

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

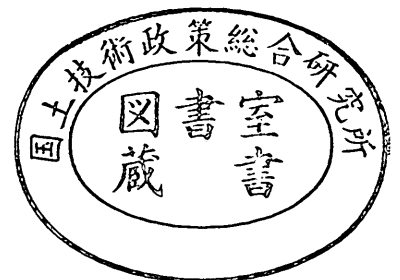
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 23

NO. 3

SEPT. 1984

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第23巻 第3号 (Vol.23, No. 3) 1984年9月 (Sept. 1984)

目 次 (CONTENTS)

1. Multiple Longshore Bars Formed by Long Period Standing Waves
..... Kazumasa KATOH..... 3
(反射定常波による多段沿岸砂州の形成.....加藤 一正)
2. 防波堤直立部に働く不規則波力に関する実験的研究
.....谷本勝利・高橋重雄・明瀬一行.....47
(Experimental Study of Random Wave Forces on Upright Sections of Breakwaters
..... Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI and Kazuyuki MYOSE)
3. 共振振動三軸試験装置の開発と混合土の動的変形特性
.....善 功 企・梅原靖文・大根田秀明・樋口嘉章..... 101
(Development of Resonant-cyclic Triaxial Testing Apparatus and Dynamic
Deformation Characteristics of Mixtures
..... Kouki ZEN, Yasufumi UMEHARA, Hideaki OHNEDA and Yoshiaki HIGUCHI)
4. 波の繰り返し载荷を受ける粘性土地盤の安定性に関する実験的研究
.....大根田秀明・梅原靖文・樋口嘉章・入澤一明..... 127
(Experimental Studies on Model Clay Ground Subjected to Cyclic Wave Loading
..... Hideaki OHNEDA, Yasufumi UMEHARA, Yoshiaki HIGUCHI
and Kazuaki IRISAWA)
5. 水中の剛構造物の地震時滑動と動水圧の実験的研究
.....上部達生・檜垣典弘..... 153
(An Experimental Study on Sliding Block in Water during Earthquake
..... Tatsuo UWABE and Norihiro HIGAKI)
6. 座標式工程表による工程計画手法の開発
.....奥山育英・佐藤恒夫..... 187
(Time Space Scheduling Model
..... Yasuhide OKUYAMA and Tsuneo SATO)

7. 港湾経済効果の計測手法（第3報）——利用効果の帰属——
.....稲村 肇..... 235
(Measuring the Economic Benefits of Port Development
.....Hajime INAMURA)
8. 港湾工事の産業連関分析
.....稲村 肇・米澤 朗・高橋 淳弘..... 251
(The Economical Impact Analysis of Port Construction Works by Input-Output
Analysis.....Hajime INAMURA, Akira YONEZAWA and Atsuhiko TAKAHASHI)

4. 波の繰り返し载荷を受ける粘性土地盤の安定性に関する実験的研究

大根田 秀 明* ・梅 原 靖 文**
樋 口 嘉 章*** ・入 澤 一 明****

要 旨

波力作用時の基礎地盤の支持力や円形すべりに対する安定性などが粘性土地盤上に混成堤などの重力式壁体を建設する場合の重要な問題となる。現設計法においては、波力を静的な外力として扱い、偏心傾斜荷重に対する支持力および水平力作用時の円形すべり問題として安定性が検討される。しかし、これらの問題は、本来、粘性土の繰り返し強度特性や繰り返し力に対する地盤の変形破壊特性などを考慮した安定解析手法によって検討されるべきものと考えられる。

このような観点から、その基礎的研究として粘性土地盤上に模型壁体を直接置いた場合について繰り返し载荷模型実験を行い、模型地盤の変形破壊機構について調べた。これらの模型実験結果と要素試験による試料の繰り返し強度特性を考慮して各種支持力公式の適用性について検討した。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 地盤の破壊の指標として水平と鉛直の合成変位 $\bar{\delta}$ が適当と考えられる。
- (2) 地盤の破壊は壁体前面付近から発生し、破壊域が前後に拡大して行くという進行性破壊のパターンをとる。壁体後端付近の土はほとんど移動せず、壁体後端を通るようなすべり面も発生しない。また、地盤の変形の大部分は底面幅の25%以浅のところでは生じ深さ方向にはあまり進展しない。
- (3) 現設計法における支持力安全率 $F=2.5$ に対して地盤は安全であるが、 $F=1.5$ とした場合には地盤内に破壊域が発生する可能性があり十分な検討が必要であると考えられる。
- (4) 振動単純せん断試験による繰り返し強度比を考慮して地盤強度を求めた場合、中瀬・小林の方法とマイヤホフの式は安全側の結果を与える。一方、荷重分散法の場合は水平すべりに対する検討が不十分であると考えられる。
- (5) 水平すべりの計算方法における有効接地面として荷重分布幅を採用し、荷重分散法と併用すると、同手法によって地盤の降伏条件が示される。

* 土質部 主任研究官(振動土性担当)
** 土質部長
*** 前土質部助土質研究(第2港湾建設局企画課)
**** 土質部 助土質研究室

4. Experimental Studies on Model Clay Ground Subjected to Cyclic Wave Loading

Hideaki OHNEDA*

Yasufumi UMEHARA**

Yoshiaki HIGUCHI***

Kazuaki IRISAWA****

Synopsis

Stability analyses for wave loads are very important for the design of an off-shore structure like a composite breakwater founded on cohesive clays. In the current design procedures, wave loads are treated as equivalent static loads, and the analysis such as the bearing capacities or the circular slip surfaces is done by ordinary static methods. For more accurate or rigorous design, we must study both the dynamic stress-strain or strength characteristics of soils and the failure mechanism of foundation subsoils subjected to cyclic loads.

In order to investigate these problems, cyclic loading tests on a composite breakwater founded on cohesive soils were carried out. Considering the soil strength characteristics determined by cyclic tests on soil elements, test results on a model are discussed. Main conclusions are summarized as follows :

- 1) A resultant deformation is the most appropriate index for defining the failure. When it becomes 1%, the foundation starts to yielding. The foundation fails at the larger resultant deformation : 2 to 4%.
- 2) The subsoils starts to failure at the front of the breakwater, and the region of failure expands horizontally.
- 3) The safety factor of 2.5 is adequate for bearing capacities as customarily used in the current design.
- 4) When the cyclic strength characteristics of the clay are considered, the current methods of analysis give conservative results.
- 5) It has been found that a proposed method of calculation is useful to evaluate the failure conditions for the foundation subsoils.

* Senior Reserch Engineer, Soils Division

** Director, Soils Division

*** Ex-member of Soil Dynamics Laboratory, Soils Division

**** Member of Soil Dynamics Laboratory, Soils Division

目 次

| | |
|-------------------------|-----|
| 要 旨 | 127 |
| 1. まえがき | 131 |
| 2. 実験方法および試料 | 131 |
| 2.1 実験装置 | 131 |
| 2.2 試料および模型地盤の作成方法 | 132 |
| 2.3 繰り返し載荷実験 | 132 |
| 2.4 試料の繰り返し強度特性 | 133 |
| 3. 実験結果および考察 | 133 |
| 3.1 模型実験における破壊の定義 | 133 |
| 3.2 破壊の状況 | 135 |
| 4. 各種支持力公式の検討 | 141 |
| 4.1 検討方法 | 141 |
| 4.2 実験結果と支持力検討手法の比較 | 142 |
| 4.3 繰り返し強度による支持力検討手法の比較 | 144 |
| 5. 結 論 | 148 |
| 6. おわりに | 148 |
| 参考文献 | 149 |
| 記号一覧表 | 149 |
| 付 録 | 149 |

1. まえがき

粘性土地盤上に混成堤などの重力式壁体を建設する場合、波力作用時における基礎地盤の支持力や円形すべりに対する安定性などが設計上の重要な問題となる。現設計法においては、波力等による水平力を静的な外力として扱い偏心傾斜荷重に対する支持力問題および水平力作用時の円形すべり問題としてその安定性が検討される。

これらの安定解析手法として多くの検討手法が提案されているが、各手法の適用範囲や限界についてはいまだに不明な点がいくつかある。現設計法では、荷重分散法と三建法の併用など、各検討手法の併用がのぞましいとしている。しかし、これらの各検討手法自体もかならずしも完全なものではなく、以前としていくつかの基本的な問題があると考えられる。たとえば、繰り返し外力を静的荷重として扱うことの問題、円形すべり面の通過点を壁体下面に設定することの問題、荷重条件によっては円形すべり面の半径が無限大になり収束しない場合の問題などがその例である。

これらの基本的問題を解明し、より厳密な安定解析手法を確立するためには、要素としての粘性土の繰り返し強度特性ばかりではなく、構造系全体としての繰り返し力に対する地盤の変形破壊機構についても調べる必要があると考えられる。粘性土の繰り返し強度は、一般に载荷速度による強度増加と繰り返しによる強度減少がその支配的要因となって決定され、波力のように比較的長周期で長時間作用する繰り返し力に対しては静的強度の50

～60%程度に減少することもある。この繰り返しによる強度減少は実際の構造物の基礎地盤でも生じると考えられ、これらの構造物の安定解析においては粘性土の繰り返し強度特性を考慮する必要があると考えられる。しかし、土と構造物の全体としての変形破壊機構については未知の問題も多く、粘性土の繰り返し強度特性をどのように考慮すべきかについてもいまだに不明確である。

本文では、このような問題の基礎的研究として、粘性土地盤上に模型壁体を直接置いた場合について繰り返し载荷模型実験を行い、基礎地盤の変形破壊機構について調べ、別途実施した要素試験による試料の繰り返し強度特性を考慮して各種支持力公式の適用性について検討した。なお、本研究は現設計法における上記の問題点解明のため、土質部基礎工研究室、設計基準部設計基準研究室および自動設計研究室と共同研究したものであり、本文は動土質研究室が担当した繰り返し载荷模型実験結果についてまとめたものである。

2. 実験方法および試料

2.1 実験装置

模型実験の装置として、小型の動的模型実験装置と大型の繰り返し载荷模型実験装置を使用した。後者の装置は土槽の大きさが $200 \times 200 \times 200 \text{ cm}$ で圧密に長時間を必要とするため、都合3シリーズの载荷実験しかできなかった。しかし、この内2シリーズは装置に不慣れなため10波前後で破壊し、データとして採用できず、本文では1シリーズ4ロードステージのデータを使っている。

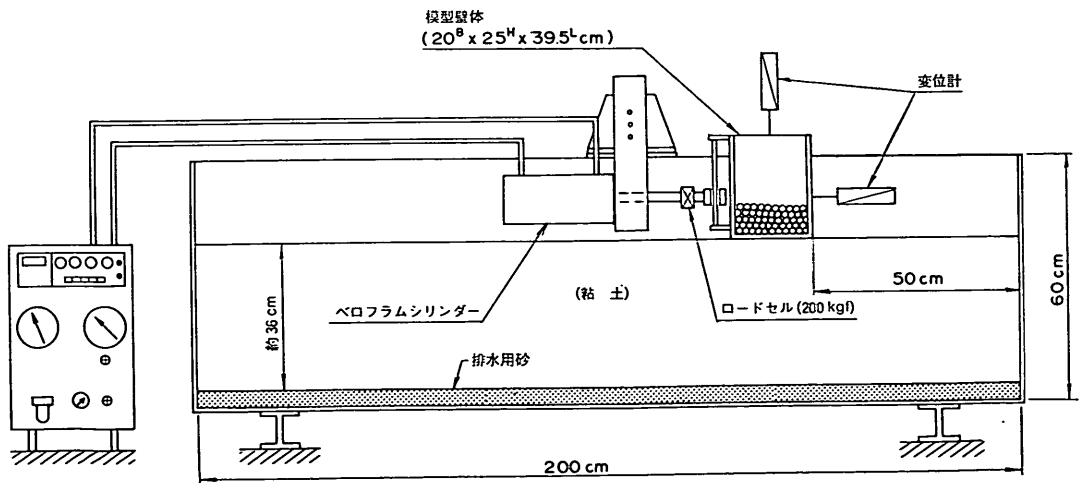


図-1 動的模型実験装置の模式図

残りのデータはすべて小型の動的模型実験装置によるものである。

小型の動的模型実験装置の模式図を図-1に示す。土槽は、幅 200×行40×高 60cm で、前面が強化ガラスでできており、地盤の変形を観測できる。また、側面摩擦の影響を低減するために、背面にはステンレス板がはってあり、内側の各面にはグリースを塗った。

実験で使用した模型壁体は、小型の動的模型実験装置の場合、幅 20×行39.5×高 25cm、大型の繰り返し載荷模型実験装置の場合、幅 40×行 198×高 40cm である。両模型とも土槽の内りより小さくしてあるが、これは繰り返し載荷実験中変形が自由に生じるようにするためである。模型壁体の自重（以後、鉛直荷重と呼ぶ）は、模型内部に鉄の玉（小型の場合）または鉄板（大型の場合）を入れて調整した。

繰り返し水平力測定用のロードセルはベロフラムシリンダーのピストン軸に固定されているが、模型壁体との接続は、回転自由なジョイントおよび上下スライド可能なベアリング軸により、模型壁体が自由に変形できる構造になっている。

2.2 試料および模型地盤の作成方法

今回の実験で使用した川崎粘土IIの物理的特性等を表-1にまとめて示す。本試料に水を加え、含水比80%程度で十分に練り返し、裏ごし機（ミート・チョッパー）の2mmのメッシュを通して貝がらなどを取りのぞき試料とした。

表-1 物理的特性

| | | |
|------------|--|------|
| 比 重 | | 2.68 |
| 砂 分 (%) | | 1.7 |
| シルト分 (%) | | 38.8 |
| 粘土分 (%) | | 59.5 |
| 液性限界 (%) | | 53.2 |
| 塑性限界 (%) | | 27.3 |
| 塑性指数 I_p | | 25.9 |

大型の繰り返し載荷模型実験の場合、土槽底面に20cmの厚さで排水用の砂層を作り、側面にはグリースを厚さ1mm程度で塗り、グリース表面にビニールシートを貼った。練りかえした粘土試料を厚さ約160cmで土槽内に搬入し圧密した。

小型の動的模型実験の場合、地盤中の変形を計測するためのターゲットを設置するため、土層は5回に分けて作成した。土槽内部を清掃後、土槽側面内部にグリースを塗り、底面に排水用砂層として豊浦砂を厚さ約4cm

で敷いた。上記の練りかえした粘度試料を土槽上端から30cmのところまで搬入し、第1層とする。この層を圧密圧力約0.03~0.04(kgf/cm²)で予備圧密する。圧密度約80%程度になったのを確認し、圧密用の載荷板を取りのぞき、所定の間隔および位置にターゲットを設置する。ターゲット設置後、初期層厚約7cmの厚さで粘土試料を搬入し、再度予備圧密をする。この操作を繰り返し5段のターゲットを設置する。最終のターゲットを設置後は圧密圧力を徐々に上げて行き、最終的に圧力を約0.07(kgf/cm²)にする。この状態で沈下を計測し圧密終了を確認する。なお、本手順で土層を作成した場合、最終的粘土層厚は約36cmであった。

本実験では二種類のターゲットを使用した。最初に使用したのは長さ約10cmのアルミニウムの棒であるが、圧密終了後および繰り返し載荷実験中に見えなくなってしまうものが多く、後述する地盤中のひずみ解析が困難であった。このためアルミニウム棒の端にネオプレンゴム製の吸盤（直径約1cm）を付け、シリコングリースを十分に塗り込み、強化ガラス製の側面に貼り付ける方式を採用した。

なお、粘土層の表面には、繰り返し載荷実験の前に、厚さ約1cmで豊浦砂を敷いた。これは、模型壁体に加えられた外力をできるだけ均一に地盤に伝達するため、粘土と模型壁体が直接接することによって生じると考えられる横すべりを防ぐために行ったものである。

2.3 繰り返し載荷実験

小型の模型実験の場合、土槽の端より50cmの位置に模型壁体を据え、左右対称に2ケースづつ段階載荷方式（ステージテスト方式）で載荷実験を行った。図-2に載荷方法の模式図を示す。鉛直荷重は一連のステージテストにおいて一定で、静的な支持力安全率2.5以上の範囲とした。波力として、ベロフラムシリンダーによって片振りのサイン波の繰り返し水平力（周期2秒）を、模型壁体底面より底面幅の1/2の高さに水平に載荷した。水平力を各ステージごとに500波載荷し、水平力を一時ゼロに戻してから次のステージの水平力載荷を行った。

水平力載荷中は、二つの変位計によって鉛直および水平変位を、ロードセルによって繰り返し水平力を計測した。鉛直変位は模型壁体の上部中央で、水平変位は水平力載荷高さ（模型壁体の底面幅の1/2）の位置で測定した。なお、変位を計算する場合、水平変位 δ_{0d} は水平ゼロの時を初期として各ステージごとに求め、鉛直変位 δ_{0v} は鉛直荷重のみによって生じる初期の静的鉛直変位 δ_{0s} を各ステージの鉛直変位変化量 δ_{0d} に加えて求めた。なお、本文中で呼ぶ変位とは模型壁体の変形量をその底面

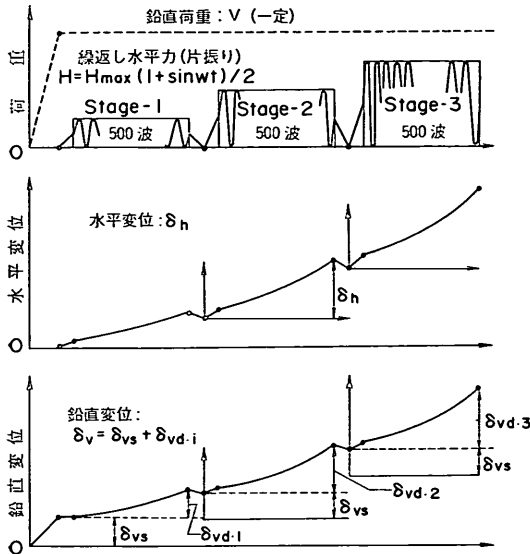


図-2 実験手法の模式図

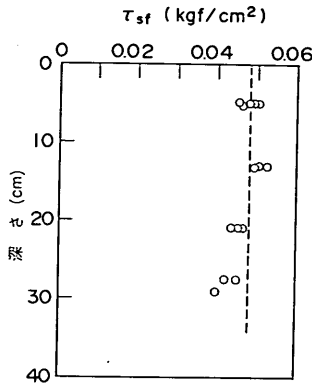


図-3 模型地盤の静的強度 (ベーン試験強度)

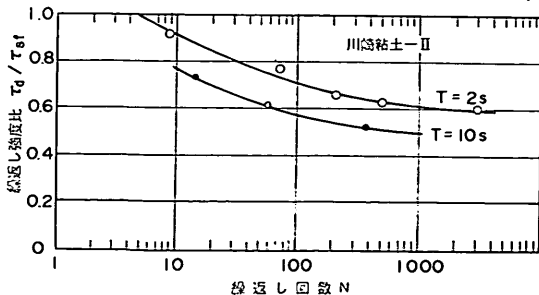


図-4 試料の繰返し強度比

幅に対する百分率で表したものである。

大型の繰返し载荷模型実験の場合もほぼ同様の方法で実験をしたが、模型壁体は土槽の中央に置き1ケースのステージテストを行った。また、繰返し水平力は油圧制御方式で载荷した。計測方法および計算方法は上記の方法と同じである。

模型地盤の強度 τ_{sf} は、一軸圧縮試験が不可能なため、土槽中央付近で数点、深さ方向に3~4点ずつベーン試験を実施して求めた。図-3にベーン試験結果の一例を示す。強度はかならずしも深さ方向で一定ではないため、地盤の強度の代表値として、深さ5cm付近の平均値を採用した。これは、後で述べるように、地盤の主たる変形が深さ5cmより浅いところで生じるためである。なお、今回の実験における地盤の強度 τ_{sf} は0.03~0.05 (kgf/cm²) の範囲であった。

2.4 試料の繰返し強度特性

本試料の繰返し強度比 (繰返し強度 τ_d と静的強度 τ_{sf} の比) と繰返し回数 N の関係を図-4に示す。図の結果はNGI型の振動単純せん断試験による結果であるが、実験方法など詳細については文献1), 2)に詳しい。なお、図の結果は、今回の模型実験で行った周期 $T=2$ 秒の場合と、実際の波の周期に近い $T=10$ 秒の場合について実験したものである。図より分かるように、今回の模型実験で行った波数500波における繰返し強度は静的強度の63.2%であり、地震を対象とした場合 ($N \leq 30$) に比べて非常に小さな値になっている。また、実際に設計上対象となる波の周期は10秒程度と考えられ、さらに小さな繰返し強度になるものと思われる。

今回の模型実験結果を実際問題に適用する場合、当然、相似則が問題となるが、上記繰返し強度の周期依存性をどのように考慮するかについては今後の大きな課題の一つである。なお、本模型実験結果の解析にあたっては相似則の問題については無視し、あくまで小さな実物として扱い、粘性土試料の繰返し強度比として、周期2秒、繰返し回数 $N=500$ に対する値 ($\tau_d/\tau_{sf} = 0.632$) を採用し、各種の考察を行う。

3. 実験結果および考察

3.1 模型実験における破壊の定義

今回のような繰返し载荷模型実験においては、瞬間的または絶対的な破壊が生じることはなく、壁体の変形は繰返し力によって徐々に生じる。図-5は一連のステージテストにおける変位の進行状況の一例を示したものである。図より明らかなように、鉛直および水平変位は連続的に生じていて、明確な破壊点を読み取ることはで

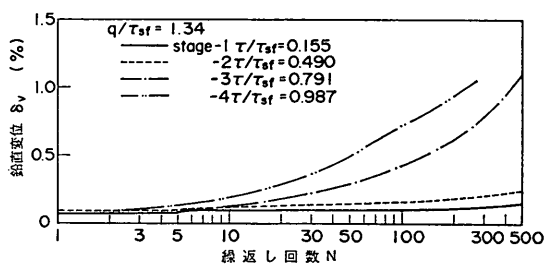


図-5(a) 実験結果の一例 (鉛直変位)

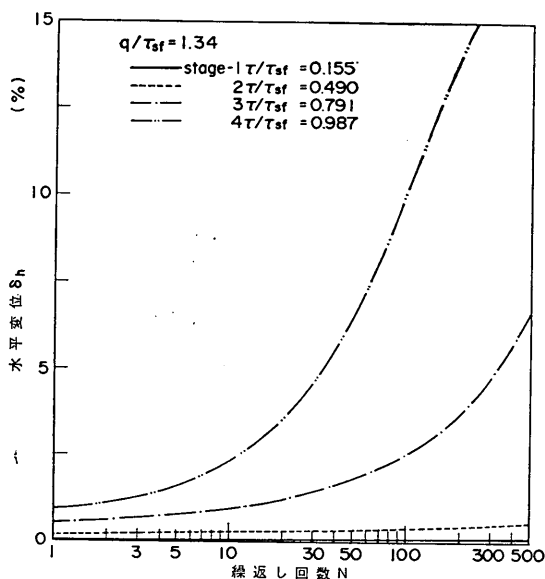


図-5(b) 実験結果の一例 (水平変位)

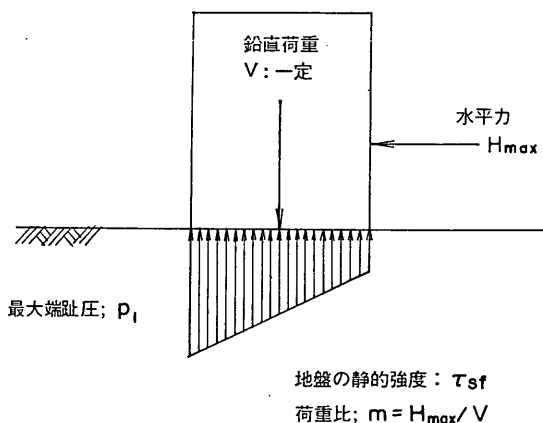


図-6 模型実験における荷重条件の模式図

きない。よって現状では、粘土の動的要素試験などで行われるように、ひずみなどの量によって破壊を定義せざるをえない。しかし、模型実験は要素実験と異なりひずみを直接測定することができず、模型壁体の変形をその底面幅で無次元化した変位によって破壊点を定義することにする。なお、変位の指標としては各繰返し回数に対して、最大値、最小値、平均値および振幅などを考えることができるが、本文では最大値について検討する。

また、模型壁体に加えられた荷重条件を表す指標としては、図-6に示すようないくつかのものを考えることができる。ここでは、繰返し载荷による地盤の変形と荷重条件の関係を調べることを考慮して、繰返し水平力の最大値 H_{max} と最大端し圧 p_1 (弾性支承と考えた場合の最大接地圧) について検討してみることにする。最大端し圧 p_1 は繰返し水平力と鉛直荷重の比を m とすると、次式で与えられる。

・荷重比 $m < 1/3$ の場合 (接地圧台形分布)

$$p_1 = q \cdot (1 + 3m) \quad (1)$$

・荷重比 $m \geq 1/3$ の場合 (接地圧三角形分布)

$$p_1 = q \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{(1-m)} \quad (2)$$

ここで、 q は鉛直応力で、 $q = V/A_c$ である。

図-7は繰返し水平力(波力)の最大値 H_{max} を模型壁体の底面積 A_c でせん断応力 τ に換算し、地盤の静的強度 τ_{sf} で無次元化して水平変位 δ_h との関係調べたものである。中瀬・小林によれば、荷重比 m が 0.25 以上では地盤の安定性は水平平面すべりの条件、つまり τ/τ_{sf} で支持力係数 N_c が決まる⁴⁾。図中の○印の点がこの条件に入るものであるが、図より水平変位が破壊の判断基準の一つになることは明らかである。しかし、 $m \leq 0.25$ の場合、つまり鉛直荷重が破壊に対して支配的な場合は、図中の関係のみによって破壊を定義することは無理であ

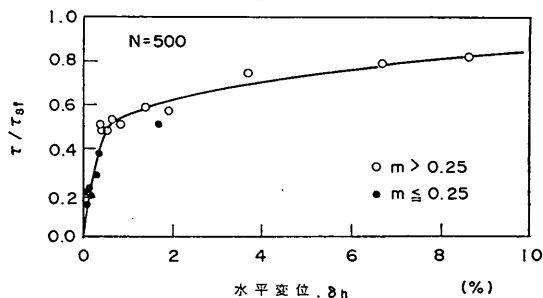


図-7 繰返し水平力と水平変位の関係

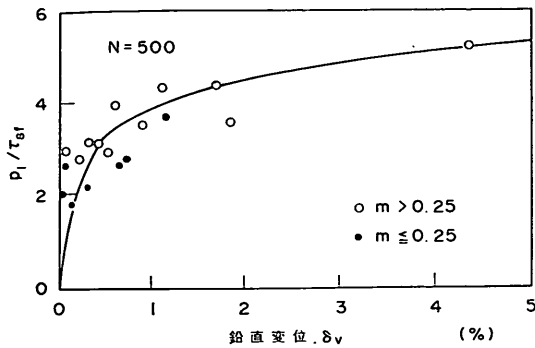


図-8 最大端し圧と鉛直変位の関係

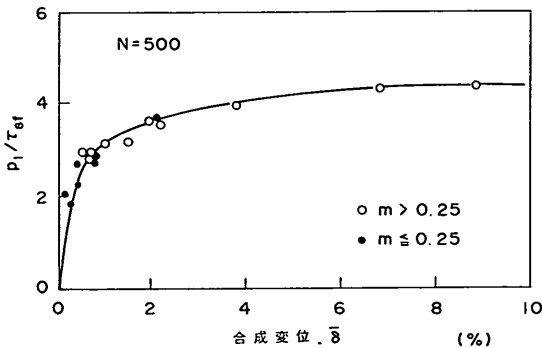


図-9 最大端し圧と合成変位の関係

り、 $m=0$ であっても、鉛直荷重がある限界値を越えると地盤破壊が生じることは自明のことである。

つぎに、鉛直変位について調べてみる。ただし、鉛直荷重だけを荷重の指標としても繰り返し力による地盤の変形を調べる上では十分ではなく、ここでは繰り返し水平力の影響も考慮される最大端し圧 p_1 を荷重の指標とする。図-8は、最大端し圧 p_1 を地盤強度 $\tau_{s,f}$ で無次元化して、鉛直変位 δ_v との関係を調べたものである。図-7に比べてばらつきが大きく、荷重比 m による差もあるように思われるが、これは、最大端し圧 p_1 が水平力によっても変化する量であるのに反して、鉛直変位 δ_v が水平力によってあまり変化しない量であるためと考えられる。

図-7,8から分かるように、鉛直および水平変位は地盤破壊の一つの指標となる。実際の構造物について考えてみると、沈下はしないが水平に滑って破壊する場合や、水平移動はしないが沈下して破壊する場合などさまざまなパターンが考えられる。このようなさまざまな破壊のパターンを表現するための新しい指標として、鉛直と水

平変位の合成変位 $\bar{\delta}$ ($\bar{\delta} = \sqrt{\delta_v^2 + \delta_h^2}$)について考えてみる。図-9は合成変位 $\bar{\delta}$ と最大端し圧 p_1 との関係を調べたものである。図中の曲線は図-7,8と非常に良く似ているが、ばらつきが小さく、荷重比 m による差も比較的小さいように思われる。図-9の曲線を静的な支持力実験の荷重沈下曲線と等価なものと考え、降伏荷重として $p_1/\tau_{s,f} \approx 3$ 、極限荷重として $p_1/\tau_{s,f} \approx 4.2$ 、 $\bar{\delta} \approx 1(\%)$ で降伏したと考えられる。

以上の考察より以下では、合成変位 $\bar{\delta}$ を破壊および変形の指標とする。

3.2 破壊の状況

破壊の状況を正確に把握することは、数多い支持力公式のなかで正しい選択および判断をするために、非常に重要なことである。前述で述べたように、今回のような繰り返し载荷模型実験では、地盤変形が徐々に生じる進行性破壊となる。

進行性破壊は今回のような繰り返し载荷模型実験に限らず、静的な支持力実験においても中密な砂質土や軟弱な粘性土の場合には生じる。これは、荷重が地盤内に分散し応力の集中するところが局部的に破壊し、荷重の増加に伴ってこの破壊域が広がるという破壊パターンをとるためと考えられる。繰り返し载荷模型実験の場合には、この破壊域の拡大が荷重増加によるものではなく、繰り返しによる地盤強度の劣下と強度劣下域の拡大によって生じると考えられる。

写真-1~12は小型の動的模型実験装置における地盤変形の進行状況を土槽前面より撮影したものの一例である。写真中の白い点は地盤中のひずみを測定するために模型地盤に埋め込まれたターゲットである。各ターゲットは圧密後に、横4 cm×縦4 cm程度のメッシュになるように埋め込んだものであるが、圧密沈下によって変形し、かならずしも正方形メッシュにはなっていない。写真-1は繰り返し载荷直前のものであり、ターゲットの初期状態を撮影したものである。また、各写真中の左上に書かれている「STEP : 1」などの表示はステージテストのステージNo.を示したものであり、同表示の右に書かれている数字は各ステージにおける繰り返し水平力の波数(回数)を示したものである。なお、模型壁体は写真中で右から左に押されるが、説明の便宜上、模型壁体の移動方向を「前」、反対方向を「後」と呼ぶことにする。この呼び方は実際の防波堤などで使われる「防波堤前面」などという呼び方と逆の呼び方であり、注意する必要がある。

これらの一連の写真より分かるように、破壊は壁体の前面から生じ始め、全体的な破壊となる。壁体前面の地

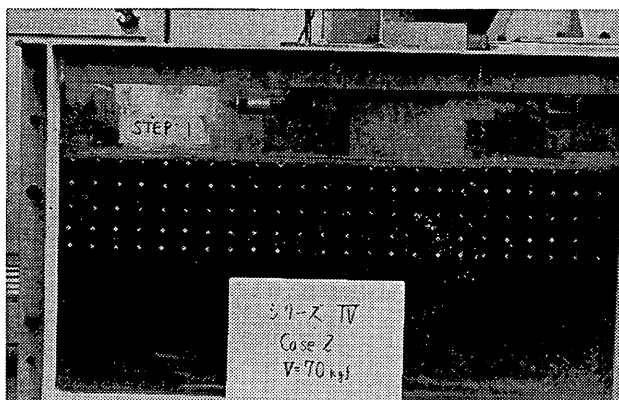


写真-1 ターゲットの変形状況（初期）

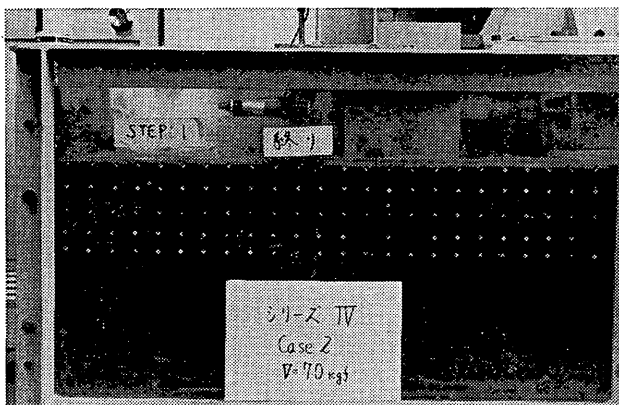


写真-2 ターゲットの変形状況（ステージ1 終了）

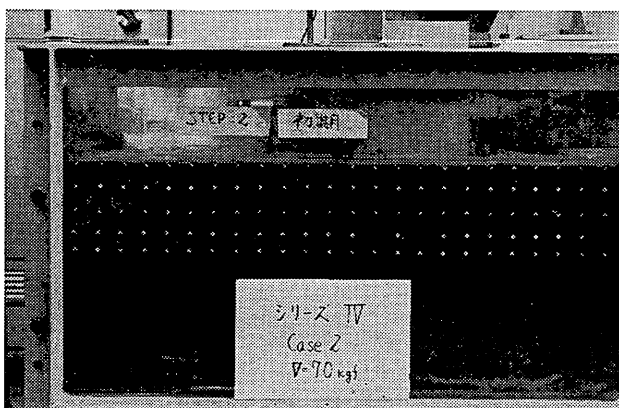


写真-3 ターゲットの変形状況（ステージ2 初期）

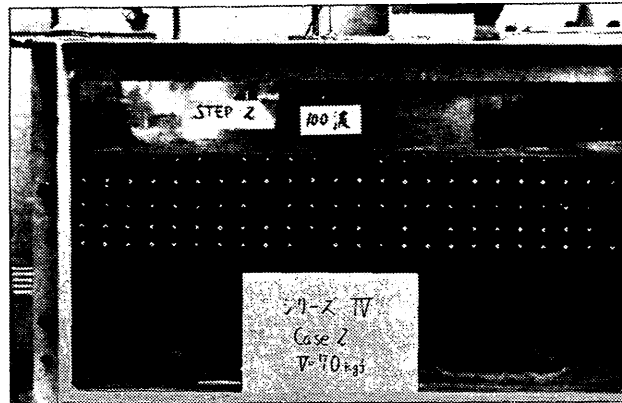


写真-4 ターゲットの変形状況 (ステージ2 N=100)

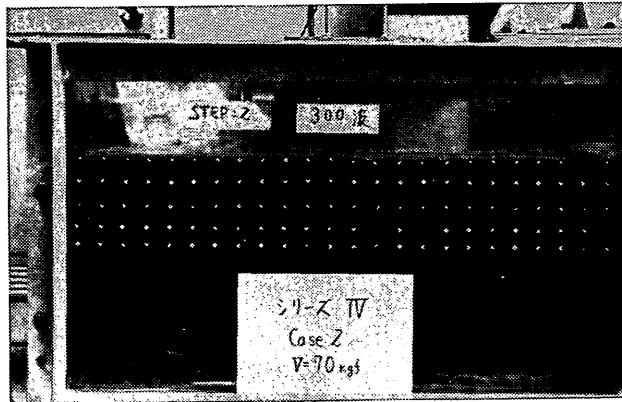


写真-5 ターゲットの変形状況 (ステージ2 N=300)

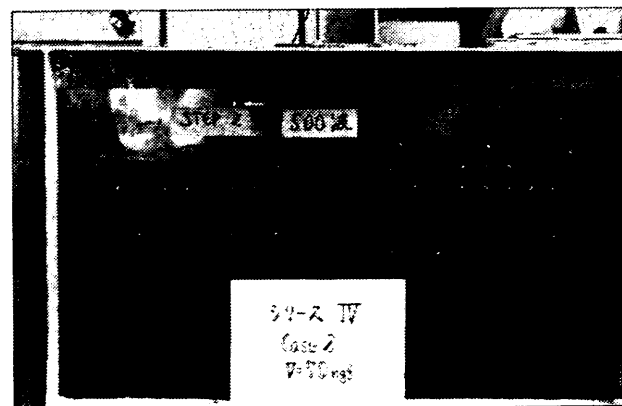


写真-6 ターゲットの変形状況 (ステージ2 N=500)

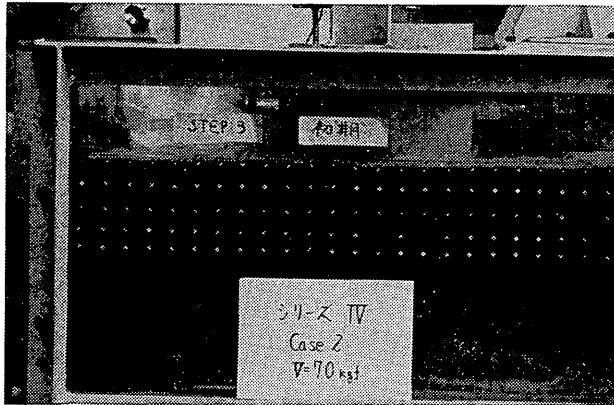


写真-7 ターゲットの変形状況 (ステージ3 初期)

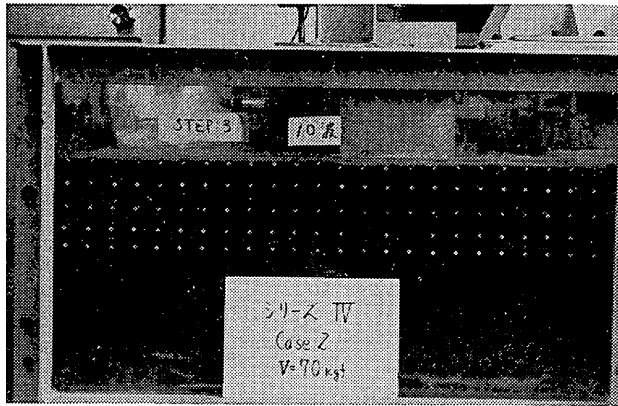


写真-8 ターゲットの変形状況 (ステージ3 $N=10$)

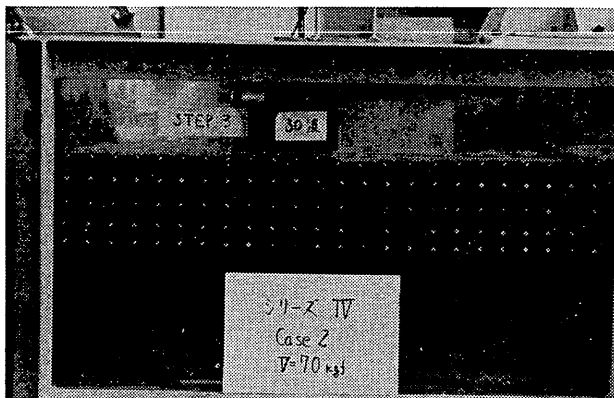


写真-9 ターゲットの変形状況 (ステージ3 $N=30$)

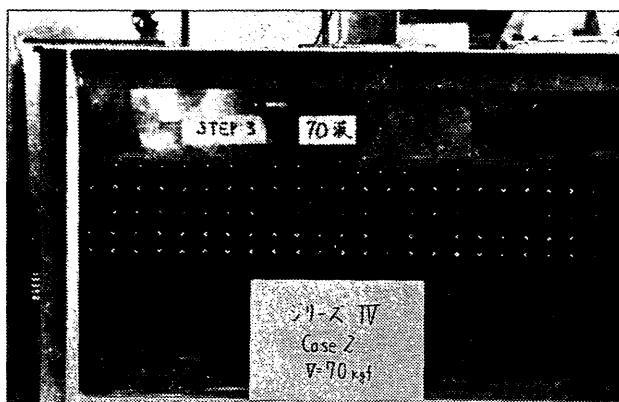


写真-10 ターゲットの変形状況 (ステージ 3 $N=70$)

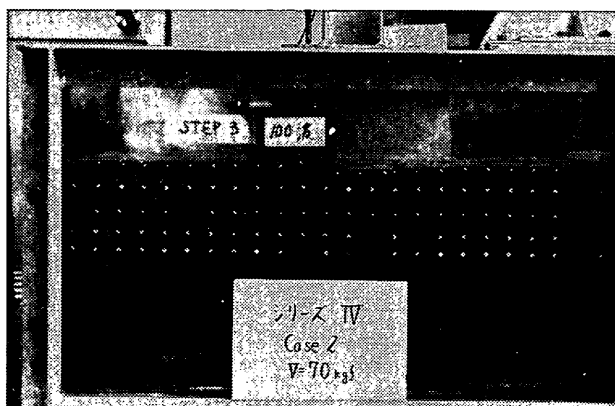


写真-11 ターゲットの変形状況 (ステージ 3 $N=100$)

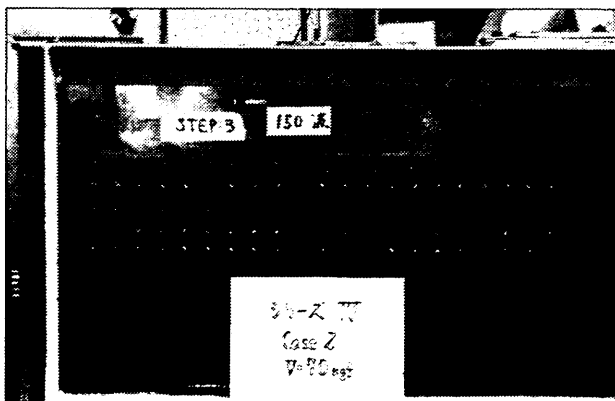


写真-12 ターゲットの変形状況 (ステージ 3 $N=150$)

盤は盛り上がり、壁体下面のターゲットは水平よりやや下の方向へ移動している。一方、写真-1に示す初期状態における壁体後端下のターゲットはほとんど移動していない。模型壁体下面下のターゲットは、壁体の前面に近いほど移動が激しい。これらの現象はすべての模型実験で認められたものである。

このターゲットの移動の定量的な解析をデジタイザ（座標読み取り装置）などを使用して試みた。図-10、11、12はそれぞれ写真-8、9、10における各メッシュの変形状況を描いたものである。図中の実線のメッシュは

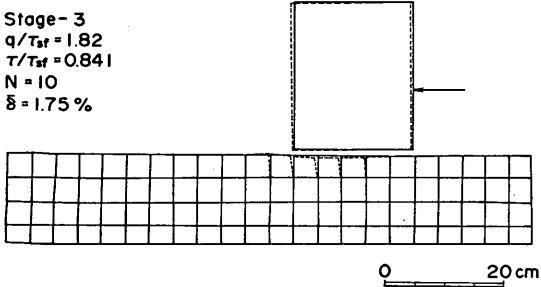


図-10 地盤中のターゲットの変形図（その1）

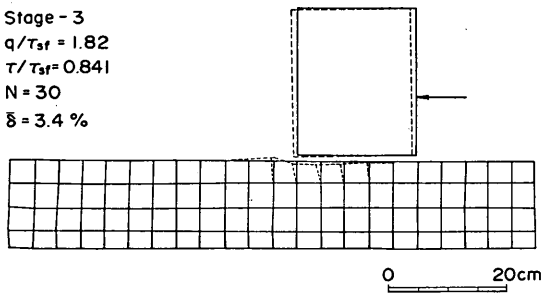


図-11 地盤中のターゲットの変形図（その2）

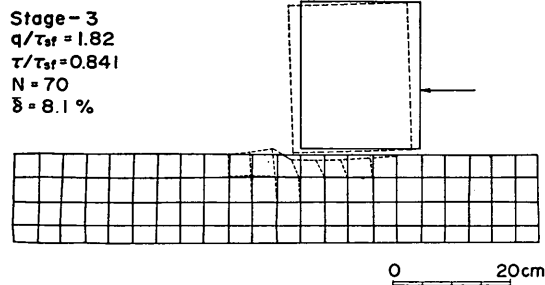
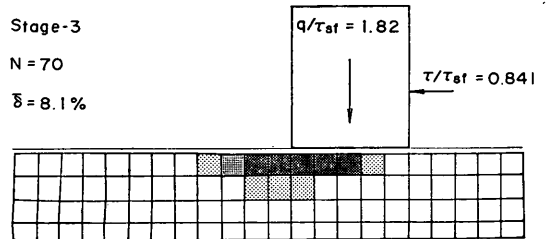
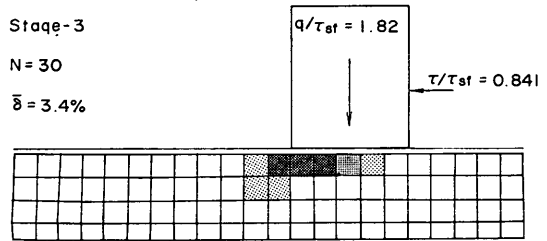
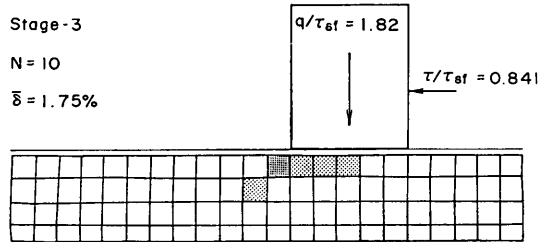


図-12 地盤中のターゲットの変形図（その3）

写真-1の初期状態を描いたものであり、破線で描いたものが各ステージの繰り返し回数におけるメッシュの変形状況を示している。これらの図から、上記の破壊の状況の説明がより明確に理解できる。なお、これらの図は初期状態と第3ステージにおける変形の差を示したものであり、この変形には図-2に示した第1、2ステージにおける変形量も含まれているため、図中に記した合成変位の値と直接比較することは問題があり注意する必要がある。

これらのターゲットのデジタイズ結果をもとにして、各メッシュのひずみの解析を行った。図-13は前掲の写真を解析した結果で、各メッシュにおける重心位置の最大せん断ひずみ γ の大きさで分類して、ひずみの進行状



- $\gamma < 2.5\%$
- ▨ $2.5 \leq \gamma < 5\%$
- ▩ $5 \leq \gamma < 10\%$
- $10 \leq \gamma$

図-13 地盤中の最大せん断ひずみの分布状況（その1）

況を調べたものである。なお、本解析では第1, 2のステージの変形量の影響を除くため、第3ステージ初期(写真-7)を初期状態として解析しているが、初期の静的弾性変位 δ_{0s} (図-1) については考慮していない。このため、図中のせん断ひずみと合成変位は厳密には対応しないが、 δ_{0s} がその他の繰り返し载荷による変位に比べて小さいため、その影響は小さいと考えられる。

筆者らの別の研究結果によれば、粘性土の繰り返し強度における破壊基準として、せん断ひずみ5%が工学的に妥当であると考えられる⁹⁾。図-13では $\gamma \geq 5\%$ のメッシュが破壊している部分と考えられる。図より破壊域の拡大の進行状況がよくわかる。破壊域は模型壁体前面の

表層部のメッシュから始まり前後のメッシュへと破壊域が拡大していく。しかし、表層から二番目のメッシュは、合成変位が8.1%になっても破壊していないようである。また、壁体下面の最後部のメッシュも同様の状態で破壊していない。

図-14も図-13と同様にして別の実験ケースを解析した結果であるが、破壊域の発生および拡大の進行状況はほぼ同じ傾向を示している。また、非破壊域の分布状況についてもほぼ同様の傾向であるが、図-14の場合、鉛直荷重が約20%ほど図-13の場合より大きいため、鉛直方向第2, 3番目のメッシュにおいてせん断ひずみ2.5%以上の部分が広いようである。

以上のひずみ分布図および写真などから明らかなように、静的な支持力解析で行われる重力式構造物の後端を通るようなすべり面は発生しないと考えられる。解析計算法として円形すべりを用いる場合、重力式構造物の下面に通過点を持つような円形すべり面を考慮すべきであると考えられる。しかし、今回の解析だけでは、メッシュ間隔および解析精度上問題があり、その通過点をどの位置にすべきかについて明確な判断ができない。今後、ターゲット、写真計測方法およびデジタイザーの精度を改良し、ターゲットをより密に設置して実験する必要があると思われる。

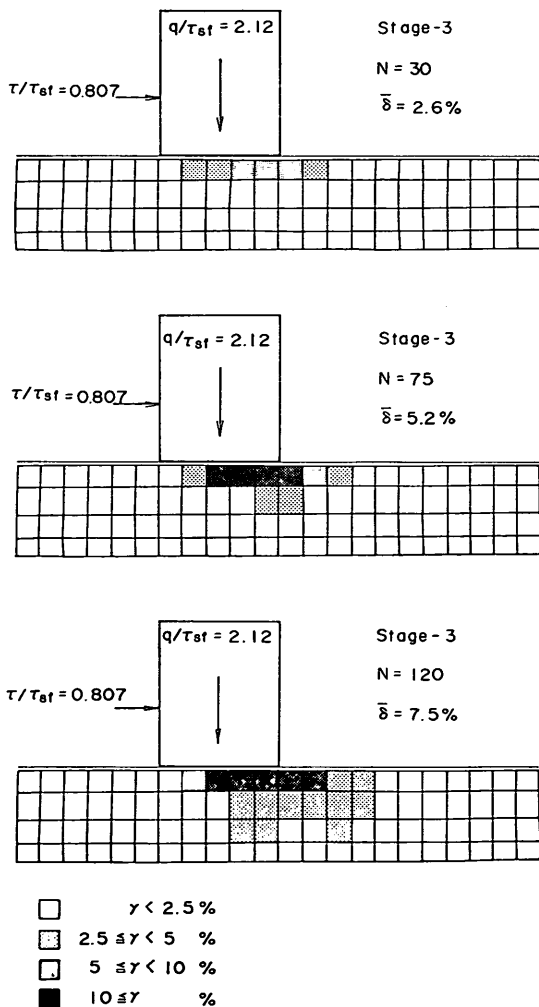


図-14 地盤中の最大せん断ひずみの分布状況(その2)

4. 各種支持力公式の検討

4.1 検討方法

水平力が作用している状態における支持力の検討方法としては、各種の公式が提案されている。本文では混成堤などの波圧時支持力の検討に使われる Meyerhof の公式⁶⁾と中瀬・小林の方法⁴⁾(三建法)⁵⁾および荷重分散法の最大端し圧の検討方法⁵⁾について、本実験結果と比較検討する。さらに、2.で述べた試料の繰り返し強度特性を考慮して、上記三検討手法の適用性について検討をしてみる。

なお、上記手法以外にも Janbu の方法⁷⁾と Hansen の方法⁸⁾および模型壁体の後端を通る円形すべり面による検討なども行った。しかし、前者の2方法は Meyerhof の方法および中瀬・小林の方法と大きな差がなく、また、後者の方法は、前章で述べたように、模型壁体の後端を通るすべり面が発生していないことを考慮し、本文では割愛する。

各公式は、その外力条件を表すパラメータとしていくつかの無次元量を用いているが、ここでは鉛直応力 q と荷重比 m を使用する。荷重比 m は水平力と鉛直荷重の比で、水平力の大きさの影響は荷重比で表されることにな

る。なお、各種公式においては荷重の偏心量 e なども考慮されているが、今回の模型実験では、鉛直荷重が偏心のない集中荷重と考えられ、かつ水平力の作用高さが一定であるため、荷重の偏心量 e は荷重比 m で表すことができる。

$$e = m \cdot \frac{B}{2} \quad (3)$$

地盤強度を c_u とすれば、Meyerhof の公式により極限支持力 q_c は次式で表される。

$$q_c = 5.14 \cdot c_u \cdot (1-m) \cdot (1 - \tan^{-1} m / 90^\circ)^2 \quad (4)$$

また、最大端し圧に対する安定性の検討による極限支持力 q_c は次式で表される。

・ $m < 1/3$ の場合 (接地圧台形分布)

$$q_c = 5.52 \cdot c_u / (1 + 3 \cdot m) \quad (5)$$

② $m > 1/3$ の場合 (接地圧三角形分布)

$$q_c = 5.52 \cdot c_u \cdot \frac{3}{4} \cdot (1-m) \quad (6)$$

また、ここでいう「中瀬・小林の方法」とは Meyerhof の有効接地面に対する円形すべりと水平すべりに対する安定性によって地盤の支持力を検討するものであり、現設計法においては「三建法」⁵⁾ と呼ばれているものに近い方法である。ただし、三建法は多層地盤の支持力を検討する手法であり、水平すべりについては検討対象とされない。また、本来の中瀬・小林の方法は地盤強度が深さ方向に直線的に増加する場合 (均一地盤も含む) を対象とし、ここで述べる計算手法によって求めた結果を支持力係数 N_c の近似式として提案しているものである。本文では、彼らの近似式は使用せず、彼らが行った解析計算手法を使って検討する。図-15 は、同検討手法における有効接地面および等価荷重 q' を模式的に表したものであるが、本模型実験の荷重条件および地盤条件が単純なため、極限支持力は次式の関係であらわされる。

① 円形すべりによる検討

$$q_c = 4 \cdot c_u \cdot r^2 \cdot \theta / (1-m) \quad (7)$$

ここに、 r はすべり円の半径を模型壁体の底面幅で割った無次元量であり、 θ はすべり円の中心角の $1/2$ である。 r および θ は次式で求められる。

$$m = \frac{2 \cdot \theta - \tan \theta}{1 + 2 \cdot \theta \cdot \tan \theta} \quad (8)$$

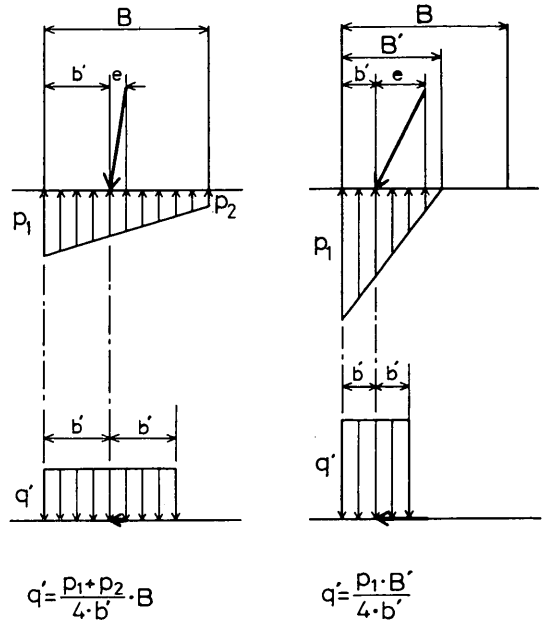


図-15 中瀬・小林の方法における有効接地面と等価荷重

$$r = \frac{1-m}{\sin \theta + m \cdot \cos \theta} \quad (9)$$

② 水平すべりによる検討

$$q_c = c_u \cdot (1-m) / m \quad (10)$$

中瀬・小林の方法は上記二つの検討によって求まる極限支持力の小さいほうの値を地盤の極限支持力とするものである。

なお、模型地盤の表面にすべり止めのために敷いた厚さ約 1 cm の砂層については無視した。

4.2 実験結果と支持力検討手法の比較

図-16 は上記三種の支持力公式について比較したものである。なお、荷重条件として本実験と同じように、等分布の鉛直荷重と水平力作用高さは鉛直荷重分布幅の $1/2$ を設定している。実線が荷重分散法における最大端し圧に対する安定性に対応するもの、破線が中瀬・小林の方法に対応するもの、点線が Meyerhof の公式に対応するものである。荷重比 $m < 0.25$ の範囲では三手法に大きな差はないが、水平力が大きくなって m が増加すると最大端し圧による方法は他の二手法との差が大きくなる。また、中瀬・小林の方法においては $m = 0.25$ で折線となっているが、これは前章で述べたように、 $m > 0.25$ では水平すべりによる破壊によって支持力が決まること

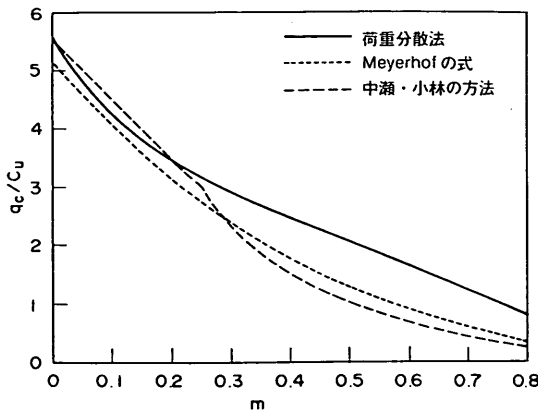


図-16 各支持力公式の比較

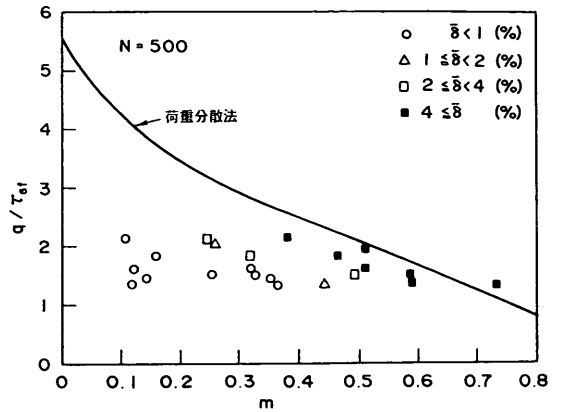


図-17 荷重分散法と実験結果の比較

に対応するものである。

これらの極限支持力関係と今回の模型実験結果を比較したものが図-17, 18, 19 である。各図では、現設計法同様に、地盤強度としてベーン試験による静的強度 τ_{s1} をそのまま用いている。図中の各点は各荷重条件下で生じた合成変位（繰り返し回数 $N=500$ ）の大ききで印を変えて示したものである。ここでは前章の考察に従って合成変位を地盤破壊の指標とし、 $\bar{\delta} < 1\%$ を非降伏の状態、 $1\% \leq \bar{\delta} < 2\%$ を降伏した状態、 2% 以上を破壊と考えることにする。なお、 $\bar{\delta} = 2\%$ の状態は写真-6（ステージ2の終了時）のような状態であり、視覚的には破壊していると認め難く、図-13, 14 の地盤中のひずみ分布状況も考え合わせ、図中では $\bar{\delta} \geq 4\%$ を完全な破壊と考え、印を変えている。

図-17 は荷重分散法における最大端し圧に対する安定性について調べたものである。図では一点を除いてすべての点が同手法で求まる関係曲線より下側にプロットされている。つまり、同手法で求まる極限支持力より小さな荷重条件下でも地盤破壊が生じることがわかる。図-18はMeyerhofの公式と比較したものであり、図-19は中瀬・小林の方法と比較したものであるが、両手法の場合は荷重分散法に比べてやや安全側の結果になっている。しかし、両手法で求まる極限支持力でも合成変位 $\bar{\delta}$ が 4% 程度生じると考えられ、地盤中のかなりの部分が破壊すると思われる。

上記の比較検討は現設計法に従って行ったものであり、このような結果になること当然予想されることである。つまり、上記の各計算手法は極限支持力を求めるものであり、全地盤が同時に破壊し強度を発揮することを仮定している。実際にはこのようなことは少なく、進行

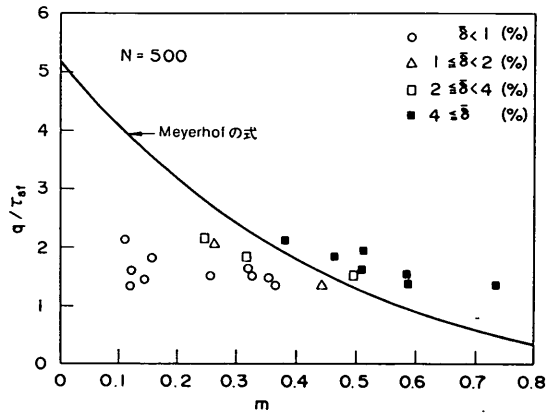


図-18 マイヤホフの式と実験結果の比較

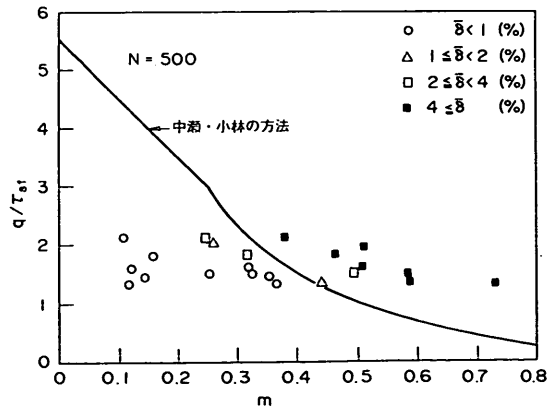


図-19 中瀬・小林の方法と実験結果の比較

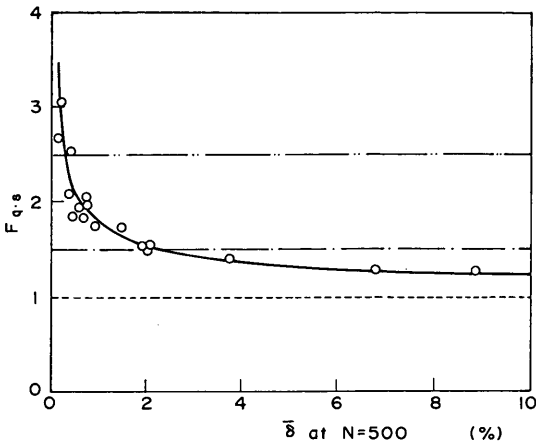


図-20 荷重分散法による支持力安全率と合成変位の関係

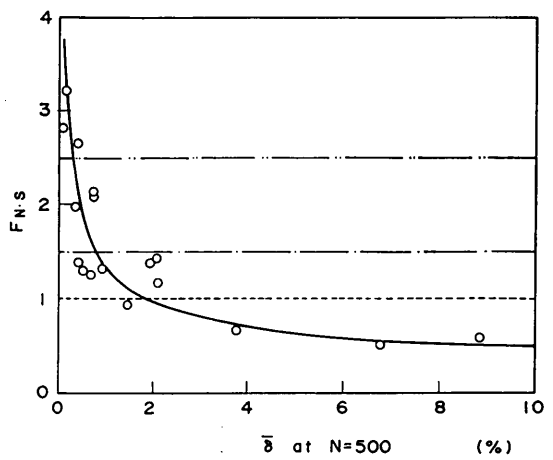


図-22 中瀬・小林の方法による支持力安全率と合成変位の関係

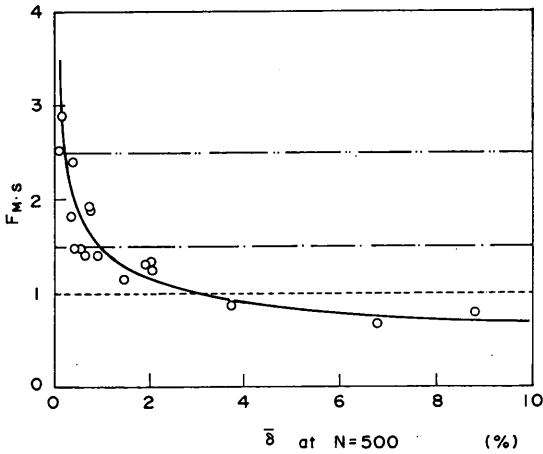


図-21 マイヤホフの式による支持力安全率と合成変位の関係

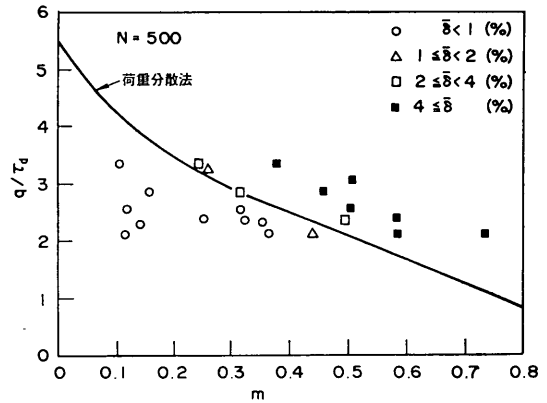


図-23 繰り返し強度を考慮した場合の荷重分散法と実験結果の比較

性破壊的な破壊パターンを示すことが多い。実際に許容支持力を求める場合には比較的大きな安全率を採用するが、その一因はこのようにことに起因すると考えられる。港湾施設の設計においては、重要構造物に対する支持力安全率 $F=2.5$ としているが、円形すべりの安全率は $F=1.3$ を基準としている⁵⁾。

図-20,21,22 は各支持力検討手法における支持力安全率と合成変位 $\bar{\delta}$ (繰り返し回数 $N=500$) の関係を調べたものである。現設計法では、上記のように、重要構造物に対して $F=2.5$ 、その他の構造物に対して $F=1.5$ を基準としている⁵⁾。図より明らかなように、 $F=2.5$ の基準に従うかぎり合成変位は各手法とも 1% 以下であり、

地盤は破壊しないものと考えられる。しかし、 $F=1.5$ とした場合、荷重分散法では合成変位が 2% 程度生じると考えられ、3.の考察結果によれば地盤内に破壊域が発生する可能性があり、同手法だけで支持力を検討するのは問題があると考えられる。他の支持力検討手法と併用して十分検討する必要があると考えられる。

なお、これらの図を比較するとわかるように、Meyershof の公式と中瀬・小林の方法は荷重分散法に比べて安全側の結果になっているが、ばらつきが大きく、現象自体は荷重分散法のほうがむしろよく表現していると考えられる。

4.3 繰り返し強度による支持力検討手法の比較

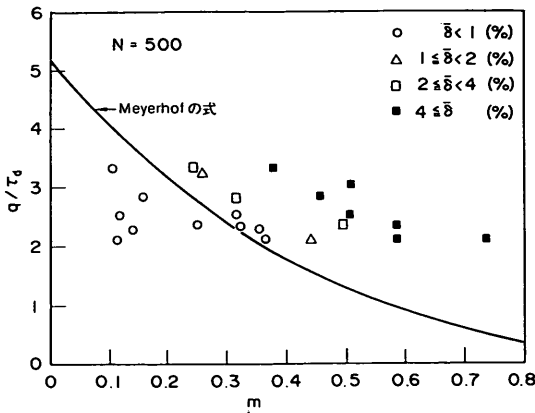


図-24 繰り返し強度を考慮した場合のマイヤホフの式と実験結果の比較

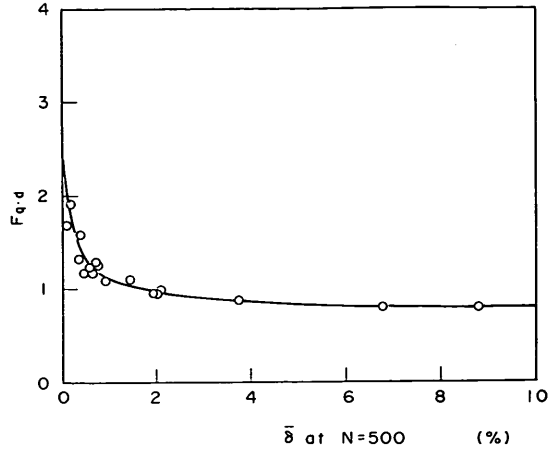


図-26 繰り返し強度による荷重分散法支持力安全率と合成変位の関係

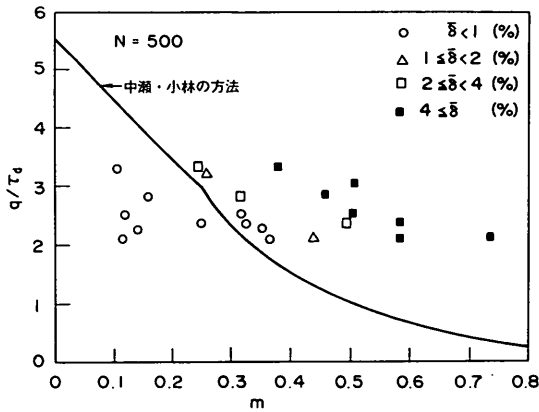


図-25 繰り返し強度を考慮した場合の中瀬・小林の方法と実験結果の比較

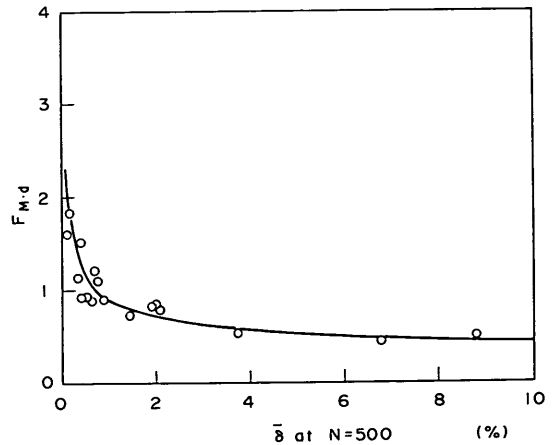


図-27 繰り返し強度によるマイヤホフの支持力安全率と合成変位の関係

前節の比較においては、鉛直荷重を無次元化するための地盤強度として、ベーン試験の静的強度をそのまま使っているが、2.4で述べた粘土試料の繰り返し強度特性を考慮して、各支持力検出方法については実験結果と比較してみる。繰り返し波数 $N=500$ における繰り返し強度比 $(\tau_d/\tau_{s1})=0.632$ をベーン試験の静的強度 τ_{s1} にかけて繰り返し強度 τ_d を求め、地盤強度とする。その他の計算方法などはすべて前節と同じである。

図-23 は荷重分散法の関係と比較したもので図-17に対応するものである。本図では図-17と異なり、最大端し圧に対する安定性によって決まる曲線が降伏点と非降伏点をきれいに分けていて、同手法によって地盤が降伏するか否かが判断できることがわかる。ただし鉛直荷重

が小さく水平力が大きい場合(図中で右下の部分)には水平すべりが生じると考えられ、同手法による検出だけでは問題があると思われる。

図-24,25 はそれぞれ Meyerhof の公式および中瀬・小林の方法について検討したものである。両図とも図-23の最大端し圧によるものに比べてかなり安全側のものとなっており、 $\bar{\delta} < 1$ %の非降伏点が同曲線の上にプロットされている。この傾向は $m > 0.25$ において特に顕著なようである。これは Meyerhof の提案する有効接地面の考え方が安全側すぎる仮定のためと思われる。特に

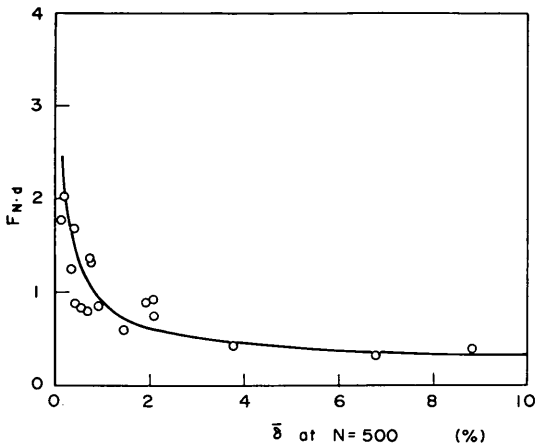


図-28 繰り返し強度による中瀬・小林法の支持力安全率と合成変位の関係

中瀬・小林の方法の場合、水平すべりに対する検討においても同様の考え方をを用いているため、Meyerhofの公式の場合よりその差が大きくなっているものと思われる。

次に、前節同様に、繰り返し強度を使った場合の各手法における支持力安全率について調べてみる。図-26, 27, 28 はそれぞれ荷重分散法, Meyerhofの方法および中瀬・小林の方法の支持力安全率と合成変位の関係を示したものであり、静的強度を使って支持力安全率を求めた前節の図-20, 21, 22 にそれぞれ対応するものである。図-26~28 中の各点の安全率の値は繰り返し強度比 $SR = 0.632$ だけ図-20~22 より小さな値になっており、図-20~22 における $F=2.5$ の現象(合成変位)は図-26~28 における $F=1.58$ の現象と等しい。図-20~22の結果や上記の図-23~25の結果より予想されることではあるが、繰り返し強度比を考慮した場合、荷重分散法(図-26)では安全率 $F=1.0$ 程度で地盤破壊(合成変位 $\bar{\delta} \approx 2\%$)が生じるように考えられる。一方、Meyerhofの式(図-27)と中瀬・小林の方法(図-28)では $F=1.0$ でも合成変位 $\bar{\delta} < 1\%$ で、地盤は安全であると考えられる。荷重分散法の結果は他の二手法に比べて危険側の結果を与えているがもっともばらつきが少ないように思われる。

これらの図から判断すると、粘性土の繰り返し強度特性を考慮して支持力を検討する場合には、この他の不確定要素を考慮して、波圧時支持力安全率を $F=1.5$ としてよいと考えられる。しかし、これは今回使用した粘性土の繰り返し強度比が 0.632 であったためであり、この

強度比が大きく異なるような粘性土の場合には上記安全率の値が変化する可能性もある。なお、筆者らの研究によれば粘性土の波圧時の繰り返し強度比は $0.5 \sim 0.7$ 程度であり、塑性指数の小さいものほど強度比が小さいようである²⁾。このことから判断すると上記安全率の値が大きく変わる可能性は少ないと思われるが、実際の問題への適用については、後述の相似則などの問題と併せて研究の必要があると考えられる。

ここまでの検討結果によれば、荷重分散法における最大端し圧に対する安全率を指標とした場合がもっともばらつきが少なく本模型実験結果を表現しているようである。これは、同手法が最大端し圧による破壊、つまり、壁体前面地盤の部分的破壊を検討するものであり、本実験における地盤破壊が同部分の局部的破壊に起因する進行性破壊のパターンを採るためと考えられる。しかし、4.2でも述べたように、同手法の場合、水平すべり破壊を生じるような荷重条件に対しても適用できるか問題である。極端な例として水平力が地盤表面上に作用する場合を考えると、同手法で求める極限支持力は $q_c = 5.52$ で一定であり、水平すべり破壊を表現できないことは明らかである。

水平すべり破壊を検討する場合、接地面積(せん断強度の有効作用する面積)をどのように採るかが問題となる。中瀬・小林の方法の場合、図-15の有効接地面積($2b'$)を採用しているが、図-25で荷重比 $m > 0.25$ のデータがこの条件にあてはまるものである。しかし、前述のように、同手法による比較結果は図-28に示すようにばらつきが大きく、また、安全側すぎるように思われる。

ここでは、荷重分散法の上記欠点を補う意味で、接地面積として荷重の分布幅(図-15の B')を採用し、水平すべりに対して検討する方法を考えることにする。同手法による極限支持力 q_c は次式で表される。

- ・接地面積分布の場合 ($m \leq 1/3$)

$$q_c = c_u / m \tag{11}$$

- ・接地面積三角形分布の場合 ($m > 1/3$)

$$q_c = 1.5 \cdot c_u (1 - m) / m \tag{12}$$

式(11), (12)および荷重分散法の式(5), (6)の二つの手法によって支持力を検討するわけである。

図-29は図-23と同様にして実験結果と比較したものであるが、他の三手法の場合に比べて、降伏した点(合成変位 1% 以上の点)と降伏しなかった点の分離が非常に明瞭にできていることがわかる。また、図-30は本手法における支持力安全率 $F_{0.5}$ について調べたものである

が、中瀬・小林の方法や Meyerhof の方法に比べてばらつきも少なく、荷重分散法同様に、今回の模型実験における破壊現象を表現する手法として適していると考えられる。同図では $F_{0,d} \approx 1.0$ で合成変位 $\bar{\delta} \approx 1.0\%$ になっており、同手法で地盤が降伏するか否かが判断できると考えられる。なお、実際問題への適用上、安全率の値などの程度にすべきかについては、図-26~28 の考察のところで述べたように、今後さらに研究の必要があると考えられる。

今回の実験における荷重条件下では、ここで述べた四手法の中で新提案手法がもっともよい支持力検討手法であると考えられるが、同手法の一般的適用性については後今さらに研究の必要があると思われる。今回の荷重条件は実際の混成堤に働く波力などの条件を考慮して決め

たものであり、静的な状態ですでに偏心傾斜荷重として外力が作用している岸壁の地震時支持力問題や、大水深海洋構造物のように水平力の作用高さが底面幅に比べて非常に大きい場合などに同手法を適用するのは、現段階では問題があると考えられる。

また、本節で述べた手法を実際問題に適用する場合には以下の点にも注意する必要がある。つまり、本文の繰り返し強度比は振動単純せん断試験装置を使用して圧密非排水条件下で求めたものであり、理想的条件下で求めた静的強度に対する比率である。一般に、一軸圧縮試験などの静的強度は試料採取時の乱れによって原位置強度より減少していると考えられ、上記比率をそのままかけて繰り返し強度とするのは問題がある。筆者らの研究によればこの乱れによる強度減少は繰り返しによる強度減少より大きい場合がある。一軸圧縮強度などに上記比率をかけて繰り返し強度とし、本節の手法を適用すると過大設計になることもあると思われる。本節の手法を検討する場合には試料の静的強度と繰り返し強度を圧密非排水試験のような理想的状態で求める必要があると考えられる。

さらに、模型実験の相似則についても検討する必要があると考えられる。本文では模型実験結果を小さな実物の実験結果として扱っているが、本文の結論を実際問題に適用する場合、周期(時間)と応力に関する相似則が問題になると考えられる。時間に関する相似則では、周期によって変わる繰り返し強度の採り方と繰り返し载荷中に生じる地盤の圧密現象が問題となる。前者の問題は実際の波の周期で繰り返し強度を求めれば良いと考えられるが、繰り返し载荷中の圧密の影響は模型実験において実際より危険側の結果を与えていると考えられる。また、応力に関する相似則では粘性土の変形強度特性の圧密圧力に対する相似性が問題となる。一般に、模型実験においては破壊を生じさせるために圧密圧力を実際より小さい値にしている。このため応力~ひずみ関係が実際と異なったものになり、実際に生じる変形・破壊と模型実験における変形・破壊のパターンが異なったものになる。この問題を解決する方法として、低拘束圧条件下における正確な要素試験結果を使い、模型実験結果を正確に再現できる数値解析手法を開発し、同解析手法を実際問題に適用するという方法が考えられる。また、応力レベルを任意に設定して模型実験ができる遠心力・荷重模型実験装置などによる実験結果から相似則を実験的に明らかにするという方法なども考えられるが、相似則の問題については今後さらに研究の必要があると考えられる。

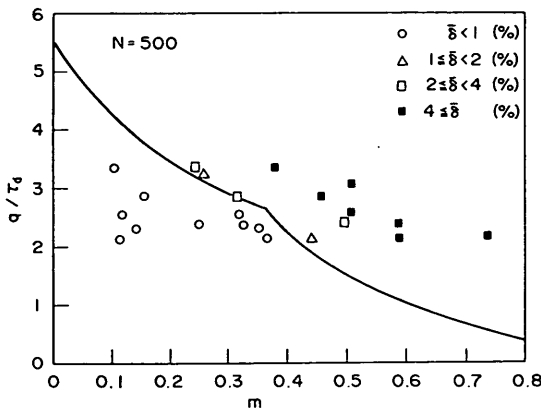


図-29 提案手法と実験結果の比較

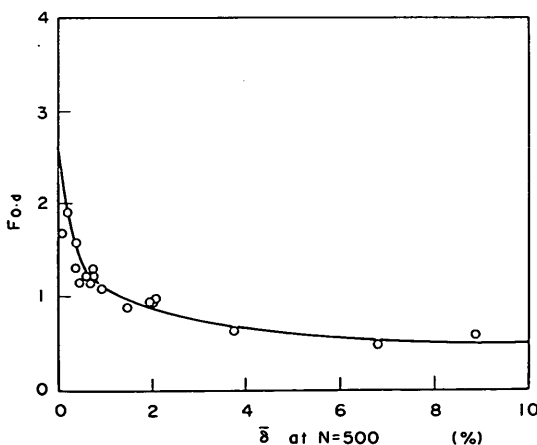


図-30 提案手法による支持力安全率と合成変位の関係

5. 結 論

今回の模型実験および結果の考察によって以下のよう
なことが分かった。

(1) 模型壁体の変位置として水平と鉛直の合成変位を
指標とすると、荷重条件と変形の関係が静的載荷試験に
おける荷重沈下曲線と等価なものとして表現でき、破壊
の指標として合成変位を採用するのが適当と考えられ
る。合成変位を破壊の指標とした場合、 $\bar{\delta} = 1\%$ で模型
地盤は降伏し、 $\bar{\delta} = 2 \sim 4\%$ 程度で破壊すると考えられ
る。

(2) 模型地盤の破壊は壁体前面付近から発生し、破壊
域が前後に拡大して行くという進行性破壊のパターンを
とる。壁体の前面の地盤は盛り上がり、底面の土は前面
に近いものほど移動が激しいが、壁体後端付近の土はほ
とんど移動せず、壁体後端を通るようなすべり面も発生
しない。また、模型地盤の変形の大部分は底面幅の25%
以浅のところでき生じ深さ方向にはあまり進展しない。

(3) 従来の手法に従って模型実験結果を検討すると、
各支持力検討手法における支持力安全率 $F=2.5$ に対す
る合成変位は1%以下となり、同基準に従うかぎり地盤
は降伏せず安全であると考えられる。しかし、 $F=1.5$
とした場合には合成変位 $\bar{\delta} = 2\%$ 程度になり、地盤内に
破壊域が発生する可能性があり十分な検討が必要である
と考えられる。

(4) 振動単純せん断試験による繰り返し強度比を考
慮して地盤強度を求めた場合、中瀬・小林の方法と
Meyerhofの式は安全側の結果を与える。一方、荷重分
散法における最大端し圧に対する安定性の検討方法の場
合、水平すべりに対する検討が不十分であると考えられ
る。

(5) 水平すべりの計算方法における有効接地面として
荷重分布幅を採用し、最大端し圧に対する安定性検討手
法と組み合わせて実験結果と比較した場合、同手法によ
る関係は降伏した点と非降伏点を明瞭に分割し、同手法
で模型地盤の降伏条件が示される。

6. おわりに

本研究によって繰り返し載荷による粘性土地盤の変形
破壊機構および粘性土の繰り返し強度特性の考慮手法に
ついて基礎的データを取得することができ、今後同種の問題
の検討手法を開発するための貴重な知見が得られたと考
えられる。また、本実験の荷重条件は実際の混成堤に働
く外力条件、つまり、常時の安定性、波圧時の滑動およ
び転倒安全率などを考慮して決めたものであり、ある程

度実際の重力式壁体の現象を模型実験で再現できたと思
われるが、地盤条件や荷重条件が複雑な実際の構造物の
問題に本研究成果をそのまま適用するのは現時点では問
題があると考えられる。今後、さまざまな地盤および荷
重条件下で実験しその影響について検討する必要がある。
また、本実験の相似則についても研究し、本成果の
実際問題への適用性を検討する必要がある。

今回の模型実験および同結果の解析を行うにあたり、
さまざまなことが問題となったが、本文では繁雑になる
ため省略した。以下そのおもなものを列挙する。

- ① 周期は相似則的にはいくらにしたらよいか。
- ② 水平力は両振りと片振りのどちらが実際に近いか。
- ③ 波数は何波程度を考えるべきか。
- ④ 波力の作用高さはどのくらいなのか。
- ⑤ ステージテスト方式の可否。
- ⑥ 鉛直荷重の実験範囲をどのくらいにするか。
- ⑦ ターゲットの形状と材質。
- ⑧ ターゲットの解析方法及び解析プログラム。
- ⑨ ターゲットの設置方法。
- ⑩ 模型壁体の前面に盛り上がった土の抵抗の評価。

これらの問題は本来非常に重要であり、個々にその影
響を定量的に解釈し実験条件として決定すべきものであ
る。しかし、模型実験の場合、実験ケース数が限られ、
時間的制約もあり、今回の実験では各問題に対して定性的
判断を行い、実験方法を決定した。例えば①の問題につ
いては実験装置の能力を考慮して周期2秒とした。③
については21港における異常波浪の継続時間を調べ、繰
り返し回数 $N=500$ とした。さらに、④の問題につ
いては、実際の防波堤ケーソンの底面幅と高さの関係を調
べ、波力の作用高さとして底面幅の半分とした。

上記のようにして実験条件を決めたため、得られた結
果は限られた条件下のものとなってしまう、各種支持力
公式および新提案手法の検討比較においては、その適用
性などを明確に調べるまでには至らなかった。今回の実
験を通じて得られた結論は前章でまとめたが、混成堤の
波圧時安定性の検討上いままでも問題とされなかった多く
のことが非常に重要なことであることが判明し、今後解
明すべき問題はむしろ増えたときえ考えられる。特に、
上記の①～⑥および⑩に関する問題については、重力式
壁体下の粘性土地盤の波圧時安定性に関する検討手法を
確立する上で重要であり、今後さらに研究する必要がある
と思われる。

なお、本研究は、当初、混成堤などの重力式構造物に
おける波圧時安定性、特に円形すべりに対する粘性土基
礎地盤の安定性を研究するため、まえがきで述べた四研

研究室によって共同研究されたものであり、本文は動土質研究室が担当した繰り返し载荷模型実験結果を地盤の支持力という観点から考察し、とりまとめたものである。本実験を行うにあたり、実験条件や実験手法などについて貴重なご意見を頂いた柳生忠彦前設計基準研究室長はじめ、基礎工研究室、設計基準研究室、自動設計研究室並びに水工部の関係者の方々に、末筆ながら謝意を表します。

(1984年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 大根田秀明, 梅原靖文, 樋口嘉章, 吉福司: 動的単純せん断試験による粘性土の強度特性一周期依存性について一, 第16回土質工学研究発表会講演集, 1981年, pp.669-672.
- 2) 梅原靖文, 大根田秀明, 樋口嘉章: 粘性土の動的強度特性に関する周期の影響, 第17回土質工学研究発表会講演集, 1982年, pp.1713-1716.
- 3) 大根田秀明, 梅原靖文, 福井正幸, 樋口嘉章: 粘性土地盤上の混成堤に対する繰り返し载荷模型実験, 第37回土木学会 年次学術講演会 概要集, 1982年, pp.77-78.
- 4) 中瀬明男, 小林正樹: 偏心傾斜荷重を受ける粘性土地盤上の基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, Vol. 9, No. 2, 1970年, pp.23-38.
- 5) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の規準・同解説, 1979年.
- 6) Meyerhof, G.G.: The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proc. 3rd Int. Conf. SMFE., Vol. 1, 1953年, p.24.
- 7) Janbu, N.: Earth Pressures and Bearing Calculations by Generalized Procedure of Slices", Proc. 4th Int. Conf. SMFE., Vol. 2, 1957年, pp. 207-212.
- 8) Hansen, J.B.: General Report to Division 3a, Proc. 4th Int. Conf. SMFE., Vol. 2, 1957年, p.445.
- 9) Ohneda, H., Umehara, Y. and Higuchi, Y.: Cyclic Strength of Marine Clays under Simple Shear Conditions, 第6回日本地震工学シンポジウム(1982)講演集, 1983年, pp.593~600.

記号一覧表

- A ; 模型壁体の底面積 (cm²)
- B ; 模型壁体の幅 (cm)
- B' ; 接地圧三角形分布のときの荷重分幅(cm)
- b' ; Meyerhof の有効面積における底面積(cm)
- c_s ; 地盤の非排水強度 (kgf/cm²)
- e ; 偏心量(cm)
- F ; 安全率
- F_{Md} ; 地盤の静的強度による Meyerhof 法の支持力安

- 全率
- F_{Md} ; 繰り返し強度による Meyerhof 法の支持力安全率
- F_{Ns} ; 地盤の静的強度による中瀬・小林法の支持力安全率
- F_{Nd} ; 繰り返し強度による中瀬・小林法の支持力安全率
- F_{Od} ; 繰り返し強度による新提案手法の支持力安全率
- F_{Os} ; 地盤の静的強度による荷重分散法最大端し圧に対する支持力安全率
- F_{Od} ; 繰り返し強度による荷重分散法最大端し圧に対する支持力安全率
- H ; 繰り返し水平力 (kgf)
- H_{max} ; 繰り返し水平力のピーク値(kgf)
- m ; 荷重比 $m=H_{max}/V$
- N ; 繰り返し回数, 波数
- N_c ; 支持力係数
- p₁ ; 荷重分散法における最大端し圧 (kgf/cm²)
- p₂ ; 荷重分散法における最小端し圧 (kgf/cm²)
- q ; 鉛直応力 $q=V/A_c$ (kgf/cm²)
- q_c ; 各支持力検討手法における極限支持力 (kgf/cm²)
- q' ; 有効面積に対する換算鉛直応力(kgf/cm²)
- T ; 周期 (s)
- V ; 模型壁体の静的な鉛直荷重, 自重(kgf)
- γ ; 模型地盤中のターゲットによる四角形要素の重心位置における最大せん断ひずみ(%)
- δ_h ; 各ロード・ステージにおける水平変位(%)
- δ_v ; 各ロード・ステージにおける鉛直変位
- δ_v = δ_{vs} + δ_{vd} (%)
- δ_{vd} ; 各ロード・ステージにおける繰り返しによる鉛直変位 (%)
- δ_{vs} ; 鉛直荷重のみによる初期の静的鉛直変位 (%)
- δ̄ ; 合成変位 (%)
- τ ; 繰り返し水平応力 $\tau=H_{max}/A_c$ (kgf/cm²)
- τ_d ; 繰り返し強度 (kgf/cm²)
- τ_{st} ; 静的強度 (kgf/cm²)

付録A. ターゲットによる地盤中のひずみ解析方法

今回の模型実験では、ターゲットは初期状態においてすでに、任意の四角形を構成している。このため、各ターゲットによって表現される四角形要素のひずみを解析するための計算手法として、有限要素法で用いられる形状関数を使用した。

平面ひずみ問題の場合、要素内の任意の点におけるひずみは次式で表すことができる。

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{pmatrix} \quad (A-1)$$

ここで、ε_x、ε_yはそれぞれx方向とy方向のひずみ、

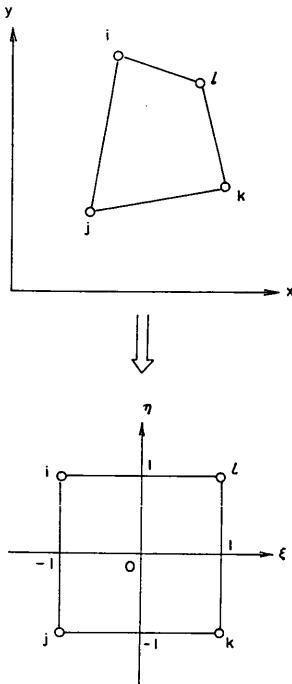
γ_{xy} はせん断ひずみであり、 u 、 v はそれぞれ x および y 方向の変形成分である。

同式は、各節点における変形量と形状関数を用いて次のように表される。

$$\{\varepsilon\} = [B_i B_j B_k B_l] \cdot \{\delta\} \quad (A-2)$$

$$[B_i] = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{pmatrix} \quad (A-3)$$

ここで、 $\{\delta\}$ は節点の変位ベクトルである。マトリックス $[B]$ が求められれば各節点の変形量より要素のひずみが計算できる。しかし、全体座標系で形状関数を求めることは非常に困難であり、付図-1に示すような局所座標系で求める。局所座標系における形状関数は次式のように表すことができる。



付図-1 要素の局所座標系

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \cdot \xi)(1 + \eta_i \cdot \eta) \quad (A-4)$$

局所座標系における形状関数の偏微分と全体座標系における形状関数の偏微分の関係は Jacobi のマトリックス $[J]$ によって求められる。

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (A-5)$$

$$[J] = \begin{pmatrix} \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{pmatrix} \quad (A-6)$$

今回の解析では各要素の重心位置、つまり $\xi=0$ 、 $\eta=0$ におけるひずみを求めることにした。よって、 $[J]$ における各形状関数の偏微分値は以下のように与えられる。

$$\sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i = \sum (\xi_i \cdot x_i) / 4 \quad (A-7)$$

$$\sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i = \sum (\eta_i \cdot y_i) / 4 \quad (A-8)$$

以上の式によって要素のひずみ $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ および γ_{xy} が計算される。主ひずみ $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ および最大せん断ひずみ γ は次式で求められる。

$$\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (A-8)$$

$$\gamma = \varepsilon_1 \sim \varepsilon_2 \quad (A-9)$$

なお、最大せん断ひずみ γ として(A-9)の1/2を用いることがある。本文においては、各要素のひずみの大きさを地盤中の破壊域の分布を考察しているが、このとき振動単純せん断試験による試験結果をもとにせん断ひずみ $\gamma = 5\%$ をその破壊基準にしている。振動単純せん断試験で計測されるせん断ひずみは $(\partial u / \partial y)$ であり、(A-9)式に対応するものである。このため本文においては(A-9)式の値を最大せん断ひずみとしている。

付録B 本文中の式の誘導

一般に、最大端し圧 p_1 は偏心量 e を使って次式で与えられる。

• $e < 1/6B$ の場合 (接地圧台形分布)

$$p_1 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (B-1)$$

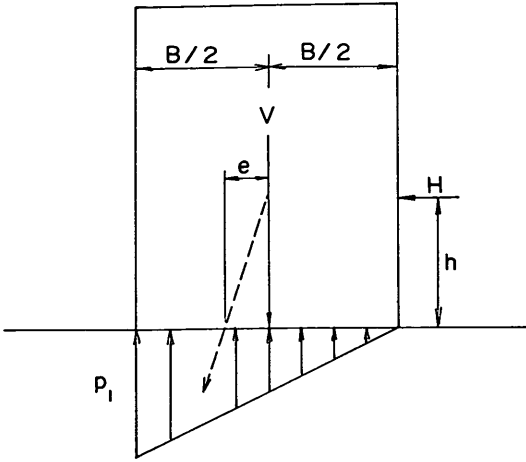
• $e \geq 1/6B$ の場合 (接地圧三角形分布)

$$p_1 = \frac{2V}{B'} \quad (B-2)$$

$$\text{荷重分布幅 } B' = 3 \cdot (B/2 - e) \quad (B-3)$$

今回の実験の場合、偏心量 e は付図-2より明らかに、

$$e = h \cdot (H/V) = m \cdot h \quad (B-4)$$



付図-2 外力条件と最大端し圧および偏心量の関係

ここで、 h は水平力の作用高さであり、

$$h = B/2 \quad (B-5)$$

であるから、 $q = V/B$ として p_1 を表すと、

・ $m < 1/3$ の場合

$$p_1 = q \cdot (1 + 3m) \quad (1)$$

・ $m \geq 1/3$ の場合

$$p_1 = q \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{1-m} \quad (2)$$

また、荷重分散法における極限支持力 q_c は、

$$p_1 = 5.52 \cdot c_u \quad (B-6)$$

となるときの q で与えられる。

・ $m < 1/3$ の場合

$$q_c = \frac{5.52 \cdot c_u}{(1 + 3m)} \quad (5)$$

・ $m \geq 1/3$ の場合

$$q_c = \frac{3}{4} \cdot 5.52 c_u \cdot (1-m) \quad (6)$$

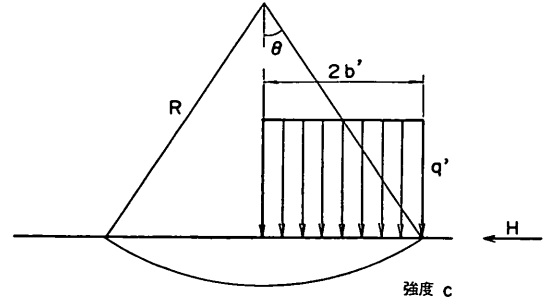
付録 C. 中瀬・小林の方法の式の誘導

付図-3のような円形すべり面を考えると、抵抗モーメント M_r は、

$$M_r = 2 \cdot c_u \cdot R^2 \cdot \theta \quad (C-1)$$

となる。また、すべりモーメント M_d は、

$$M_d = 2 \cdot b' \cdot q' \cdot (R \cdot \sin \theta - b') + H \cdot R \cdot \cos \theta \quad (C-2)$$



付図-3 中瀬・小林の方法における円形すべり面と等価荷重

となる。円形すべりの安全率 F_c は、これらのモーメントの比で与えられる。

$$F_c = \frac{2 \cdot c_u \cdot R^2 \cdot \theta}{2 \cdot b' \cdot q' \cdot (R \cdot \sin \theta - b') + H \cdot R \cdot \cos \theta} \quad (C-3)$$

なお、有効接地面 $2b'$ および換算鉛直応力 q' は次式で表される。

$$2b' = 2 \cdot (B/2 - e) = B \cdot (1 - m) \quad (C-4)$$

$$q' = V / (2b') \quad (C-5)$$

ここで、 $q = V/B$ 、 $m = H/V$ 、 $r = R/B$ と置いて式(C-3)を整理する。

$$F_c = \frac{c_u}{q} \cdot \frac{2 \cdot r^2 \cdot \theta}{r \cdot \sin \theta + m \cdot r \cdot \cos \theta - 1/2 \cdot (1-m)} \quad (C-6)$$

ここで、 F_c 最小になるための条件として、

$$\frac{\partial F}{\partial \theta} = \frac{\partial F}{\partial r} = 0 \quad (C-7)$$

として、 r と θ の関係を求めると本文中の二式が得られる。

$$m = \frac{2 \cdot \theta - \tan \theta}{1 + 2 \cdot \theta \cdot \tan \theta} \quad (8)$$

$$r = \frac{1-m}{\sin \theta + m \cdot \cos \theta} \quad (9)$$

上記の二式を(C-6)式に代入して整理すると極限支持力 q_c として次式を得る。

$$q_c = 4 \cdot c_u \cdot r^2 \cdot \theta / (1-m) \quad (7)$$