

港湾技研資料

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

No. 946 Sept. 1999

補強土壁工法の港湾構造物への適用性

菊	池	喜	昭
北	詰	昌	樹
川	田	祐	二

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. はじめに	3
2. 既往の研究	4
2.1 多数アンカー式補強土壁工法	5
2.2 テールアルメ壁工法	7
3. 多数アンカー式補強土ケーソンの遠心模型実験	8
3.1 概要	8
3.2 実験装置	8
3.3 模型地盤の作成	11
3.4 載荷方法と計測方法	12
3.5 実験条件	12
3.6 実験結果	12
4. 考察	24
4.1 支持力シリーズでのケーソンの安定性	24
4.2 滑動シリーズでのケーソンの安定性	25
5. 結論	26
6. おわりに	27
参考文献	27
付録 補強材の引抜き実験	29

Applicability of Reinforced Earth Method to Sea Revetment

Yoshiaki KIKUCHI*

Masaki KITAZUME**

Yuji KAWADA***

Synopsis

To introduce the technique of reinforced earth methods to construction of port facilities such as sea revetment, the applicability of the technique is examined. This research aims to investigate the effect of using coarse geotechnical material in the reinforced area and the ground condition on the behavior of the reinforced revetment. Pullout tests are conducted for the former aim and centrifuge model tests are carried out for the latter aim.

Main conclusions are as follows;

1. Multi anchored type reinforced method is applicable to the construction of sea revetments.
2. The caisson type revetment of small width with improved by reinforced earth can have more stability than the caisson of ordinal width has.
3. Introduction of imaginary width of the caisson can explain the stability increment by reinforced earth.

Key Words : reinforced earth, port and harbor structures, centrifuge, multi-anchored reinforced earth wall, strength of the foundation ground, imaginal wall width

* Chief, Foundations Laboratory, Geotechnical Engineering Division
(Port and Harbour Research Institute, Nagase 3-1-1, Yokosuka 239-0826, JAPAN
Phone +81-468-44-5024 Facsimile +81-468-44-0618 E-mail : kikuchi@cc.phri.go.jp)

** Chief, Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

*** Trainee, Foundations Laboratory, Geotechnical Engineering Division (Taisei Kiso-Sekkei Ltd.)

補強土壁工法の港湾構造物への適用性

菊池喜昭*
北詰昌樹**
川田祐二***

要 旨

引張りに弱い土の特性を改善するために、鋼材や布などを地盤中に入れることにより強化する工法を補強土工法と呼ぶ。ここでは、補強土を利用して壁を作る工法(補強土壁工法)の港湾構造物への適用性について検討した。補強土壁工法を港湾工事へ導入する際の問題点として、対象地盤材料が石材であることと基礎地盤が軟弱であることがあげられる。

本研究では、まず、アンカーと帯鋼の2種類の補強材について、裏込め材を変えて、それぞれの引抜き特性を調べた。その結果、港湾工事の条件を考えるとアンカーが補強材として適していると判断された。つぎに、アンカーを補強材とした補強土岸壁模型の遠心載荷実験を行い、補強土壁工法を適用した岸壁の挙動に及ぼす基礎地盤の強度、アンカー本数の影響を調べた。

以上の実験とその結果の解析により、補強土工法により通常のケーソンと同等程度以上の安定性を持つ岸壁構造ができること、補強の効果を評価するには仮想壁体の考え方を導入すれば良いことを明らかにした。

キーワード：補強土工法、港湾構造物、遠心模型実験、多数アンカー式補強土壁、基礎地盤強度、仮想壁体幅

1. はじめに

地盤材料は一般には引張りに弱い材料である。この弱点を補うために、鋼材を地盤中に挿入したり、布で巻いたりすることが行われる。このような工法を一般に補強土工法と呼ぶ。補強土工法で用いられる鋼材や布などは引張りに強い材料であり、地盤に作用する伸張力を減らしたり、地盤の伸び変形を拘束したりすることによって地盤を補強するものである。前者は、鉄筋コンクリートで引張り力に弱いコンクリートに引張りに強い鉄筋を組み合わせることによりコンクリートの弱点を補おうとしているのと良く似ているが、土ではさらに後者のような効果が見込めることが特徴である。

補強土工法は、陸上構造物では以前より擁壁、盛土などに採用されてきており、多くの実績を積んでいる。そこで、本研究は陸上で実績のある補強土工法を港湾における岸壁や護岸構造の一部として適用する場合の課題を明らかにすることを目的とした。

以前は補強土工法と言えばテールアルメ(Terre Armée)工法を指していたが、現在ではさまざまな工法がある。一般

的には補強土工法は以下の3つに分類される(表-1¹⁾)。

- (A) 壁面を持つ盛土の補強工法
- (B) 地盤と盛土の補強工法
- (C) 自然地山の補強工法

港湾で岸壁などに補強土工法を適用する場合には(A)に属する壁面を持つ補強工法が適当であると考えられる。

この種の補強土工法を港湾構造物に適用しようとする場合には、港湾特有のいくつかの問題点がある。

第一には、港湾工事は水中工事を中心であることである。陸上の補強土工法では、地盤材料の締固めや壁面材の施工など多くの工種があり、また手作業によるものも多い。水中工事では水中での作業は簡略化することが要求される。このため、補強材のプレファブリック化や締固めの不要な地盤材料を裏込めに適用するなどの工夫が必要となると考えられる。施工方法については第二港湾建設局で別途検討がなされており、工事の簡略化の観点から、補強工法としては多数アンカー工法(アンカーの支圧で抵抗する工法)かテールアルメ(挿入された帯鋼と地盤の摩擦で抵抗する工法)が適していると判断された。

第二に、水中にあるために、裏込めの吸出しに注意する

* 土質部基礎工研究室長

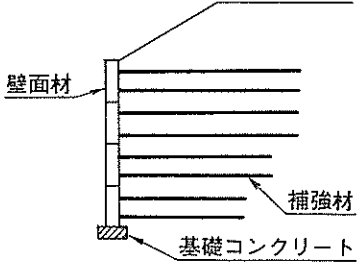
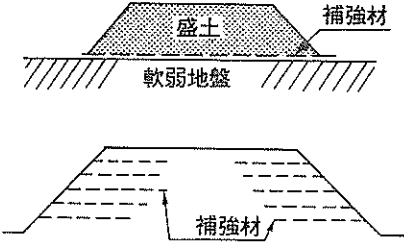
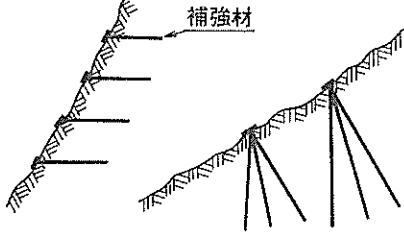
(〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所)

電話 0468-44-5024 ファックス 0468-44-0618 E-mail : kikuchi@cc.phri.go.jp)

** 土質部地盤改良研究室長

*** 土質部基礎工研究室研修生(大成基礎設計(株))

表-1 補強土工法の分類

分類	模 式 図	例
(A) 壁面をもつ盛土の補強工法		<ul style="list-style-type: none"> ● テールアルメ工法 ● ポリマーグリッドによる垂直補強土擁壁 ● ヨーク式盛土工法 ● 多数アンカー式擁壁など
(B) 地盤・盛土の補強工法		<ul style="list-style-type: none"> ● シート、ネットなどによる表層地盤処理工法 ● シート、ネットなどによる盛土補強工法
(C) 自然地山の補強工法		<ul style="list-style-type: none"> ● 鉄筋類挿入工法 ● 網状鉄筋挿入（ルートパイル）工法など

必要があることである。このため、本研究では、基本的に裏込めには石材を用いることを想定した。

第三に、基礎地盤が必ずしも十分な強さを持ち得ないため、その影響を考慮する必要があることである。

そこで、本研究では、まずはじめに、多数アンカー工法とテールアルメについて、補強材と地盤材料に用いた石材との引抜き特性を検討した。この際、考慮すべき地盤の湿潤条件から飽和状態であると考えられるので、有効上載荷重から引抜き抵抗の推定が可能であるかどうかを検討した。その結果、多数アンカー工法が補強工法としてより適していると判断された。次に、多数アンカー工法の補強効果を遠心力場での模型載荷試験を実施して検討した。この模型載荷試験では、支持地盤の強度が補強工法の効果に及ぼす影響についても検討した。本報告は以上の範囲の研究成果について取りまとめたものである。

なお、館山³⁾は1995年の兵庫県南部地震での被災状況から、補強土工法を適用した擁壁は耐震性能にも優れているとしている。国内の多くの構造物の断面が耐震性能によって決定されていることを考えれば、今後さらに、耐震

性について検討する必要がある。

本報告では、補強土工法として、多数アンカー工法を港湾構造物に適用した場合の補強効果と地盤強度の関係について遠心力載荷装置を用いて行った実験結果を中心に述べ、補強材の引抜き試験結果は参考的に紹介する。

2. 既往の研究

本研究では、補強土壁(補強土工法を用いて作られた壁)を主に岸壁構造として用いることを想定している。この場合、用いられる地盤材料としては裏込め石などの石材が対象となると考えられる。また、岸壁構造の場合には、壁面が比較的剛であることが必要とされると思われる。このような条件があるため、適用できる補強土工法には一定の制限があることになる。

ここでは、岸壁に用いる補強土工法として適していると考えられる、鋼材を用いた補強土工法のうち、多数アンカー式補強土壁工法とテールアルメ補強土壁工法について、どのような研究がこれまで行われてきているかを概観する。

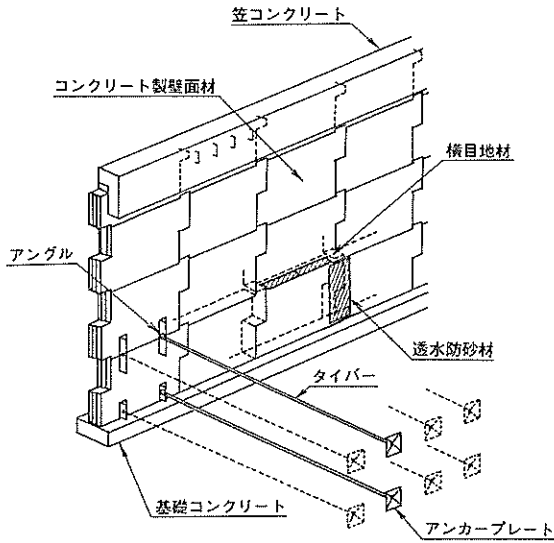


図-1 多数アンカー式補強土壁工法の例³⁾

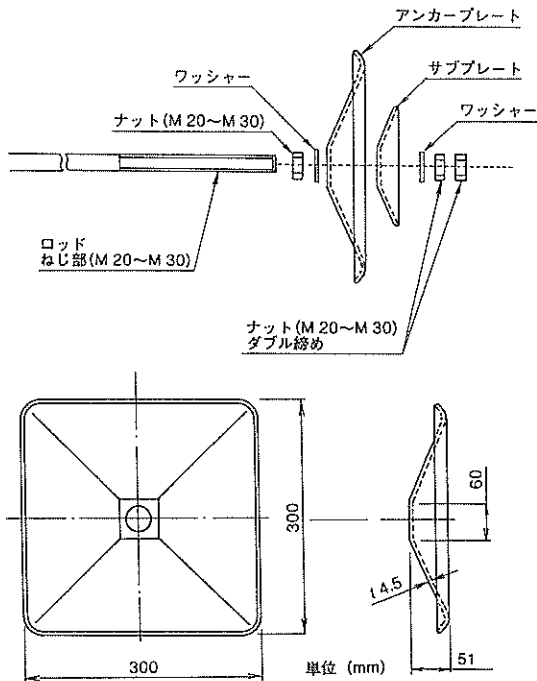


図-2 アンカープレートの例¹⁾

2.1 多数アンカー式補強土壁工法

多数アンカー式補強土壁工法は、我が国において独自に開発された補強土壁工法である。多数アンカーで補強された壁の基本構造の例を図-1³⁾に示す。この工法は壁面に作用する土圧と土中の安定領域に設置した多数のアンカープレート(図-2⁴⁾)の引抜き抵抗とを釣り合わせて壁面の安定を保とうとするものである。このとき、壁面材とアンカープレートに挟まれた領域の地盤材料は変形を拘束されるため、ある条件のもとでは仮想的に壁体が大きくなったもの

として取り扱うことが可能となることが考えられる。

この工法は、1983年にはじめて用いられ、1994年には陸上構造物に多数アンカー式補強土壁工法を適用するための設計・施工マニュアルが整備された。そして、1998年までに1600件以上の施工事例を有している⁵⁾。陸上工事では、壁高が5m~15mの範囲で使われることが多く、これまで最も事例が多いのは、7m程度の高さのものである⁶⁾。

設計・施工マニュアルにおける、設計のフローは図-3⁷⁾に示すものである。この設計フローの中で一番重要なのがアンカープレートの引抜き抵抗力の算出である。同マニュアルによるとアンカープレートの引抜き抵抗力は「地盤を剛塑性体と見なしたすべり線法によって求め」、「土の重量を無視し、アンカープレート周りが、軸対象条件となっているものとして解析する」ことになっている。すなわち、図-4⁸⁾に示すようにアンカープレートの前面に弾性楔領域が生じ、ここから放射状の塑性領域がプレートを回り込むように発達するものとして解析する。

一般には、図-4で塑性領域の発達角 δ を 0° と仮定し、そこに作用する拘束圧 q_p を通常の主働土圧を用いて解析する。こうした考え方をを用いて、アンカープレートの極限引き抜き抵抗 Q_{pu} が次式により表されるとしている。

$$Q_{pu} = c \cdot N_c + q_p \cdot N_q \quad (1)$$

ここに、

c : 盛土材料の粘着力

q_p : アンカープレート周りの拘束圧

N_c, N_q : アンカープレートの引抜きに関する支持力係数である。

式(1)で、粘着力が一定であるとする、アンカープレートの引抜き抵抗力は、アンカープレートの埋設深さによって決まるプレート周りの拘束圧の一次式として表され、前壁に作用する土圧などと同様に深度依存性を示すことになる。

同マニュアルでは、盛土に用いる地盤材料として比較的広範なものを認めている⁹⁾が、細粒化の恐れのある材料や粒径が特に大きいもの(最大粒径が300mmを超えるもの)は用いない方が良くとしている。粒径が大きいものを用いない方が良くとする理由として、①締固めが難しくなること、②支持力に不均等が生じる恐れがあることをあげている。これまで行われてきた多数アンカー式補強土壁工法に関する研究は以下のようなものが挙げられる。

福岡ら¹⁰⁾⁻¹²⁾によるアンカーの引抜き実験では、アンカーの形状(アンカープレートの面積、アンカーロッドの長さ)や地盤の締固め密度を変えて引抜き抵抗を調べている。彼らは地盤材料としては関東ロームやマサ土を用いて

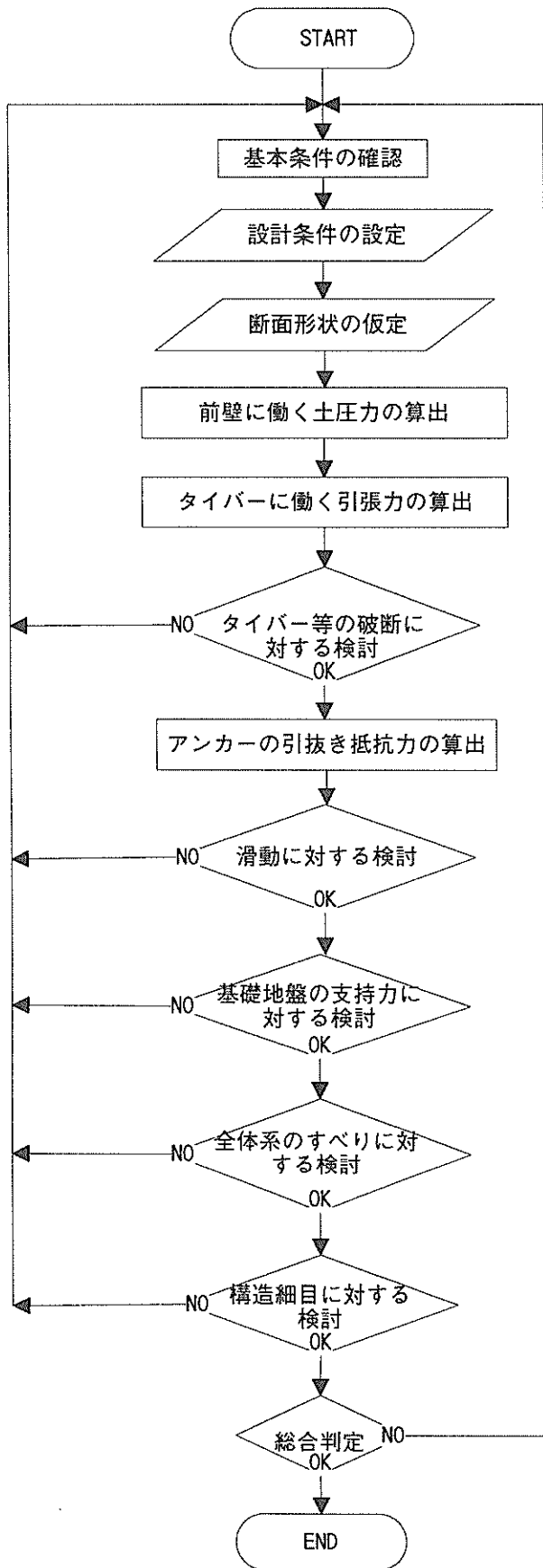


図-3 多数アンカー式補強土壁設計フローチャート⁷⁾

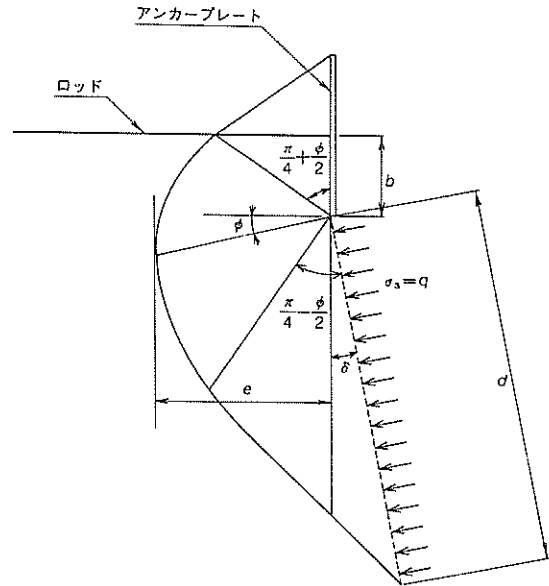


図-4 アンカープレート周りのすべり線⁸⁾

いる。アンカー形状については、アンカープレートの面積を大きく、アンカーロッドを長くすると引抜き抵抗は大きくなるが、それぞれについては限界があるという結果が得られている。また締固め密度については、締固め密度が減少すると引抜き抵抗の増加率が減少し、極限抵抗が明確に表れなくなると述べている。

三浦ら^{19)・20)}は重力場での模型実験を行っている。実験は模型作成時に仮擁壁を固定して多数アンカー式補強土壁を支えておき、模型完成後仮擁壁を徐々に強制変位させて補強土壁の変状を調べるというものである。実験パラメータはアンカープレートの寸法とアンカーロッドの長さである。主要な結果は、裏込め土の崩壊領域がRankineの主働崩壊線によって推定できることと引抜き抵抗を発揮するにはアンカープレートを主働崩壊線よりも外側に設置する必要があるということである。

小野寺ら^{19)・20)}は、各種補強土壁工法(多数アンカー式、テールアルメ式、ジオテキスタイル式)に関する実物大実験を行っている。多数アンカー式について²⁰⁾は、高さ2mのフーチングの上に高さ4mの多数アンカー式補強土壁を構築し、高さ6m、幅5mの補強盛土を造成した。盛立終了後、フーチングを滑动させてフーチングに作用する土圧、地中土圧、アンカーロッドの背面方向への張力分布を測定している。実験の結果、壁面とアンカープレートに挟まれた盛土が一体となったような挙動を示したと述べている。

多数アンカー式補強土壁工法および上述の研究はすべて

陸上での補強土壁工法の適用を目的として行われている。したがって、港湾構造物の施工の際には陸上工事とは異なる特徴を考慮しなくてはならない。具体的には、港湾では水中工事となることもあり、基本的に締固めは行わない方針であること、また、吸出し、施工中の水の流れなどの理由から粒径としては比較的大きな物を用いる必要があることである。本研究では、これらの点について検討する必要がある。また、港湾では基礎地盤に軟弱層が厚く堆積していることが通例であり、十分な対策を取れないことも多い。そのような理由から、本研究では、地盤条件の良悪が補強効果に及ぼす影響についても検討する。

2.2 テールアルメ壁工法

テールアルメ壁工法は、1963年フランス人H.Vidalにより開発された。この工法の特徴は、補強材と土粒子との間に生じる摩擦力によって、砂があたかも粘着力を兼ねた材料であるかのように挙動させることができることである。図-5²¹⁾にテールアルメ補強土壁のイメージを示す。

テールアルメ工法に用いられる補強材のことをストリップと呼ぶが、これは図-6²²⁾に示すような帯鋼のことである。この工法では、開発当初は突起の無いストリップが用いられてきた。しかし、補強効果を高めるために摩擦力を高めることが検討され、鉄筋コンクリートにおける異形棒鋼の適用と同様な考え方から、ストリップの表面に突起を付したリブ付きストリップの開発が行われた。

引抜き試験を実施した場合、ストリップの摩擦特性を表す見かけの摩擦係数 f^* は次式より算出される²³⁾。

$$f^* = \frac{P}{2 \cdot b \cdot \sigma_v \cdot L_c} \quad (2)$$

ここに、

P : ストリップの引抜き力

b : ストリップの幅

σ_v : ストリップより上方にある土などの重量による平均垂直応力

L_c : 摩擦抵抗力に対して有効と見なされるストリップ長である。

見かけの摩擦係数 f^* に影響を与える因子としては、①土の内部摩擦角、②締固めの程度、③ストリップの表面性状、④土かぶり圧、⑤ストリップの引抜き量などがあることが知られている²⁴⁾。また、テールアルメ工法がストリップと地盤材料の摩擦力を期待していることから、ストリップに確実に上載荷重が作用する必要があると考えられるので、ストリップの幅に比べて粒径が大きなものを用い

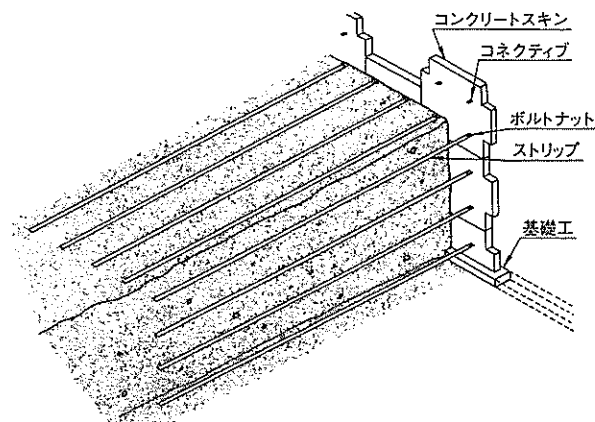


図-5 テールアルメ壁工法の例²¹⁾

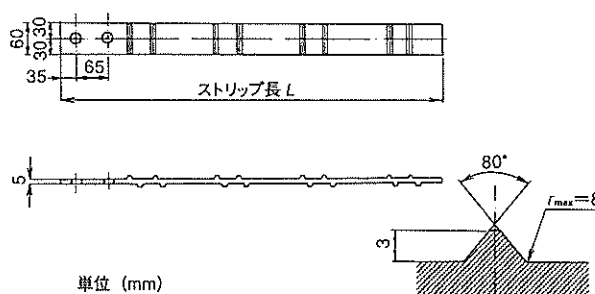
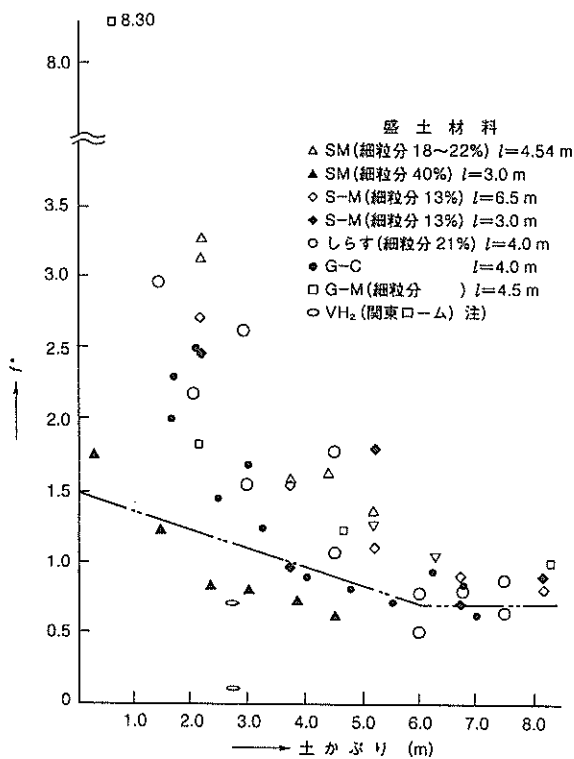


図-6 帯鋼の例²²⁾

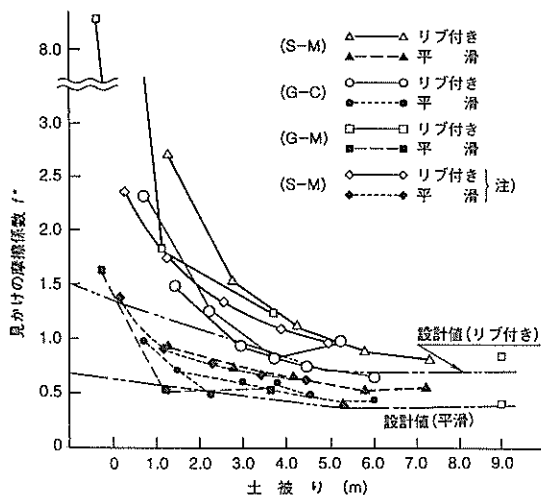
ると問題となることが考えられる。見かけの摩擦係数の考え方に関しては、橋本²³⁾が詳しく述べている。

f^* と土被り深さとの関係を図-7²³⁾、および図-8²³⁾に示す。図-7は、地盤中のリブ付きストリップを強制的に引抜いた実験結果を示したものである。この実験に用いられた材料はほとんどが細粒分を含んでいる。この結果を見るとどの地盤材料であっても土被り厚が増えるにつれて f^* が低下する傾向にあることが分かる。図-7では、土被りが層厚で示されているため分かりにくいのが、鉛直荷重がおおよそ 10 tf/m^2 (土被り厚6m)になると f^* がほぼ一定になる傾向があるようである。図-8はストリップ上のリブの有無が見掛けの摩擦係数に及ぼす影響を調べたものである。図-8の実線はリブ付きストリップの設計のための推奨値であり、破線はリブ無しストリップの設計のための推奨値である。いずれも、土被り6mを境にそれより浅く設置される場合には、土被りが少ないほど摩擦係数が大きく、6m



注) この数値は、補強土壁ではなく、これに隣接するブロック積のなかに実験的にストリップを埋設し、これを引き抜いたものである。

図-7 引抜き試験による f^* ²³⁾



注) これは、建設省土木研究所における室内実験結果を土被りに換算したものである。

図-8 引抜き試験による f^* ²³⁾
(リブ付きと平滑の対比)

より深い場合には、摩擦係数を一定とするようになっている。リブ付きストリップの場合には、土被り6mより深いところでは $f^* = \tan 36^\circ$ で一定としている。また、リブの有無による見かけの摩擦力の違いは土被りが小さいほど大きく、土被りが大きくなるとその差は縮まるものの、土被り

が6mを超えるとどちらもほぼ一定の f^* に収束していくようである。

3. 多数アンカー式補強土ケーソンの遠心模型実験

3.1 概要

まずはじめに、港湾構造物の施工環境に適合する補強材を検討するために引抜き実験を行った。この際、地盤材料としては石材を検討の対象とし、補強材料としては、多数アンカーと帯鋼を検討の対象とした。具体的な実験方法および結果は本報告の付録に述べている。引抜き実験の結果、地盤材料としては、粒調砕石が適していること、補強材としては多数アンカーが適していることが結論付けられた。これを受けて、多数アンカー式補強土壁工法の岸壁および護岸への適用性についてさらに検討することにした。

ここでは、多数アンカーが岸壁の安定性の向上にどの程度寄与するかを遠心模型実験装置を用いて求めることにした。この実験では、特に港湾工事における地盤条件の特徴である軟弱地盤を考慮して、以下の2つの状況を想定した。

- 1) 支持層が強固でケーソンが滑動し、岸壁が変形する状況
- 2) 支持層が軟弱で地盤が支持力破壊をし、岸壁が変形する状況

3.2 実験装置

(1) 土槽

実験に用いた土槽は内寸で、高さ35cm、幅50cm、奥行き10cmの大きさであり、土槽の前面側には実験中の模型の挙動を観察するためのアクリル板が取り付けられている。

(2) ケーソン

ケーソン模型として幅の異なる2種類のものを用いた。いずれのケーソンもアクリル製である。図-9に示す幅の狭いケーソンの模型は、高さ20cm、幅5cm、奥行き9.6cmのもの(以後補強土ケーソンと呼ぶ)である。図-10に示す幅の広いケーソンの模型は、同じ高さと同奥行きで、幅が補強土ケーソンに比べて約3倍の14.8cmのもの(以後通常ケーソンと呼ぶ)である。なお、図-11は前面水深-13.5mのケーソン式岸壁の例であるが、幅の広いケーソンは、比較的大水深の岸壁で用いられるケーソンとして一般的な縦横比を持つものである。ケーソンの重量はケーソン内部に鉛玉を詰めて調整し、ケーソンの全体の平均単位体積重量が 2.0gf/cm^3 となるようにした。

図-12に示すように、補強土ケーソンの背面には、アンカーを設置するための穴が深さ方向に6深度、左右2列で合計12ヶ所あけてある。また土圧計を奥行き方向中央で

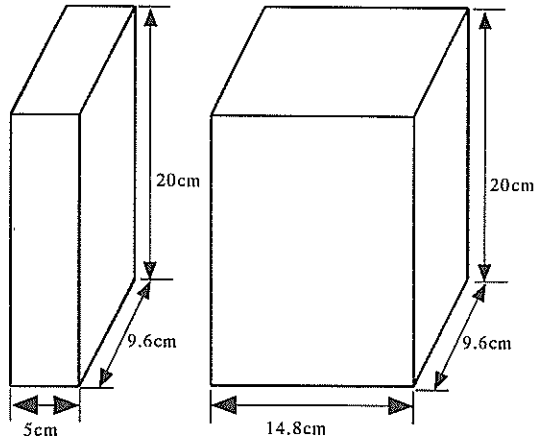


図-9 補強土ケーソン 図-10 通常ケーソン

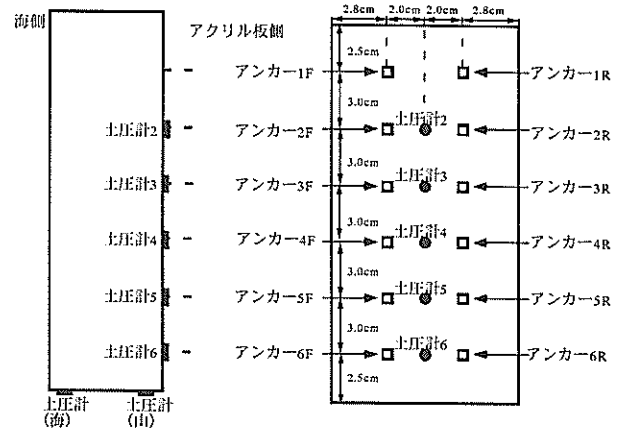


図-12 土圧計とアンカーの設置位置 (U3BU-1の場合)

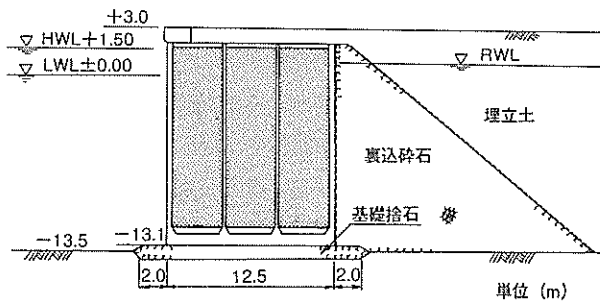


図-11 通常ケーソン式岸壁の例

アンカー設置深度と同じ深度に瞬間接着剤を用いて取り付けた。ただし、アンカー設置深度の最上段(上から2.5cm)には土圧計を取り付けていない。従って、土圧計は5深度に取り付けた。

なお、通常ケーソンでも、土圧を測定するために、補強土ケーソンと同様にケーソン背面の奥行き方向中央の5深度に土圧計を取り付けた。なお、通常ケーソンにはアンカー取り付け用の穴はあいていない。

補強土ケーソン、通常ケーソンともに底面と粘土層とのなじみをよくするためにケーソンの底面にサンドペーパーを貼り付けた。また、側面には砂の進入を防ぐために隙間テープを貼り付けた。

(3) アンカー

アンカーの模型は図-13に示すように3つの部分で構成されている。アンカープレートには、一辺1cmの正方形で厚さ0.2mmの銅板を用いた。アンカープレートの中央部にはアンカーロッドの接合のために穴をあけた。アンカーロッドには、直径0.55mmのピアノ線を用いた。ほとんどの実験では、アンカーロッドの有効長(ケーソン背面からアンカープレートまでの距離)を12cmとした。ゲージ部は

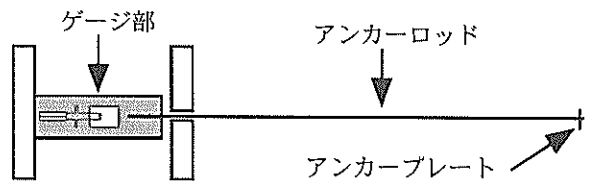


図-13 アンカー各部の名称

アンカーに作用する張力を銅板に貼ったひずみゲージから測定するものである。ゲージを貼る銅板の寸法は、長さ27mm、幅7mm、厚さ1mmである。

アンカーの模型の製作は以下の手順で行った。

- ①アンカーロッドをゲージを貼る銅板にはんだ付けする。
- ②①のアンカーロッドをケーソン背面の穴に通し、ゲージ部として用いる銅板をケーソン内部のアルミ台にエポキシ樹脂系接着剤で接着する。
- ③②の銅板の上面にひずみゲージをアンカー引張方向に1枚貼り、コーティングする。
- ④アンカーロッドの他端をアンカープレートの穴に通す。
- ⑤④のアンカーロッドの端に圧着端子を付け、圧着する。
- ⑥アンカーロッドとアンカープレートをはんだで接合する。

このようにして作成したアンカー模型に貼ったひずみゲージの較正係数を決定するための検定を行った。検定では、アンカープレート側を下にしてアンカープレートに荷重をかけ、その時のひずみゲージの出力を記録した。荷重とひずみの関係はほぼ線形だったので、最小二乗法により近似直線を求め、その直線の傾きを較正係数とした。

先に述べたアンカーの作成方法は改良型である。滑動シリーズ実験の初期段階(初期型)において、アンカーの張力測定について問題が生じた。具体的には以下の2点である。

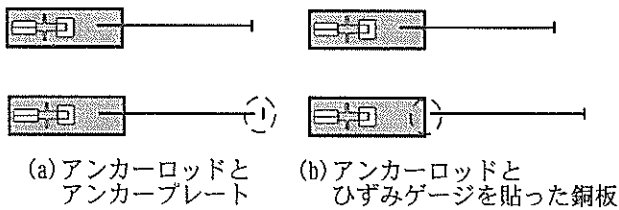


図-14 アンカーの損傷箇所

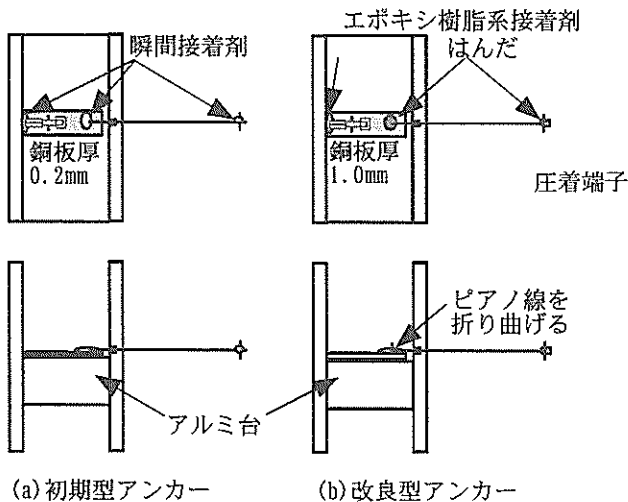


図-15 アンカーの改良箇所

①アンカーロッドとアンカープレート、ひずみゲージを貼ってある銅版のそれぞれの接続部分(図-14(a), (b))が弱いために、実験中にアンカーが損傷する。

②ひずみゲージを貼った銅版の断面剛性の不足により張力の他に曲げモーメントを測定する。すなわち、ケーソンが傾き出すと、アンカーが斜め下方方向に曲げられ、ひずみゲージを貼付した銅版がたわんでしまう。しかも、曲げモーメントは伸びに比べて出力がかなり大きいため、その影響は無視できない。これらのことをふまえて、アンカーの改良を行い、図-15に示すようなものとした。

問題点①については、初期型では、各製品の接着はすべて瞬間接着剤で行っていたことに原因があると考えられた。そこで各部分の接着および接合方法を改良した。具体的には、アンカープレートがアンカーロッドから引抜けないようにアンカーロッドの端部を圧着端子で固定し、アンカープレートとの接着部分をはんだ付けした。一方、アンカーロッドとひずみゲージを貼っている銅版をはんだ付けして接着した。さらに、ひずみゲージを貼った銅版とアルミ台との接着は、瞬間接着剤からエポキシ樹脂系接着剤に変更した。この結果、アンカーの耐荷重は向上し、以後の実験では実験後アンカーの損傷は見られなかった。

問題点②については、初期型では銅版の板厚0.2mmで

あったものを改良型では1.0mmと厚くした。その結果、銅版の断面積は5倍になり測定しているひずみゲージの出力は落ちたが、曲げ剛性が125倍となり曲げひずみの影響は無視できるほど小さくなった。

以上のような状況であったため、結果的には、アンカーの強度が不足する条件で岸壁が大変形する実験も行うことができた。ただし、この場合には、アンカーに作用した張力については信頼できるデータが取れていない。

(4) 土圧計

土圧計にはひずみゲージ式圧力変換器(受圧部の直径6mm, 定格容量2kgf/cm², PS-2KAM193, (株)共和電業製)を用いた。

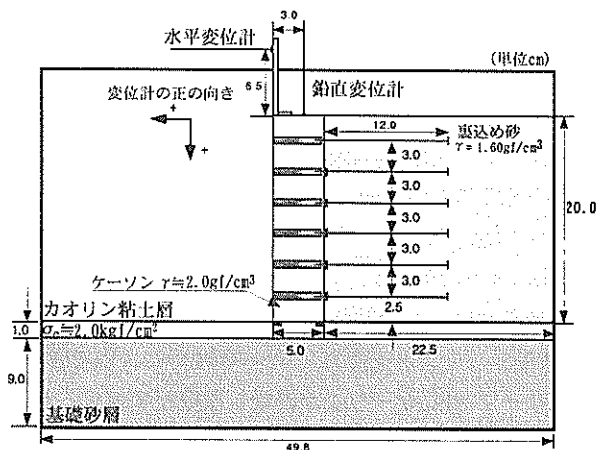
一連の実験の前に土圧計の検定を行った。検定は、水圧による検定と土の上載荷重による検定の二種類を実施した。これらの検定結果を見ると両者の検定結果は大きく異なり、特に土による検定結果は校正係数にばらつきがあるものであった。このような結果になった理由として、土中に土圧計を据え付けることによって、土圧計周囲の土への応力集中が発生し、その影響を受けるため、適切な土圧が測られていない可能性があると考えられる。

本実験での測定項目、測定に用いることのできる器具の制限を考えると、土圧計の測定値からケーソンの壁面に作用する土圧を推定することがどうしても必要である。そのためには、土圧計で測定された値から壁面に作用している土圧を推定することが必要となる。そこで、3.6以降に示す土圧の値は、計測値を補正した値を用いることにした。この補正の基本的な考え方は、

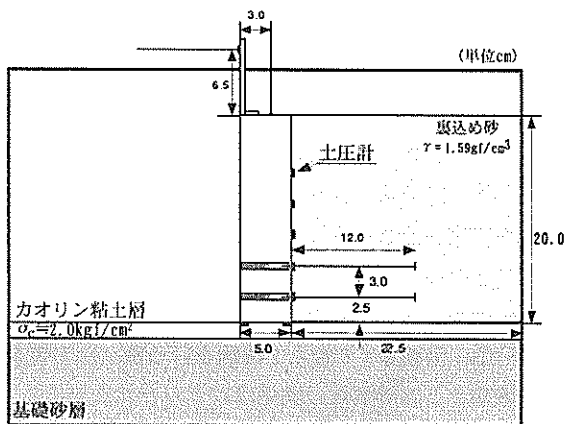
- ①ケーソンの変位が微小である間は、ケーソンに作用する土圧は静止土圧であり、ある一定の土圧係数の土圧が作用している
 - ②ケーソンが変位した場合には、各深度の土圧係数が変化するが、この際にも、初期に発生していた土圧計周囲での応力集中の度合いが変化しない
- ということである。これらの仮定は、かなり強引なものであり、データの取り扱いには十分注意する必要がある。

具体的な補正の手順は以下のようなものである。

- ①滑動シリーズの実験において、水平変位量の小さい範囲で、加速度と各土圧計の関係を図示し、近似直線を引く。
- ②ケーソンの水平変位が微小な範囲では静止土圧状態であると仮定し、①の近似直線の傾きが土圧係数 $K_0=0.40$ となるように校正係数を決定する。なお、この静止土圧係数は大河内ら²⁹⁾による豊浦砂の K_0 圧密特性に関する研究結果によった。
- ③②で決まった校正係数をもとのデータに乗じる。



(a) U3SU-1の場合



(b) U1SU-1の場合

図-16 模型地盤模式図 (滑动シリーズ)

さらに、計測システムに含まれるノイズを除去し、加速度の増加に伴う土圧の変化の傾向を捉えるために平滑化を行った。平滑化は、5点間の移動平均を取る方法による。

(5) 変位計

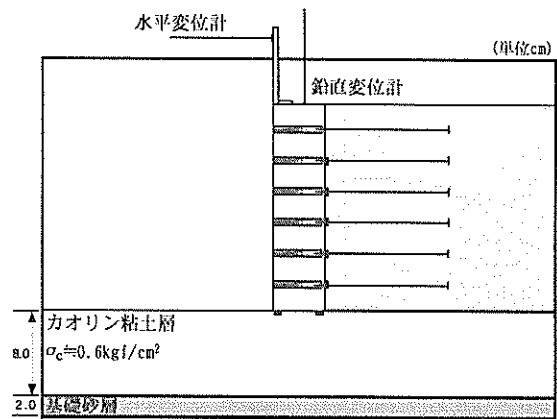
水平変位、鉛直変位の測定には容量100mm、最小読み取り値0.01mmの差動トランス式変位変換器を用いた。

(6) 遠心装置

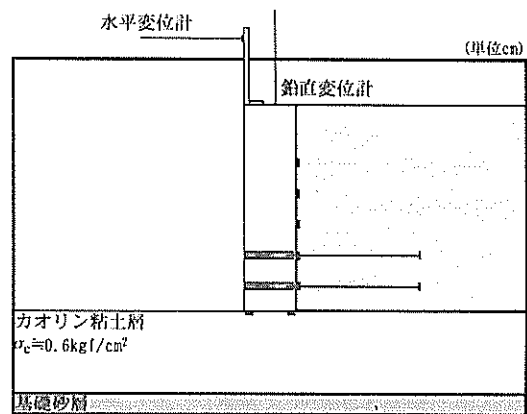
遠心模型実験装置としては港湾技術研究所の新遠心模型実験装置(MARK II)を用いた。最大遠心加速度113g、最大有効半径3.8m、最大搭載質量2,760kgである。遠心模型実験装置についての詳細は北詰²⁶⁾またはKitazume and Miyajima²⁷⁾を参照していただきたい。

3.3 模型地盤の作成

模型の概略は図-16、図-17に示すようなものである。基礎地盤はいずれの実験でも二層地盤であり、下層が砂層で上層が粘土層である。また、ケーソン背後の裏込め層は砂層とした。模型地盤は、①基礎地盤、②ケーソンの設置、



(a) U3BU-1の場合



(b) U1BU-1の場合

図-17 模型地盤模式図 (支持力シリーズ)

表-2 砂と粘土の物理特性

豊浦砂		混合カオリン粘土		
土粒子の密度 (g/cm ³)	ρ_s	2.652	液性限界 w_p	30%
最大間隙比	e_{max}	0.992	塑性限界 w_L	69%
最小間隙比	e_{min}	0.624	塑性指数 I_p	39

③裏込め層の順で作成した。砂層には豊浦砂を用いた。粘土層にはASP100と5Mカオリンの2種類のカオリンを1:1の配合で混合したものを用いた。豊浦砂および混合カオリン粘土の物理特性を表-2に示す。

基礎地盤の下層砂層の作成では、乾燥した豊浦砂に約20%の水を加え、相対密度約70%になるように棒で突き固め、密な地盤を作った。砂層の上面にはろ紙をしいた。上層粘土層には混合するカオリンの乾燥重量の約1.2倍の水を加え、約3時間真空状態で攪拌して作成した混合粘土を用いた。攪拌した混合カオリン粘土を土槽に投入する際には、空気が入らないように注意した。粘土を所定の層厚に敷き均した後、上面にろ紙をしき、その上に載荷板を設置した。圧密荷重はペロフラムシリンダーを用いて載荷し

表-3 砂層と粘土層の設定値

		滑動シリーズ	支持力シリーズ
砂層	層厚(cm)	9.0	2.0
	相対密度	70%	
粘土層	層厚(cm)	1.0	8.0
	圧密圧力(kgf/cm ²)	2.0	0.6

た。圧密では、各圧密段階で一次圧密の終了を確認して次段階に進み、所定の圧密圧力になるまでこれを繰り返した。

なお、3.5の実験条件の節でも述べるが、今回の実験では基礎地盤として2種類のものを想定した。それぞれの基礎地盤について、砂層の層厚と相対密度および粘土層の層厚と圧密圧力の設定値を表-3に示す。

基礎地盤作成後、粘土層上面の所定の位置にケーソンを設置した。アンカー付きのケーソンの場合は、あらかじめアンカーを取り付けた状態で設置した。裏込め層は、気乾状態の豊浦砂を約30cmの高さから空中落下することにより作成した。アンカーがある場合、ケーソン設置時にアンカープレートでアンカーロッドが下向きにたわむので、アンカー設置深度まで砂を投入したら、アンカーロッドが水平になるように調整した。なお、支持力シリーズでは、裏込め層の挙動を観察するために、アンカーの設置深度ごとに赤く着色した砂で水平線を引いた。裏込め層の単位体積重量は1.54~1.60gf/cm³であった。

3.4 載荷方法と計測方法

遠心模型実験装置に土槽とカウンターバランスを搭載し、最大100gまで徐々に遠心加速度を増加させた。破壊を確認もしくは100gまで到達した後、遠心加速度を減少させ、1g場に戻した後に模型地盤の状況を観察した。

実験中の測定項目は、遠心加速度、ケーソンの水平及び鉛直変位、ケーソンに作用する土圧、アンカー張力である。ケーソンの水平変位はケーソン下端から26.5cmの高さで、鉛直変位は通常ケーソン、補強土ケーソンともそれぞれケーソン上部の左端から7.4cm、3.0cmの位置で測定した。補強土ケーソンの場合のケーソンの水平変位、鉛直変位の測定位置を図-16に示す。測定間隔は遠心加速度が約1g増加する毎に行うようにした。

また、実験中の模型の挙動を模型正面及び上面からビデオカメラで撮影録画した。ケーソン前面から約4~5cm離れた位置には、破壊時の裏込め層に発生するすべり線を録画及び観察できるように、アクリル製のストッパーを設置し、ケーソンが大変位するのをおさえた。

3.5 実験条件

この実験では、アンカーで補強されたケーソンの挙動が地盤条件やアンカーの設置割合によってどのように変化するかを見るのが目的である。そこで、基礎地盤の強度、ケーソン幅、アンカーの設置割合(本数)をパラメータとして、表-4に示すように11通り16ケースの実験を行った。

実験条件は、基礎地盤の粘土層厚および強度の違いから、滑動シリーズと支持力シリーズの2つに大別できる。滑動シリーズでは、ケーソンが滑動し岸壁が変形するときのケーソン幅の影響とアンカーの効果を見るために、図-16のように基礎地盤の粘土層を薄く、かつ強固にした。基礎地盤に粘土層を設けた理由は、基礎地盤が砂層のみでは遠心加速度を増加させても構造物は破壊しないからである。支持力シリーズでは、地盤が支持力不足で破壊し岸壁が変形するときのケーソン幅の影響とアンカーの効果を見るために、図-17のように粘土層を厚く、かつ軟弱にした。模型地盤の緒元を表-5に示す。

それぞれのシリーズでは、ケーソンの種類(通常ケーソン、補強土ケーソン)、アンカーの設置割合(無補強、下1/3、下2/3、全補強)を変えて実験を行った。なおアンカーの設置割合と設置本数の関係は以下のとおりである。「下1/3」はアンカーが4本(ケーソンの上から5段目と6段目の2段、前後2列)、「下2/3」はアンカーが8本(上から3~6段目の4段、前後2列)、「全補強」はアンカーが12本(1~6段目の6段、前後2列)である。

滑動シリーズの初期には、3.2のアンカー模型作成のところで述べたように、アンカーの強度の小さい初期型アンカーを用いた実験ケースがある。そこでアンカー付き補強土ケーソンの実験は、初期型アンカーを用いたケースと改良型アンカーを用いたケースをそれぞれ1回ずつ行った。

支持力シリーズでは、アンカーロッドの長さの影響を調べるために、全補強でアンカーロッドの有効長が通常の1.5倍(18cm)の実験も行った。なお、支持力シリーズではすべて改良型アンカーを用いた。

3.6 実験結果

(1) 滑動シリーズ

図-18に破壊時の遠心加速度 G_y とアンカーの本数の関係を示す。なお、ケーソンが大変位したときを破壊と定義した。破壊と安定状態とは、撮影していた映像からはっきり区別することができた。通常ケーソンのケース(C0SU-1)では、遠心加速度増加中に鉛直変位計の取付治具が屈折し、ケーソンを押さえつけたため、破壊に至る前に遠心加

表-4 実験条件

(1) 滑動シリーズ

実験ケース名	ケーソン幅 (cm)	アンカプレート設置割合	アンカ長 (cm)	地盤状態	排水条件	破壊時加速度 (g)	備考	
C0SU-1	14.8	0	12	強固	非排水	(73)	治具破壊により終了	
U0SU-1						15		
U1SU-1						35	初期型アンカー	
U1SU-2		1/3				62	改良型アンカー	
U2SU-1						2/3	47	初期型アンカー
U2SU-2							-	改良型アンカー, 100gで破壊せず*
U3SU-1		3/3				40	初期型アンカー, 張力測定前側のみ	
U3SU-2						72	初期型アンカー	
U3SU-3						-	改良型アンカー, 100gで破壊せず*	

(2) 支持カシリーズ

実験ケース名	ケーソン幅 (cm)	アンカプレート設置割合	アンカ長 (cm)	地盤状態	排水条件	破壊時加速度 (g)	備考
C0BU-1	14.8	0	12	強固	非排水	11	
U0BU-1						8	
U1BU-1						18	改良型アンカー
U2BU-1		2/3				20	"
U2BU-2						21	"
U3BU-1		3/3				20	"
U3BU-L1						18	27

*実験ケース名

1文字目 2文字目 3文字目 4文字目
 ケーソンの種類 アンカーの割合 実験シリーズ 排水条件
 C: 通常ケーソン 0: アンカー無し S: 滑動シリーズ U: 非排水条件
 U: 補強土ケーソン 1: 下1/3 B: 支持カシリーズ
 2: 下2/3
 3: 下3/3(全補強)

表-5 模型地盤緒元

(1) 滑動シリーズ

実験名	砂層			粘土層			裏込め砂層		ケーソン			実験後粘土含水比		
	層厚 cm	含水比 %	γ_t gf/cm ³	層厚 cm	含水比 %	γ_t gf/cm ³	気乾重量 kgf	γ_d gf/cm ³	体積 cm ³	重量 kgf	平均単位 体積重量 gf/cm ³	海側 %	ケーソン直下 %	裏込め砂層 %
C0SU-1	15.0	21.3	1.80	1.1	76.0	1.67	5.38	1.54	2960	5.68	1.92	62.0	50.4	55.6
U0SU-1	9.0	21.9	1.84	1.1	76.9	1.82	7.03	1.56	960	1.90	1.98	56.7	53.6	56.4
U1SU-1	15.0	21.7	1.83	1.0	61.9	1.92	7.14	1.59	960	1.94	2.02	57.4	50.6	57.4
U1SU-2	9.0	21.3	1.84	1.2	54.8	1.76	7.06	1.57	960	1.92	2.00	54.5	48.8	52.4
U2SU-1	9.0	21.8	1.69	1.1	76.5	1.70	7.09	1.58	960	1.92	2.00	56.1	51.2	53.5
U3SU-1	1.0	22.3	2.03	1.1	-*	1.65	7.66	1.60	960	1.90	1.98	-*	-*	-*
U3SU-2	9.0	21.9	1.87	1.0	62.5	2.00	7.08	1.57	960	1.94	2.02	53.3	58.3	56.6
U3SU-3	9.0	22.3	1.82	1.1	61.0	1.53	6.99	1.55	960	1.92	2.00	56.9	46.7	51.4

(2) 支持カシリーズ

実験名	砂層			粘土層			裏込め砂層		ケーソン			実験後粘土含水比			
	層厚 cm	含水比 %	γ_t gf/cm ³	層厚 cm	含水比 %	γ_t gf/cm ³	気乾重量 kgf	γ_d gf/cm ³	体積 cm ³	重量 kgf	平均単位 体積重量 gf/cm ³	海側 %	ケーソン直下 %	裏込め層 (沈下部) %	裏込め層 %
C0BU-1	2.0	21.8	1.96	9.0	67.1	1.52	5.51	1.58	2960	5.88	1.99	56.1	56.0	-**	58.9
U0BU-1	2.0	21.9	1.71	-*	69.7	1.88	7.08	1.57	960	1.90	1.98	56.8	53.3	-**	53.0
U1BU-1	2.0	21.8	1.73	-*	57.1	1.66	7.11	1.58	960	1.91	1.99	58.1	54.0	-**	53.4
U2BU-1	2.0	21.8	2.00	9.3	68.6	1.66	7.06	1.57	960	1.93	2.01	58.6	55.6	55.2	56.0
U2BU-2	2.0	21.9	1.95	9.4	64.3	1.59	7.06	1.57	960	1.92	2.00	60.0	56.3	53.1	55.6
U3BU-1	2.0	21.9	1.91	9.3	70.0	1.60	7.09	1.57	960	1.92	2.00	58.6	53.3	56.7	54.6
U3BU-L1	2.0	21.7	1.87	8.3	63.5	1.60	8.64	1.57	960	1.92	2.00	59.0	53.7	-*	56.0

-* : 計測していない

-** : 該当なし

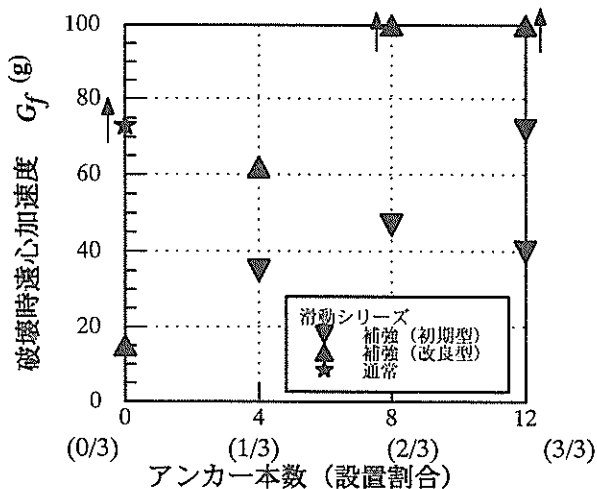


図-18 破壊時の遠心加速度とアンカー本数の関係 (滑動シリーズ)

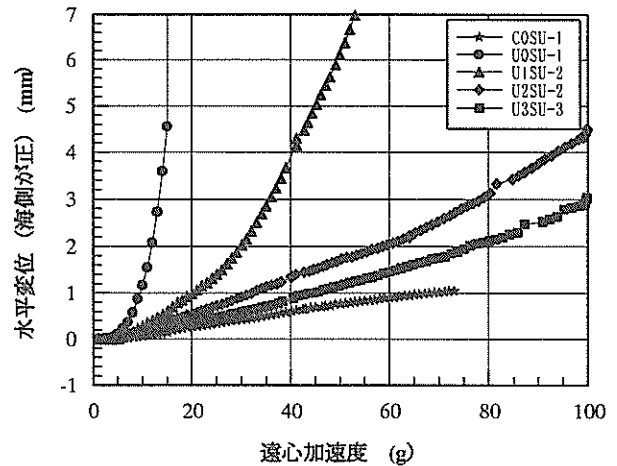


図-19 水平変位と遠心加速度の関係 (滑動シリーズ)

速度を減少させた。補強土ケーソンのケースについてはアンカーの改良前と改良後の結果を示している。

図-18の結果から、アンカーを設置した場合はアンカーの品質に関わらずアンカーの設置本数の増加とともにケーソンの安定性が増しているのがわかる。アンカーの強度が十分にある場合には、アンカーの設置割合が下2/3になった段階ですでに G_f が無補強の場合の6倍以上となっており、アンカーの補強効果が極めて大きいことが伺える。無補強の場合(U0SU-1)、 G_f は約15gであり、これは実物スケールではケーソンの高さが約3mに相当するものである。これが下2/3のアンカー補強によって同じ縦横比の18mの高さのケーソンでも壊れなくなったことを意味している。なお、アンカーの強度が十分でない場合の G_f は、アンカーの強度が十分な場合より小さくなった。

図-19にケーソンの水平変位と遠心加速度の関係を、図-20に鉛直変位と遠心加速度の関係を示す。測定位置は図-16に示すように、水平変位はケーソン下端より26.5cmの高さで、鉛直変位は通常ケーソンはケーソン上部の左端から7.4cmで、補強土ケーソンは3.0cmの位置である。変位の符号は、図-16(a)に示す矢印の向きを正とした。通常ケーソンのケースでは、先に述べたように、鉛直変位計の取付治具が壊れたため約73gで遠心加速度の増加を止めた。この時、映像で見る限りまだ破壊していなかった。このようなことから、水平変位の測定値は73gまでを示した。ただし、鉛直変位の測定値には取付治具の破壊に至る前の治具自身の変位も含まれているので、図-20には測定値を示していない。

図-19と図-20を見ると、鉛直変位と遠心加速度の関係については、それぞれの実験ケースであまり挙動に差が

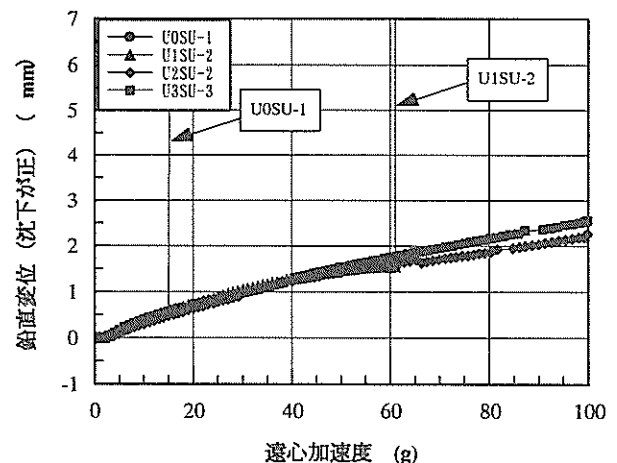


図-20 鉛直変位と遠心加速度の関係 (滑動シリーズ)

無いが、水平変位については、通常ケーソンの水平変位量ももっとも小さく、補強土ケーソンの中では、アンカーの設置割合が大きくなるほど水平変位が小さくなる傾向にあることが分かる。

変位の傾向を詳しく見るために、図-21に補強土ケーソンの実験で実測した水平変位と鉛直変位の関係を示す。図-21を見ると、補強の割合の違いによってケーソンの水平変位と鉛直変位の関係に大きく差があることが分かる。すなわち、補強割合の小さなものほど水平変位が卓越する傾向にある。また、いずれの実験においても鉛直変位と水平変位の関係は、下に凸な曲線となっている。

さて、ケーソンの移動には、水平移動、鉛直移動、回転移動の成分を含んでいる。ところが実験で測定している変位は水平変位が1ヶ所、鉛直変位が1ヶ所の計2ヶ所であり、これらのみではケーソンの動きを完全に捉えることはでき

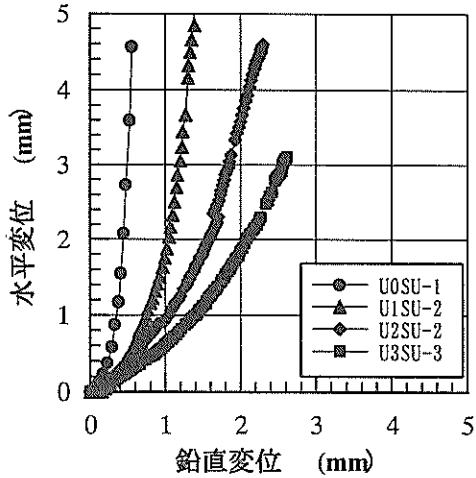


図-21 水平変位と鉛直変位の関係 (滑動シリーズ)

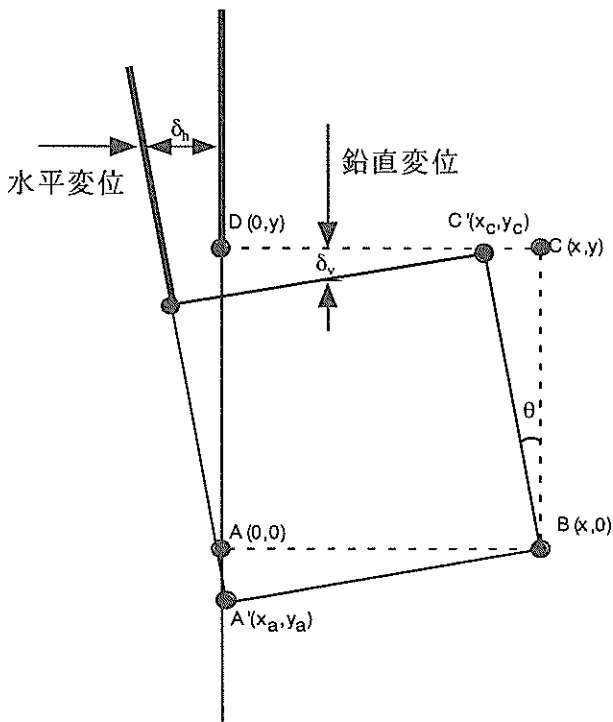


図-22 ケーソンが回転したときの変位

ない。そこで、測定している鉛直変位、水平変位に及ぼす回転の影響を検討する。ケーソン下端の前趾から水平方向に b だけ離れた点を中心と角度 θ 回転した場合の水平変位量と鉛直変位量は、幅5cmの補強土ケーソンの場合次式の関係になる。図-22には後趾を中心に回転した場合の変位の測定の状況を示す。

$$\text{水平変位 } \delta_h = \tan\theta * (h' + b \sin\theta) - b(1 - \cos\theta) \quad (3)$$

$$\text{鉛直変位 } \delta_v = -\tan\theta * (b' - b + 20 \sin\theta) + h(1 - \cos\theta) \quad (4)$$

ここで、

- b : 前趾から回転中心までの水平距離
- b' : 前趾から鉛直変位を測っている点までの水平距離
- h : ケーソンの高さ
- h' : 水平変位を測っている位置のケーソン下端からの距離

である。

これらの式を用いて、簡単な計算をすると、ケーソンが 1° 傾いたときの δ_v は $-0.6\text{mm} \sim 0.3\text{mm}$ の範囲にあり、 δ_h はおよそ 4.6mm となる。このように、回転による鉛直変位の変化はほとんど無く、水平変位の変化だけが大きいことが分かる。すなわち、ケーソンが回転していた場合には、回転が無い場合に比べて、鉛直変位の違いはほとんどないが、水平変位が大きく現れる傾向にある。

実験での破壊の様子を見ると、無補強と下1/3補強の場合には、最終的にはケーソンは転倒している。また、下2/3補強と全補強の場合には、ケーソンは転倒しなかった。さらに、録画ビデオで破壊前のケーソンの動きを観察したところ、無補強と下1/3補強の場合には、ケーソンが回転して図-22に示したような前趾が粘土層にめり込むような動きがかなり大きく、前趾が水平方向に移動した量はほとんど無かった。一方、下2/3と全補強では、ほとんど回転挙動をしていなかった。

以上のことから、定量的な議論は難しいものの、図-21において水平変位の卓越の程度の違いは、ケーソンの回転のしやすさの違いも含んでいるものと思われる。すなわち、アンカーによる補強割合が増えるにつれて、ケーソンは回転しにくくなったようである。なお、通常ケーソンの実験では、変位計の不具合により鉛直変位がうまく測れていないが、図-20などの結果から、他のケーソンとほぼ同じような鉛直変位であったと仮定すると通常ケーソンの鉛直変位と水平変位の関係は全補強のケースとほとんど同じであったことが想像される。

図-23にケーソン背面全体に作用する土圧の合力と遠心加速度の関係を示す。ここで、土圧合力は、土圧の各測定値がその深度の代表的な値であると考えて台形積分して求めたものである。なお、この際、地表面の土圧は0であるとし、ケーソン下端に作用している土圧はもっとも深い深度(17.5cm)で測定した土圧と等しいものとした。積分のもととなる土圧の値は、実測値をもとに3.2で述べた補正と平滑化を行ったものを用いている。図-23から、通常ケーソンの場合、15-20gでいったん土圧合力が減少するが再び増加したのがわかる。また、補強土ケーソンの場合、アンカーの本数に関わらず15gまで土圧合力はほぼ同じだが、その後アンカーの本数が多い方が土圧合力は大きくなっていった。

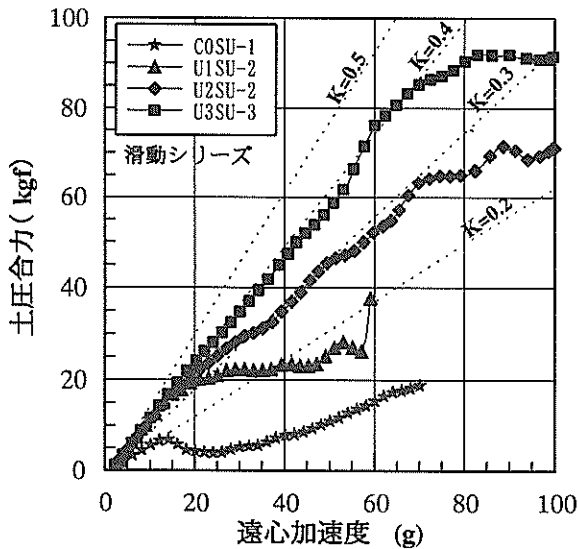


図-23 土圧合力と遠心加速度の関係 (滑動シリーズ)

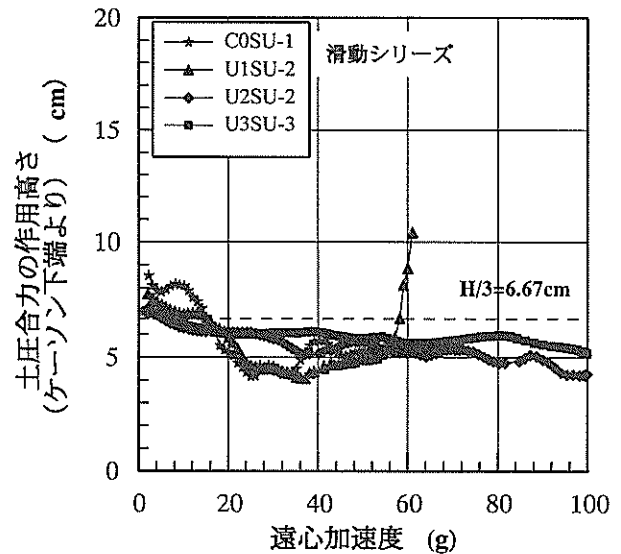


図-25 土圧合力の作用高さ(ケーソン下端より)と遠心加速度の関係 (滑動シリーズ)

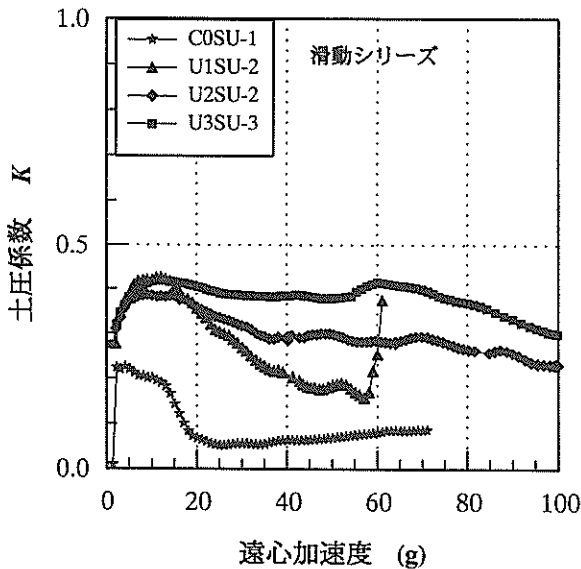


図-24 土圧係数と遠心加速度の関係 (滑動シリーズ)

今回の実験手法では、土圧そのものではなく、土圧係数が地盤の状態を表していると考えて良い。そこで図-24に、縦軸を土圧係数 K にした図を示す。ここでいう土圧係数 K とは、次式に示す通り、ケーソン全体の平均的な土圧係数のことで、ケーソンに作用している土圧合力とケーソン背面の鉛直荷重の積分値との比である。

$$K = \frac{P_H}{\frac{1}{2}\gamma_s g H^2} \quad (5)$$

ここで、

P_H : ケーソンに作用する土圧合力

H : ケーソンの高さ

γ_s : 1g場での土の単位体積重量

g : 遠心加速度

である。

図-24を見ると下1/3補強のU1SU-2では15g付近まで土圧係数 K は一定であるが、その後減少し破壊に至っている。下2/3補強のU2SU-2でも同じく15g以降土圧係数 K は減少しているが、その減少量は小さい。全補強したU3SU-3では60g付近まで土圧係数 K が一定であり、その後緩やかに減少している。この結果から、アンカーの本数が増えるほど、大きな遠心加速度まで土圧係数 K は一定であり、土圧状態が静止状態からの変化が少なく、安定しているといえる。

図-25に土圧合力の作用高さ(ケーソン下端より)と遠心加速度の関係を示す。図-25に示されるように、遠心加速度が小さいときには土圧合力の作用高さが、ケーソンの高さの1/3よりわずかに高いが、遠心加速度が大きくなるにつれて作用高さが徐々に低くなっていく傾向にある。すなわち、土圧合力の作用高さは、変位の進行に従って少し下がる傾向にあるようである。

土圧分布の変化をさらに詳しく見るために、図-26に遠心加速度が5, 10, 20, 50, 100g時の土圧係数 K_z の深度分布を示す。

ここで、土圧係数 K_z は次式に示すとおりである。

$$K_z = \frac{p_z}{\gamma \cdot z} \quad (6)$$

ここで、

p_z : z の深さで測定した土圧

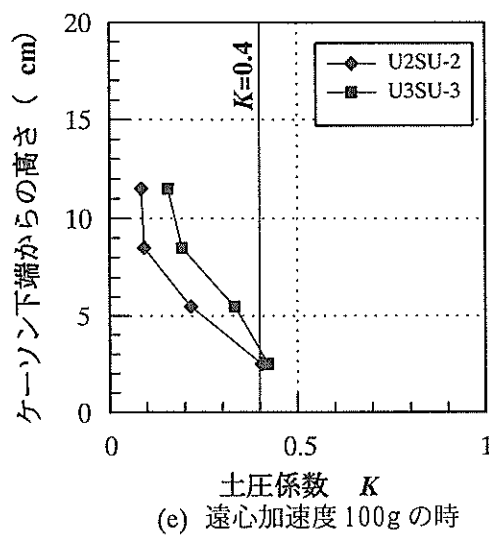
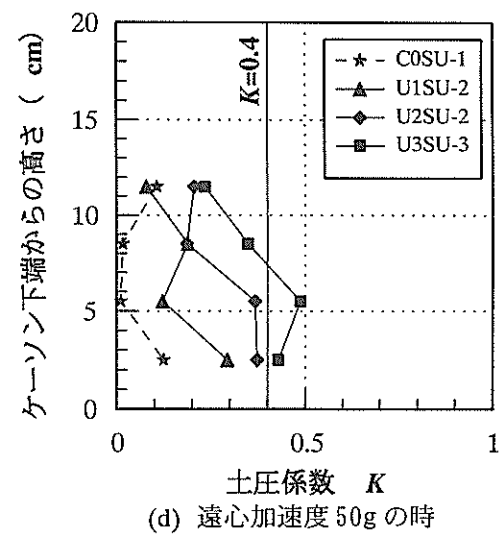
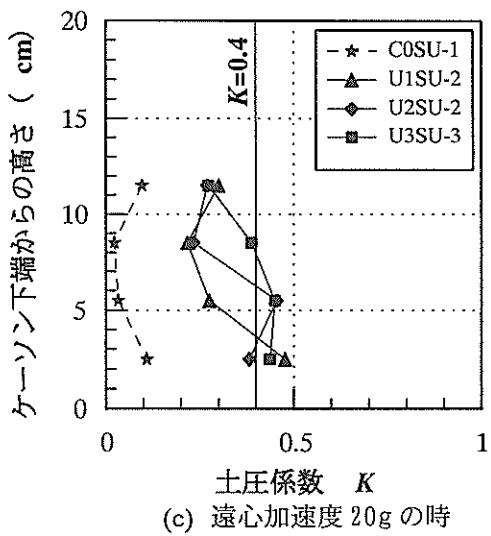
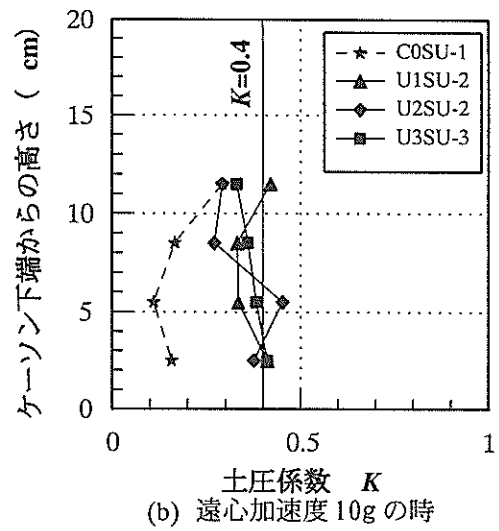
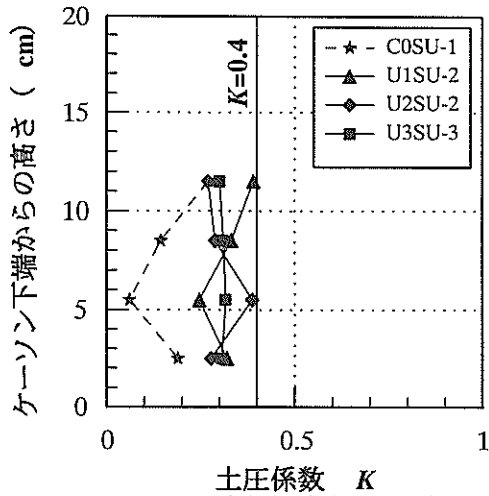


図-26 土圧係数の深度分布 (滑動シリーズ)

γ : 単位体積重量

z : 深さ

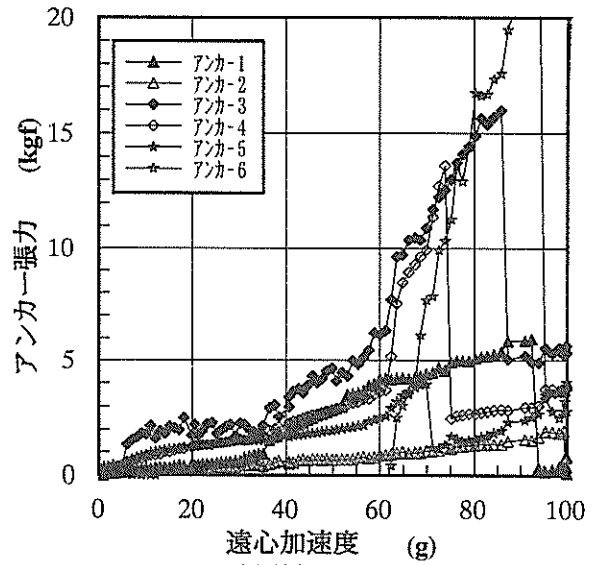
である。

通常ケーソンではほぼ全部の深度で土圧係数 K_2 が遠心加速度の小さいうちから低下する傾向があるが、補強土ケーソンでは、遠心加速度の小さいうち土圧係数 K_2 の変化が少ないことが分かる。また、通常ケーソンでは、下部の土圧係数 K_2 が先に低下しているが、補強土ケーソンでは、上部から土圧係数 K_2 が低下する傾向が明らかである。補強土ケーソンの土圧について比較すると、下1/3補強のケース(U1SU-1)と全補強のケース(U3SU-3)を比較すると10g場ではともに深度方向に土圧係数 K_2 はほぼ一定であるが、50g場で下1/3補強のケースは全補強のケースに比べて全体的に土圧係数 K_2 が低下しており、特に中段から上での土圧係数 K_2 の低下が目立つ。このように、アンカーを下1/3しか設置していないU1SU-1では、アンカーを下2/3に設置した場合(U2SU-2)や全深度に設置した場合(U3SU-3)に比べて、早い段階で裏込め層上部が主働化していることが分かる。

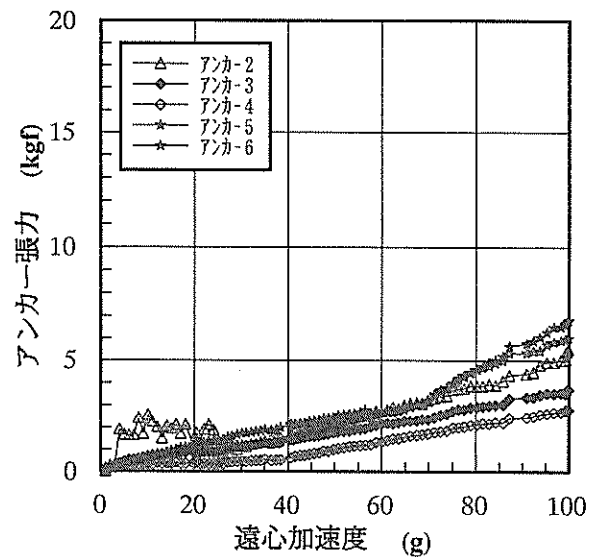
アンカーを全段設置したケース(U3SU-3)のアンカー張力と遠心加速度の関係を図-27に示す。ここでは、図-12に示したように、アクリル板側を前側アンカー(F)と呼び、その反対側を後側アンカー(R)としている。なお、アンカーの番号は浅いほうから順に振ってある。図-27(a)が前側アンカー張力を、図-27(b)が後側アンカー張力を示している。なお、このケースでは、後側の最上段のアンカー(アンカー1)については張力を測定できなかった。

図-27を見ると、後側のアンカー張力は加速度の増加に対してほぼ一定の割合で増加しているが、前側のアンカー3やアンカー4、アンカー6では、60g以降急激に増加していることがわかる。図に示した以外のケースでも前後のアンカーで値がばらついているものが多かった。この原因としては、基礎地盤の上にケーソンを設置するときのケーソン奥行き方向のズレや、裏込めを投入する段階での、前側と後側でのプレート位置のズレなどが考えられる。これら1g場で模型をセットした時の微妙なアンバランスが遠心場では拡大されるために、アンカーの効きに差が出たことが考えられる。

以上のようなアンカーごとの条件のほかに、ケーソンの変形モードも合わせて考えると、アンカーの張力はいっせいに効くわけではないと考えられるので、すべてのアンカーが極限引抜き抵抗力を発揮する状況でケーソンが大変位するわけではないことがわかる。このような現象は、程度の差はあれ、実際の問題でも起こると考えられ、補強土



(a) 前側アンカー



(b) 後側アンカー

図-27 アンカー張力と遠心加速度の関係 (U3SU-3)

壁工法の設計を考える場合、アンカーが同時に極限抵抗力を発揮するという状況を考えるべきではないと思われる。

(2) 支持カシリーズ

図-28に支持カシリーズでの破壊時の遠心加速度 G_f とアンカー本数の関係を示す。支持カシリーズでは滑動シリーズと違い、全般的に非常に小さい G_f で破壊が生じている。補強土ケーソンの無補強のケース(U0BU-1)は通常ケーソンのケースに比べてやや小さい遠心加速度で破壊に至っているが、その差は比較的小さなものとなっている。一方、補強土ケーソンでアンカーを設置したケースでは G_f は増加した。下2/3補強のケースでは破壊時の G_f が無補強のケースに比べて約3倍増加している。通常ケーソンの G_f

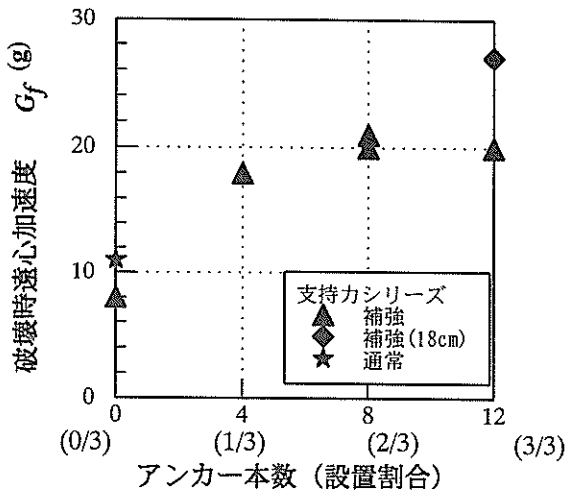


図-28 破壊時の遠心加速度とアンカー本数の関係 (支持力シリーズ)

が無補強の場合と比べてあまり差が無かったこともあり、補強によって堤体の安定性が著しく上がったことがわかる。しかし、補強が下2/3以上になると G_f は頭打ちとなった。そこで、全補強の状態アンカーロードの有効長を1.5倍としたケース(U3BU-L1)を実施したところ、U3BU-1に比べて G_f が増加した。これらのことより、基礎地盤が軟弱で地盤が支持力破壊する恐れがある場合には、アンカーの設置割合だけでなく、アンカーロードの有効長がケーソン安定性を高めるための一要因となると考えられる。

図-29にケーソンの水平変位と遠心加速度の関係を、図-30に鉛直変位と遠心加速度の関係を示す。ケーソンの変位の測定位置は滑動シリーズと同じである。これらの図を見ると、遠心加速度が小さいところでは、実験ケースによらず、鉛直変位、水平変位とも遠心加速度に対してほぼ同じように増加していき、破壊が近づくと急速に変位が増大することが分かる。また、U2BU-2は下2/3補強の場合の実験結果で、U3BU-1は全補強された場合の実験結果である。この二つのケースでは、図-28に示したように破壊加速度が等しいが、単にそればかりでなく、図-29、図-30から、遠心加速度と水平変位、鉛直変位の関係ともほぼ等しい結果となっていることがわかる。これらの様子からすると、この二つのケースの補強効果はほとんど等しかったものと考えられる。また、U3BU-L1は全補強でアンカー長が18cmのものであるが、この場合には、ほかのケースに比べて、同じ遠心加速度での変位量が小さくなる傾向にある。これらのことは、マクロに見た補強効果として、アンカー長が12cmの場合には、下2/3だけすればそれで飽和状態となっており、3/3の補強をしてもあまり意味が無

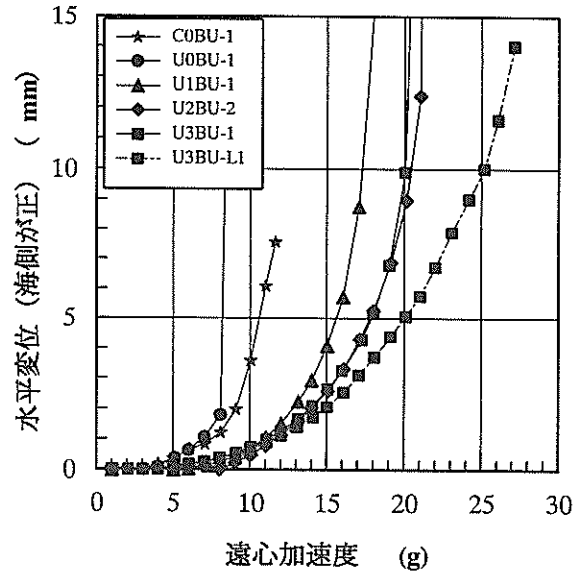


図-29 水平変位と遠心加速度の関係 (支持力シリーズ)

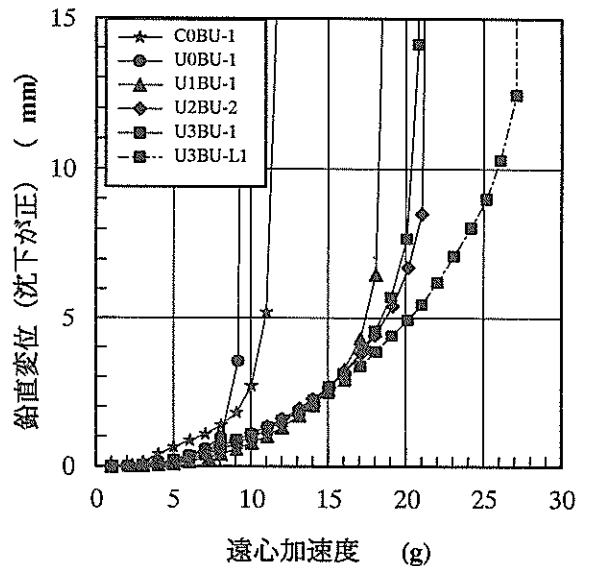


図-30 鉛直変位と遠心加速度の関係 (支持力シリーズ)

かったことを意味している。ただし、3/3補強であってもアンカー長を長くすることにより補強効果を高めることができる。

図-31は、変位が比較的小さい範囲での鉛直変位と水平変位との関係を示したものである。無補強のケースでやや水平変位が大きくなるような傾向が見られる。補強の程度によって水平変位と鉛直変位の関係に大きな差があるといった図-21のような傾向には無い。また、水平変位と鉛直変位の増加量の比 δ_h/δ_v が滑動シリーズほど大きくないことから、支持力シリーズでのケーソンの挙動は回転移動よりも水平移動および鉛直沈下の方が主であると考えられ

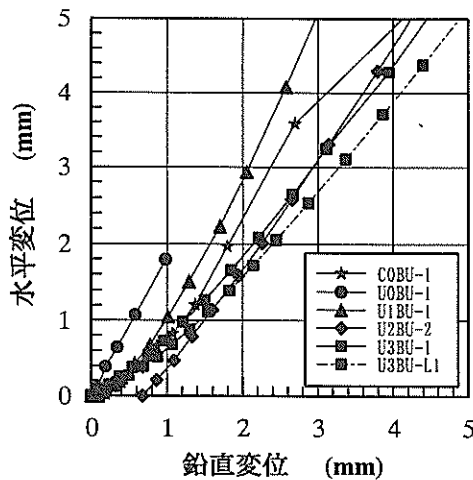


図-31 水平変位と鉛直変位の関係 (支持カシリーズ)

る。これは、特に鉛直変位が大きかったことの表れではないかと考えられる。

支持カシリーズでのケーソンの動きも録画ビデオで観察した。その結果、構造物の変形モードを3つのタイプに分けることができた。図-32にケーソンの動きの模式図を示す。通常ケーソン(図-32(a), COBU-1)には、遠心加速度の増加とともに、ケーソンの上部が海側に少し傾いた。しかしながら、さらに遠心加速度が増加すると、ケーソンの後趾が粘土層に潜り込み、最終的にケーソンは山側に傾いたところで止まった。補強土ケーソンで無補強および下1/3補強の場合(図-32(c), U0BU-1およびU1BU-1)には、滑動シリーズ同様、前趾が粘土層にめり込みながら傾き、そのままトッパーにあたるまでケーソン上部が海側に傾いた。補強土ケーソンで下2/3以上補強の場合(図-32(b), U2BU-2, U3BU-1, U3BU-L1)には、ケーソンは(c)とは異なった挙動を示した。はじめ前趾が粘土層にめり込むが、その後さらに遠心加速度が増加すると、アンカープレートを設置した付近の裏込めと一体となってすべりを生じた。ケーソンは破壊時にも傾きが大きくなるような挙動はしなかった。また、堤体部分の基礎の粘土地盤が下がるだけでなく、背後部分も含めて沈下していた。(b)と(c)とのこのような破壊パターンの違いは、補強効果の違いの現れであると考えられる。特に、(b)のように、ケーソンの回転がほとんどなく、ケーソンの背面に至るまで沈下が生じたのは、ケーソン背後の地盤がケーソンと一体化して動いたことの現れであると考えられる。このようなケーソンとの一体化は下1/3の補強では破壊モードからは観察されなかった。

破壊時の地盤の状況を図-33に示す。これらの図は、録画映像を印刷し変位量を判読して求めたものである。すべり線の発現位置を見ると、図-33(a), (b), (c)の通常ケー

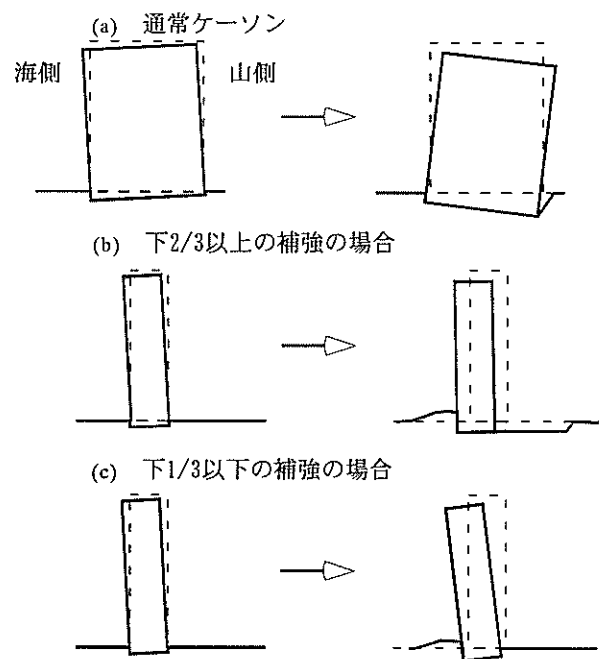


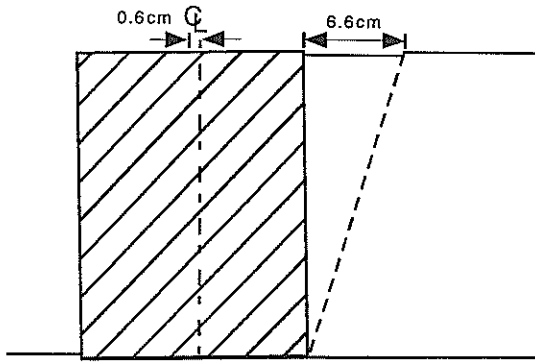
図-32 ケーソンの動き (模式図)

ソン、無補強、下1/3補強のケースでは、ケーソンのすぐ背面に主働すべり線が表れている。一方、下2/3以上補強したケース(図-33(d), (e), (f))では、基礎地盤と裏込め層の境界とアンカープレート設置位置の鉛直線との交点を通るようなすべり線が表れた。また、このすべり線に交差するように補強領域からすべり線がもう1本発生した。このためアンカー設置位置を挟んでV字に裏込めは沈んだ。これらのことは、アンカーの設置割合が大きくなると、壁体とアンカーに挟まれた領域があたかも一体となったような挙動をしたことを示している。

図-34に図-23と同様にして求めたケーソン全体に作用する土圧合力と遠心加速度の関係を示す。通常ケーソンは、遠心加速度の増加による土圧合力の増加が小さめであるが、破壊前に土圧が急増した。補強土ケーソンの場合、5gあたりから土圧合力が急増し、破壊が近づくると土圧合力の増加が鈍る傾向にある。また、アンカーの設置割合が大きい方が、同じ遠心加速度で比較した場合にケーソンに作用する土圧合力が大きい傾向にある。また、10gあたりでは、同じアンカー本数の滑動シリーズの結果に比べて、土圧合力が大きい。

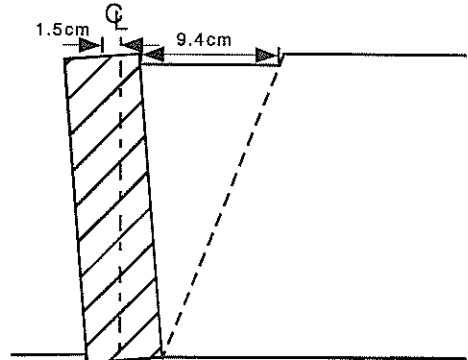
図-35は図-34の関係を式(5)から求めた土圧係数 K について示したものである。通常ケーソンでは、遠心加速度の増加に伴い、土圧係数 K が低下していく。しかし、破壊が近づくると土圧係数 K が増加する傾向にあった。図-32に示した観察からも分かるように、これはケーソンが破壊前

10.7g...すべり線が明確に見える



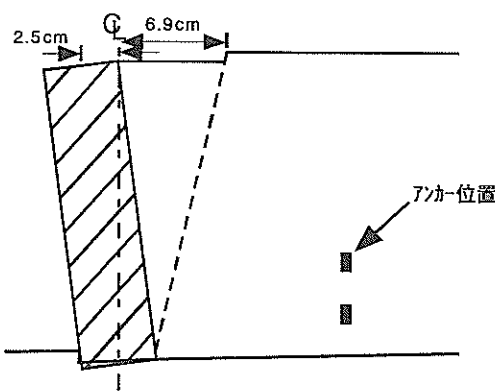
(a) 通常ケーソン (COBU-1)

8.9g...すべり線が明確に見える



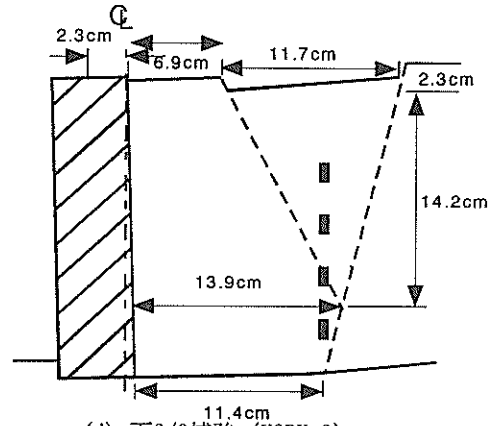
(b) 無補強 (U0BU-1)

18.3g...すべり線が明確に見える



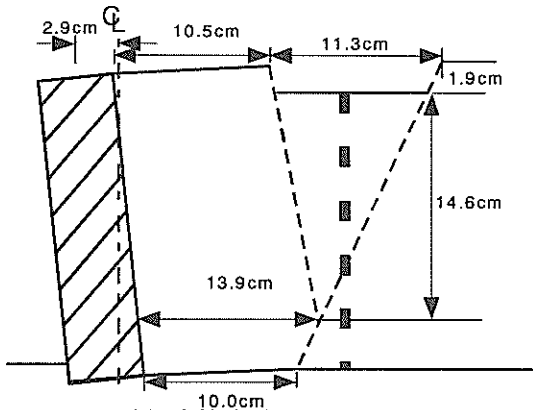
(c) 下1/3補強 (U1BU-1)

21.2g...すべり線が明確に見える



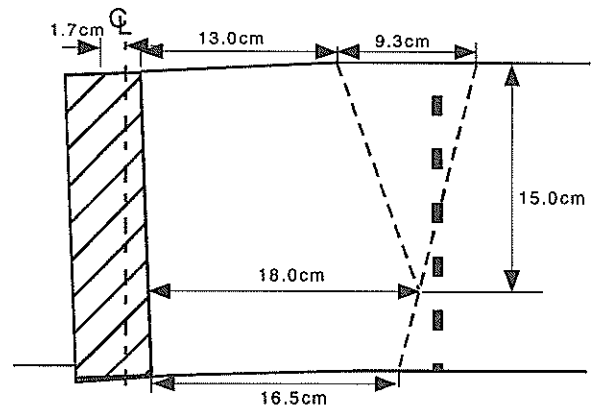
(d) 下2/3補強 (U2BU-2)

21.2g...すべり線が明確に見える



(e) 全補強 (U3BU-1)

27.1g...すべり線が明確に見える



(f) 全補強, アンカー18cm (U3BU-L1)

図-33 すべり線の発現 (ビデオ写真より判読)

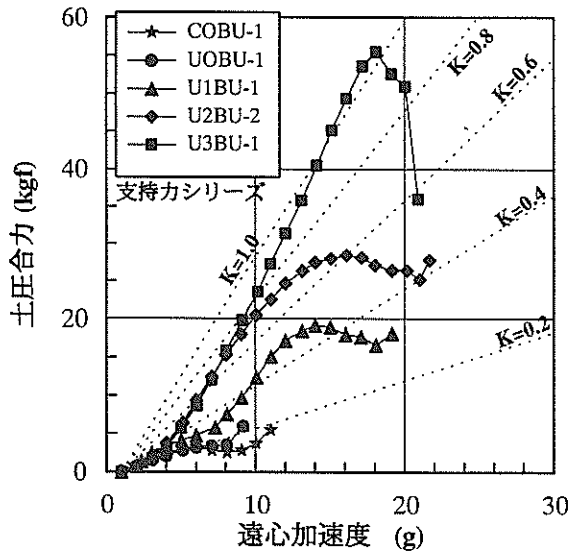


図-34 土圧合力と遠心加速度の関係 (支持力シリーズ)

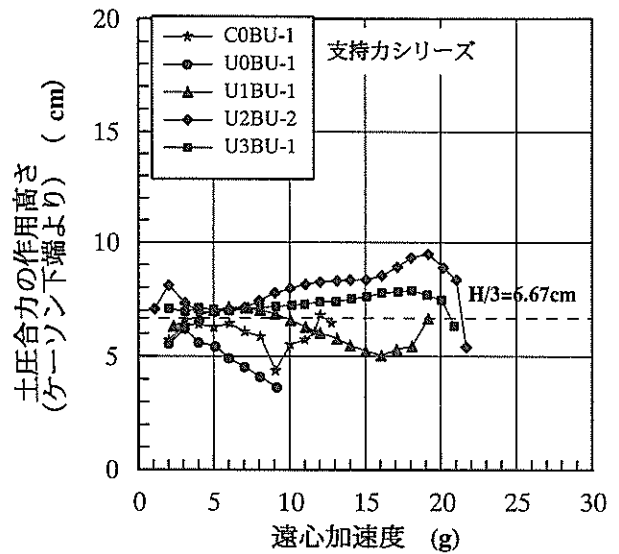


図-36 土圧合力の作用高さ(ケーソン下端より)と遠心加速度の関係 (支持力シリーズ)

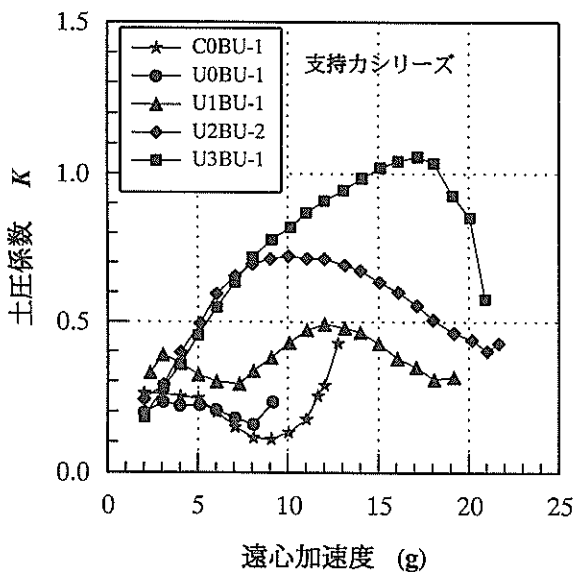


図-35 土圧係数と遠心加速度の関係 (支持力シリーズ)

に裏込め地盤側に倒れたことが影響していると考えられる。無補強の場合には遠心加速度の増加に対して、土圧係数 K がほぼ一定で、そのまま破壊に至った。アンカーで補強されたケースでは、特に、下2/3補強と全補強の場合が顕著であるが、遠心加速度が小さいうちから土圧係数 K が増加し、破壊が近づくと土圧係数 K が低下する傾向が見られた。なお、マクロに見て、ケーソンの動きおよび地盤の破壊状況ではほとんど同じ挙動を示した下2/3補強(U2BU-2)と全補強(U3BU-1)であるが、土圧係数 K に関しては、8gまではほぼ同じであるものの、それ以降下2/3補

強では土圧係数 K が減少するのに対し、全補強では17gまで土圧係数 K が増加している。このように、土圧係数 K の変化を見ると両者の挙動には少し差があったようである。

図-36に加速度の増加に伴う土圧の作用高さの変化を示す。通常ケーソンのケース(COBU-1)と無補強のケース(U0BU-1)では初期に土圧の作用高さが低下しており、ケーソン上部ほど主働化していることが分かる。アンカーを設置したケースでは下1/3補強のケース(U1BU-1)で8gあたり以降作用点が低下しているが、下2/3補強(U2BU-2)と全補強(U3BU-1)のケースは作用高さは一定もしくは上昇する傾向にある。これらのケースでは、土圧合力の作用高さはケーソンの高さの1/2近くまであがっている。

図-37は遠心加速度が5, 10, 15, 20g時の式(6)から求められる土圧係数 K_z の深度分布を示す。通常ケーソンおよび補強土ケーソンの無補強のケースでは、5gの時点ですでに土圧状態は主働領域にあることがわかる。他のケースでは、5gあたりでは、ほぼ静止状態を保っていると考えて良いような土圧係数 K_z の深度分布となっている。下2/3補強(U2BU-2)と全補強(U3BU-1)のケースは、ケーソンの変位が小さい5gおよび10gでは土圧係数 K_z が深度方向にほぼ一定であるが、遠心加速度が増加すると土圧係数 K_z が増加し、特に比較的浅い部分での土圧係数 K_z の増加が著しいことが分かる。

全補強のケース(U3BU-1)について、遠心加速度の増加に伴うアンカー張力の変化を図-38に示す。なお後側アンカー6の値は計測器不良のため測定値が得られなかった。

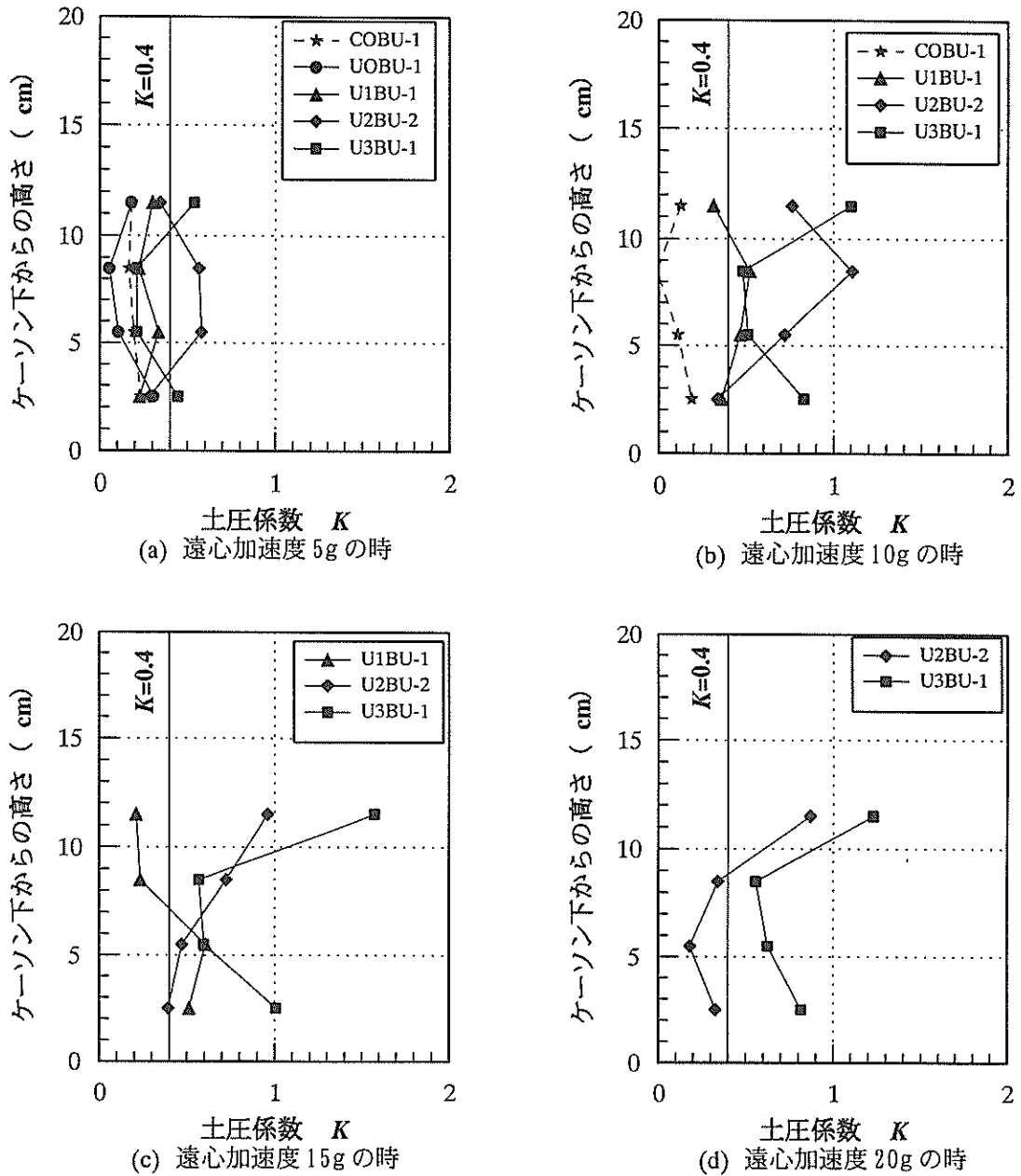


図-37 土圧係数の深度分布 (支持力シリーズ)

アンカーの張力もまた滑動シリーズ同様、前側と後側で同じような変化の傾向を示していない。図-38に示したケースでは、ほとんどの深度において後側のアンカーに大きな張力が作用していることがわかる。深度方向の張力の違いに着目すると、多少のばらつきはあるものの、設置深度が深くなるにつれてアンカー張力も大きくなる傾向にあることが分かる。

ここで、土圧合力の変化について、滑動シリーズと支持力シリーズでどのように異なっていたかをまとめてみる。ケーソンをアンカーで補強した場合に、補強割合が大きくなるにつれて全体の土圧係数 K が大きくなる傾向はどちら

のシリーズでもほぼ同じであった。これは、アンカーで補強したケーソンの一般的傾向といえるものであるようである。ただし、ケーソンが変位しだしたときには、滑動シリーズの場合には、ケーソン上部の土圧係数 K_2 が低下し、上部から主働化したのに対し、支持力シリーズでは、ケーソンが変位しても全体的に土圧係数 K_2 が増加し、特にケーソン上部の土圧係数 K_2 のほうが大きくなる傾向が見られた。以上のように、基礎地盤の条件によって補強した場合の土圧の変化の様子には違いがあることがわかった。このような、補強の程度、地盤条件の違いによる土圧の変化の仕方の違いは、ケーソンの変位モードの変化によるものであると考

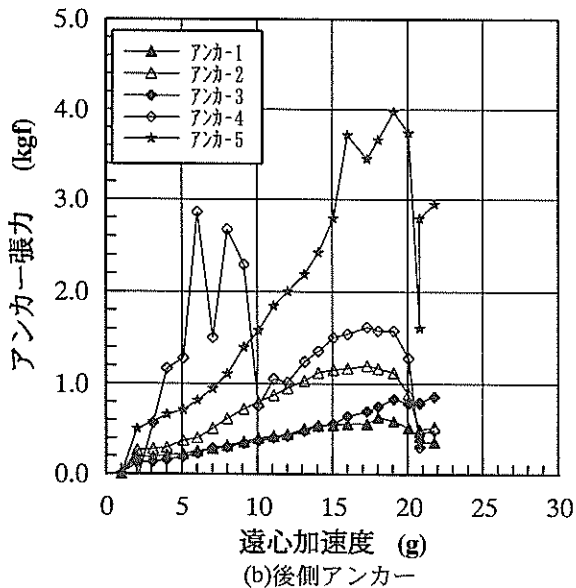
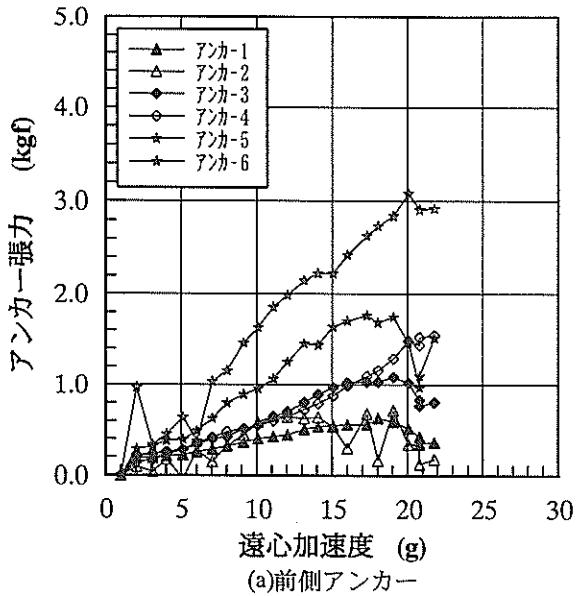


図-38 アンカー張力と遠心加速度の関係 (U3BU-1)

えられる。

次に、アンカー張力と土圧の関係についてまとめておく。滑動シリーズと支持力シリーズで破壊時の遠心加速度が異なるため、両シリーズ間のアンカー張力の比較はややむずかしい面があるが、土圧係数の場合と同様に、同程度の遠心加速度でのアンカー張力は支持力シリーズのほうが大きい傾向にあった。

土圧計測、アンカー張力の計測とも多少精度に問題があったため、詳細な検討結果はここでは示さないが、ケーソンが大変形して岸壁の破壊に至る前の土圧とアンカー張力の関係は、おおむね作用反作用の関係にあるようであり、アンカー張力が増える分だけ土圧もふえる傾向にあっ

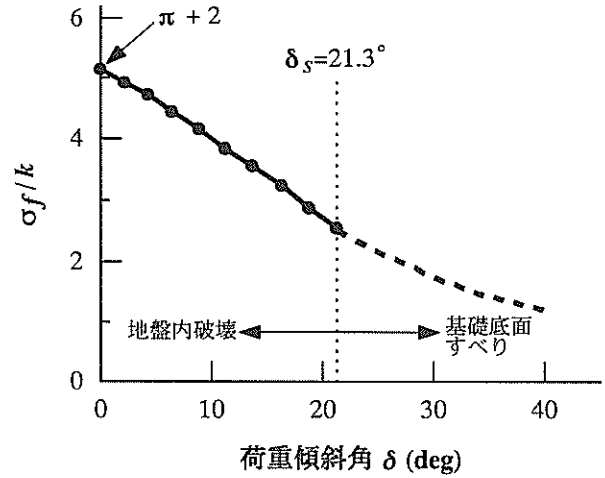


図-39 载荷中の傾斜による鉛直支持力の減少²⁵⁾

たようである。このようなことから、ケーソン本体から見た力の釣り合いから、補強の割合の違いによる安定性の増加の議論はできなかった。ただし、今回の実験では、アンカーの設置によって土圧とアンカー張力が増えていることから考えて、アンカーの設置によって補強領域の拘束の程度を変化させることができたものと考えられる。

4. 考察

4.1 支持力シリーズでのケーソンの安定性

今回の二つのシリーズの地盤条件では、支持力シリーズは実質的に一層地盤の条件となっており、滑動シリーズの地盤条件より単純である。そこで、まず、支持力シリーズの実験結果の考察をする。

地盤の支持力は、地盤に作用する荷重強度と地盤の強さの比によって決定される。今回の実験では、ケーソンを支える基礎地盤には、ケーソンの自重とケーソンに作用する裏込め土圧によって荷重が作用することになる。この場合、一般的な設計上の仮定と同様に、実験中の土圧係数や裏込め土とケーソンの間の壁面摩擦角が一定であると仮定すれば、ケーソンの有効底面幅(実際に鉛直荷重が作用する幅)や荷重傾斜率は遠心加速度を変化させても変わらず、遠心加速度の増加に比例して荷重強度だけが増加することになる。

一方、今回の実験条件では、ケーソンを支持する粘性土層は事前に圧密されており、強さは深度方向にはほぼ一定である。今回の支持力シリーズの実験では、破壊時の遠心加速度の最大値は27g程度であった。今回の粘性土地盤が正規圧密状態に達するのは裏込め層下部でほぼ15gになったときである。ケーソン直下では、15gあたりより遠心加速

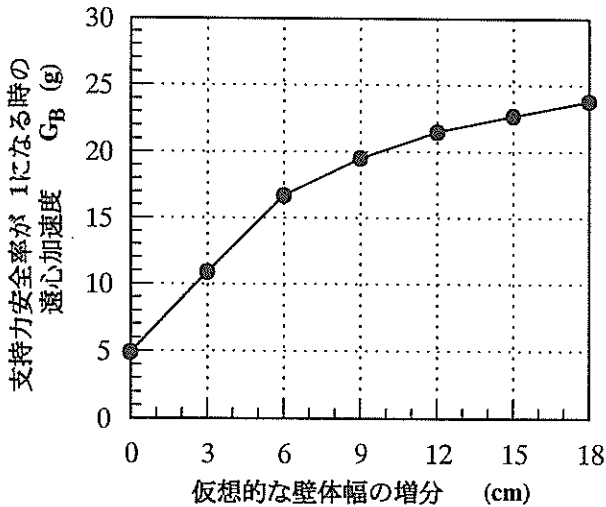


図-40 支持力安全率が1になるときの遠心加速度と仮想的な壁体幅の増分の関係

度が大きくなると地盤が圧密されるようになり、最終的には初期の地盤強度より大きくなることが考えられる。しかし、ここでは、その効果は見ないことにし、地盤の強度は常に一定であるものとする。

深度方向に強さが一定の地盤条件の場合、鉛直荷重のみが作用するならば、支持力係数 N_c は $\pi + 2$ となることはよく知られている。しかし、そのような地盤でも荷重が傾斜している場合には、 N_c はこの値より小さくなる。図-39²⁰⁾に荷重の傾斜角と支持力係数の変化を示す。この図では、支持力係数として σ_t/k という記号を用いているが、それぞれ、 σ_t は傾斜荷重強度の鉛直成分であり、 k は地盤のせん断強さである。この図に示す通り、深度方向に強さが一定の地盤の場合には、荷重傾斜率がわかれば、支持力係数が決まり、さらに地盤の強さがわかることによって安全率が1となる荷重強度が決定できる。したがって、各条件での荷重傾斜率を求めておき、どの荷重強度で地盤が支持力破壊するかを求めることにより、支持力安全率が1となる時の遠心加速度 G_B を求めることができる。

ここでの計算では、1g場でのケーソンの単位体積重量を 2.0gf/cm^3 とし、裏込め土の単位体積重量を 1.57gf/cm^3 とした。また、砂の内部摩擦角を 40° とし、壁面摩擦角は、ケーソンと裏込め土の間では 15° 、土と土の間では 0° とした。ただし、通常ケーソンの場合には壁面摩擦力を考慮すると力のつり合いがおかしくなるので、壁面摩擦角を 0° とした。土圧の計算はクーロン土圧式に従った。ここでは、支持力係数は、図-39を用いて計算した。

まず、アンカーで補強していないケースについて、支持力安全率が1となる時の遠心加速度 G_B を計算すると、通常ケーソンで18g、補強土ケーソンで5gとなった。通常ケー

ソンの場合、実験結果では、11g程度で破壊したことに比べると計算結果は大きすぎるが、この理由は良くわからない。補強土ケーソンの実験では、ほぼ7gで破壊しており、こちらについては実験結果とほぼ一致している。これらの数字は実験結果とは多少の違いがあるが、概ね実験の現象を表していると考えられる。

アンカーで補強されたケーソンについては、図-32や図-33で見たように、ケーソン背後の地盤と一緒に変位する挙動をしていた。すなわち、アンカーによる補強により仮想的にケーソン幅が増えるような挙動をしていた。ただし、ケーソン背後の地盤がどの程度一体化していると考えられるかについては、アンカーの設置割合の影響を受けているらしいことがわかっている。このように、ケーソンとケーソン背後の地盤が仮想的に一体となっていると考えたときに、安定計算上アンカーの設置割合の違いによって仮想壁体幅がどのように変化したと考えたらよいかについて検討する。

図-40は、幅5cmの補強土ケーソンに仮想壁体幅を考えたときに支持力安全率が1となる時の遠心加速度 G_B がどのように変化するかを調べたものである。図-40の横軸には仮想壁体として本来のケーソン幅からの増分をとっている。なお、仮想壁体幅を考えるときに、仮想壁体の自重はケーソンと仮想壁体内の土の自重であり、仮想壁体の幅の底版部分は一体化しているものと考えた。図-40を見ると仮想壁体幅が広がるにつれて破壊時の遠心加速度 G_B が増加する傾向にあることがわかる。特に、壁体幅の増分が6、12、18cmのときのそれぞれの支持力安全率が1となる時の遠心加速度 G_B の計算結果は、17、22、24gである。一方、図-28から、実験結果では、下1/3、下2/3、全補強(アンカー長12cm)、全補強(アンカー長18cm)のそれぞれの時の破壊時遠心加速度は18、20、20、27gであった。以上の結果からすると、今回の実験では以下のような状況であったことがわかる。

- (1) アンカーによる補強割合が2/3以上である場合には、仮想壁体幅としてアンカー長全体を考えて良い。
- (2) アンカーによる補強が下1/3の場合には、仮想壁体の幅としては、アンカー長の半分程度の長さを考えればよい。

4.2 滑動シリーズでのケーソンの安定性

滑動シリーズでは、基礎地盤の表層に約1cmの粘性土層があるため、実質的には二層地盤の問題となる。しかし、今回の実験条件でケーソンが滑動破壊するとすれば、粘性土層で滑ることしか考えられない。また、この地盤で、支

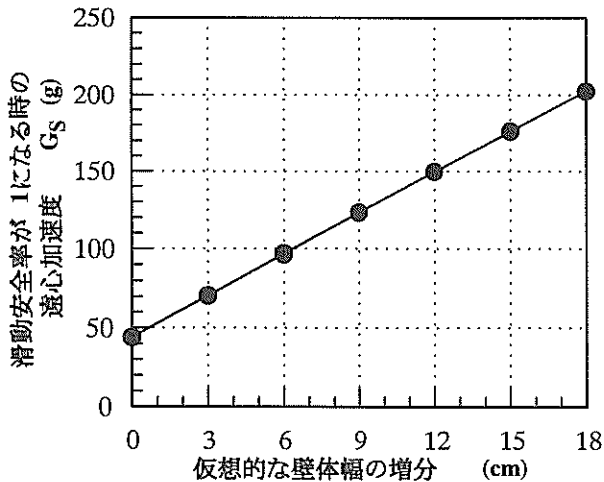


図-41 滑動安全率が1になるときの遠心加速度と仮想的な壁体幅の増分の関係

持力破壊する場合には、有効荷重幅が極めて小さいことが必要となる。今回のほとんどの実験条件では、支持力破壊をする場合には砂層を通る破壊となるが、その場合の安全率は非常に大きいのでそのようなモードでの破壊は生じない。このように、滑動シリーズの実験条件では、ケーソンは滑動破壊するモードが主体となる。

まず、補強していないときのケーソンの滑動安全率が1となるのに必要な遠心加速度 G_s を求めておく。滑動はケーソンと粘性土地盤の上面の間で起こると考える。この地盤では、粘性土層は 2kgf/cm^2 で圧密してある。この粘性土層は薄いので、一次圧密は数分以内に終了する。50gを超えると、粘性土層は正規圧密領域に入るが、遠心加速度の増加速度のほうが、一次圧密終了に要する時間よりはるかに短いので、ここでは安全側をとって粘性土の強度増加を考慮しないことにする。外力の考え方は、4.1の場合と同様である。このように考えると、通常ケーソンの滑動安全率が1になるのに必要な遠心加速度は130gとなり、実験でこのケーソンが破壊しなかったのは当然といえる。一方、補強土ケーソン(無補強)の場合には、滑動安全率が1になるのに必要な遠心加速度は62gとなる。ただし、無補強の補強土ケーソンの場合のみ、ケーソンの有効幅が1.7cmとせまいため、支持力安全率が1となる遠心加速度のほうが滑動安全率が1となる遠心加速度よりもより小さくなる。この実験条件の場合、支持力安全率が1となる遠心加速度は17gとなる。実験では、やはりほぼ17gで転倒破壊している。このとき、ケーソンは転倒して破壊したが、実質的には地盤の支持力破壊であった事が想像される。

さて、3.6で図-22と図-23を示して議論したように、補強した補強土ケーソンについては、アンカーの設置割合

が増えるにつれて、ケーソンの変位挙動に占める回転変位の割合がだんだんと少なくなってくる。このことは、4.1で示した支持力破壊の時と同様に、アンカーで補強する割合が増えるにつれて事実上ケーソン幅が増えたものとして考えられることを意味しているものと考えられる。そこで、滑動安全率が1となる遠心加速度についても仮想壁体の考えを導入した計算を行ってみる。

図-41に、仮想壁体幅と滑動安全率が1となる遠心加速度 G_s の関係を示す。図-41の横軸には仮想壁体として本来のケーソン幅からの増分をとっている。図-41から、仮想的な壁体幅の増分が6cmを超えると100g以下の遠心加速度ではケーソンの滑動安全率は1より大きいままである。結局、アンカーを下2/3以上設置した場合には、ケーソンは滑動破壊しなかったため、それ以上のことはわからないが、少なくとも仮想壁体として6cm以上増えたと考えることができる。また、アンカーを下1/3だけ設置した場合には、仮想壁体としては、3cm増えたものとして考える。実験で得られた破壊時遠心加速度と計算結果から得られた滑動安全率が1となる遠心加速度が一致することになる。

滑動実験では、破壊しなかったケースが多いため十分な議論は尽くせないが、以上のように、滑動シリーズの場合でも仮想壁体の考え方を導入することにより、アンカーによる補強効果を説明することができそうである。

5. 結論

陸上工事ではすでに広く使われている補強土壁工法を港湾構造物に適用する場合には港湾工事としての特性を考慮した設計施工を行う必要がある。補強土壁工法を港湾工事に適用する際の最も大きな検討課題は、地盤材料として石材を用いることと基礎地盤が軟弱であることの影響であると考えられる。そこで、補強土壁工法の港湾構造物への適用性を明らかにするために、本研究では補強材の引抜き実験と多数アンカーで補強されたケーソンの安定性に及ぼす地盤条件の影響に関する模型実験を行った。その結果、以下のことがわかった。

- (1) 裏込め土として石材を締固めしないで用いる補強土壁工法を採用する場合には、多数アンカー工法が適している。
- (2) 幅の狭いケーソンの背後にアンカーを設置してケーソンを補強する場合、通常の幅を持つケーソンと同等以上の安定性を持つケーソンとすることが可能である。
- (3) アンカーによる補強効果は、アンカー設置割合が大きいほど大きくなる。

(4)アンカーによる補強効果をケーソンの安定性の評価に反映させるには、仮想壁体の考え方を導入すればよい。

6. 終わりに

本研究では、補強土工法を港湾工事に導入するために、引抜き実験と遠心模型載荷実験を実施した。この研究の間、第二港湾建設局では、この工法の実用化を目指して、施工性の検討や設計法の検討が実施された。本研究をまとめるにあたり、その際の検討結果が大変参考になった。横浜調査設計事務所の林恒一郎所長、歴代の技術開発課長の吉江宗生氏、石橋洋信氏、篠原勝次氏には、多くのディスカッションや情報提供をいただいた。山口大学兵動正幸助教授には、補強材の引抜き実験の実施にあたりいろいろとご教示いただいた。北海道大学三浦均也助教授には、補強土壁の実験に関する貴重な文献をご紹介いただいた。港湾技術研究所土質部基礎工研究室の大岡秀哉研究官には、今回付録で紹介した補強材の引抜き試験の実験計画策定にあたりご尽力いただいた。また、土質部水上純一主任研究官には、取りまとめの段階でご協力いただいた。関係各位には心からの謝意を表します。

本研究に関連して、現在補強土壁工法の耐震性に関する実験を実施しているところである。この成果がまとまることにより、補強土工法の港湾工事への適用性についての一応の結論が出るものと期待される。

(1999年6月30日受付)

参考文献

- 1)土質工学会編：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー 29，1986年，p.5.
- 2)館山勝，龍岡文夫，古関潤一：阪神・淡路大震災における土構造物の挙動，土と基礎，Vol.44，No.2，1996年，pp.10-13.
- 3)(財)土木研究センター：多数アンカー式壁工法設計・施工マニュアル第2版，1998年，p.7.
- 4)文献3)参照，p.34.
- 5)文献3)参照，p.1.
- 6)文献3)参照，p.3.
- 7)文献3)参照，p.52.
- 8)文献3)参照，p.75.
- 9)文献3)参照，pp.40-41.
- 10)福岡正巳，今村芳徳，沢田俊一，小笠原功，堀本勝己：支圧式アンカー工法に関する基礎的研究，第18回土質工学研究発表会講演集，1983年，pp.1213-1214.
- 11)福岡正巳，今村芳徳，沢田俊一，片田雅文，渡辺俊哉：プレートアンカー室内模型引抜き試験，第19回土質工学研究発表会講演集，1984年，pp.1179-1180.
- 12)西宏昌，福岡正巳，今村芳徳，西村淳，永山貴志：プレートアンカー現場実物大引抜き試験，第20回土質工学研究発表会講演集，1985年，pp.1341-1342.
- 13)三浦均也，野見山尚志，日下部治，境友昭：多数アンカー擁壁の模型実験および引き抜き抵抗の数値解析，第29回土質工学研究発表会講演集，1994年，pp.2445-2448.
- 14)三浦均也，佐野将義，前田健一，土橋聖賢，三澤清志：多数アンカー擁壁の内的および外的安定性，第30回土質工学研究発表会講演集，1995年，pp.2401-2404.
- 15)東平伸，三浦均也，永野太一，土橋聖賢，三澤清志：多数アンカー式擁壁におけるアースアンカーによる拘束効果，第31回土質工学研究発表会講演集，1996年，pp.2421-2422.
- 16)東平伸，三浦均也，永野太一，土橋聖賢，三澤清志：多数アンカー式擁壁における補強領域の変形特性，第31回土質工学研究発表会講演集，1996年，pp.2423-2424.
- 17)三浦均也，東平伸，加納民雄，土橋聖賢，三澤清志：多段壁面を有する多数アンカー式補強土壁の模型実験，第32回土質工学研究発表会講演集，1997年，pp.2487-2488.
- 18)三浦均也，東平伸，加納民雄，土橋聖賢，三澤清志：多段壁面を有する多数アンカー式補強土壁の破壊形式と安定計算，第32回土質工学研究発表会講演集，1997年，pp.2489-2490.
- 19)小野寺誠一，土橋聖賢，三澤清志，太田均，大木裕司，相原啓一：補強土擁壁の全体安定に関する実物大実験(その1)，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第Ⅲ部門，1994，pp.1670-1671.
- 20)中村真司，長内秀孝，境友昭，小野寺誠一：補強土擁壁の全体安定に関する実物大実験(その3)，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第Ⅲ部門，1994年，pp.1668-1669.
- 21)(財)土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル改訂版，1990年，p.13.
- 22)文献21)参照，p.44.
- 23)橋本良昭：補強土(テールアルメ)壁に用いるリップ付きストリップの摩擦特性について，土と基礎，Vol.31，No.9，1983年，pp.41-46.
- 24)土質工学会編：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー

- 29, 1986年, p.184.
- 25) 大河内保彦, 山口良, 龍岡文夫: 供試体作成法が砂の K_0 圧密特性に与える影響, 第16回土質工学研究発表会講演集, 1981年, pp.229-232.
- 26) 北誥昌樹: 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, 1995年, 11p.
- 27) Kitazume M. and Miyajima S.: Development of PHRI Mark II geotechnical centrifuge, Technical Note of PHRI, No.817, 15p.
- 28) 柴田徹, 関口秀雄: 地盤の支持力, 鹿島出版会, 1995年, p55.

付録 補強材の引抜き実験

1. 概要

港湾構造物の施工環境に適合する補強材を検討するために引き抜き実験を行った。

実験は、土槽内に一様な地盤を作成し、その中に埋設した補強材（アンカープレート、帯鋼）を引張り、その引抜き抵抗を調べるというものである。実験では、補強材の種類及び寸法、拘束圧、裏込め材をパラメータとした。

2. 実験装置

(1) 土槽

実験土槽は、付図-1に示すように、高さ40cm×幅60cm×長さ90cmの大きさであり、上下20cmに分割されている。土槽上層部には高さ12.5cmの圧力室が設けられ、ラバークレッシュバックに空気を導入することにより上載圧を2.0kgf/cm²まで負荷することができる。

(2) 引抜き装置、測定装置

ACサーボモータによりスクリージャッキを駆動して、

最大4.3mm/minまでの任意の速度で引抜きを行うことができる。一連の実験では1.0mm/minの速度で補強材を引き抜いた。

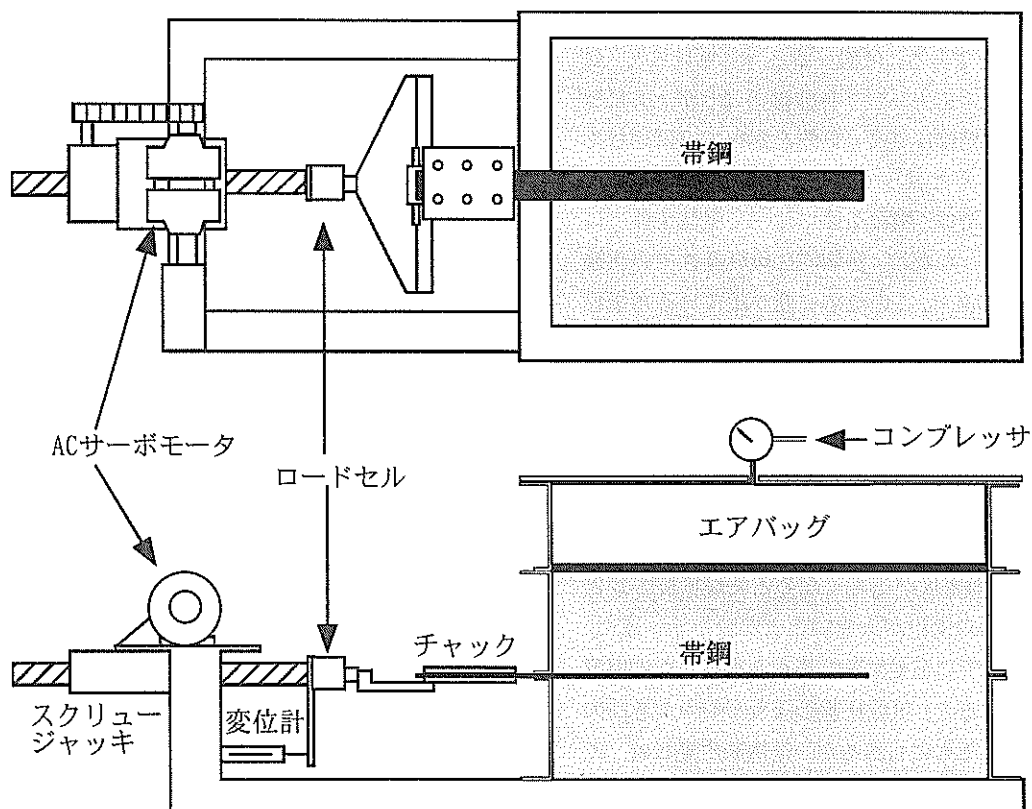
引抜き力測定用にロードセルをチャックとジャッキ軸の間に取り付けている。また引抜き変位を測定するために変位計を設置した。

(3) 裏込め材

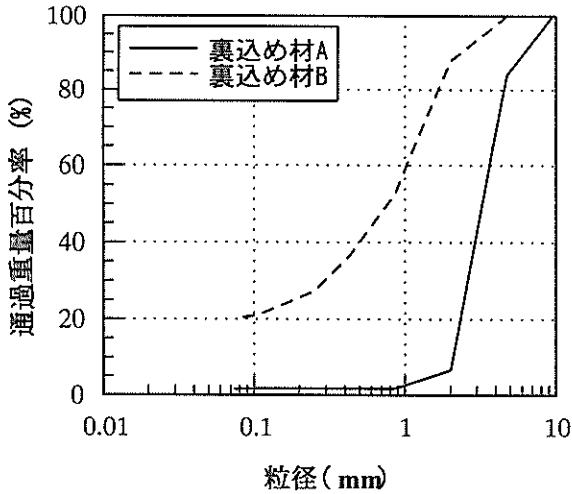
裏込め材には、市販の砕石を使用した。付図-2に用いた裏込め材の粒径加積曲線を示す。実線で示した裏込め材A（A材）は単粒度砕石、破線で示した裏込め材B（B材）は粒度調整砕石を表している。

岸壁・護岸の建設はそのほとんどが水中施工のため陸上工事のような締固めはできない。そこで密度はゆる詰め条件を基本とした。しかし、A材は粗粒材料のため、締固め方法を変えても密度はほとんど変わらなかった。したがって、裏込め材Aは1条件、B材はゆる詰めと密詰めの2条件の合計3条件で行った。

引抜き実験に先立って裏込め材の三軸試験を行い内部摩擦角 ϕ_i を求めた。ここでは、締固めによる内部摩擦角の変化と実現場（飽和）と引抜き実験（乾燥）での湿潤条件の違いによる内部摩擦角の変化の有無について調べた。なお、



付図-1 引抜き試験装置模式図（帯鋼の場合）

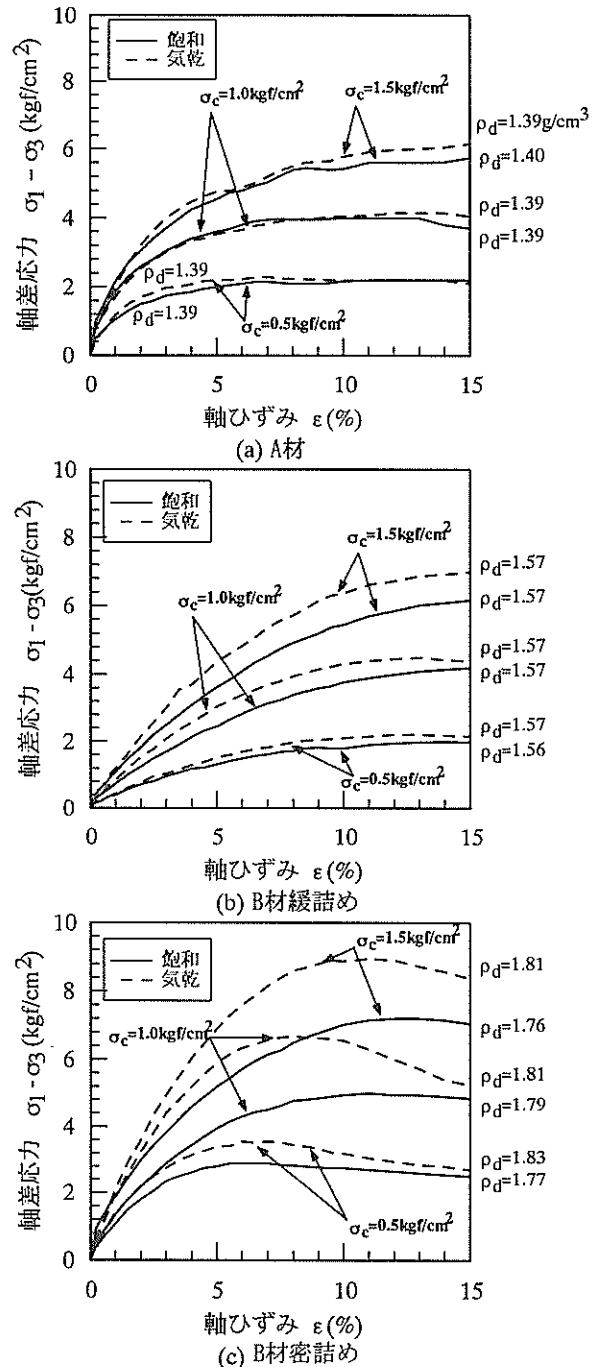


付図-2 粒径加積曲線

三軸試験に用いた供試体の寸法は、 $\phi 50\text{mm} \times h120\text{mm}$ である。用いた拘束圧は $\sigma'_c=0.5, 1.0, 1.5\text{kgf/cm}^2$ である。

付図-3に排水(排気)三軸試験で得られた応力-ひずみ曲線を示す。付図-3の(a)はA材の結果であり、(b)はB材の緩詰めでの結果であり、(c)はB材の密詰めの結果である。なお、A材については最大間隙比と最小間隙比の差が小さいため密詰めと緩詰めとで密度に差をつけることができなかつたため、一つの密度で行った試験結果しか示していない。付図-3の数字はそれぞれの実験を行った時の裏込め材の乾燥密度である。付図-3(a), (b)を見ると、気乾条件での実験結果の応力-ひずみ曲線のほうが上方に位置しているが、その差は小さく、気乾と飽和ではほぼ同じ応力-ひずみ関係にあると言って良い。一方、付図-3(c)のB材密詰めの場合では、飽和条件に比べて気乾条件ではピークが現れている。ただし、全体的に気乾条件での実験のほうが乾燥密度が高く、このために差が出ている可能性がある。

付図-4に乾燥密度と内部摩擦角 ϕ_d の関係を示す。この図には、A材とB材の結果をあわせて示してある。また、この図では、乾燥密度と内部摩擦角の関係のばらつき範囲と平均的な関係も示している。付図-4を見ると、乾燥密度が低い範囲では、乾燥密度の変化に対する内部摩擦角の変化は小さく、乾燥密度が大きくなると乾燥密度の変化に対する内部摩擦角の変化が大きくなる。また、気乾状態と飽和状態での三軸試験結果から得られた内部摩擦角について比較すると、気乾状態のほうがやや大きな内部摩擦角となっているものもあるが、全体的に見れば、乾燥密度と内部摩擦角の関係に及ぼす湿潤条件の影響はないものと考えて良いと思われる。この点について、小田や松本は、「良好な材料では、その最大主応力差は、気乾、飽和



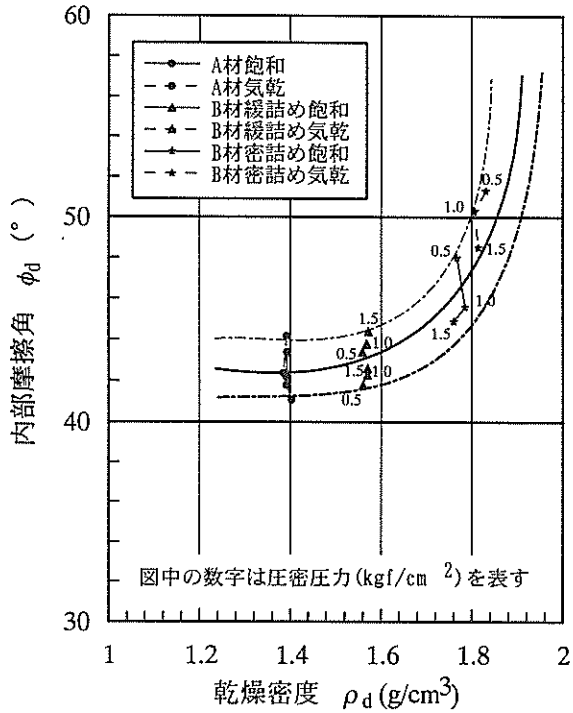
付図-3 軸差応力と軸ひずみの関係

の別に関係なくほぼ同じ値を示す」と述べており、今回の結果も彼らの結論とほぼ同じであったといえる。さらに、拘束圧の増加による内部摩擦角の低下の傾向も見られた。

以上より、今回の三軸試験の結果より得られた内部摩擦角の差は、気乾、飽和という水の影響ではなく乾燥密度の影響と考えられる。そこで、引抜き試験及び遠心模型実験は気乾条件のみで行った。

(4) 補強材

アンカープレートの大きさは、引抜け時に発生するすべ



付図-4 内部摩擦角と乾燥密度の関係

付表-1 内部摩擦角の違いによるすべり線の広がり

ϕ	e/b	$(b+d)/b$	b_{max} (cm)
30	1.6	5.3	3.8
35	1.9	6.8	3.0
40	2.3	9.0	2.2
45	3.0	12.6	1.6

り線が土槽の上面及び下面に到達しない程度の大きさにする必要がある。すべり線ついて、三浦ら³⁾が支持力理論より塑性領域の広がりを示すパラメータ e 及び d を与えている(本文図-4参照)。

$$\frac{e}{b} = \frac{\cos \phi \cdot \exp\left(\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi\right)}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (\text{付1})$$

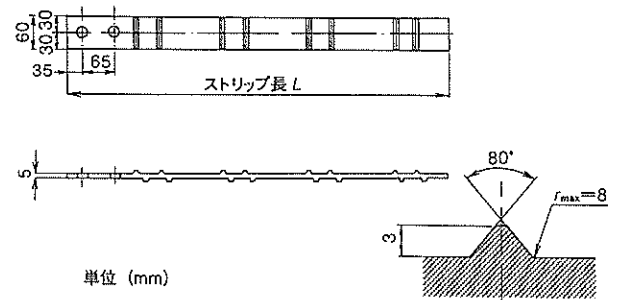
$$\frac{b+d}{b} = 1 + \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \exp\left(\left(\frac{\pi}{2} + \delta\right) \tan \phi\right)}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (\text{付2})$$

ここで、

- b : アンカープレート幅の半分の幅
- e : アンカーロード方向のすべり線の深さ
- d : 重力方向のすべり線の広がり

を表す。

式(付1)、式(付2)を用いて、内部摩擦角を変化させたと



付図-5 帯鋼の例

きのパラメータの変化及びすべり線が土槽上下端に達するときのプレート幅を計算し、付表-1に示した。付表-1の結果を見ると、内部摩擦角が45°の場合には、アンカープレートの半幅を1.6cmにしないとすべり線の端が土槽の上下端に達することになるが、内部摩擦角が40°であれば半幅2cmでも良い計算となる。実験の都合上、なるべく大きなアンカープレートを用いることが望ましかったため、ここでは計算上のすべり線が土槽の上下端に多少かかることを犠牲にして、4cmの正方形のアンカープレートを標準の縮小模型として使用した。また、比較のためにプレートの大きさを8cmとしたものも用いた。アンカーロードの径は3mmである。

帯鋼は実際の補強材と同じ材料を使用した。それは、幅6cm×長さ90cmでリブ付きのものであり、付図-5に示す形状をしている。帯鋼の場合は、補強材の両面に作用する土との摩擦応力により引抜き抵抗を発揮すると考えられる。

3. 実験条件

引抜き実験全13ケースの条件は付表-2に示すとおりである。実験ケース名の最初の2文字は補強材(An: アンカープレート, Ba: 帯鋼)を、ハイフンの後の文字は裏込め材の種類(A: A材, B: B材)を、括弧内の数字は上載圧を表している。またB材については、実験ケース名の二つ目のハイフンの後の文字が地盤の密度条件(L: 緩詰め, D: 密詰め)を表している。

緩詰め地盤は試料の落下高さを0とし、試料を撒きだしたのち、表面を緩く均して作成した。一方、密詰め地盤は、締固め用の器具を用いて所定の密度を確保できるようにして作成した。なおA材については緩詰めで行った。

付表-2 実験条件

(a) アンカーを用いたとき

実験名	裏込め材		上載圧 (kgf/cm ²)	補強材の一辺 の長さ(cm)
	種類	乾燥密度 (g/cm ³)		
An-A(0.5)	A	1.40	0.5	4
An-A(1.0)	A	1.38	1.0	4
An-A(1.5)	A	1.39	1.5	4
An-A8(1.0)	A	1.39	1.0	8
An-B-L(0.5)	B	1.38	0.5	4
An-B-L(1.0)	B	1.42	1.0	4
An-B-L(1.5)	B	1.42	1.5	4
An-B-D(1.0)	B	1.76	1.0	4

(b) 帯鋼を用いたとき

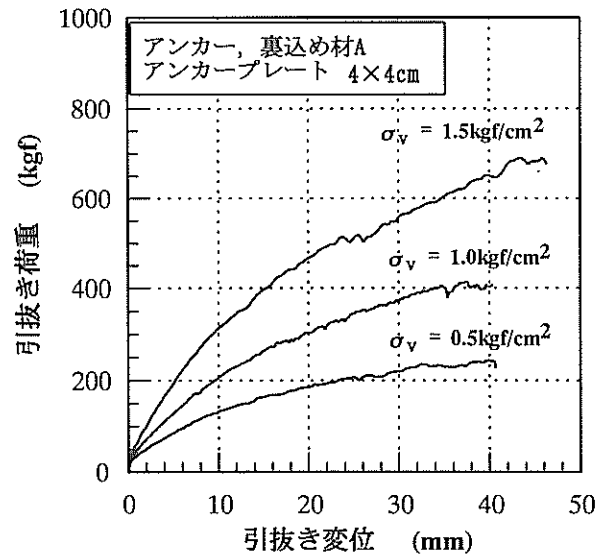
実験名	裏込め材		上載圧 (kgf/cm ²)
	種類	乾燥密度 (g/cm ³)	
Ba-A(0.5)	A	1.38	0.5
Ba-A(1.0)	A	1.38	1.0
Ba-A(1.5)	A	1.38	1.5
Ba-B-L(1.0)	B	1.47	1.0
Ba-B-D(1.0)	B	1.74	1.0

4. 実験結果

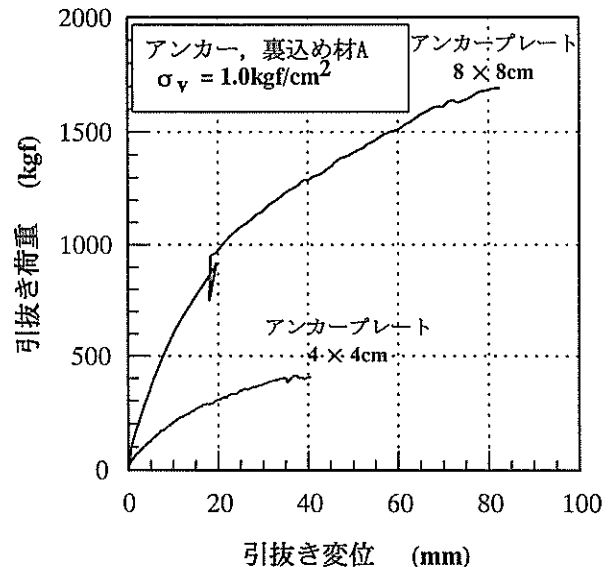
4.1 アンカー

付図-6はA材でのアンカーの引抜き変位と引抜き荷重の関係を表したものである。用いたアンカープレートは一辺4cmのものである。付図-6中の線は拘束圧を変えて行った実験の結果である。この結果より、引抜き抵抗は引抜き変位が40mmに達するあたりまでは徐々に増加していきピークに達することは無いこと、また、引抜き抵抗は拘束圧にほぼ比例する形で増加することが分かる。

付図-7にA材でのアンカープレートの寸法を変えた場合の引抜き変位と引抜き荷重の関係を示す。付図-7より、アンカープレートが大きいほど引抜き抵抗が大きいことが分かる。しかし、その大きさは引抜き変位が40mmのところまで比較すると、一辺4cmのものが約400kgfであるのに対し、一辺8cmのものでは約1300kgfとなっており、抵抗比は1:3.3と面積比1:4に比べ小さな値であった。これを引抜き変位がアンカープレートの幅に対する比が等しい点として、一辺4cmのものが40mm変位した場合と一辺8cmのものが80mm変位した場合を比べると抵抗比はほぼ1:4となっており、面積比とほぼ対応した値となった。以上の結果は、アンカープレートの幅で正規化した引抜き変位に対する引抜き抵抗力は等しいという結果を示しているように見える。しかし、2. (4)でも検討したように、アンカープレートの幅が8cmの場合には、土槽の端面の影響を受けている可能性があるため、この点についてははっきりしたこ



付図-6 引抜き荷重と引抜き変位の関係 (拘束圧の違い)



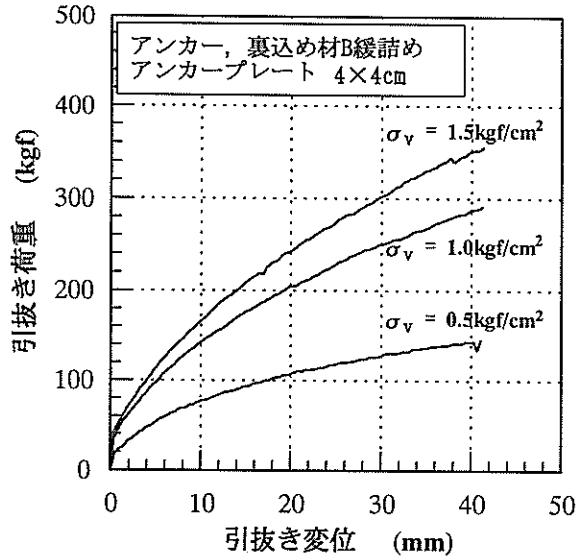
付図-7 引抜き荷重と引抜き変位の関係 (アンカープレートの大きさの違い)

とは言えない。

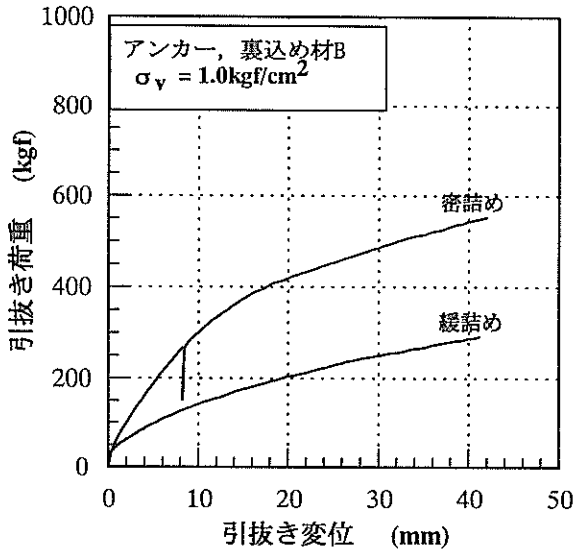
付図-8にB材での結果を示す。A材と同様に引抜き変位量の増加とともに引き抜き抵抗力は緩やかに増加し、ピークは現れなかった。ただし、A材に比べると引抜き抵抗がかなり小さい結果となった。

付図-9にB材の場合の密度の違いによる抵抗の変化の様子を示す。付図-9によると、締固めによりアンカーの抵抗は大きく増え、密詰めの場合は緩詰めの場合の2倍程度の抵抗力を示した。この場合には、A材よりも大きな抵抗を示しており、締固めがアンカー引抜き抵抗に及ぼす影響の大きいことがわかる。

付図-10に、各土質条件での引抜き変位と支持力係数の



付図-8 引抜き荷重と引抜き変位の関係 (拘束圧の違い)



付図-9 引抜き荷重と引抜き変位の関係 (密度の違い)

関係を示す。ここで支持力係数 N_q は以下のようにして求めた。

$$N_q = (T/A_p)/q_p \quad (\text{付}3)$$

ここに、

T : 実験で求められたアンカーの引抜き抵抗力

A_p : アンカープレートの面積

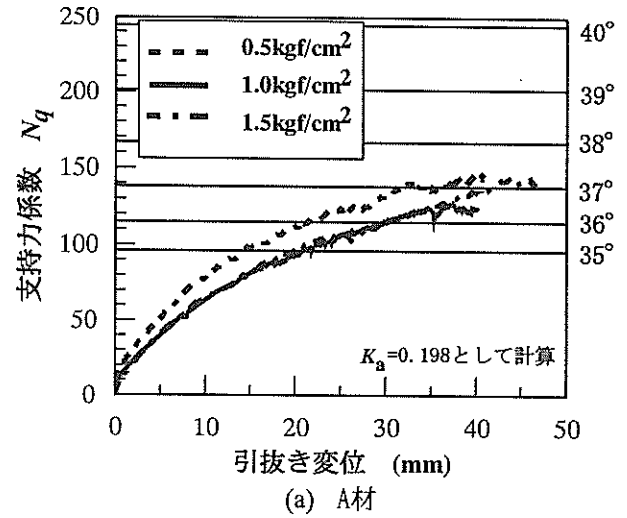
q_p : 地盤の拘束圧 $(= (\gamma \cdot z + q)K_a)$

γ : 土の単位体積重量

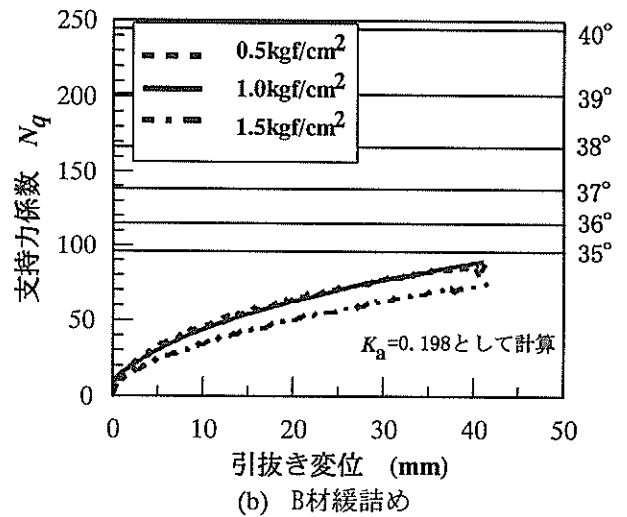
z : アンカーの設置深度

q : 上載圧

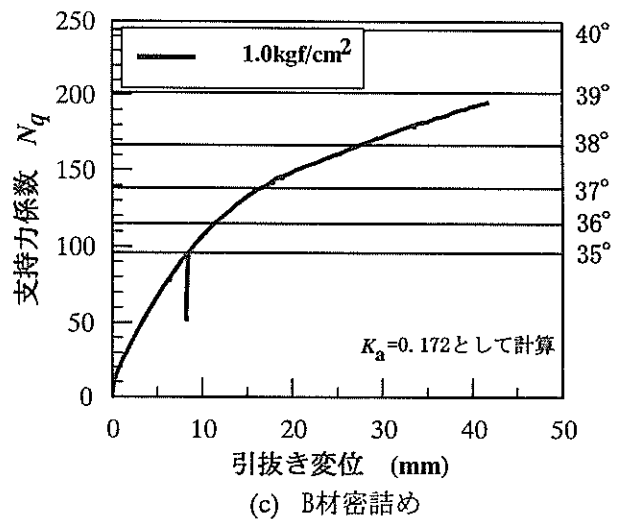
K_a : 主働土圧係数



(a) A材

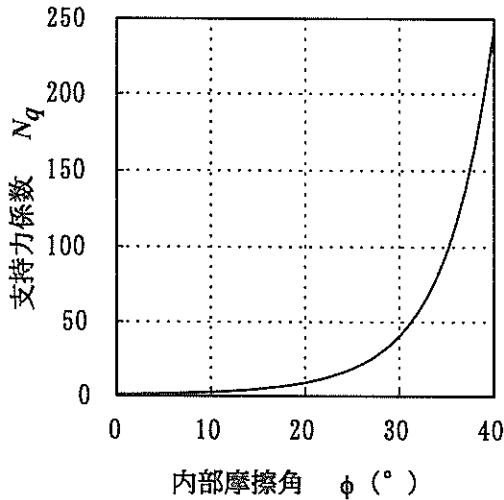


(b) B材緩詰め



(c) B材密詰め

付図-10 支持力係数と引抜き変位の関係



付図-11 支持力係数と内部摩擦角の関係

なお、 γ は実験時の値を、 N_q の計算に用いる内部摩擦角は1.(3)の三軸試験結果の平均的な値を用いた。ただし、この計算には、拘束圧の違いによる内部摩擦角の変化は考慮していない。

なお、付図-10には、参考のために、現在の設計で用いられている支持力係数に対応する内部摩擦角の値 ϕ も示した。

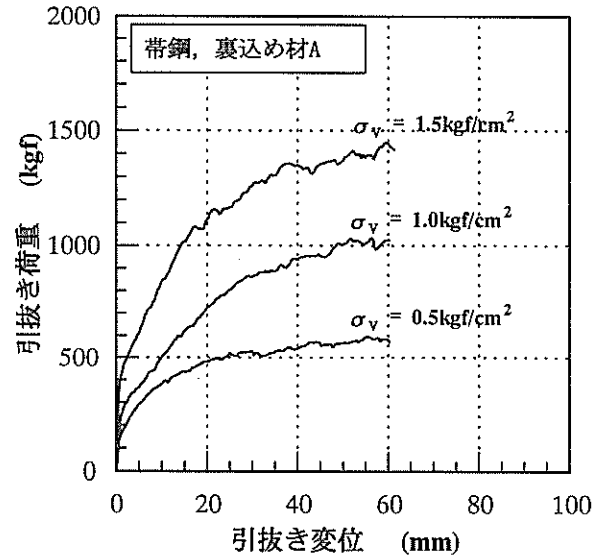
付図-10(a)はA材の結果である。拘束圧による支持力係数の違いはほとんど無い。いずれの拘束圧でも、引抜き変位が40mm付近に達すると支持力係数はほぼピークに達し、130~150となる。この支持力係数の値に対応する内部摩擦角は36°~37°になり、三軸試験で求められたほぼ43°という値と比較するとやや低めのものとなっている。

付図-10(b)と(c)はB材の結果である。(b)は緩詰めの結果であり、(c)は密詰めの結果である。これらの結果においても支持力係数は引抜き変位がほぼ40mmに達したところでピークに達している。

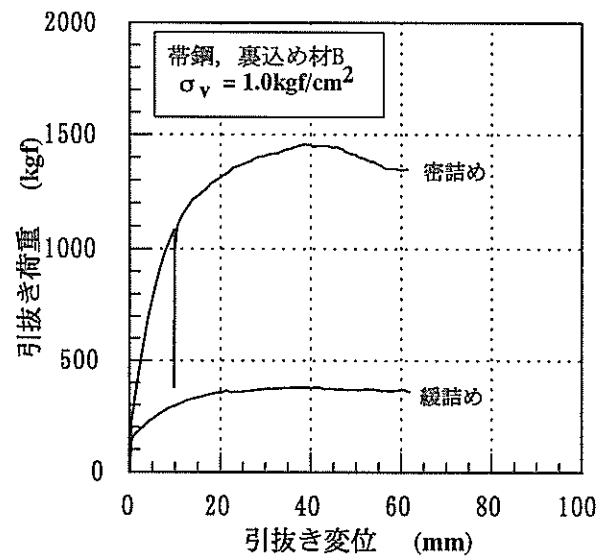
付図-10(b)を見ると、この場合でも拘束圧による支持力係数の差はあまりなく、支持力係数に及ぼす拘束圧の影響は考えなくて良いようである。(b)の実験条件では三軸試験から求めた内部摩擦角は43°程度であり、この値はA材の(a)に示したものと一緒である。にもかかわらず、対応する設計上の内部摩擦角は35°を下回っている。一方、密詰め(c)の結果を見ると対応する設計上の内部摩擦角は39°近くに達している。ただし、この場合でも三軸試験から求めた内部摩擦角の46°に比べると小さくなっている。

以上のことから、 N_q 値について以下のことがわかった。

- ① N_q は地盤の拘束圧によらずほぼ一定である。
- ② N_q は同じ材料では密度が大きいほど、また同じ密度では粒度調整材より単粒度材の方が大きい。



付図-12 引抜き荷重と引抜き変位の関係 (拘束圧の違い)



付図-13 引抜き荷重と引抜き変位の関係 (締固め密度の違い)

③ N_q がピークに達するにはほぼアンカープレート幅と等しいだけの変位量が必要である。

④ 三軸試験から得られた内部摩擦角 ϕ_d を用いて支持力係数を算定すると過大となる。

なお、現在用いられている N_q 値は付図-11¹⁾に示すように ϕ が大きい範囲(35~40°)で内部摩擦角の1°の増減で大きく変化する。このことは内部摩擦角 ϕ_d の大きな材料を用いる際には、 ϕ の決定に十分な注意を払う必要があることを意味している。

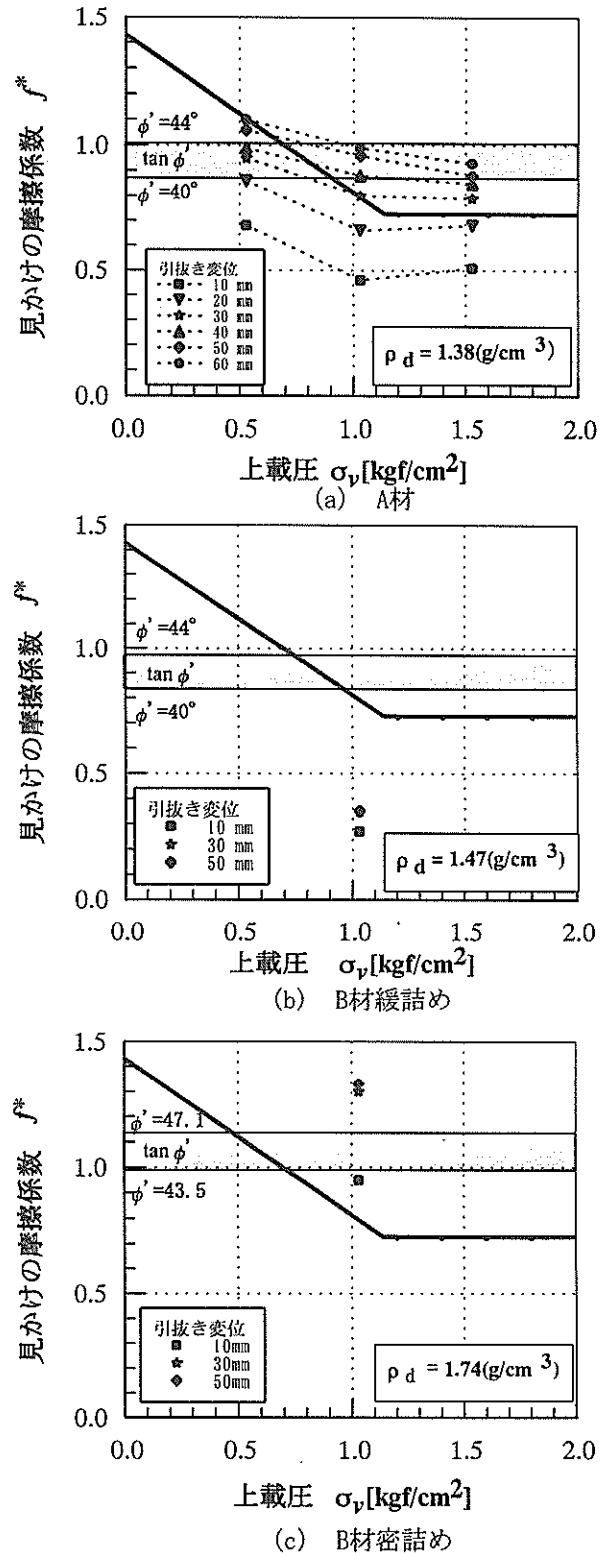
4.2 帯鋼

付図-12にA材での帯鋼の引抜き変位と引抜き荷重との関係を示す。帯鋼では、帯鋼に設けられた突起の影響のためか、引抜き初期において変位が生じない段階で多少の抵抗力を発揮するのが特徴である。その後は、アンカープレートの場合と同様、引抜き変位の増加とともに引抜き荷重が増加する。引抜き変位がほぼ40mmに達したところで荷重がピークに達するが、このときの荷重は拘束圧にほぼ比例して大きくなっている。なお、変位量20mm程度以降において、曲線に凹凸が見られるのは、補強材のリブ(突起部)とレキ材のかみ合わせの影響を受けているためと考えられる。

付図-13はB材での結果である。付図-13を見ると、緩詰め条件における引抜き抵抗力は密詰め条件に対して3割程度とかなり小さい抵抗力になっていることがわかる。また、引抜き変位と引抜き荷重の関係の曲線に付図-12に見られたような凹凸が見られない。これは、粒調砕石であるB材の場合には比較的細粒の成分を含むため、A材とは異なり補強材のリブとレキ材とのかみ合わせがよかったためと考えられる。

付図-12及び付図-13の結果から見かけの摩擦係数 f^* を計算した。その結果を上載圧に対して整理したものが付図-14である。付図-14中には設計で用いられている f^* 線を示した。また、付図-4に示した内部摩擦角 ϕ_d の上限及び下限値を用いて計算した $\tan\phi_d$ の値の範囲も示した。

付図-14(a)はA材の場合の結果である。この図では、引抜き量の変化によって見かけの摩擦係数がどのように変化しているかを示している。この実験結果を見ると引抜き変位が小さい場合には拘束圧が大きくなるにつれてわずかに見掛けの摩擦係数が小さくなる傾向が見られるが、最終的には拘束圧によらずほぼ一定の値となっている。このときの見かけの摩擦係数は、三軸試験で求められた内部摩擦角 ϕ_d から $\tan\phi_d$ として求めたものとほぼ等しい結果となっている。ところで、陸上の設計では、通常、付図-14(a)に二つの折れ線で示すような見かけの摩擦係数と上載圧の関係を用いているが、今回の実験では折れ線のような拘束圧に依存するような見かけの摩擦係数とはならなかった。これは、陸上の構造物では、細粒分を含む地盤材料を対象としているために、ある種の粘着力の成分を期待できるのに対し、今回の実験で用いたような完全摩擦性材料の場合には、粘着力の成分が期待できないせいであると考えられる。このようなことは石材を用いる場合には一般的に言えることであると考えられる。



付図-14 見かけの摩擦係数と上載圧の関係

付図-14(b), (c)にはB材の緩詰めの場合と密詰めの場合の実験結果を示す。付図-14(b)に示した裏込めが緩詰めの場合には、引抜き変位が大きくなっても見かけの摩擦係数の値は小さく、陸上で用いられている設計の標準値や $\tan\phi_p$ から求められるものよりもはるかに小さい摩擦係数しか期待できないことが分かる。一方、付図-14(c)に示した密詰めの場合には、十分大きな摩擦係数を期待できる結果となった。これらのことは、帯鋼を用いる場合には、締固めをすることが必要であることを意味しており、締固めをしない場合には、十分な摩擦係数が期待できないことを意味している。

これらの結果から、締固めによる摩擦抵抗を期待する帯鋼は、締固めができない水中施工には不向きであるといえる。

5. まとめ

裏込め材の種類及び密度を変えて、補強材の引抜き特性に関する一連の実験を行った結果、以下のことがわかった。

- 1)三軸試験における碎石の応力ひずみ曲線や内部摩擦角は同じ密度の場合、飽和条件と気乾条件では差がない。
- 2)アンカープレートの引抜きに関する支持力係数 N_p は ϕ を低減して設計する必要がある。
- 3)帯鋼の引抜きに関する見かけの摩擦係数は、締固め条件の影響を強く受ける。十分に締固めた場合には、見かけの摩擦係数は $\tan\phi_p$ で求める事ができる。

これらの結論より、今回の遠心模型実験では、支圧による引抜き抵抗を発揮するアンカープレートを採用することとした。

参考文献

- 1)小田匡寛：ロックフィル材料の試験と設計強度4章，土質工学会，1982年，pp.91-92.
- 2)松本徳久：粗粒材料の設計定数の決定法とその適用，土と基礎，Vol.33, No.6, 1985年，pp.7-18.
- 3)三浦均也，野見山尚志，日下部治，境友昭：多数アンカー擁壁の模型実験および引き抜き抵抗の数値解析，第29回土質工学研究発表会講演集，1994年，pp.2445-2448.
- 4)（財）土木研究センター：多数アンカー式壁工法設計・施工マニュアル第2版，1998年，p.76.
- 5)（財）土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル改訂版，1990年，p.104.

港湾技研資料 No.946

1999.9

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 株式会社 シーケン

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

Copyright ©(1999) by P.H.R.I.

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

この資料、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。