細に観察した。その結果の一例を図-18に示した。図では, 改良地盤の一軸圧縮強度( $q_u$ )が $50\text{kN/m}^2$ で改良幅比

( $B/H$ )が2, 1, 0.5について示している。

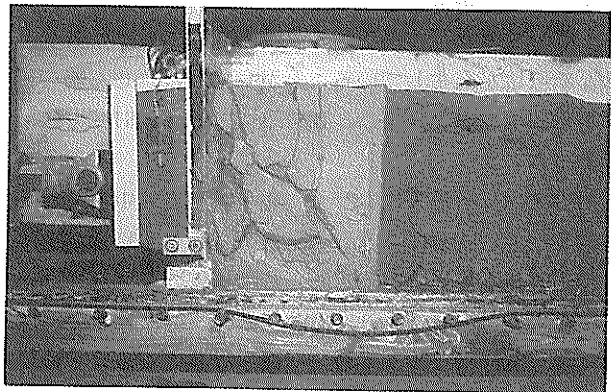
改良幅比( $B/H$ )が2の場合(図-18(a)), 擁壁より約13cm(外側)に小さな引っ張りクラックが, 擁壁より約9cm(内側)に大きな引っ張りクラックが見られる。そして, それぞれのクラックの下部より擁壁回転中心に向かってせん断破壊が生じていることが分かる。そして, 外側のクラックより発生しているせん断破壊面が水平面となす角度( $\theta$ )は約 $60^\circ$ であった。また, 改良幅比( $B/H$ )が1の場合には(図-18(b)), 擁壁より約12cm付近に小さな引っ張りクラックが発生し, 続いて擁壁より約9cmに大きなクラックが発生している。しかし, この場合には載荷擁壁上部より図中右下方向に向かって大きなクラック状の破壊が生じていることが分かる。さらに,  $B/H$ が0.5の時は(図-18(c)), 改良地盤には引っ張りクラックやせん断破壊などの大きな破壊が生じておらず, わずかに単純せん断を受けた様な変位が見られる。

以上より, 改良地盤強度( $q_u$ )が約 $50\text{kN/m}^2$ の場合で, 改良幅比( $B/H$ )が1以上の場合には, 引っ張りクラックをとともなう破壊が生じることが分かった。また, 引っ張りクラックはほぼ鉛直方向に発生し, クラック下部から擁壁に向かってせん断破壊が発生していることが分かった。このように, 改良地盤の破壊パターンは, クラックとせん断破壊との複合的なものであり, 一般的な砂地盤などの破壊状況とは大きく異なることが分かった。

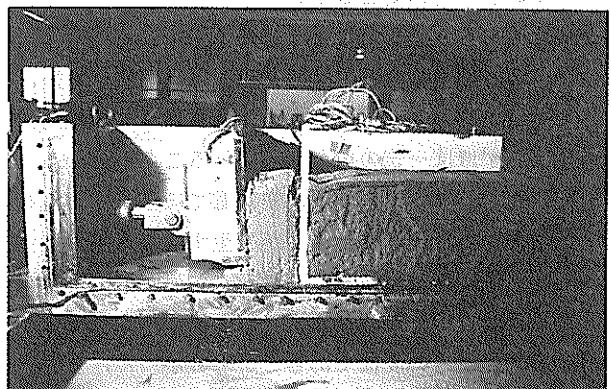
一連の実験では, 擁壁のない場合についても実験を行った。実験では, 固化した改良地盤を一気に加速し, 改良地盤を破壊させた。実験ケースは表-4に示すように改良地盤の高さを変化させて3ケース実施した。各実験で得られた改良地盤の破壊状況の一例を図-19に示した。各ケースとも, 改良地盤前面からほぼ等しい地点(15cm



(a)  $B/H=2$  (TEST-21)



(b)  $B/H=1$  (TEST-27)



(c)  $B/H=0.5$  (TEST-26)

図-18 改良地盤の破壊状況



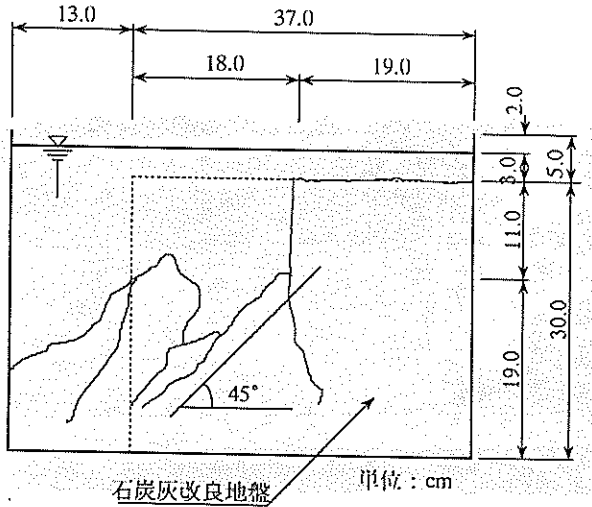


図-19 改良地盤の破壊状況

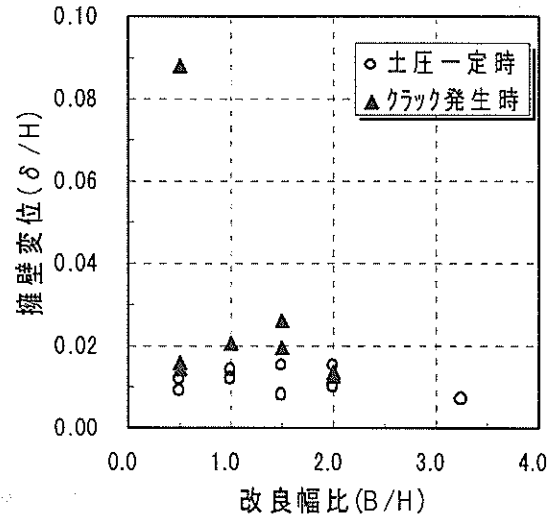
～18cm) の位置に、鉛直方向に引っ張りクラックが発生していることが分かる。そして、いずれの実験ケースとも、引っ張りクラック下端から改良地盤下部にかけて、せん断破壊が発生していることが見られる。せん断破壊面が地表面となす角度は、TEST-1で53°、TEST-2で45°であった。

図-20 は、引っ張りクラック発生時（実験中の観察より改良地盤地表面にクラックが認められた時）及び擁壁に作用する水平土圧が安定した時の擁壁の変位 ( $\delta/H$ ) を示している。図-20(a)には改良幅比 ( $B/H$ ) との関係を示している。図-20(b)には改良地盤の一軸圧縮強度 ( $qu$ ) との関係を示している。

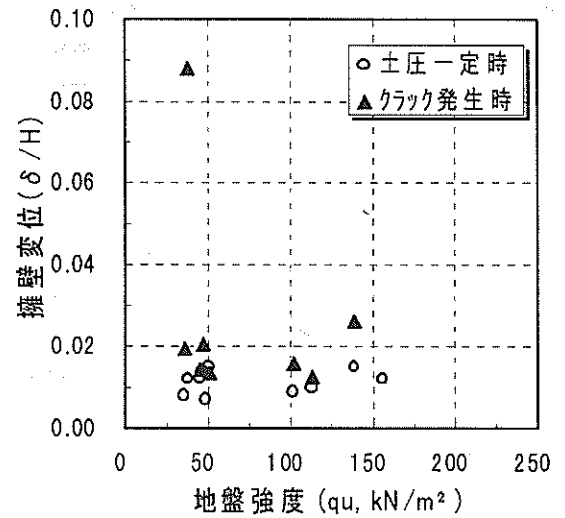
まず、改良地盤の幅との関係について見ると（図-21(a)）、 $B/H$  が 0.5の実験ケースを除き、擁壁の変位は改良幅比によらず全体的に一定値を示し、その値 ( $\delta/H$ ) は0.01～0.02程度であることが分かる。また、引っ張りクラックの発生時の擁壁変位の方が土圧一定となった時の変位よりも多少大きいことが分かる。

次に、改良地盤強度との関係を見ると（図-21(b)）、ここでも  $qu$  が約 40kN/m<sup>2</sup> の場合の1点を除き、全体的には  $qu$  によらずほぼ一定の値を示していることが分かる。

以上のことより、土圧合力が安定してほぼ一定の値を示した直後に引っ張りクラックが発生することが分かった。しかし、土圧安定時及びクラック発生時の擁壁変位 ( $\delta/H$ ) は改良地盤の改良幅、一軸圧縮強度に関係なく0.01～0.02の小さい変位であることも分かった。



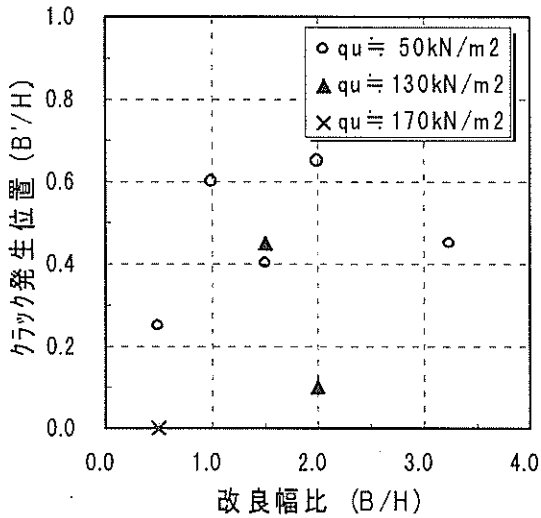
(a) 改良幅との関係



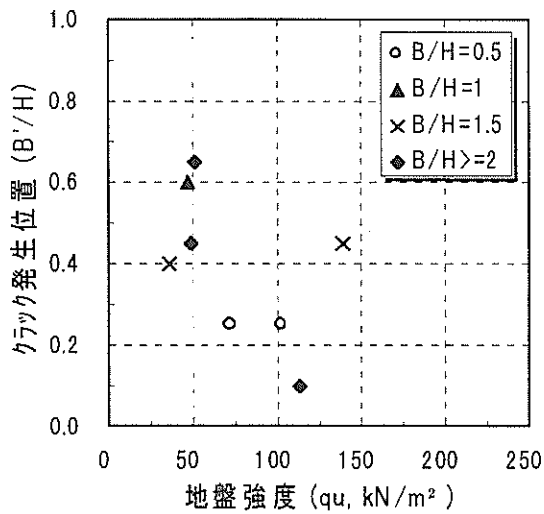
(b) 地盤強度との関係

図-20 引っ張りクラック発生時、土圧安定時の擁壁変位

また、図-21には、実験終了後の確認された改良地盤表面に現れた引っ張りクラックの位置 ( $B'$ ) と改良地盤強度との関係を示した。ここで、 $B'$  は地表面に現れたクラックのうち最大のものについて擁壁からの距離を示している。まず、改良幅との関係について見ると（図-21(a)）、改良幅比が1程度までは、クラック発生位置 ( $B'/H$ ) は0.2程度と小さいが、 $B/H$  が1以上になるとほぼ0.4～0.6程度でほぼ一定になる傾向が見られる。次に、地盤強度との関係を見ると（図-21(b)）、一見すると地盤強度の増加とともに、 $B'/H$  が減少するように見られるが、これは改良幅の減少によるものであり、 $B/H$  が1以上の場合には、 $qu$ によらず、ほぼ0.4～0.6程度で一定であることが確認できる。



(a) 改良幅比



(b) 地盤強度

図-21 クラック位置～改良地盤強度関係

(5) 土圧と改良幅の関係

図-22 には、 $\delta/H$  が 0 の時の土圧合力（静止土圧ならびに主働土圧）と改良幅比 (B/H) との関係を示した。図より、静止土圧合力は改良幅が 0.5 程度までは今回作製した砂地盤の土圧とほぼ同じ大きさであるが、改良幅がそれ以上になると徐々に小さくなる傾向が見られる。そして、改良幅比 (B/H) が 1.5～2 程度以上になると、ほぼ一定の土圧になることが分かる。図では地盤強度ごとに示しているが、静止土圧は地盤強度にはあまり影響を受けないことが確認できる。

同図には、主働土圧 (Pa) と改良幅との関係もあわせて示している。ここで、主働土圧合力は、載荷擁壁に作用する土圧合力がほぼ一定になり改良地盤が十分に主働

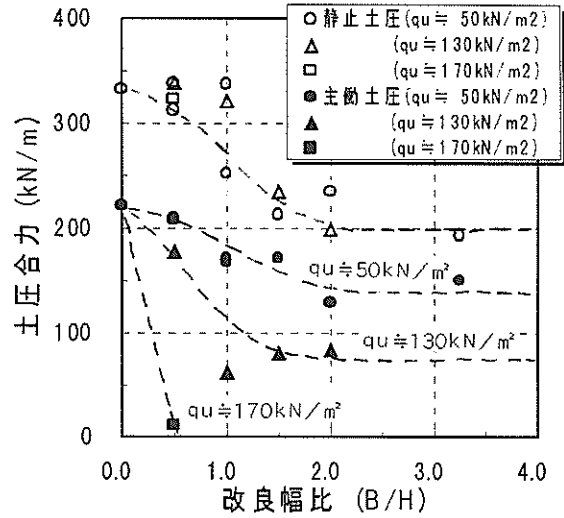


図-22 土圧～改良幅関係

状態に達したと考えられる時（擁壁の変位 ( $\delta/H$ ) が 0.03 の時) の土圧と定義した。図中、破線は改良地盤の一軸圧縮強度 ( $qu$ ) が約 50, 130, 170 kN/m<sup>2</sup> の 3 グループに分類して示している。まず、地盤強度 ( $qu$ ) が 50 kN/m<sup>2</sup> の場合には主働土圧合力は改良幅の増加とともに徐々に減少し、B/H が約 1.5～2 になるとほぼ一定になることが分かる。また、 $qu$  が 130 kN/m<sup>2</sup> の場合にも、主働土圧合力は改良幅の増加とともに徐々に減少するが、その減少割合は  $qu$  が 50 kN/m<sup>2</sup> の場合よりも大きいことが分かる。そして、B/H が約 1.5～2 になると主働土圧合力もほぼ一定値になることが分かる。次に、改良地盤の強度が大きい場合 ( $qu \approx 170$  kN/m<sup>2</sup>) には、改良幅が比較的小さい時に (B/H=0.5)、主働土圧合力はほぼ 0 を示している。実験中及び実験後の目視観察よりも改良地盤にはクラックや破壊が発生しておらず、改良地盤が自立していることが確認された。そのため、主働土圧が 0 にまで低下したものと考えられる。

4.6 考察

(1) セメント改良された石炭灰の静止土圧について

図-22 に示した土圧合力と改良幅比との関係から、改良幅 (B/H) が約 1.5～2 以上になると静止土圧はほぼ一定値となることが分かる。このことは、改良地盤の幅がこの程度大きくなると、改良地盤背後の砂地盤の影響を受けず、土圧が改良地盤の特性のみで決定されることを示している。そこで、改良地盤の静止土圧の算定に関して、改良幅比 (B/H) が 1.5 以上の場合と 1.5 以下の場合に分けて検討を進めることとする。

a) 改良幅比 (B/H) が 1.5 以上の場合

図-17 に示した土圧の着力点での検討結果では、静止土圧の分布が四角形分布に近いことを述べた。しかし、静水圧の大きさは地盤の土圧よりも数倍大きいこと、ならびに既往の研究<sup>27)</sup>でも三角形分布を仮定していることを考え、ここでは、静止土圧の分布を三角形分布と仮定して検討を進める。三角形分布の場合の静止土圧合力 ( $P_0$ ) は、以下の式(1) で与えられる。

$$P_0 = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_0 \quad \text{----- (1)}$$

ここで、

- $P_0$  : 改良地盤の静止土圧合力
- $\gamma'$  : 改良地盤の水中単位体積重量
- H : 改良地盤の厚さ
- $K_0$  : 改良地盤の静止土圧係数

図-23 には静止土圧合力と改良地盤の一軸圧縮強度 ( $qu$ ) との関係を示した。図中、縦軸の静止土圧合力 ( $P_0$ ) は  $\gamma' H^2 / 2$  で除して無次元化して示している。図より、実験データにはばらつきが見られ、実験値より有効応力に関する静止土圧係数 ( $K_0$ ) を逆算すると、0.35~0.65の値 (平均0.51) が得られた。これまでの研究<sup>27)</sup>では、 $K_0$ の値として 0.2程度の値が得られており、本研究の実験結果はこれより多少大きな値を示している。その理由として、今回の実験では 70gの遠心加速度到達時の値を静止土圧と定義したが、加速度増加にともなう過剰間隙水圧が完全には消散していなかった可能性が考えられる。そのため、静止土圧係数として、実験値の下限である0.35程度の値と考えるのが良いと思われる。

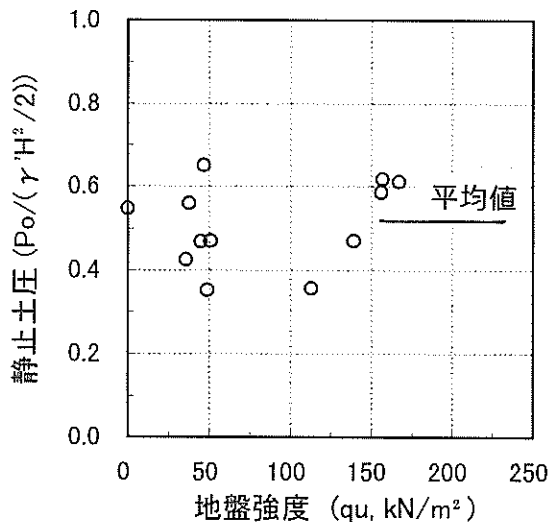


図-23 静止土圧～地盤強度

b) 改良幅比 (B/H) が 1.5 以下の場合

この場合、改良地盤背後の砂地盤の影響があるため、図-24 の様なモデルで考えることとした。すなわち、改良地盤を剛体と仮定し、①水平方向の力の釣り合い、②モーメントの釣り合い式より静止土圧を求めることとした。

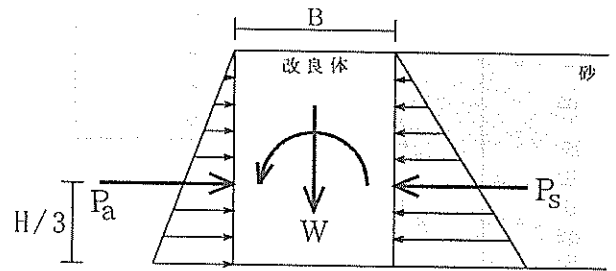
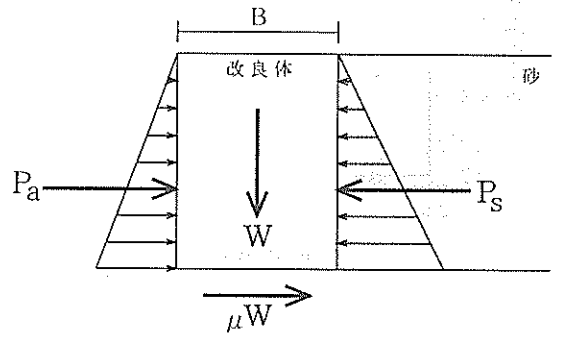


図-24 力の釣り合いによる土圧の考え方

まず、①について、改良地盤に作用する力の水平方向の釣り合い式は、式(2) で与えられる。

$$P_0 = P_{0S} - \mu W \quad \text{----- (2)}$$

ここで、

- $P_0$  : 改良地盤の静止土圧合力
- $P_{0s}$  : 背後の砂地盤の静止土圧合力
- W : 改良地盤の水中重量
- $\mu$  : 改良地盤と試験容器との静止摩擦係数

ここで、砂地盤の静止土圧は実験で得られた値とし、静止摩擦係数 ( $\mu$ ) は図-25 に示したような簡単な試験で求めた。すなわち、改良地盤を試験容器の中に置き、クレーンで試験容器を静かに傾斜させ、改良地盤が動き出した時点の角度を測定した。実験の結果、 $\mu$ の値として 0.6を得た。

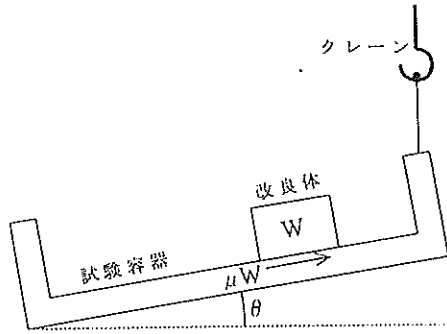


図-25 最大静止摩擦係数算定試験

次に、②について、改良地盤に作用する力のモーメントの釣り合い式は式(3)で与えられる。なお、砂地盤の静止土圧の分布を三角形分布として仮定した。

$$P_0 = P_{0S} - \frac{3}{2} \frac{B}{H} W \quad \text{----- (3)}$$

ここで、

- $P_0$  : 改良地盤の静止土圧合力
- $P_{0S}$  : 背後の砂地盤の静止土圧合力
- $B$  : 改良地盤の幅
- $H$  : 改良地盤の厚さ

以上の計算結果を実験値とあわせて図-26 に示した。(2)式及び(3)式による計算値は、ほぼ同程度の土圧を示し、改良幅の増加にともない静止土圧の計算値は急速に減少し、改良幅比(B/H)が0.5程度でほぼ0になっており、実験値と大きく異なっている。これより、このような簡便な方法では、改良幅が比較的小さい場合の静止土圧を求めることができないことが分かった。これについては、今後の研究が必要である。

そのため、実用的な土圧式として改良幅比(B/H)が1.5以上の場合の静止土圧と砂地盤の静止土圧とを直線で内挿して求めることとした。内挿した静止土圧( $P_0$ )は、式(4)で与えられる。式(4)による土圧を図-26にあわせて示したが、計算値は実験値を多少過小に評価しているが、全般的には良い一致を示していることが分かる。

$$P_0 = P_{0S} - \left( P_{0S} - P_{0(B/H=\infty)} \right) \frac{B}{H} \frac{1}{1.5} \quad \text{----- (4)}$$

ここで、

- $P_0$  : 改良地盤の静止土圧合力
- $P_{0S}$  : 背後の砂地盤の静止土圧合力
- $\gamma'$  : 石炭灰の水中単位体積重量

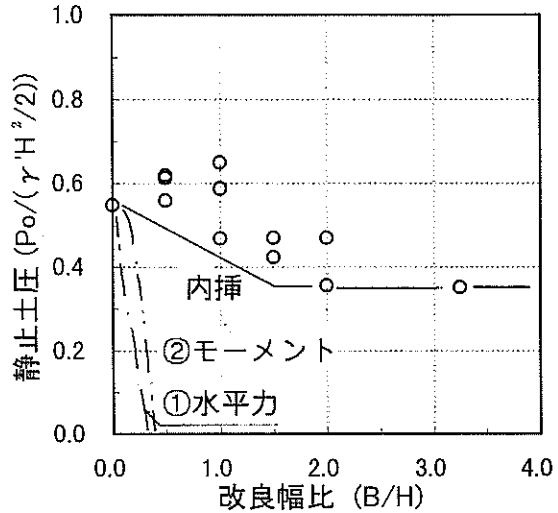


図-26 静止土圧～改良幅比関係

(2) セメント改良された石炭灰の主働土圧について

図-22 に示した土圧合力と改良幅との関係から、主働土圧( $P_a$ )は、改良地盤強度( $qu$ )が  $50\text{kN/m}^2$  と  $130\text{kN/m}^2$  の場合には、改良幅の増加に従い徐々に減少し、改良幅比(B/H)が約1.5~2以上になるとほぼ一定の主働土圧になる傾向が分かった。このことから、改良幅が比較的小さい場合(B/Hが1.5程度以下の場合)には、改良地盤背後の砂地盤の影響を受けるが、改良幅がそれ以上の場合には影響を受けないことが分かった。そこで、静止土圧の場合と同様に改良幅比が1.5以下と1.5以上の2つの場合に分けて以下に検討を進めることとする。

a) 改良幅比(B/H)が1.5以上の場合

i) ランキン土圧式による検討

まず、土圧計算式として広く用いられているランキン土圧式を用いて、改良地盤の主働土圧を計算する。ランキン土圧式では、擁壁表面での粗さ角として0を仮定して計算している。改良地盤表面に上載圧のない場合のランキン式による主働土圧は、式(5)で与えられる。

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' H^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - 2C_u H \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{----- (5)}$$

ここで,

- H : 改良地盤の厚さ
- Pa : 改良地盤の主働土圧合力
- Cu : 改良地盤の非排水せん断強度
- $\gamma'$  : 改良地盤の水中単位体積重量
- $\phi'$  : 改良地盤の内部摩擦角

改良地盤の内部摩擦角 ( $\phi'$ ) が 0 の場合には, 式(5) は式(6) のように示される.

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma' H^2 - 2CuH \quad \text{----- (6)}$$

式(6) で求められた主働土圧合力の計算値と改良地盤の一軸圧縮強度 ( $qu$ ) との関係を図-27 に実験値とともに示した. 図中, 横軸の地盤強度は  $\gamma' H$  で, 縦軸の主働土圧合力は  $\gamma' H^2/2$  でそれぞれ除して無次元化して示している.

図より, ランキン式 ( (6)式) による計算値は, 改良地盤強度 ( $qu/\gamma' H$ ) が 0 で主働土圧 ( $Pa/(\gamma' H^2/2)$ ) が 1 より, 地盤強度 ( $qu/\gamma' H$ ) が 0.5 で主働土圧 ( $Pa/(\gamma' H^2/2)$ ) が 0 まで, 改良地盤強度の増加とともに直線的に減少する傾向を示している. 図に示した実験値と比較すると, 計算値は実験値を過小評価していることが分かる. 特に, 改良地盤の強度が大きい場合には, 計算値は 0 であるのに対して, 実験では主働土圧が計測されており, 両者の差が著しいことが分かる. この原因はセメントで改良された石炭灰地盤の破壊パターンが引張りクラックとせん断破壊との複合的な破壊 (図-18, 図-19 参照) であるにもかかわらず, ランキン土圧式ではせん断破壊のみを考えているためであると思われる.

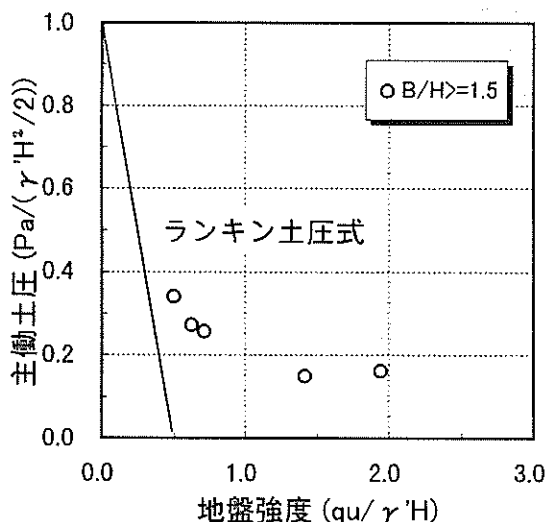


図-27 主働土圧～圧縮強度

ii) クラックを考慮した方法

上での検討より直線すべりのみを考えたランキン式では実験値を適切には評価することができないことが分かった. そこで, ここでは, 実験で得られた破壊状況 (図-18, 図-19 参照) を参考に, 図-28 に示した引張りクラックと直線すべりの複合すべりを考えることとする.

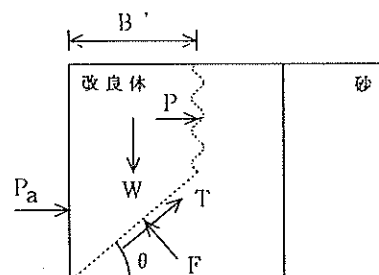


図-28 引張りクラックを考慮した計算モデル

図を参考に, 水平・鉛直方向の釣り合い式より, 主働土圧 ( $Pa$ ) を求める. 破壊ブロックに作用する水平方向ならびに鉛直方向の力の釣り合い式は下式のように与えられる.

$$Pa + P + T \cos \theta - F \sin \theta = 0 \quad \text{----- (7)}$$

$$-W + T \sin \theta + F \cos \theta = 0 \quad \text{----- (8)}$$

ここに,

- Pa : 主働土圧合力
- P : 引張りクラック面に作用する土圧
- W : 破壊ブロックの重量
- T : せん断破壊面で発揮される抵抗力
- $\theta$  : せん断破壊面の角度

式(7) と式(8) より, 主働土圧合力 ( $Pa$ ),  $P$ ,  $T$ ,  $W$  は下式のように得られる.

$$Pa = -P - T \cos \theta + \frac{W - T \sin \theta}{\cos \theta} \sin \theta \quad \text{----- (9)}$$

$$P = (H - B' \tan \theta) \sigma_t \quad \text{----- (10)}$$

$$T = \beta Cu = \frac{\beta B'}{2 \cos \theta} qu \quad \text{----- (11)}$$

$$W = \frac{1}{2} (2H - B' \tan \theta) B' \gamma' \quad \text{----- (12)}$$

$$\sigma_t = \alpha qu \quad \text{--- (13)}$$

ここに、

- B' : 引っ張りクラック発生位置
- H : 改良地盤の高さ
- $\gamma'$  : 改良地盤の水中単位体積重量
- $\alpha$  : 引っ張り強度の一軸圧縮強度に対する比
- $\beta$  : せん断破壊面での粘着力の発揮割合
- $\sigma_t$  : 改良地盤の引っ張り強度

式(10)~式(13)を式(9)に代入すると、式(14)が得られる。

$$\begin{aligned} Pa &= -\alpha(H - B' \tan \theta)qu \\ &\quad - \frac{\beta B'}{2 \cos \theta} qu (\cos \theta + \sin \theta \tan \theta) \\ &\quad + \frac{1}{2} (2H - B' \tan \theta) B' \gamma' \tan \theta \\ &= -\alpha(H - B' \tan \theta)qu \\ &\quad - \frac{1}{2} \beta B' qu (1 + \tan^2 \theta) \\ &\quad + \frac{1}{2} (2H - B' \tan \theta) B' \gamma' \tan \theta \end{aligned} \quad \text{--- (14)}$$

また、得られた主働土圧合力 (Pa) を  $\gamma' H^2/2$  で、改良地盤の強度 (qu) を  $\gamma' H$  でそれぞれ除して無次元化すると式(15)が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{Pa}{\gamma' H^2/2} &= -2\alpha \left(1 - \frac{B'}{H} \tan \theta\right) \frac{qu}{\gamma' H} \\ &\quad - \frac{\beta}{\cos^2 \theta} \frac{B'}{H} \frac{qu}{\gamma' H} \\ &\quad + 2 \frac{B'}{H} \tan \theta - \left(\frac{B'}{H}\right)^2 \tan^2 \theta \end{aligned} \quad \text{--- (15)}$$

ここで、主働土圧の最大値を求めるため、式(15)をせん断破壊面の角度 ( $\theta$ ) ならびに引っ張りクラックの位置 ( $B'/H$ ) で偏微分すると、極値を与える  $\theta$  及び  $B'/H$  は式(16)と式(17)のように求められる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{Pa}{\gamma' H^2/2} \right) &= 2\alpha \frac{B'}{H} \frac{qu}{\gamma' H} \frac{1}{\cos^2 \theta} \\ &\quad - \beta \frac{B'}{H} \frac{qu}{\gamma' H} \frac{2 \sin \theta}{\cos^3 \theta} + 2 \frac{B'}{H} \frac{1}{\cos^2 \theta} \\ &\quad - \left(\frac{B'}{H}\right)^2 \tan \theta \frac{2}{\cos^2 \theta} \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{\cos^2 \theta} \left\{ 2\alpha \frac{B'}{H} \frac{qu}{\gamma' H} - \beta \frac{B'}{H} \frac{qu}{\gamma' H} \frac{2 \sin \theta}{\cos \theta} + 2 \frac{B'}{H} - 2 \left(\frac{B'}{H}\right)^2 \tan \theta \right\}$$

$$= \frac{2}{\cos^2 \theta} \frac{B'}{H} \left\{ \alpha \frac{qu}{\gamma' H} - \beta \frac{qu}{\gamma' H} \tan \theta + 1 - \left(\frac{B'}{H}\right) \tan \theta \right\}$$

$$\tan \theta \left( \beta \frac{qu}{\gamma' H} + \frac{B'}{H} \right) = 1 + \alpha \frac{qu}{\gamma' H}$$

$$\tan \theta = \left( 1 + \alpha \frac{qu}{\gamma' H} \right) / \left( \beta \frac{qu}{\gamma' H} + \frac{B'}{H} \right) \quad \text{--- (16)}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial B'} \left( \frac{Pa}{\gamma' H^2/2} \right) &= 2\alpha \tan \theta \frac{qu}{\gamma' H} \\ &\quad - \beta \frac{qu}{\gamma' H} \frac{1}{\cos^2 \theta} + 2 \tan \theta \\ &\quad - 2 \left(\frac{B'}{H}\right) \tan^2 \theta \\ &= 2\alpha \frac{qu}{\gamma' H} - \frac{\beta}{\sin \theta \cos \theta} \frac{qu}{\gamma' H} + 2 \\ &\quad - 2 \left(\frac{B'}{H}\right) \tan \theta \end{aligned}$$

$$\left(\frac{B'}{H}\right) = \alpha \frac{qu}{\gamma'H} \frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{2} \frac{\beta}{\sin \theta \cos \theta} \frac{qu}{\gamma'H} + \frac{1}{\tan \theta} \quad \dots \dots \dots (17)$$

式(16)と(17)の連立方程式を解き、 $\theta$ 、 $B'/H$ を求めると、式(18)と(19)が得られる。式(18)より、主働土圧の極値を与えるせん断破壊面の角度( $\theta$ )は、地盤強度に関係なく $45^\circ$ であり、また、引張りクラックの位置( $B'/H$ )は、改良地盤の強度( $qu/\gamma'H$ )の一次式として与えられる。

$$\beta \frac{qu}{\gamma'H} + \frac{B'}{H} = \frac{1}{\tan \theta} \left(1 + \alpha \frac{qu}{\gamma'H}\right)$$

$$\frac{B'}{H} = \frac{1}{\tan \theta} \left(1 + \alpha \frac{qu}{\gamma'H}\right) - \beta \frac{qu}{\gamma'H}$$

$$\frac{1}{\tan \theta} \left(1 + \alpha \frac{qu}{\gamma'H}\right) - \beta \frac{qu}{\gamma'H} = \alpha \frac{qu}{\gamma'H} \frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{2} \frac{\beta}{\sin \theta \cos \theta} \frac{qu}{\gamma'H} + \frac{1}{\tan \theta}$$

$$-\beta \frac{qu}{\gamma'H} = -\frac{1}{\tan \theta} \frac{1}{2} \frac{\beta}{\sin \theta \cos \theta} \frac{qu}{\gamma'H}$$

$$\therefore -1 = -\frac{1}{2 \sin \theta \cos \theta}$$

$$\therefore \theta = \pi/4 \quad \dots \dots \dots (18)$$

$$\frac{B'}{H} = \frac{1}{\tan(\pi/4)} \left(1 + \alpha \frac{qu}{\gamma'H}\right) - \beta \frac{qu}{\gamma'H}$$

$$= 1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H} \quad \dots \dots \dots (19)$$

式(18)及び式(19)を式(15)に代入して、主働土圧の最大値を計算すると最終的には式(22)が得られる。

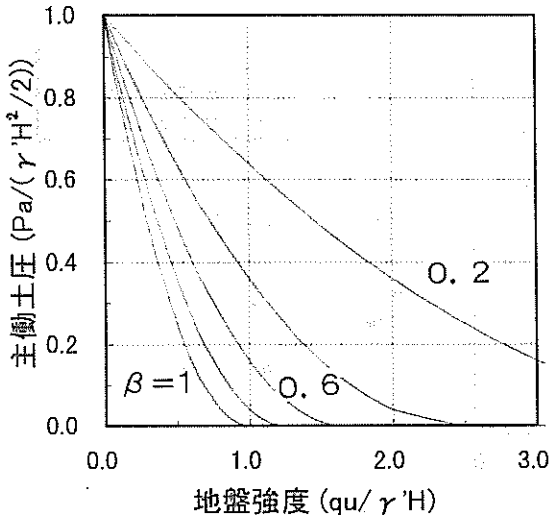
$$\frac{Pa}{\gamma'H^2/2} = -2\alpha \left[1 - \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\} \tan(\pi/4)\right] \frac{qu}{\gamma'H} - \frac{\beta}{\cos^2(\pi/4)} \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\} \frac{qu}{\gamma'H} + 2 \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\} \tan(\pi/4) - \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\}^2 \tan^2(\pi/4) \quad \dots \dots \dots (20)$$

$$\frac{Pa}{\gamma'H^2/2} = -2\alpha \left[1 - \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\}\right] \frac{qu}{\gamma'H} - 2\beta \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\} \frac{qu}{\gamma'H} + 2 \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\} - \left\{1 + (\alpha - \beta) \frac{qu}{\gamma'H}\right\}^2 \quad \dots \dots \dots (21)$$

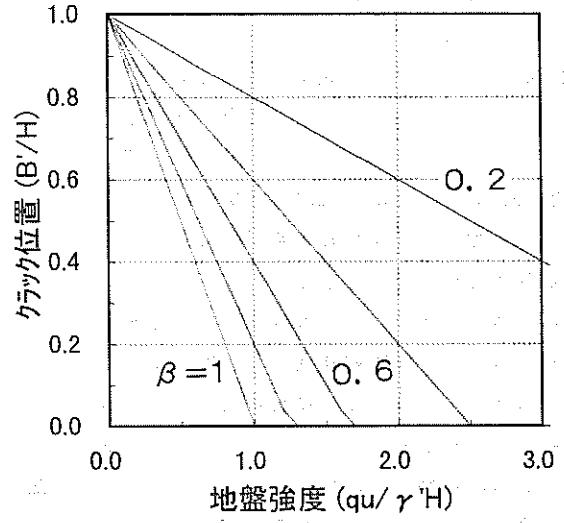
$$\frac{Pa}{\gamma'H^2/2} = -(\alpha - \beta)^2 \left(\frac{qu}{\gamma'H}\right)^2 - 2\beta \frac{qu}{\gamma'H} + 1 \quad \dots \dots \dots (22)$$

式(22)で与えられる主働土圧の算定式には、 $\alpha$ 、 $\beta$ の2つのパラメーターが使用されている。ここでは、各パラメーターの感度分析を行った。

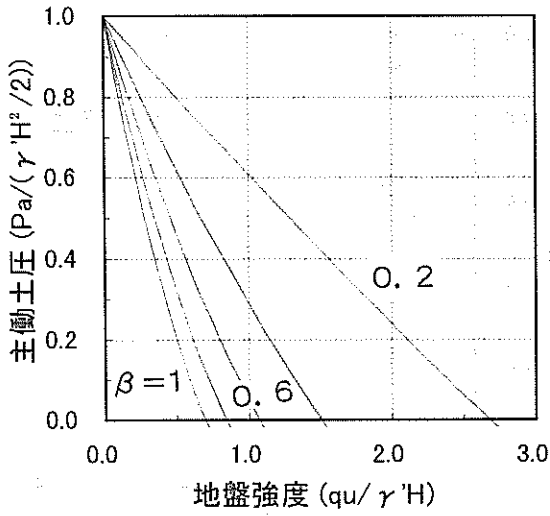
図-29と図-30には、 $\alpha$ の影響を $\beta$ をパラメーターに主働土圧とクラック発生位置に関する計算値を示した。まず、主働土圧への影響について見ると(図-29)、 $\alpha$ が0の場合(図-29(a))、 $\beta$ が1より0.2に小さくなると主働土圧が大きく増加する傾向が見られる。特に、 $\beta$ が0.4程度以下になると、土圧の増加傾向が大きくなることが分かる。一方、 $\alpha$ が0.2に大きくなると(図-29(c))、全体的に土圧が小さくなる傾向が見られる。そして、地盤強度の増加にともない、ほぼ直線的に主働土圧



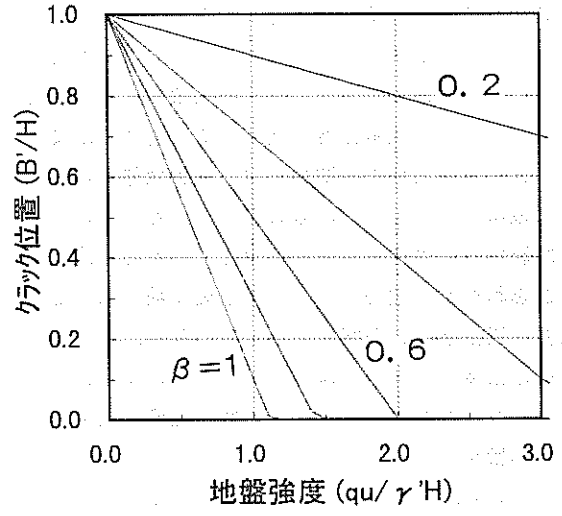
(a)  $\alpha=0$



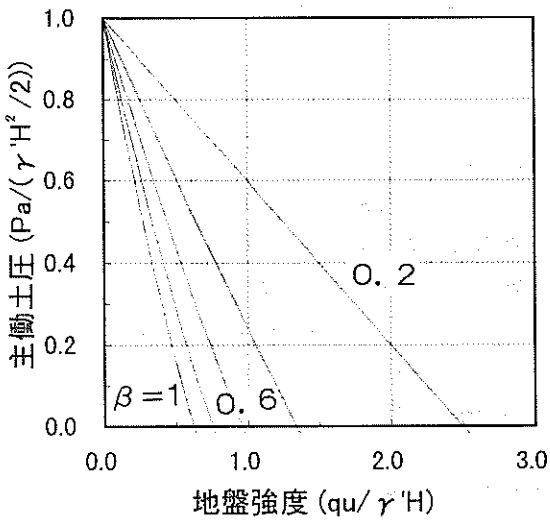
(a)  $\alpha=0$



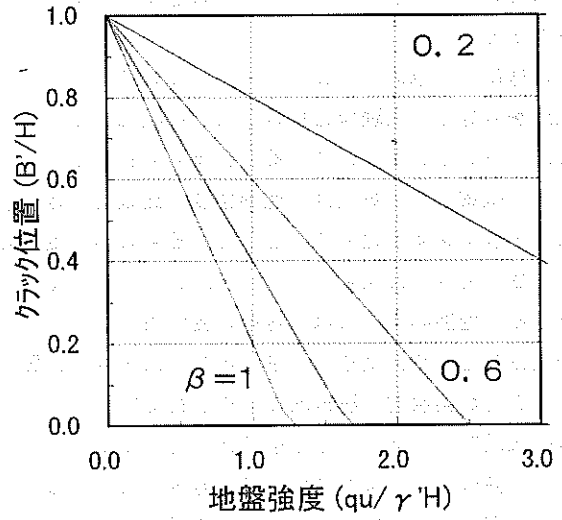
(b)  $\alpha=0.1$



(b)  $\alpha=0.1$



(c)  $\alpha=0.2$



(c)  $\alpha=0.2$

図-29 感度分析（主働土圧への影響）

図-30 感度分析（クラック位置への影響）



が減少する傾向が見られ、 $\alpha$ が0の場合とは多少異なる傾向が見られる。

図-30には、クラック発生位置に関する感度分析結果を示した。 $\beta$ が大きくなると、クラック発生位置 ( $B'/H$ ) が徐々に小さくなる傾向が見られる。そして、 $\alpha$ が0.2で(図-30(c))、 $\beta$ が0.2以下の場合には、クラック発生位置は地盤強度にかかわらず1となり、実際にはクラックが発生しないことを示している

次に、各パラメータの大きさについて考える。まず、引っ張り強度と一軸圧縮強度との比率 ( $\alpha$ ) について考える。セメントで改良された石炭灰についてのデータは筆者の知る限り求められていない。セメント改良土の比率は一般に0.15程度と言われている<sup>26)</sup>。しかし、図-21で考察したように、改良地盤が主働状態になった時、すなわち主働土圧が発揮されている時には、引っ張りクラックが既に発生していると考えても良い。そのため、ここでは $\alpha$ の値として0としても良いと考えられる。

一方、 $\beta$ の値については、せん断破壊面でピーク強度が発揮するのか、残留強度が発揮すると考えるかで値が大きく異なる。実験中の観察では、主働状態では地盤が十分に破壊していることが観察されている。そのため、せん断破壊面では残留強度が作用していると考えるのが妥当と思われる。図-3には、一軸圧縮試験におけるピーク強度と残留強度との関係を示しているが、ここで得られた残留強度は拘束圧がほぼ0の状態での値である。セメントで改良された安定処理土の残留強度は拘束圧にも大きく影響を受けると言われている<sup>26), 28), 29)</sup>。そして、ごくわずかな拘束圧があれば残留強度比としては0.8程度と言われている。セメント改良された石炭灰に関するこの種のデータがないために、この値をそのまま流用するとする。

この様にして求めた、 $\alpha = 0$ 、 $\beta = 0.8$ の値をもとに主働土圧を計算し、実験値と比較したのが図-31である。図には、ランキン土圧式による計算値もあわせて示しているが、提案した計算式は、地盤強度が比較的大きい場合には実験値を多少過大に評価しているものの、地盤強度が小さい場合には実験値と良い一致を示していることが分かる。地盤の土圧には、擁壁の変位条件(回転変位、水平変位など)や擁壁壁面の摩擦角などに大きく影響を受けることが実験的、解析的に指摘されている<sup>30)</sup>。今回の提案式では、擁壁の粗さを0と仮定して求めたものであり、擁壁の変位条件については考慮されていない。今回の提案式は、実験での破壊状況を考慮することで主働土圧を比較的精度よく求めることが可能であることを示したが、今後、擁壁の粗さの影響、直線すべり線の妥

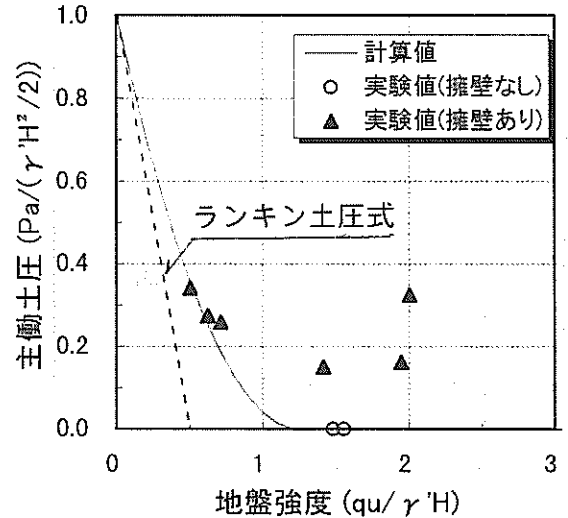


図-31 地盤強度～主働土圧

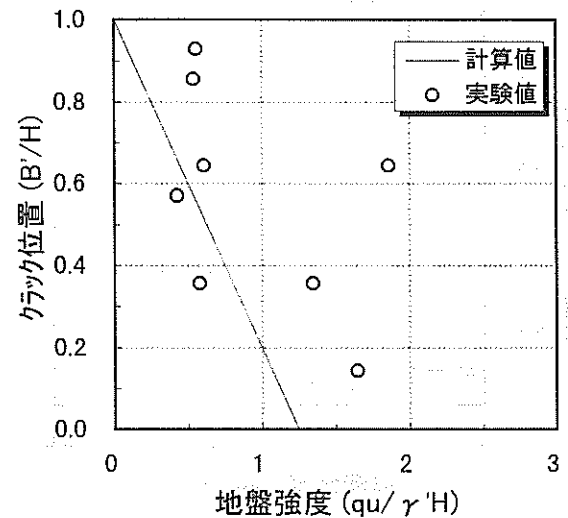


図-32 地盤強度～クラック位置

当性などについて、今後、実験的・解析的な詳細な検討が必要であろう。

図-32には、引っ張りクラックの発生位置について計算値(式(19))と実験値とを比較して示した。計算値は改良地盤強度の増加に従い、直線的に減少している。一方、実験値には大きなばらつきが見られているが、全般的な傾向としては、地盤強度の増加にともなって、 $B'/H$ が小さくなる事が分かる。

## 2)改良幅比 ( $B/H$ ) が1.5以下の場合

改良幅比が小さい場合には、改良地盤背後の砂地盤の影響を考慮する必要がある。そこで、静止土圧の場合と同様に改良地盤を一種の剛体と仮定し、水平方向及びモーメントの力の釣り合いで求めた。得られた計算値を図-33に示した。地盤強度が一軸圧縮強度 ( $qu$ ) で170kN/

m<sup>2</sup>の場合には、計算値は実験値と比較的良好一致を示している。これは、地盤強度が剛体として挙動できるに十分な強度を有していたため、計算での仮定と一致したためと考えられる。一方、地盤強度が小さくなると、静止土圧の場合と同様に計算値は実験値を過小に評価していることが分かる。これは、図-19 に示したように改良地盤の強度がさほど大きくない場合には、地盤改良内にクラック等の破壊が生じたり、改良地盤が全体として単純せん断の様な変形をしているためである。今後、精度の高い土圧の算定にはこの様な破壊パターンを適切に表現できる計算式を開発する必要がある。

そこで、静止土圧の場合と同様に、実用設計法として砂地盤の主働土圧とB/H が 1 以上の場合の主働土圧とを内挿することで推定することを考えられる。内挿した主働土圧の計算式は式(23) で表される。

$$P_a = P_{aS} - \left( P_{aS} - P_{a(B/H = \infty)} \right) \frac{B}{H} \frac{1}{1.5} \quad (23)$$

ここで、

- B : 改良幅
- H : 改良地盤の厚さ
- P<sub>a</sub> : 改良地盤の主働土圧合力
- P<sub>aS</sub> : 砂地盤の主働土圧合力

図-33 には、式(22) 及び(23) を用いて計算された主働土圧及び実験値をあわせて示した。いずれの計算式も実験値とほぼ良好一致を示しており、各式の妥当性を確認することができた。

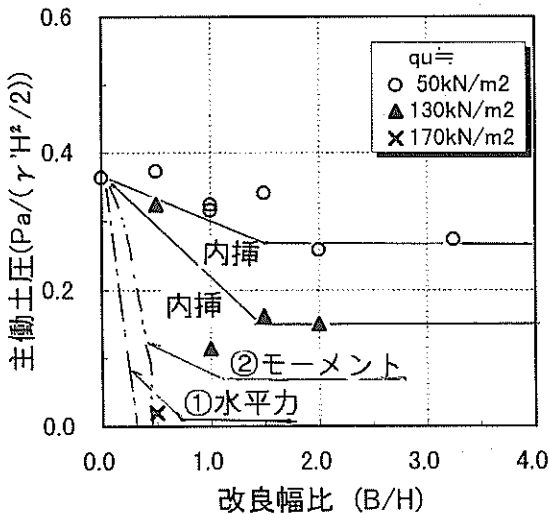


図-33 主働土圧～改良幅比関係

## 5. 結論

本研究ではスラリー状態から固化に至る過程での土圧の変化、固化した改良地盤の破壊挙動と主働土圧について考察してきた。各研究課題での結論は各章の中で取りまとめた。本研究で得られた主要な結論を以下に示す。

### 1) スラリーから固化に至る過程での土圧について

- ① 擁壁に作用する水平土圧は、打設直後には土被り圧程度の大きな土圧を示すが、その後急速に減少し、比較的短時間に静水圧程度から静止土圧係数（有効土圧に関する）が 0.2 程度の小さい土圧に達する。
- ② 自重が卓越するような場合（打設したスラリー層厚が大きい場合）、固化と自重圧密が同時に進行し、地盤深度方向に含水比が小さくなるような改良地盤が造成される。含水比が変化することから強度も深度方向に変化しているものと推定される。
- ③ 既に固化した改良地盤では、上部に投入されるスラリー層厚があり、あまり大きくない場合には、スラリー重量によって圧密されることなく、スラリー投入前の状態を保つ。

### 2) 既に固化した地盤の土圧について

- ① 固化した地盤の破壊パターンは、引っ張りクラックとせん断破壊面からなる複合的な破壊であり、通常の粘土地盤や砂地盤の破壊パターンとは大きく異なる。
- ② 擁壁の変位にともない土圧は急速に減少し、地盤強度や改良幅によらず、擁壁変位（δ/H）が 0.01～0.02 程度の小さい変位でほぼ一定値になる。
- ③ 地盤にクラックが発生する時の擁壁変位（δ/H）は、0.01～0.02 程度の小さい変位であり、地盤強度にはほとんど影響を受けない。
- ④ 主働土圧と改良幅比との関係については、改良幅比（B/H）が 1.5 以上で背後の砂地盤の影響のない場合には、クラックと直線すべりの複合破壊面を考慮した土圧算定式で比較的良好精度で予測できることが分かった。改良幅比が 1.5 程度以下と小さく、背後の砂地盤の影響のある場合には、この計算値と砂地盤の主働土圧との内挿で実用上求めることができる。
- ④ 静止土圧と改良幅比との関係については、改良幅比（B/H）が 1.5 以上で背後の砂地盤の影響のない場合には、静止土圧係数を 0.2～0.35 程度と考えられる。一方、改良幅比が 1.5 程度と小さく、背後の砂

地盤の影響のある場合には、この計算値と砂地盤の主働土圧の内挿で実用上求めることができる。

本研究より、少量のセメントを添加して改良された石炭灰の土圧は砂地盤等と比較して良好であり、この改良地盤の港湾構造物への適用性の高いことが確認された。

あとがき

本研究で提案した土圧の算定式は、擁壁の粗さ角を  $\theta$  として求めたものであり、ケーソン等の背後に埋め立てた場合には、壁面摩擦角を考慮する必要がある。壁面摩擦がある場合には、塑性論からすべり線が直線すべりではなく曲線すべりとなることが予想され、これらを適切に表現できる土圧式について、実験的・解析的な研究が求められる。また、擁壁の変位条件、改良幅が小さく背後の砂地盤の影響のある場合などについては、今後の課題である。

(1996年11月29日受付)

#### 参考文献

- 1) Vesperman, K.D., Edil, T.B. and Berthouex, R.M.: Permeability of Fly Ash and Fly Ash/Sand Mixtures, Impermeable Barriers for Soil and Rock, *Special Technical Publication*, No.874, ASTM, 1985, pp.170-180.
- 2) Todorov, K. and Evstatiev, D.: Geotechnical Study of Lagooned Ashes in Bulgaria, *Bulgarian Academy of Sciences*, 1994, 115p.
- 3) de Santayana, F.P. and C.O. Mazo, C.O.: Behavior of Fly Ash in Experimental Embankments, *Proc. 13th ICSMFE*, 1994, pp.1603-1606.
- 4) Ballisager, C.C. and Sorensen, J.L.: Flyash as Fill Material, *Proc. 10th ICSMFE*, 1981, pp.297-301.
- 5) Hartien, J.: Use of Incinerator Bottom Ash as Filling Material, *Proc. 13th ICSMFE*, 1994, pp.1583-1585.
- 6) Kamon, M.: Geotechnical utilization of industrial waste, Preprint of special lectures and state-of-the-art reports, *Second International Congress on Environmental Geotechnics*, 1996.
- 7) Horiuchi, S., Tamaoki, K. and Yasuhara, K.: Coal Ash Slurry for Effective Underwater Disposal, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.35, No.1, 1995, pp.1-10.
- 8) Gatti, G. and Tripiciano, L.: Mechanical Behaviour of Coal Fly Ashes, *Proc. 10th ICSMFE*, 1981, pp.317-322.
- 9) Vasquez, E. and Alonso, E.E.: Fly Ash Stabilization of Decomposed Granite, *Proc. 10th ICSMFE*, 1981, pp.391-395.
- 10) Edil, T.B., Sandstrom, L.K. and Berthouex, P.M.: Interaction of Inorganic Leachate with Compacted Pozzolan Fly Ash, *ASCE, GE*, Vol.118, No.9, 1992, pp.
- 11) Poran, C.J. and Ahtchi-Ali, F.: Properties of Solid Waste Incinerator Fly Ash, *ASCE, GE*, Vol.115, No.8, 1989, pp.1118-1133.
- 12) Indraratna, B. and Chowdhury, R.N.: Improvement of a residual soil with industrial by-products, *Second International Congress on Environmental Geotechnics*, 1996, pp.733-738.
- 13) 苗村正三, 小野寺誠一: 石炭灰を用いた盛土, 基礎工, 1990年, pp.59-67.
- 14) Horiuchi, S., Taketsuka, M., Odawara, T. and Kawasaki, H.: Fly-Ash Slurry Island: I. Theoretical and Experimental Investigations, *ASCE, Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.4, No.2, 1992, pp.117-133.
- 15) Kawasaki, H., Horiuchi, S., Taketsuka, M. and Sano, S.: Fly-Ash Slurry Island: II. Construction in Hakucho Ohashi Project, *ASCE, Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.4, No.2, 1992, pp.134-152.
- 16) 石原勝, 熊谷勝弘, 佐藤謙二: 白鳥大橋の主塔基礎-地中連続壁併用逆巻剛体基礎-, 基礎工, 1998年, pp.2-8.
- 17) 後藤浩一, 前田幸彦, 柴田卓詞: 石炭灰地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の試験施工, 土と基礎, 1992年, pp.47-50.
- 18) 後藤浩一, 原田俊之, 森本浩, 竹澤請一郎: 固化改良による石炭灰の液状化対策模型実験, 土と基礎, 1992年, pp.29-33.
- 19) 後藤浩一, 柴田徹: 石炭灰埋立地盤の液状化対策に関する研究, 土木学会論文集, No.529/III-33, 1995年, pp.113-123.
- 20) 安原一哉, 兵動正幸, 平尾和年: 石炭灰による埋立地盤の液状化特性, 土と基礎, 1991年, pp.5-10.
- 21) Schofield, A.N.: Cambridge Geotechnical Centrifuge Operation, *Geotechnique*, Vol.30, No.3, 1981, pp.227-268.
- 22) 寺師昌明: 遠心力載荷実験手法とその適用例-深層混合処理改良地盤の挙動-, 昭和60粘土港湾技術研究所講演会講演集, 1985年, pp.119-184.
- 23) Tayler, R.N. edit: *Geotechnical Centrifuge Technology*, Blackie Academic & Professional, 1995, 296p.

- 24) 北崎昌樹：新遠心模型実験装置の開発と研究への適用，港湾技研資料，No. 812，1996年，35p.
- 25) 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.
- 26) 寺師昌明，田中洋行，光本 司，本間定吉，大橋照美，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3報），港湾技術研究所報告，第22巻 第1号，1983年，pp. 69～96.
- 27) 松田哲夫，前田良文，五瀬伸吾：セメント安定処理土の土圧特性，土と基礎，1993年，pp. 17～21.
- 28) Tatsuoka, F. and Kobayashi, A.: Triaxial Strength Characteristics of Cement treated Soft Clay, *Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Vol.1, 1983, pp.421-426.
- 29) 栗原宏武，深沢栄造，埴信之，八鍬昇：人工軟岩の力学的性質に関する研究（その1）-三軸圧縮せん断特性-，鹿島建設技術研究所年報，第37号，1989年，pp. 183～188.
- 30) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版，1984年，pp. 225～252.

- $\theta$  : せん断破壊面が水平面となす角度  
 $\mu$  : 改良地盤と試験容器との静止摩擦係数  
 $\sigma_t$  : 改良地盤の引っ張り強度  
 $\phi'$  : 改良地盤の内部摩擦角

記号表

- B : 改良幅  
 B' : 引っ張りクラックの位置  
 $C_u$  : 改良地盤の非排水せん断強度  
 H : 改良地盤の厚さ  
 H' : 土圧の着力点の位置  
 $K_0$  : 改良地盤の静止土圧係数  
 P : 引っ張りクラック面に作用する土圧  
 $P_0$  : 静止土圧合力  
 $P_{0s}$  : 背後の砂地盤の静止土圧合力  
 $P_a$  : 主働土圧合力  
 $P_{as}$  : 砂地盤の主働土圧合力  
 $q_{ur}$  : 残留強度  
 $q_u$  : 一軸圧縮強さ  
 $q_{ur}/q_u$  : 残留強度比  
 T : せん断破壊面で発揮される抵抗力  
 W : 破壊ブロックの重量  
 $\alpha$  : 引っ張り強度の一軸圧縮強度に対する比  
 $\beta$  : せん断破壊面での粘着力の発揮割合  
 $\gamma'$  : 改良地盤の水中単位体積重量  
 $\delta$  : 擁壁上端での水平変位