

港灣技術資料

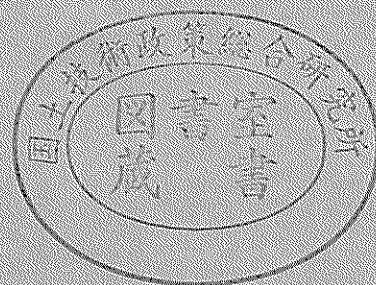
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 431 Sept. 1982

超軟弱地盤上の版状改良地盤の挙動

張		文	全
田	中	洋	行
寺	師	昌	明

運輸省港灣技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 混合処理工法による版状改良の現状	3
2.1 版状改良の特徴と対象地盤	3
2.2 版状改良の施工方法	4
2.3 版状改良の現行設計法の紹介	5
2.4 版状改良の現行設計法の問題点	6
3. 実 験 概 要	7
3.1 実 験 目 的	7
3.2 改良地盤の載荷試験方法	7
3.3 曲げ試験方法	10
4. 実験結果とその考察	10
4.1 境界条件の影響	10
4.2 地盤反力係数法との比較	12
4.3 地盤反力係数の影響要因	17
5. 現場への適用性	19
5.1 現場で得られた k 値との比較	19
5.2 版状改良の設計	19
6. 結 論	20
7. あ と が き	20
参 考 文 献	20
記号一覧表	21
付 録	22

Behavior of Treated-Soil-Slab on Extremely Weak Ground

ZHANG Wen Quan*
Hiroyuki TANAKA **
Masaaki TERASHI***

Synopsis

In Japan, many reclamation projects are carried out using soft sea bottom sediment as fill material. If it is required to utilize such a reclamation urgently, deep soil improvement is necessary before construction. But in some cases, it is difficult even to spread sand mat on a ground surface because of its extreme low strength. Surface treatment by means of synthetic fibre or by admixture stabilization has become a common practice recently.

In the paper, the behavior of treated-soil-slab formed on an extremely weak ground for temporary purposes; e.g. temporary access road, is studied. Current design method of the slab on weak ground is based on the assumption that the slab behaves as if it is an elastic beam resting on the Winkler medium.

From a series of small scale model tests, it is known that the current design method gives a good estimate of maximum bending stress in the slab due to external loading if the modulus of subgrade reaction, k is rigorously determined. As is known, however, k is not a unique value of the soil but is affected by various factors such as the shear strength and thickness of the soil, dimension and stiffness of the slab, magnitude of loading, etc. The precautions in the selection of design parameters are discussed based on the test results.

* Engineer, Planning and Design Institute of Water Transport, Ministry of Communication, People's Republic of China

** Senior Research Engineer, Soils Division

*** Chief of Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

超軟弱地盤上の版状改良地盤の挙動

張 文 全*
田 中 洋 行**
寺 師 昌 明***

要 旨

超軟弱地盤の表層数米を石灰・セメント系の安定材で版状に混合処理し、仮設道路としたり、あるいは覆土の補助として利用することがある。安定処理土版と超軟弱土より成るこのような改良地盤の設計は、超軟弱地盤を一樣な弾性ばねで置き換え安定処理土版は一種の浮き基礎と考える地盤反力係数法によることが多い。本報告では、この設計法の妥当性を確認するために一連の小規模な模型実験を実施して、処理土版の破壊ならびに破壊に至る変形挙動を調査した。従来の知見と合わせて、その結果を以下に要約する。

周知のように地盤反力係数は軟弱地盤固有の値ではないため、軟弱地盤の強度と層厚、安定処理土版の寸法と剛性、外力の大きさなどによって影響される。したがって、現地載荷試験によって地盤反力係数を設定する場合でも、このような要因に対する考慮が必要である。しかし、妥当な数値が選定できれば、実用的には地盤反力係数法によって版状改良地盤の挙動が予測できる。

1. まえがき

軟弱地盤を改良するために、石灰・セメント系を主とする化学的安定材を土に添加し強制的に混合するが転圧を伴わない工法が近年普及し始めている。この混合処理工法の適用形態は版状、ブロック状、壁状、格子状、杭状と多様である。軟弱地盤の表層数米を版状に改良する場合を浅層あるいは表層安定処理工法と呼び、その他の形状による改良の場合を深層混合処理工法と呼ぶことが多いが、その間に明確な相違がある訳ではない。ちなみに、深層混合処理工法の定義は、「石灰・セメント系を主とする塊状・粉末状・懸濁液状の化学的安定材を原位置の土に添加して、原位置で強制的に混合することによって、地盤中に深層にいたる安定処理土を形成する工法」である¹⁾。この定義には、混合後の転圧（締め固め）に期待する従来の路盤などを対象とした安定処理工法との安定処理土の形成方法の相違が念頭にあり、利用形態や改良深さを限定するものではない。すなわち、浅層あるいは深層という言葉にあまり拘泥すると本質を見誤る恐れがある。混合処理工法による改良地盤の設計に当たっては、その改良深度ではなく、改良の形態、地盤条件、対象構造物、改良目的に適した考え方を採用する必要があるであろう。

軟弱地盤を対象とする混合処理工法の歴史は浅いが実施例を振り返ってみると、版状改良は超軟弱地盤上の仮設道路あるいは覆土の補助として用いられることが多く、ブロック状、壁状、格子状改良は重量構造物の本格的な基礎地盤改良に用いられ、杭状改良は軽量構造物の基礎地盤の改良に多用されている。このような改良地盤の共通項としての安定処理土の特性や試験法に関する研究^{2)~4)}は大分進められてきたが、改良地盤の挙動にはまだ未解明の問題が多く残されている^{5),6)}。

本報告では仮設的な目的で超軟弱地盤の表層数米を版状に改良する場合の設計における地盤反力係数法の適用性を検討する。

2. 混合処理工法による版状改良の現状

2.1 版状改良の特徴と対象地盤

版状改良が試みられる地盤は、軟弱あるいは超軟弱と形容される地盤で、時として人間の歩行すら困難な場合もある。このような地盤が問題となるのは、港湾地域では主として軟弱粘性土による埋立地である。軟弱ないし超軟弱地盤の早期有効利用を図るためには、本格的な地盤改良に先立って、重機のトラフィカビリティを確保するために表層部を改良する必要がある。また、軟弱地盤が廃棄物や汚染物質で形成されると、早期利用の予定

* 中華人民共和國交通部水運規画設計院、工程師
** 土質部 主任研究官
*** 土質部 地盤改良研究室長

はなくても二次的な環境への悪影響を防止するために早急に覆土する必要が生じる。このような、要請に対応する工法は一般に表層処理工法と呼ばれ、混合処理工法による版状改良以外にも、まき出し工法、表層の乾燥排水工法、シートやネットによる表層被覆工法などが用いられている⁷⁾。

版状改良の特徴は、①安定材を添加・混合することによって安定処理土版を形成するものであるから、超軟弱土そのものを材料として利用するため捨土などの必要がない。②適切な安定材の選定によって早期に改良が可能である。③特殊な施工機械が開発されており、高含水比の超軟弱地盤にも対応できる。④強度が大きいかかわりなく高含水比のまま固化するため、安定処理土の単位体積重量は未処理土とあまり相違しない。その他の工学的特性も一般の粘性土とは異なる²⁾⁻⁴⁾。また、特に留意すべき点としては、⑤版状改良は前述のように仮設的な目的で適用されることが多いため、後の本格的改良や掘削等の支障とならない程度の強度におさえて設計・施工する必要がある。

近年では、版状改良を永久的構造物の基礎地盤の改良へも適用する試みが見られるが、このような場合には長期にわたる変形の検討や、安定処理土が地表に露出されることとなるので処理土自体の耐久性についての検討を忘れてはならない。

本報告では、版状改良を仮設的な目的で使用することを前提として議論している。

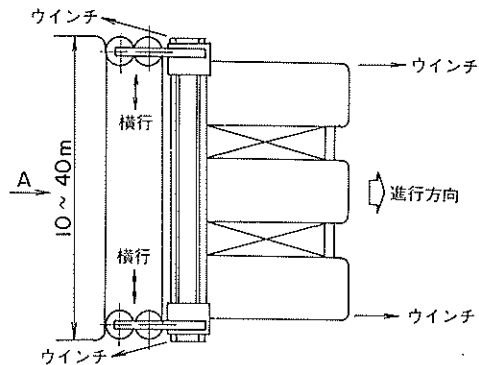
2.2 版状改良の施工方法

混合処理の施工機械に要求される機能は、改良の目的や規模を問わず、品質のコントロールされた必要量の安定材を地中に供給し、均一に十分な混合攪拌を行うことである。したがって、比較的浅い深度を対象とする軽量小型の処理機械でも大深度の軟弱地盤を対象とする作業船搭載用の処理機械でも、施工機械の改善、施工管理機器の充実が図られている^{8),9)}。

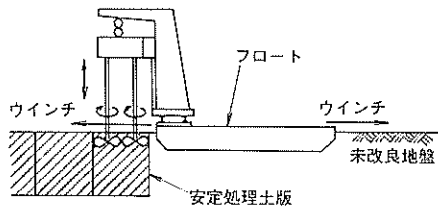
版状改良の対象となる超軟弱地盤が陸地となっている場合には施工機械の接地圧を極力抑える必要があるため、フロート式(図-1)や、軟弱地盤用の泥上車や超湿地用重機をベースマシンとする方式(図-2)が多用される⁹⁾。超軟弱地盤の表層を対象とする場合には、上記のような処理機を用いて、攪拌装置を昇降させると同時に処理機全体を水平に移動させて連続して版状の改良地盤の形成が可能となる(図-3)⁹⁾。

処理機械は、上述のような表層数米を対象とするものから、海面下60mを超える改良を可能とする専用船まで多種多様であり、施工目的に応じて選定が可能である。

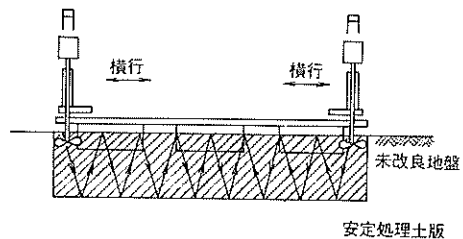
しかし、反面では処理機械の規格が存在しないため、現場で形成される安定処理土の品質も機械の種類や施工の精粗によって大きく変化する可能性がある。このような工法の実施に当たっては、実機による施工実験を実施して、能率や形成される処理土の品質を事前に把握することが望まれる。



平面図



側面図



Aから見た正面図

横行連続改良混合方式

図-1 施工機械(フロート式)⁹⁾

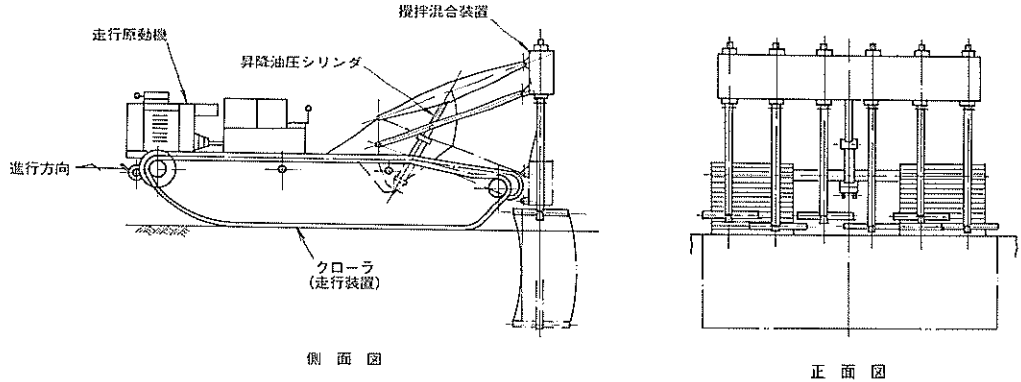


図-2 施工機械（泥上車をベースマシンとした場合）⁹⁾

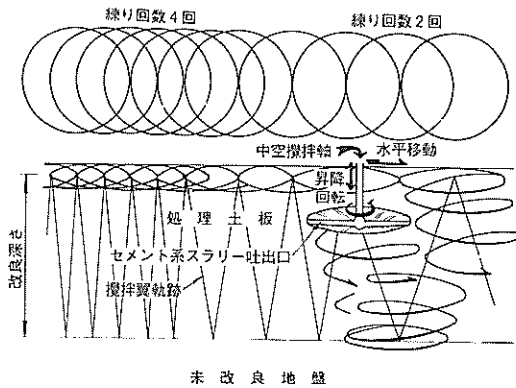


図-3 攪拌混合方法⁹⁾

2.3 版状改良の現行設計法の紹介

超軟弱地盤の表層を改良して仮設的な目的で利用する場合の実用設計法は吉田等^{10)~11)}によって精力的に研究されている。吉田¹⁰⁾の提案している設計手順に従って現行の設計法を解説する(図-4)。

まず、原地盤の土質調査を行い未処理地盤のせん断強度、圧密特性を把握するとともに、混合処理による改良土の強度を仮定する。そして、安定処理土版を含めた地盤の安定を円弧すべり計算によって検討する。円弧すべりによって所要の安全率を得る安定処理土の強度に対応する安定処理土の弾性係数ならびに曲げ引張強度を設定する。また、未処理地盤強度に対応する未処理地盤の地盤反力係数を設定する。未処理地盤を一樣な弾性ばねで構成されるウィンクラー地盤として安定処理土版の内部応力、地盤反力を計算する。計算曲げ応力が安定処理土

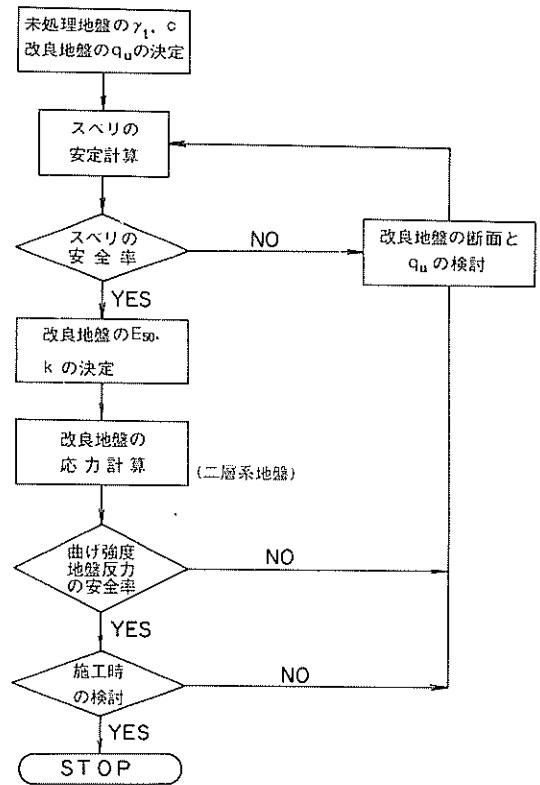


図-4 設計手順¹⁰⁾

版の許容応力より小さく、また地盤反力の最大値が未処理地盤の許容支持力より小さくなるように安定処理土版の諸元を決定する。そして、施工上の問題点がないことを確認して設計を完了する。

この設計のフローには明示されていないが、できるだけ早い時期に改良対象土の室内配合試験あるいは現場実験によって安定処理土の配合と強度特性の相関を求めておくことが望ましい。安定処理土の弾性定数や曲げ強度も試験によって確認することが望ましいが、吉田¹¹⁾は以下の目安を与えている。安定処理土の変形係数 E_{50} は、安定処理土の一軸圧縮強度 q_u を媒介として、 $q_u < 70 \text{ kgf/cm}^2$ で $E_{50} = 189 q_u$ 、 $q_u < 5 \text{ kgf/cm}^2$ で $E_{50} = 136 q_u$ 、 $q_u < 1 \text{ kgf/cm}^2$ で $E_{50} = 125 q_u$ とし、ポアソン比 $\nu = 0.2 \sim 0.3$ としている。また、曲げ引張強度 σ_t は $\sigma_t = (0.33 \sim 0.75) q_u$ としている(図-5)。

未処理地盤の地盤反力係数も現場載荷試験によって検討することが望ましいが、過去の載荷試験結果から地盤反力係数 k (gf/cm^3)と未処理地盤の非排水せん断強度 c_u (gf/cm^2)との間に、 $\log k = \log 5 + 0.88 \log c_u$ の関係提案している(図-6)。

仮想的に用いる期間の安定処理土版の圧密沈下も別途に検討されているようである。

2.4 版状改良の現行設計法の問題点

版状改良を行う地盤は一般に超軟弱であり、埋立地などでは未圧密の状態であることもまれではない。このような地盤を対象として版状の改良を行う場合の設計法には未解明の点が多い。このため、安定処理土版を地盤の一部とみなした円弧すべり計算を行う一方で、安定処理土版を浮き基礎として内部応力の検討を行うなど種々の観点からの検討が必要となる。しかし、一般には未処理地盤のみを通過する円弧によって改良の範囲が決定され、安定処理土版の内部応力によって改良層厚が定まっているようである。

設計法をより合理的なものとしていくためには、種々の条件下での実績の積み上げや、信頼に足る手法で破壊に至る挙動を検討する必要がある。例えば、強度と破壊ひずみが極端に相違する安定処理土と未処理土を横切るすべりの検討の意味や、超軟弱地盤に通常の地盤に在来より適用されてきた円弧すべり計算や支持力計算の方法を適用することの意味は今後も検討を要する。また、圧密に関しても超軟弱地盤にTerzaghiの圧密理論を適用することには問題があり、新たな手法^{15),16)}の採用が望まれる。

現行の設計法でポイントとなっているのは、地盤反力係数法による安定処理土版の応力解析である。地盤反力係数法は対象とする地盤が軟弱であればあるほど、その適用性は高いとされているが、種々の問題点があることも周知の事実である。¹⁷⁾本報告では、実用的な観点から処理土版の応力解析に対する地盤反力係数法の適用性を検

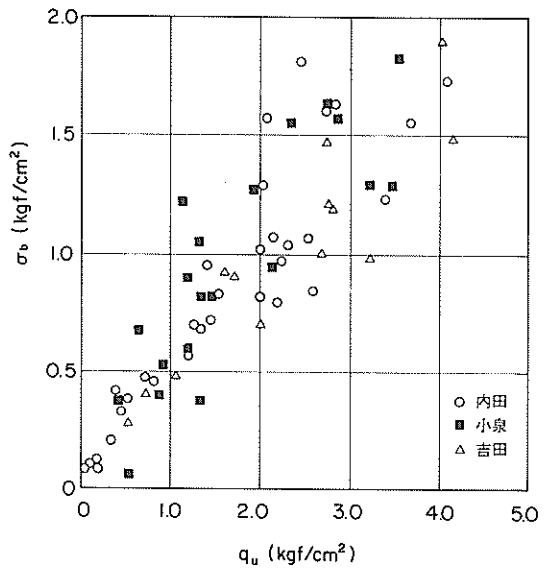


図-5 一軸圧縮強度と曲げ引張強度¹⁰⁾

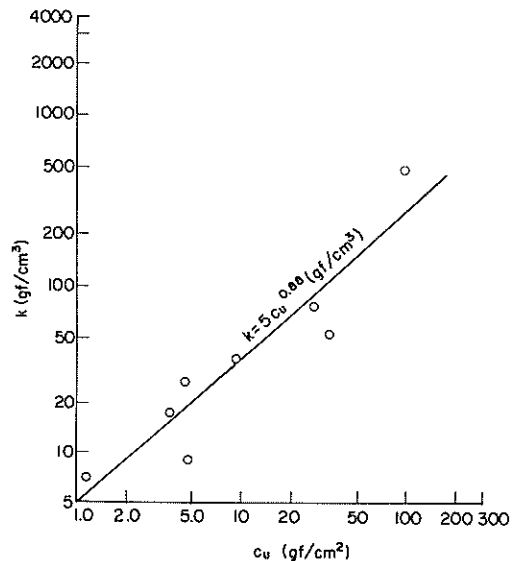


図-6 土のせん断強度と地盤反力係数¹⁰⁾

討している。

地盤反力係数法の基本的な仮定は、

a) 版状改良地盤の底面と未改良地盤との間には、すきまがない。

b) 版状改良地盤は弾性体であり、その厚さは長さに比べて充分小さいとして、“断面平面の仮定”が成立するものとする。

c) ある点 x の未処理地盤の地盤反力 $\varphi(x)$ は、その点の沈下量 $w(x)$ に比例する。すなわち 1) 式が成立するものとする。

$$\varphi(x) = bkw(x) \quad 1)$$

ここに、 b ; 版状改良地盤の幅 (cm)
 k ; 地盤反力係数 (kgf/cm³)

これらの仮定より、地盤反力係数法の基本式は 2) 式となる。

$$w^{(IV)}(x) + 4\alpha^4 w(x) = F(x) \quad 2)$$

ここに;

$$\alpha = \sqrt{\frac{bk}{4D}}, \quad F(x) = \frac{q}{D}, \quad D = \frac{EI}{(1-\nu^2)}$$

D ; 版状改良地盤のたわみ剛性 (kgf・cm²)

E ; 版状改良地盤の変形係数 (kgf/cm²)

I ; 版状改良地盤の断面二次モーメント (cm⁴)

ν ; 版状改良地盤のポアソン比

q ; 分布荷重 (kgf/cm)

図-7 に示す境界条件の下での 2) 式の解を付録に示す。

地盤反力係数法で問題となるのは、先に挙げた仮定がいかに現実に即しているかである。仮定 a) では、版状改良地盤の底面と未改良地盤との間には、すきまがないとしたが、版状改良地盤がたわみやすい場合、荷重地点から離れた位置においては、版状改良地盤が未改良地盤から離れる。この場合、計算上では分離する部分に引張応力が作用することになるが、これは現実に即していない。仮定 b) では、版状改良地盤が弾性であるとしたが、安定処理土は、大きな応力レベルになると非線形の影響が出る。また、変形係数は一軸圧縮試験から求めた E_{50} とするが、この数値を曲げの計算に適用できるかは不明な点が多い。仮定 c) においては、 $\varphi(x) = bkw(x)$ つまり地盤反力は沈下量に比例するとしたが、これは未処理地盤を互いに連絡のない線形弾性ばねに置き換えたことである。しかしながら、実際の地盤ではばねの間にはせん断抵抗が存在し、また周知のように土の変形特性は著しく非線形である。

以上、示したように地盤反力係数法の仮定が近似的に満足できる状態には限界があり、この限界が地盤反力係数法の適用性を左右する。本報告の目的は、版状改良地盤の設計に対する地盤反力係数法の適用性の限界を検討することにある。

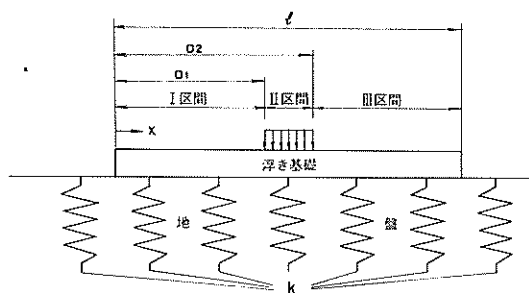


図-7 ウィンクラー地盤模式図

3. 実験概要

3.1 実験目的

本実験の目的は、2.4 で述べたように、版状改良地盤の挙動と、地盤反力係数法による計算結果の適合性を明らかにすることである。このために、浮き基礎の曲げ剛性(強度および寸法)と未処理地盤の強度を変化させて改良地盤の荷重試験を行った。また、安定処理土版の曲げ引張強度を調べるために、曲げ試験も実施した。

改良地盤の荷重試験では浮き基礎をモデル化するにあたって、アクリル板と安定処理土版を用いた。アクリル板を用いる荷重試験の目的は、3.2 に述べるように実験土槽の大きさが限定されているので、未処理地盤の層厚および浮き基礎と実験土槽壁面との距離の境界条件が改良地盤の挙動に対する影響を調べること、アクリル板に直接ヒズミゲージを貼付して浮き基礎のひずみ分布を直接計測することにある。安定処理土版を用いる実験では、浮き基礎が破壊に至るまでの挙動を調査した。なお、使用したアクリル板と安定処理土版の曲げ剛性の範囲はほぼ同様となるように選定した。

3.2 改良地盤の荷重試験方法

(1) 実験ケース

荷重試験のケースを表-1, 2 に示す。表-1 は浮き基礎としてアクリル板を使用したケース (A シリーズ) であり、表-2 は安定処理土版を用いたケース (T シリーズ) である。

(2) 未処理地盤作成方法

未処理地盤として川崎粘土を用いた。その物理特性を表-3 に示す。未処理地盤は、A シリーズおよび T シリーズの T-1 ~ T-18 では以下に述べる方法で地盤を作成した。まず、粘土試料の含水比が 100 % となるようにソイルミキサーで混合・調整し、実験土槽に入れ表面を整

形する。含水比の変化を防ぐため、土槽上部をビニールで封緘し、2日間放置する。その後、浮き基礎を所定の位置に置き、6~16時間程度経過した後、載荷試験を実施する。

TシリーズのT-19, 20の場合には、予備圧密によって未処理地盤を作成した。すなわち、粘土試料の含水比が110~120%となるように調整し、T-19では圧密圧力 p を 0.17kgf/cm^2 、T-20では p を 0.85kgf/cm^2 に加え、圧密が充分終了したことを確認した後、地盤の表面を整形し、浮き基礎を置き載荷試験を行う。

載荷試験後、地盤の c_u をベーンせん断試験機で測定した。ベーンの寸法は、AシリーズおよびTシリーズのT-1~T-19では、直径30mm×高さ60mm、T-20では20×40mmである。なお、T-20では直径35mm×高さ80mmの供試体をサンプリングし、一軸圧縮試験も実施した。

(3) 浮き基礎

浮き基礎をアクリル板とした場合の寸法は表-1に示すように、幅は一定とし長さおよび厚さをそれぞれ2種類に変化させた。なお、アクリル板の変形係数 E はアクリル

板自体の曲げ試験を行い、その結果から $E = 3.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とし、この値を以後の計算に用いた。

浮き基礎を安定処理土とした場合には、安定材として普通ポルトランドセメントを用いた。寸法は表-2に示すように、長さおよび幅は一定とし、厚さのみを変化させた。安定処理土板の作成方法は、土質工学会規準(案)JSF規格：T31-81T¹⁸⁾に準じて混合し、型枠に充てんした。試料混合後、一週間で型枠から脱型し、供試体をビニール袋に入れ封緘養生をさらに2週間続けた。上記の作業と並行して、一軸圧縮試験用供試体も作成した。

(4) 載荷試験方法

改良地盤の載荷試験に用いた装置の概要を図-8に示す。未処理地盤は直径500mmの土槽内に作成した。載荷板の材質は合板であり、その寸法は幅23mm、厚さ11mm、奥行170mmである。載荷は手回しのスクリージャッキによって行い、容量50kgfのロードセルで載荷力を測定した。載荷中の浮き基礎の変形を測定するために、図-9に示す位置に差動トランス(容量5mm)を9カ所設置した。また、浮き基礎がアクリル板の場合には、図-9に示す位置で板の両面にヒズミゲージを貼付(2枚ゲージ法)し、曲げひずみを測定した。

表-1 アクリル板実験シリーズ

実験番号	アクリル板の寸法(mm)			未処理地盤		境界条件(mm)		
	l	b	t	$w_0(\%)$	$c_u(\text{kgf/cm}^2)$	a	c	h
A-1	300	170	3	98	0.007	85	135	100
A-2				100	0.007			200
A-3				101	0.007			300
A-4	240			102	0.004	21	115	200
A-5				102	0.003	55		
A-6				103	0.003	22		
A-7				99	0.005			
A-8				100	0.004	56		
A-9				101	0.004	135		
A-10				5	97			
A-11	3			100	0.005			

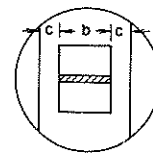
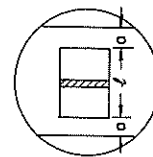
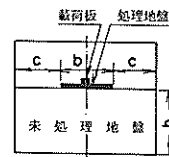


表-2 処理土板実験シリーズ

実験ケース 番号	処理土板				処理土					未処理地盤		
	l (mm)	b (mm)	t (mm)	W_t (kg)	w_i (%)	A_w (%)	q_w (kgf/cm ²)	E_{50} (kgf/cm ²)	T_c (day)	w_o (%)	c_u (kgf/cm ²)	h (mm)
T-1	250	170	23	1.3	200	15	4.1	550	20	100	0.005	200
T-2			24	1.3			3.9	360	21	103	0.005	
T-3			23	1.3			4.9	570	24	99	0.005	
T-4			18	1.1			4.0	500	24	102	0.005	
T-5			18	1.1			4.3	570	25	99	0.005	
T-6			17	1.0			4.4	550	28	102	0.005	
T-7			11	0.7			4.2	540	25	102	0.004	
T-8			11	0.6			4.2	540	25	101	0.004	
T-9			11	0.6			4.3	540	27	103	0.004	
T-10			15	0.9			5.4	560	22	103	0.004	
T-11			11	0.6	5.2	590	24	106	0.003			
T-12			21	1.2	5.7	660	27	102	0.004			
T-13			15	0.9	2.0	220	22	103	0.004			
T-14			21	1.2	2.0	220	22	102	0.004			
T-15			10	0.6	2.0	230	26	101	0.004			
T-16			15	0.9	10.7	1400	17	100	0.005			
T-17			10	0.6	10.7	1400	17	98	0.004			
T-18			20	1.2	3.9	470	29	104	0.004			
T-19			15	0.9	4.2	430	25	76	0.04			
T-20			15	0.9	3.4	340	26	61	0.24			

表-3 試料の物理特性

G_s	w_L (%)	w_p (%)	I_p	粒度分布(%)		
				Sand	Silt	Clay
2.71	92.9	41.4	51.5	1	39	60

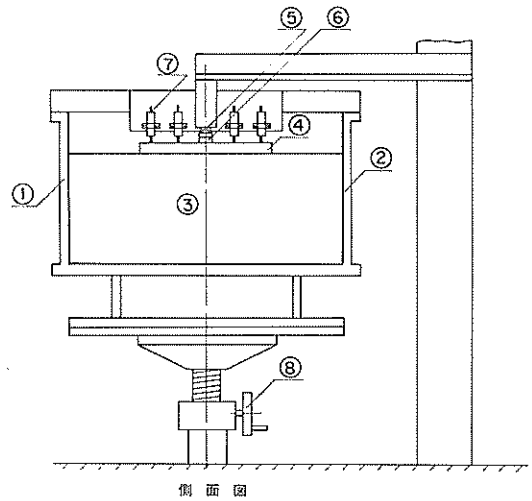
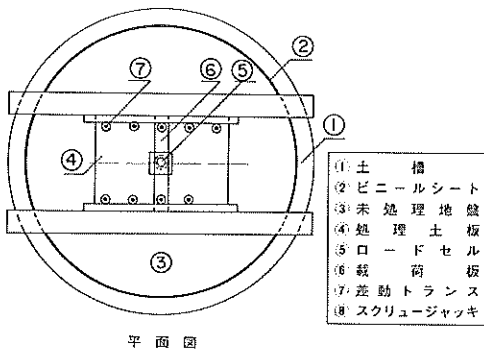


図-8 載荷試験装置の概略図

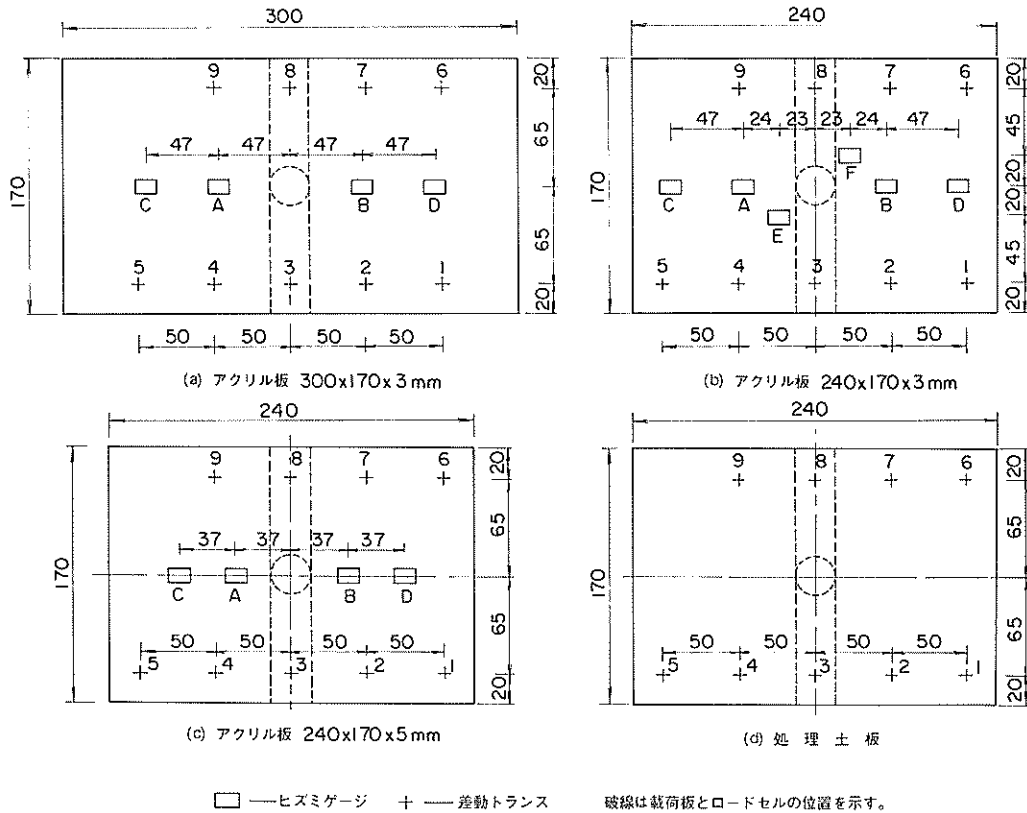


図-9 変位およびひずみ測定位置

3.3 曲げ試験方法

(1) 供試体作成方法

曲げ試験に用いる供試体の大きさは、表-4の実験ケースに示すように長さとは一定とし、厚さのみを変化させた。供試体の作成方法は3.2の3)に示した安定処理土板の作成方法と同様である。

(2) 曲げ試験方法

安定処理土の曲げ試験装置の概要を図-10に示す。供試体の支承の間隔は200mmである。載荷力は容量2kgfまたは50kgfのロードセルによって測定した。載荷板の寸法は、奥行50mm、幅23mm、厚さ11mmであり材質は合板である。

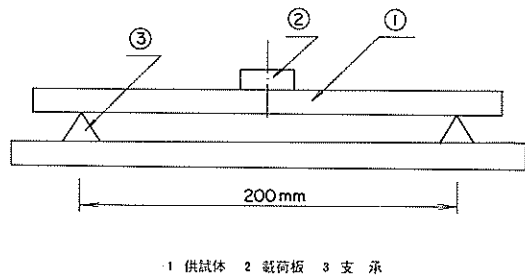


図-10 曲げ試験装置の概略図

未処理地盤の土質定数が同じでも、その層厚によって浮き基礎の挙動は異なると考えられる。この項では浮き基礎として用いたアクリル板の寸法（厚さ、長さ、幅）を一定とし、未処理地盤の層厚のみを変えた実験結果について述べる。層厚の影響を調べた実験ケースはA1～A3である。

層厚 h とアクリル板中央部の変位 δ_c （図-9に示す測定点3と8の平均値）の関係を図-11に示す。載荷圧力 q

4. 実験結果とその考察

4.1 境界条件の影響

(1) 未処理地盤の厚さ

表-4 曲げ実験シリーズ

Case	供 試 体				処 理 土								
	l (mm)	b (mm)	t (mm)	W_t (g)	w_i (%)	A_{50} (%)	q_u (kgf/cm ²)	E_{50} (kgf/cm ²)	T_c (day)				
M-1	250	50	19	315	200	15	3.4	496	37				
M-2			21	330									
M-3			18	303									
M-4			12	201									
M-5			15	239									
M-6			14	235									
M-7			10	157									
M-8			10	150									
M-9			10	162									
M-10			10	184	100	10	10.5	2762	21				
M-11			11	193									
M-12			11	193									
M-13			21	386									
M-14			21	383									
M-15			21	380									
M-16			50	921									
M-17			50	918									
M-18			50	921									
M-19			10	173						150	3.7	721	19
M-20			10	167									
M-21			10	172									
M-22			20	345									
M-23			20	350									
M-24			20	344									
M-25			37	638									
M-26			37	623									
M-27			37	638									

が小さい場合、層厚が δ_c に及ぼす影響は小さいが、 q の増大につれ、層厚の影響が顕著となる。

測定したアクリル板中央部の曲げひずみ ϵ_{c1} (図-9に示す測定点A、Bの平均値)を図-12に示す。 δ_c の場合と同様に、 q が大きくなるにつれ層厚の影響は大きくなる。

層厚が δ_c と曲げモーメントに及ぼす影響を有限要素法で試算した結果を図-13に示す。この試算では、未処理地盤のポアソン比を0.45とし、変形係数は層厚 $h=200$ mmで各荷重段階 q のもとで実測した δ_c と計算値 δ_c^* が等しくなるように選定した。この変形係数を用いて層厚 $h=100$ ならびに300mmの各 q における δ_c^* を求めている。図-13に示すように、有限要素法による計算結果は、実験結果を定性的に説明する。

以上、未処理地盤の層厚が浮き基礎の挙動に与える影響は大きいことを示した。実験上では、実験の容易さ、土槽寸法の制限により、未処理地盤の層厚を $h=200$ mmとした。

(2) 周辺距離

図-8に示すように、本実験で使用した土槽は、浮き基礎の寸法に対して比較的小さいため、土槽の壁面と浮き基礎の間隔(周辺距離)が実験結果に与える影響を調べる必要がある。すなわち、周辺距離が小さいと未処理地盤の側方流動が土槽壁面によって妨げられる結果、地盤反力係数が見掛上大きくなると考えられる。

周辺距離の影響を調べるために、表-1に図示するように、浮き基礎の長手方向にa、短手方向にcの位置で未処理地盤中に遮蔽板を置き、載荷試験を行った。

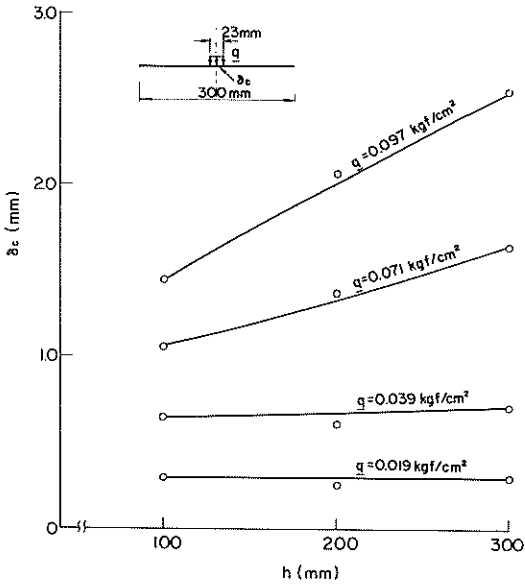


図-11 層厚と中央部変位の関係

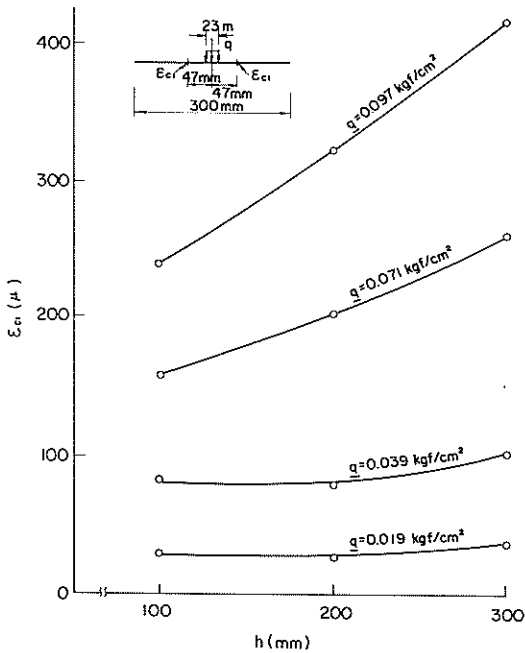


図-12 層厚と曲げひずみの関係

周辺距離と δ_c の関係を図-14 に示す。周辺距離 a が δ_c に及ぼす影響はごくわずかであるが、周辺距離 c の影響は大きい。しかし、図-15 に示すように、アクリル板中央

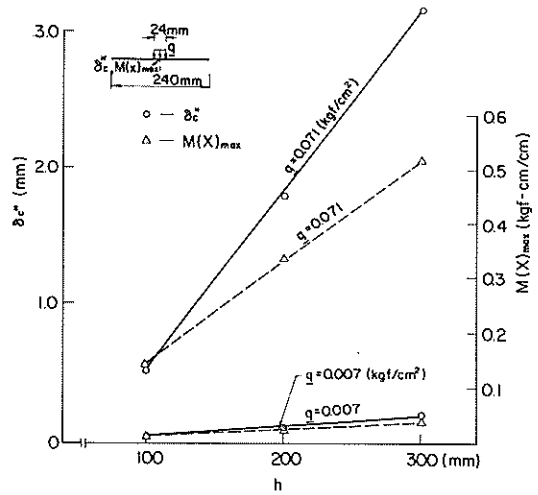


図-13 有限要素法による計算結果

部の曲率を表す相対変位 δ_r (図-9 に示す測定点 2, 4, 7, 9 の平均値と δ_c の差) は、周辺距離 a , c にかかわらず、ほぼ一定である。このことは、周辺距離が浮き基礎の中央部の曲げモーメントに及ぼす影響は小さいことを意味する。

以下に述べる考察においては、周辺距離の影響が少なくなる $a > 85$ mm, $c = 115$ mm の条件下で実施した実験データを用いる。

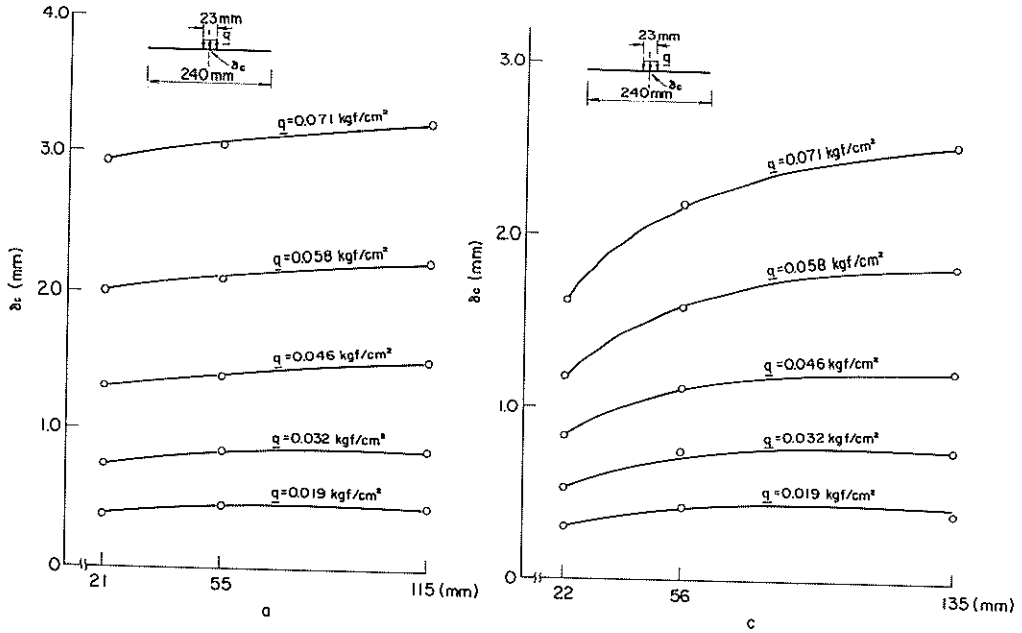
4.2 地盤反力係数法との比較

この節では、地盤反力係数法の適用性を評価するために、アクリル板および安定処理土板の実測変位と、地盤反力係数法を用いた計算変形について議論する。次に、地盤反力係数法から安定処理土板の破壊時の曲げ引張応力を検定し、この結果と安定処理土板自体の曲げ試験の結果を比較する。

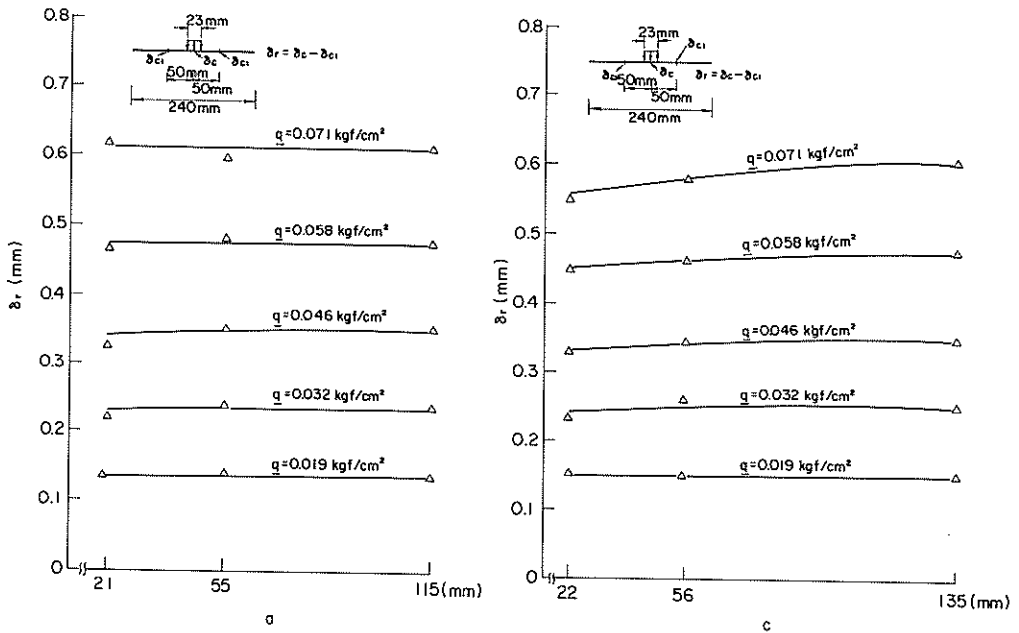
(1) 浮き基礎の変形

本実験の解析に用いた地盤反力係数法は、各载荷段階における中央の実測変位 δ_c と計算変位 δ_c^* が一致するように k 値を選定するものである。計算手順を以下に示す。

- i) 未処理地盤の k 値を数組仮定し、各载荷段階における δ_c^* を地盤反力係数法を用いて計算する。すなわち k 値は载荷力によって変化させる。(計算式は付録参照)
- ii) δ_c^* と k 値の関係を両対数で示す。(図-16 参照)
- iii) 実測の δ_c を ii) のグラフにおとし、各载荷段階に対応する k 値を求める。(図-16 に示す点線)
- iv) iii) で求めた k 値を用いて、各载荷段階における浮き基礎の曲げモーメント $M(\omega)$ 、せん断力 $Q(\omega)$ 、変位 δ^* 、地盤反力 $\phi(\omega)$ を計算する。



図一 14 周辺距離と中央部変位の関係



図一 15 周辺距離と相対変位の関係

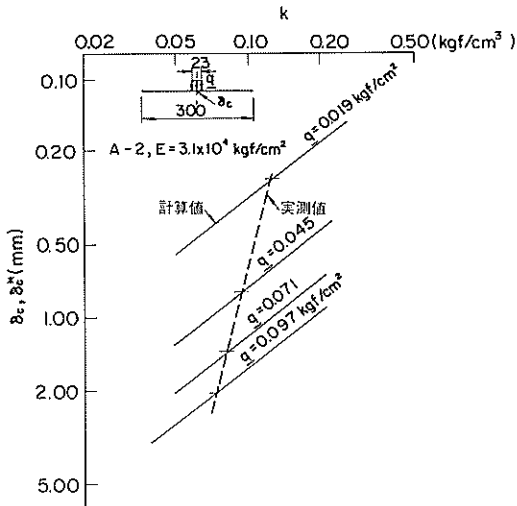


図-16 k値を求める図

浮き基礎をアクリルとした場合の実測変位と計算変位を比較すると(図-17), 載荷部付近の曲率は比較的一致しているが, 中央から離れるにつれ, 変位そのものは計算値の方が実測値より大きくなる。この傾向はアクリル板が長いほど(A-2とA-11), またアクリル板が薄いほど, 言い換えると曲げ剛性が小さいほど(A-11とA-10)顕著となる。

実測した曲げひずみと計算から求めた曲げひずみを比較すると(図-18), 全体として両者は比較的良好一致していると言えよう。しかし, 変位の場合と同様にアクリル板が長いほど, 曲げ剛性が小さいほど両者の差は大きくなる傾向にある。

この傾向が生じる主な原因としては,

i) 本計算に用いた地盤反力係数法では, 各載荷段階で未処理地盤のk値は平面的に一定としている。しかし, 有限要素法で求めた未処理地盤の最大せん断応力 τ_{max} 分布(図-19)が示すように, 中央部の τ_{max} は端部より大きい。土は本来非線形特性を有するため, 載荷力の増大に伴い, 中央部のk値は端部より小さくなると考えられる。このような未処理地盤中の τ_{max} の相違は, 浮き基礎の長さが長いほど, その曲げ剛性が小さいほど大きくなるので, 上述したような傾向が得られた一つの原因と考えられる。

ii) 2.4で述べたように, 浮き基礎が長くかつ曲げ剛性が小さいと, 浮き基礎の両端部で変位が負つまり浮き上がり現象が生じる。地盤反力係数法の計算では, 沈下

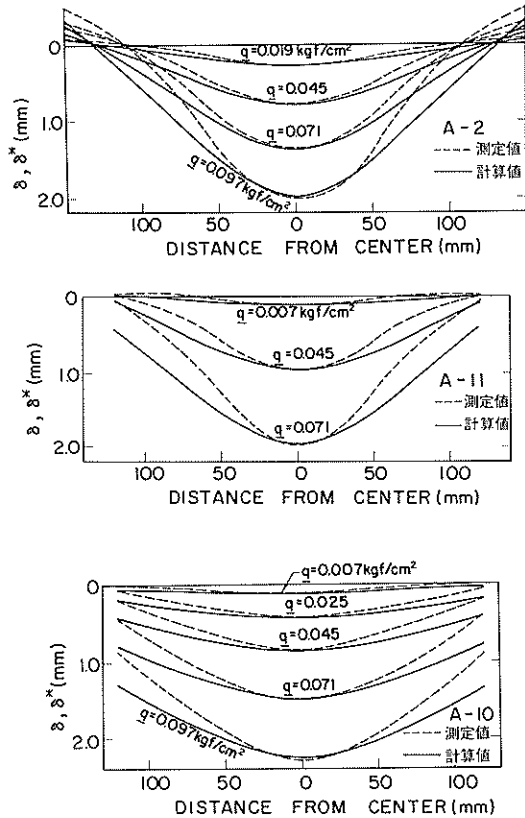


図-17 実測変位と計算変位の比較(アクリル板)

量に比例して地盤反力が働くことと仮定しているので, 計算上両端部で負の地盤反力つまり未処理地盤が浮き基礎を引張っていることになる。実際にはこのような力は作用していないので, 端部では計算値と実測値の差は大きくなる。

次に, 浮き基礎を安定処理土とした場合の結果を図-20に示す。計算に用いた安定処理土板の変形係数は一軸圧縮試験から求めた正割係数 E_{50} であり, ポアソン比は0.5とした。

浮き基礎を安定処理土板とした場合(図-20)とアクリル板(図-17)との大きな相違は, 安定処理土板の端部の変位が実測値より計算値の方が小さいことである。また中央部の曲率を見ると, アクリル板より安定処理土板の方が計算値と実測値が良く一致している。

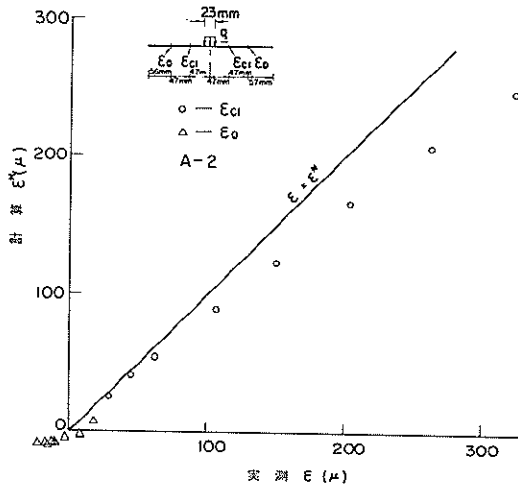


図-18(a) 実測曲げひずみと計算曲げひずみの関係

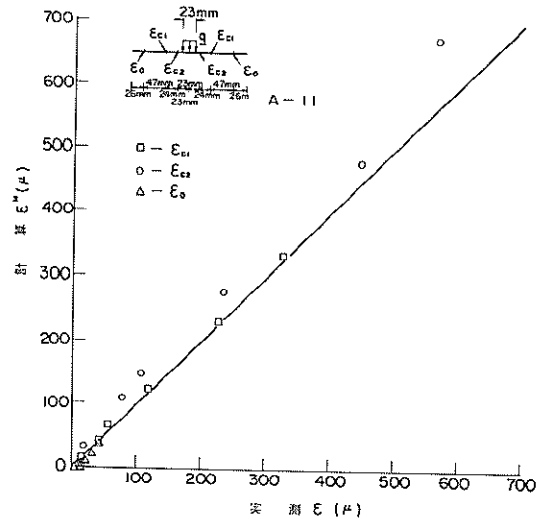


図-18(b) 実測曲げひずみと計算曲げひずみの関係

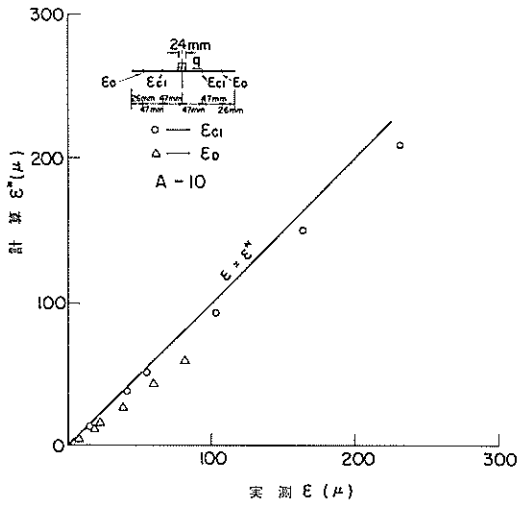


図-18(c) 実測曲げひずみと計算曲げひずみの関係

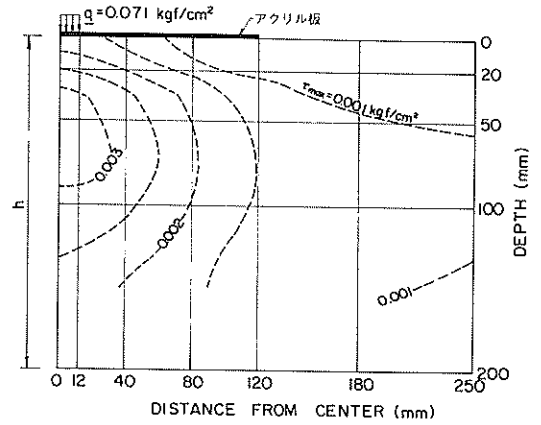
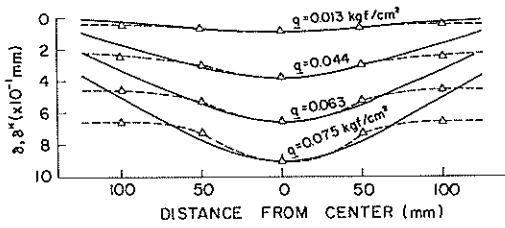
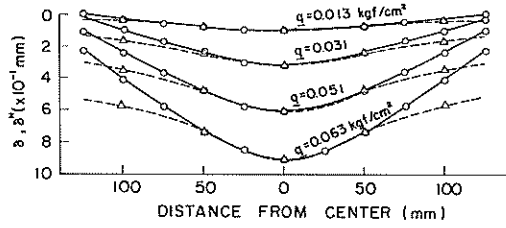


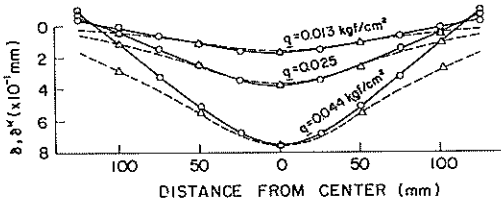
図-19 有限要素法による τ_{max} の分布



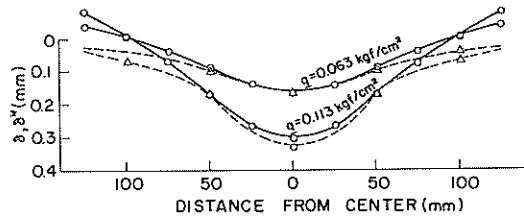
T - 4



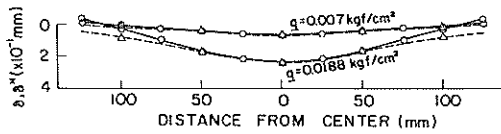
T - 14



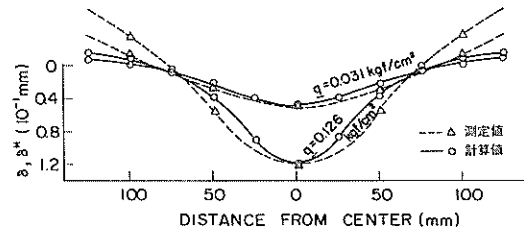
T - 11



T - 19



T - 13



T - 20

図-20 実測変位と計算変位の比較(安定処理土版)

(2) 破壊時の曲げ引張応力

地盤反力係数法による破壊時の曲げ引張応力の計算値 σ_i^* と q_u の関係を図-21に示す。安定処理土自体の曲げ引張強度と同様に σ_i^* もばらつきがあるが、 σ_i^* と q_u の比 σ_i^*/q_u は 0.15~0.40 である。今回実施した曲げ試

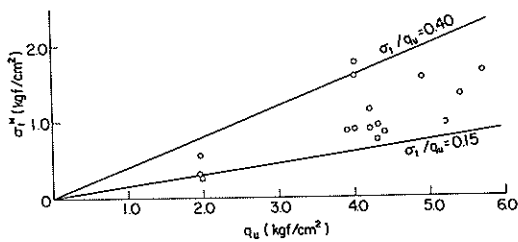


図-21 破壊時の推定曲げ応力と q_u の関係

験の σ_i および他のデータ³⁾と比較すると、 σ_i^* は若干小さい傾向にあるものの、ばらつきの範囲にはほぼ収まっている(図-22)。すなわち、破壊時の地盤反力係数を用いて計算すれば、安定処理土版の内部応力による破壊もある程度の精度で予測できる。

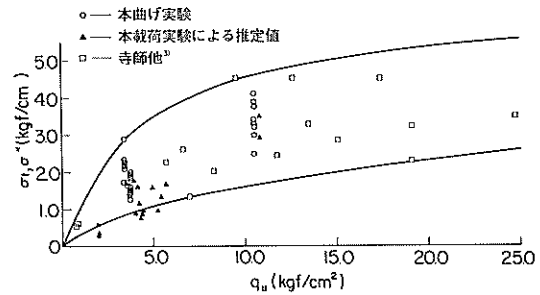


図-22 改良地盤の推定曲げ応力と曲げ試験から求めた曲げ引張強度の比較

4.3 地盤反力係数の影響要因

4.2 の(1) で述べたように、地盤反力係数法の計算に必要な k 値は、計算で求めた浮き基礎の中央変位が実測値と一致するように選定した。しかし、実際の設計ではあらかじめ k 値を推定する必要がある。この節では、本実験で得られた k 値から、 k 値に対する影響が大きいと考えられる5つの要因について述べる。

(1) 未処理地盤強度

本実験では、未処理地盤の c_u を変化させたケースは少ないが、 c_u と浮き基礎の破壊時の k 値、 k_f の関係を図-23に示す。 c_u と k_f の関係は両対数で比例の関係にあり、その傾きは1に近い。

(2) 未処理地盤の層厚

4.1 の(1)に示したように、未処理地盤の c_u が同じ条件下でも、未処理地盤の層厚が大きいほど変位が大きくなる。言い換えると、層厚が大きいと k 値は低下し、この傾向は載荷力が増えるほど著しい。

(3) 載荷力

k 値を求めるために用いた図-24などからわかるように、載荷力の増大に伴ない k 値は低下する。これは、載荷力の増大に伴ない未処理地盤中のひずみレベルが増大し、土の非線形特性が表れ、その結果 k 値が低下するためと考えられる。

(4) 浮き基礎の曲げ剛性

未処理地盤の層厚と c_u が同じ条件下で得られた図-25が示すように、浮き基礎の曲げ剛性が大きければ k 値も増大する。これは、4.2 に示したように未処理地盤の c_u に対して浮き基礎の曲げ剛性が大きいと、未処理地盤中に発生する応力は均一になり、載荷板直下の未処理地盤のひずみレベルも相対的に小さくなるため、 k 値が見掛け上大きくなるためと考えられる。

(5) 浮き基礎の長さ

図-26に示すように、浮き基礎が長いほど、 k 値は大きくなる。これは、同じ載荷力のもとでも浮き基礎が長ければ、未処理地盤中に発生する応力が小さくなるためと考えられる。

以上示したように、 k 値は未処理地盤の c_u のみではなく、未処理地盤の層厚、載荷力、浮き基礎の曲げ剛性およびその長さによって影響される。地盤反力係数法で用いられる k 値は変形係数の一種であり、未処理地盤中に発生するひずみの大きさによって変化する。そこで、未処理地盤中に発生するヒズミの大きさを表現する値とし

て、地盤反力係数法で求めた浮き基礎に作用する最大反力 $\varphi(\omega)_{\max}$ と未処理地盤の c_u の比 β を考える。 $c_u = 0.004 \text{ kgf/cm}^2$ の未処理地盤の載荷試験で得られた k 値は、 β の増大に伴ない低下するのがわかる(図-27)。

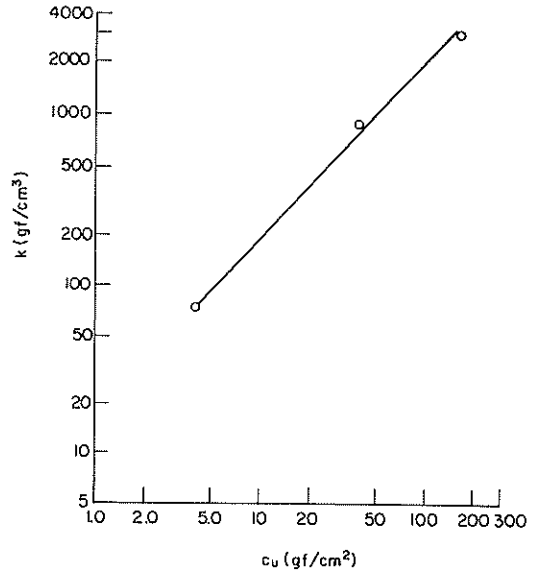


図-23 破壊時の k_f 値と未処理地盤強度の関係

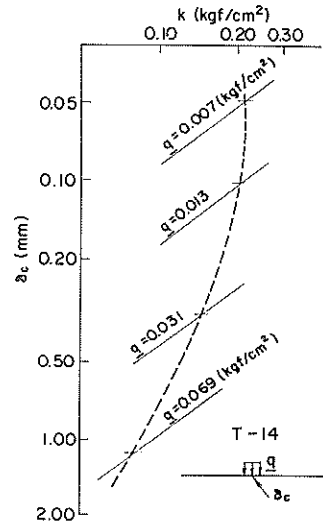


図-24 荷重の増加による k 値の低下

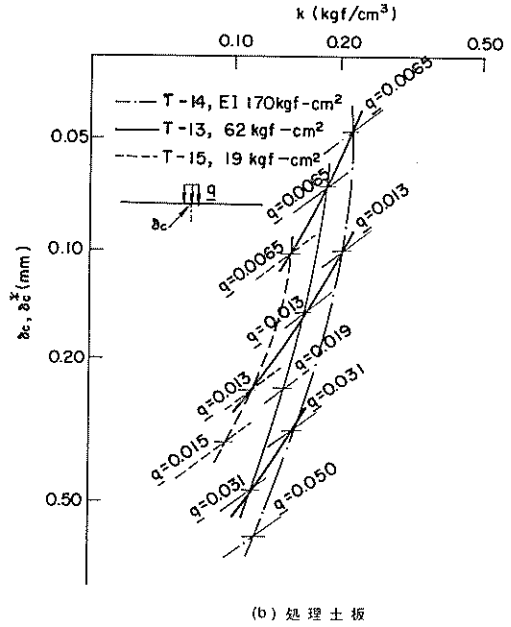
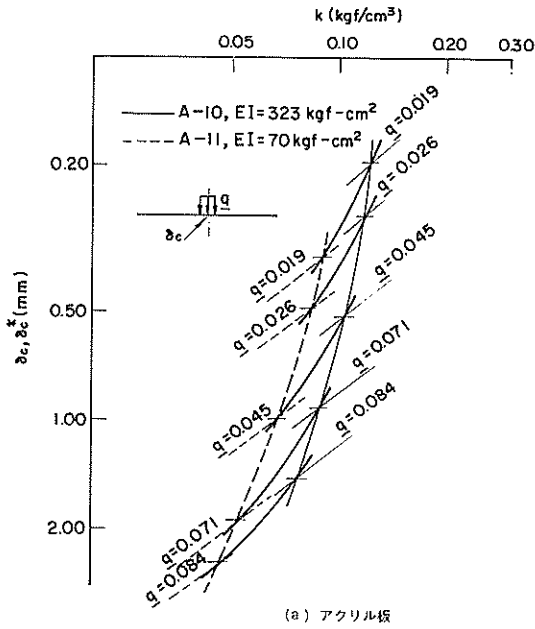


図-25 浮き基礎の曲げ剛性の影響

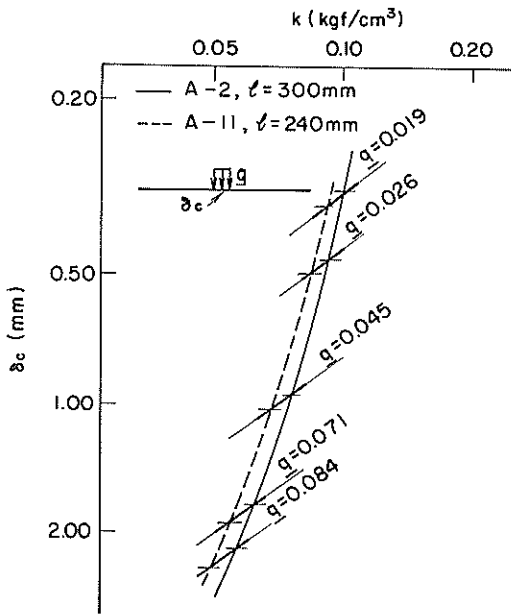


図-26 浮き基礎の長さの影響

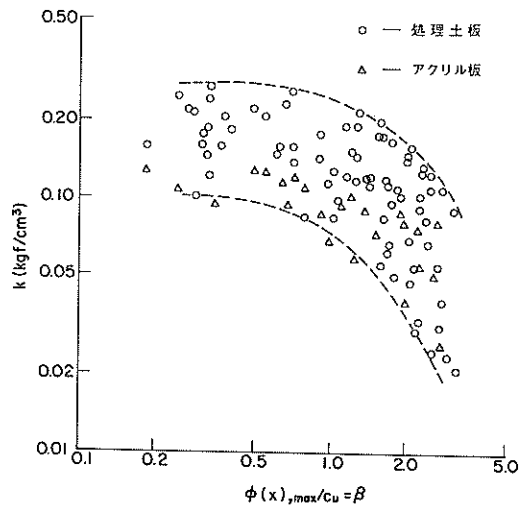


図-27 地盤反力の増大による \$k\$ 値の低下

5. 現場への適用性

4章では、今回実施した模型改良地盤を実物と考えて地盤反力係数法の適用性および地盤反力係数法から逆算された k 値に対する影響要因について述べた。この章では4章で得られた結果を踏まえて、現場での地盤反力係数法の適用性について考察する。

5.1 現場で得られた k 値との比較

本実験で得られた結果を現場に拡張し適用するためには、相似則を考慮した模型実験の試験条件を検討する必要がある。ここでは、地盤反力係数法が版状改良地盤の挙動を物理的に説明できるとして、模型地盤の相似則について検討する。

地盤反力係数法における基本式は、2.4の2)式で示される。

$$w^{(IV)}(x) + 4\alpha^4 w(x) = F(x)$$

ここに α は長さの逆数すなわち $1/L$ の元を有している。実物に関する量には添字 p 、模型に関する量には添字 m 、また長さの縮尺を $n (=L_p/L_m)$ とすると、

$$\frac{\alpha_m}{\alpha_p} = n = \sqrt[4]{\frac{b_m}{b_p} \cdot \frac{k_m}{k_p} \cdot \frac{E_p}{E_m} \cdot \frac{I_p}{I_m}} \quad (3)$$

ここで

$$\frac{b_m}{b_p} = \frac{1}{n}, \quad \frac{I_p}{I_m} = n^4 \quad (4)$$

また浮き基礎の材料は実物と模型で同一とすると、

$$\frac{E_p}{E_m} = 1 \quad (5)$$

となる。

4), 5)式を3)式に代入すると、

$$n^4 = \frac{1}{n} \frac{k_m}{k_p} n^4$$

$$\therefore \frac{k_m}{k_p} = n \quad (6)$$

すなわち縮尺 n の模型で実物を表現するためには、

$k_m = nk_p$ でなくてはならない。

実際に施工される実物を念頭において、小規模な模型実験を行なう場合、上記で述べた相似則を満足させるように k 値を選定する必要がある。しかしながら、 k 値は土固有の物理量ではなく、4.3で述べた諸要因に左右される値なので、相似則を満足するような k 値をもつ未処理地盤をモデル化するに当り慎重な配慮が必要である。

本模型実験で得られた安定処理土版の挙動をもって現場規模の改良地盤の挙動を検討するためには、本実験で得られた地盤反力係数 k_m と、吉田¹⁰⁾が現場載荷実験から

求めた k_p 値とを比較する必要がある。文献^{11)~13)}による現場実験の規模は、浮き基礎の長さがおよそ20~100m、厚さが1~3.5mである。そこで本模型実験と、現場実験との縮尺 n を約100と考える。両者を比較するためには模型で得られた k_m 値を1/100にして k_p 値と比較する必要がある。図-23で得られた破壊時の $k_{f,m}$ 値を $k_{f,p} = k_{f,m}/100$ とし、図-6に示す k_p 値と比較する。現場実験から求めた k_p 値は、破壊以前に求めているケースもあるため、破壊時の $k_{f,p}$ より大き目の値であろう。これを考慮すると本実験で得られた $k_{f,m}$ 値は、現場で得られた k_p 値とかなり良く一致していると言える。このことから、本模型実験で得られた結果は、定性的に現場にも適用できると考えられる。

5.2 版状改良の設計

浮き基礎の断面およびその強度を設計する際の決定要因は、載荷部直下における浮き基礎に働く曲げ応力である。地盤反力係数法を用いて曲げ応力を求めるためには、浮き基礎の変形係数、曲げ引張強度、および未処理地盤の k 値を的確に推定する必要がある。

安定処理土の変形係数と曲げ引張強度は、比較的均一に作成された供試体を用いて室内試験を実施しても、得られる結果はかなりの範囲でばらつくので、現場でのばらつきは相当広範囲であろう。また、未処理地盤の k 値も、4.3で示したように種々の要因によって影響される値である。

曲げ応力に対する安全率を考える上で、 k 値および安定処理土の変形係数 E の変化による、曲げ応力 σ_b に対する感度分析を行なった。結果を図-28に示す。計算モデルは代表的な改良地盤、すなわち $l = 25\text{m}$ 、 $t = 1.5\text{m}$ 、載荷幅 $b = 5\text{m}$ を用いた。また基準となる浮き基礎の変形係数 $E_0 = 100\text{kgf/cm}^2$ 、未処理地盤の k 値 $k_0 = 0.01\text{kgf/cm}^3$ とした。地盤反力係数法の計算においては、2.4の基本式2)に示す α^4 (変形係数に逆比例、 k 値に比例)

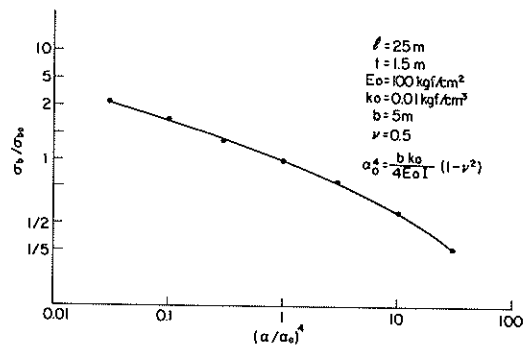


図-28 曲げ応力に対する E 、 k 値の感度分布

が一定であれば得られる2)式の解は同じである。図-28の横軸は $(\alpha/\alpha_0)^4$ 、縦軸は σ_b/σ_{b0} である。ここに α_0 、 σ_{b0} は上述の基準となる E_0 、 k_0 から求まる値であり、 α 、 σ_b は任意の E 、 k の組合せで求められる値である。図-28に示すように、この計算モデルでは α を10倍に過大評価すると、つまり変形係数を真値の1/10倍または k 値を真値の10倍に評価すると、計算される曲げ応力は真値の約1/2と過小評価することになる。

k 値は4.2に示すように、複数の要因に支配されるため、 k 値の設定に当っては、これらの要因が明らかになるまでは、現場載荷試験による方法が望ましい。しかし、破壊に至る以前の現場載荷試験から k 値を求めると、前述したように k 値を高めに設定するため、危険側の曲げ応力を得る。また、実際の設計では、安全性を重視して q_u を低めに評価するが、これに連動して E を低めに設定すると、これも危険側の曲げ応力を得る結果となる。また、曲げ強度の実験値は前述のようにばらつきが大きい。

したがって、浮き基礎の設計に当たっては上述の不確定要素を考慮すると、大きめの安全率を与える必要がある。

6. 結 論

本実験によって得られた結果を要約すると、次の通りである。

(1). 地盤反力係数法によって、安定処理土版の中央部の曲率は実用上はば満足される精度で求められるため、安定処理土版の曲げ破壊を予測する方法として、地盤反力係数法は有効である。

(2). 地盤反力係数 k 値は、未処理地盤の強度によって大きく支配されるが、未処理地盤の層厚、載荷力の大きさ、浮き基礎の曲げ剛性およびその長さによっても影響される。

(3). 安定処理土による浮き基礎の断面を、地盤反力係数法によって求める場合、他の土構造物で用いられている安全率より、かなり大き目の安全率を採用する必要がある。実際の設計に当っては、地盤反力係数 k 値と安定処理土版の強度ならびに変形係数の設定に際して下記の点に留意する必要がある。

i) k 値は、実大規模の現場載荷試験から求めるのが望ましいが、載荷力が小さいと、危険側の高目の k 値を得る。

ii) 実際の設計では、安全性を重視して安定処理土版の一軸圧縮強度を低目に評価するが、これに連動して変形係数を低目に設定すると曲げ応力を過小評価するおそれがある。

7. あとがき

模型実験の結果より、地盤反力係数法によって超軟弱地盤上の版状改良地盤の挙動を予測できることを示した。しかし、本研究では対象を埋立地の工事用道路などの仮設構造物の短期安定問題に限定している。

これは、版状改良を行なう地盤は高含水比で超軟弱であることが多いため長期的な検討を行なうためには圧密変形による経時的な内部応力の変化も考慮する必要があるためである。また、本実験では検討していないが、対象地盤の粘弾性的な要素すなわち載荷速度の影響も今後検討する必要がある。

本研究は、筆頭著者が港湾技術研究所に中国政府派遣研究員として滞在中に中心となって模型実験を行ったものである。実験実施に際しては地盤改良研究室の北詰昌樹、大橋照美、また研修生の堀江泰夫（東洋建設）、川鍋修（不動建設）の4氏の協力を得た。結果のとりまとめは著者3名の協同で実施したが、これに際して奥村土質部長、福岡大学吉田信夫教授より貴重な御意見を戴いた。末尾を借りて各位に謝辞を呈する。

(1982年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 寺師昌明：深層混合処理工法、軟弱地盤改良工法に関する現状と動向講演会講演資料、pp.53-68、土質工学会、1981。
- 2) 寺師昌明、奥村樹郎、光本司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究（第1報）、港研報告、Vol.16、No.1、pp.3-28、1977。
- 3) 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）、港研報告、Vol.19、No.1、pp.33-62、1980。
- 4) 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）、港研報告（予定、1982）
- 5) 奥村樹郎：深層混合処理工法の設計と今後の課題、土木学会第36回年次学術講演会研究討論会資料、1981。
- 6) 網于寿夫、中村龍二、奥村樹郎、曾我部隆久、一本英三郎：軟弱地盤におけるサンドコンパクション工法および深層混合工法の問題点、土木学会誌、Vol.67、No.4、pp.22-32、1982。
- 7) 松尾新一郎編：土質安定処理工法便覧、日刊工業新聞社、1972。

- 8) 寺師昌明：港湾に於ける化学的地盤改良工法，昭和52年度港研講演会講演集，pp. 63-100, 1972.
- 9) 白木久，山本正克：セメント系地盤改良の原理から施工まで—地盤改良施工機械と施工方法（その1～その3），土木施工，Vol. 22, No. 9, 11, 12, 1981.
- 10) 吉田信夫：セメント系による土質安定処理，基礎工，Vol. 9, No. 2, pp. 28-37, 1981.
- 11) 吉田信夫：セメント系地盤改良の原理から施工まで—浅層改良の設計法，土木施工，Vol. 22, No. 6, pp. 97-104, 1981.
- 12) 吉田信夫：超軟弱地盤（ヘドロ）の土質改良工法と載荷試験，解析，土と基礎，Vol. 24, No. 6, pp. 49-55, 1976.
- 13) 吉田信夫，篠原正孝：超軟弱（ヘドロ）地盤の版状載荷試験・解析—ヘドロの地盤反力係数について—，土と基礎，Vol. 26, No. 2, pp. 13-18, 1978.
- 14) 吉田信夫：土質工学ハンドブック（1982年版）原稿，（第23章，土質安定処理，23-3，浅層地盤改良）
- 15) 梅原靖文，善功企：超軟弱粘土の圧密試験法とその適用，港研報告，Vol. 18, No. 1, pp. 33-66, 1979.
- 16) Umehara, Y. and Zen, K.: Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, pp. 79-95, 1980.
- 17) フローリン，ベー，アー：フローリンの土質力学，第一巻，pp. 249-253，赤井浩一監修，大草重康訳編，森北出版，1969.
- 18) 土質工学会：土と基礎，Vol. 30, No. 1, pp. 95-97, 1982.

<記号一覧表>

A_w : セメントの混合比 (土の乾燥重量に対するセメントの重量比) (%) a : 浮き基礎の長手方向の周辺距離 (mm) b : 浮き基礎あるいは曲げ供試体の幅 (mm) c : 浮き基礎の短手方向の周辺距離 (mm) c_u : 未処理地盤のせん断強度 (kgf/cm^2) E : 変形係数 (kgf/cm^2) G_s : 土粒子の比重 h : 未処理地盤の層厚 (mm) I : 断面二次モーメント (cm^4) I_p : 塑性指数 k : 地盤反力係数 (kgf/cm^3) k_f : 破壊時の地盤反力係数 (kgf/cm^3) l : 浮き基礎の長さ (cm) $M(x)$: 曲げモーメント ($\text{kgf}\cdot\text{cm}$) p : 圧密圧力 (kgf/cm^2) $Q(x)$: セン断力 (kgf) q : 単位面積当たりの載荷力 (kgf/cm^2) q_f : 破壊時の q (kgf/cm^2) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2) T_c : 養生日数 (day) t : 浮き基礎の厚さ (mm) W_t : 安定処理土板の重量 (kgf) w_i : 初期含水比 (%) w_l : 液性限界 (%) w_p : 塑性限界 (%) β : 最大地盤反力と未処理地盤 c_u との比 δ : 浮き基礎の実測変位 (mm) δ^* : 浮き基礎の計算変位 (mm) δ_c : 浮き基礎中央部の実測変位 (mm) δ_c^* : 浮き基礎中央部の計算変位 (mm) δ_r : 浮き基礎の中央部の相対変位 (mm) ϵ_a : アクリル板の曲げひずみ ϵ_c : アクリル板の曲げひずみ ϵ_0 : アクリル板の曲げひずみ ν : ポアソン比 σ_b : 曲げ応力 (kgf/cm^2) σ_t : 曲げ引張強度 (kgf/cm^2) σ_t^* : 破壊時の推定曲げ引張応力 (kgf/cm^2) $\varphi(x)$: 地盤反力 (kgf/cm^2) $\varphi(x)_{\max}$: 最大地盤反力 (kgf/cm^2)	
--	--

付 録

本文の図-7に示す境界条件下での地盤反力係数法の基本式2)の解は以下のようになる*。

地盤反力 $q(x)$ および沈下量 $w(x)$ は

$$\begin{aligned} \frac{q(x)}{kb} = w(x) = w(0) Y_1(x) + \frac{1}{\alpha} \delta(0) Y_2(x) \\ + \frac{q}{kb} [1 - Y_1(x - a_1)] - \frac{q}{kb} [1 - Y_1(x - a_2)] \end{aligned} \quad 1)$$

曲げモーメントは

$$\begin{aligned} M(x) = -D [-4\alpha^2 w(0) Y_3(x) - 4\alpha \delta(0) Y_4(x) \\ + \frac{4\alpha^2}{kb} q Y_3(x - a_1) - \frac{4\alpha^2}{kb} q Y_3(x - a_2)] \end{aligned} \quad 2)$$

せん断力は

$$\begin{aligned} Q(x) = -D [-4\alpha^3 w(0) Y_2(x) - 4\alpha^2 \delta(0) Y_3(x) \\ + \frac{4\alpha^3}{kb} q Y_2(x - a_1) - \frac{4\alpha^3}{kb} q Y_2(x - a_2)] \end{aligned} \quad 3)$$

ここに

$$w(0) = \frac{AY_3(l) - BY_4(l)}{Y_3^2(l) - Y_2(l)Y_4(l)}$$

$$\frac{1}{\alpha} \delta(0) = \frac{BY_3(l) - AY_2(l)}{Y_3^2(l) - Y_2(l)Y_4(l)}$$

$$A = -\frac{q}{kb} [Y_3(l - a_2) - Y_3(l - a_1)]$$

$$B = -\frac{q}{kb} [Y_2(l - a_2) - Y_2(l - a_1)]$$

$$Y_1(x) = \cos ax \cdot \cosh ax$$

$$Y_2(x) = \frac{1}{2} (\sin ax \cdot \cosh ax + \cos ax \cdot \sinh ax)$$

$$Y_3(x) = \frac{1}{2} \sin ax \cdot \sinh ax$$

$$Y_4(x) = \frac{1}{4} (\sin ax \cdot \cosh ax - \cos ax \cdot \sinh ax)$$

q ; 分布荷重

ただし、本文中の図-7に示す、I区間は式1)~3)中の第3, 4項を除く。

* フローリン, ベー, アー: フローリンの土質力学, 第一巻, 赤井浩一監修, 大草重康訳編, 森北出版, 1969.

港 灣 技 研 資 料 No.431

1 9 8 2 ・ 9

編集兼發行人 運輸省港灣技術研究所

發 行 所 運輸省港灣技術研究所
 橫須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 日青工業株式会社

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