

# 港 湾 技 研 資 料

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

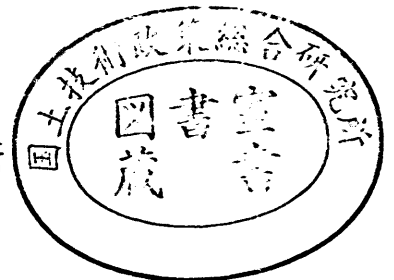
No. 726

Mar. 1992

地盤の側方流動による港湾施設の変形予測

春 日 井 康 夫  
南 兼 一 郎  
田 中 洋 行

運輸省港湾技術研究所



## 目 次

### 要 旨

1. まえがき	3
2. 側方流動の考え方	5
2.1 港湾における側方流動	5
2.2 橋台の側方流動に関する判定手法	6
2.3 港湾施設の側方流動指標	8
3. 側方流動の要因分析	10
3.1 検討施設	10
3.2 側方流動の要因の抽出	10
3.3 側方流動の要因の検討	21
4. 矢板設計法による検討	28
4.1 検討方法	28
4.2 検討結果	28
5. 側方流動の簡易予測手法の検討	31
5.1 安全率、安定係数と安定数による側方流動の予測判定	31
5.2 判別式（統計解析）による側方流動の有無の判定	35
6. まとめ	43
6.1 矢板設計法	43
6.2 側方流動の判定	43
6.3 変位量の推定	44
7. あとがき	46

### 参考文献

# The Prediction of the Lateral Flow of Port and Harbour Structures

Yasuo KASUGAI\*

Ken-ichiro MINAMI\*\*

Hiroyuki TANAKA\*\*\*

## Synopsis

When the sheet pile type quaywall and open-type wharf with vertical piles are constructed on the soft ground, the lateral flow occasionally occurs. It is required to establish the method to predict the lateral flow.

In this paper, an examination is made of 42 cases of the sheet pile type quaywall and open-type wharf with vertical piles on the soft ground.

From the results of the examination, a practical method for the estimate of the lateral flow is proposed.

**Key Words :** Lateral Flow, Circular Slip, Stability Factor, Soft Ground

---

\*Senior Research Engineer, Planning and Design Standard Division

\*\*Ex-Chief of the Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

\*\*\*Chief of Geotechnical Survey Laboratory, Soils Division

# 地盤の側方流動による港湾施設の変形予測

春日井 康夫\*  
南 兼一郎\*\*  
田中 洋行\*\*\*

## 要 旨

軟弱地盤上に設けられた矢板式係船岸や栈橋式係船岸等の港湾施設は、陸側の裏込め等の影響を受けて、沈下や水平移動を起こし機能上問題を起こす場合がある。この場合、側方流動の可能性の有無と変位を計画設計の段階で予測することができれば、港湾建設を円滑に進めるにあたって非常に都合がよいといえる。

しかしながら、港湾施設の側方流動の予測のための具体的な判定手法については、特にまとめられていないのが現状である。

本資料では、側方流動を起こした事例22例と起こさなかった事例20例の計42例について、他の機関で提案された判定法を参考として、各施設の構造形式、粘性土地盤の粘着力、粘性土の層厚、安定係数、円形すべり安全率等に着眼して整理を行い、粘性土地盤上に建設される矢板式係船岸や栈橋等の側方流動に対する簡易な判定手法を提案した。

キーワード：側方流動，円形すべり，安定係数，粘性土地盤

## 1. まえがき

軟弱な粘性土地盤上に設けられた岸壁や護岸等の港湾施設には陸側の裏込め等の影響を受けて、施工途中や完成後に沈下や水平移動等を起こし機能上問題を起こす場合がある。この場合、即時沈下の際に水平変位が卓越しさらにその変形が塑性変形が原因で生じる現象を土質工学の分野では「側方流動」と呼んでいる。これらの側方流動等の可能性の有無と変位を計画設計の段階で予測することができれば、港湾建設を円滑に進めるにあたって非常に有益である。しかし、側方流動の発生の予測については、現在十分に精度のよいものがない。

側方流動の予測の難しい理由は、局部载荷を受ける軟弱な粘性土地盤の側方流動特性が、非弾性的な応力・ひずみ関係、地盤の地層構成及び強度特性、基盤の傾斜や起伏、地盤の透水性、盛立て速度、及び盛土の規模等多くの因子の影響を受けることによる。したがって現状の理論面では、土の挙動を忠実に再現することができるFEMによって、側方流動問題を解析していくことが最

も確実な方法と考えられる。

ただし、FEMは個別問題の詳細な解析のためには適しているが、プログラムの整備、土や構造物のモデルの各定数の決定法や利用方法に不明確な点等が多くあるため、側方流動の判定のための標準設計手法としては必ずしも適しているとはいえない。

一方、橋台の側方流動は、軟弱地盤上に設けられた橋台が背面盛土の偏載荷重の影響により、施工時または施工後に主として橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じ、様々な弊害を生じる現象と言われている。その現象については各機関で調査研究が行われており、橋台の側方流動に対して影響度の大きい要因として粘性土層の強度、粘性土の層厚、盛土高さ、橋台形式、プレロードの有無等があげられている。また、そこでは、側方流動の可能性について様々な判定法が提案されている。

港湾施設の側方流動の予測については、港湾施設が法線方向に長く軟弱な粘性土地盤層の変化の影響を受けやすい点や、土留め構造物として考えた場合に橋台等の構造物よりも大規模な構造物になりやすい点から、きめの

\* 計画設計基準部 主任研究官 (特殊設計担当)

\*\* 前計画設計基準部 設計基準研究室長

\*\*\* 土質部 地盤調査研究室長

細かい配慮が必要と考えられる。

そこで本研究では、側方流動を起こした22の施設と起こさなかった20施設の計42施設について、他の機関で提案された判定法を参考として、各施設の構造様式、粘性土地盤強度(粘着力)、粘性土の層厚、安定係数、円形すべり安全率等に着眼して整理を行い、軟弱な粘性土地盤に建設される岸壁や護岸の側方流動に対する簡易な判定

手法について検討した。

また、検討した事例のうち土留め矢板を有する施設について、矢板式係船岸の一般的な設計法である仮想ばり法とたわみ曲線法を用いて一定の条件のもとで試設計を行い、実際の断面との比較を行うことにより側方流動の判定手法の可能性について検討した。

## 2. 側方流動の考え方

### 2.1 港湾における側方流動

港湾構造物のうち矢板式係船岸、矢板式護岸、棧橋式係船岸のように矢板や杭を用いた形式は軟弱な地盤に建設される場合が多く、図-1に示すように変位を起し、法線が蛇行するなど問題となるケースが他の港湾構造物の形式と比べて多い。本資料では、これらの変位を起す事例のうち、1章で示した土質工学の定義を満たし、かつ法線上部工が顕著に変位した現象を側方流動として整理するものとする。

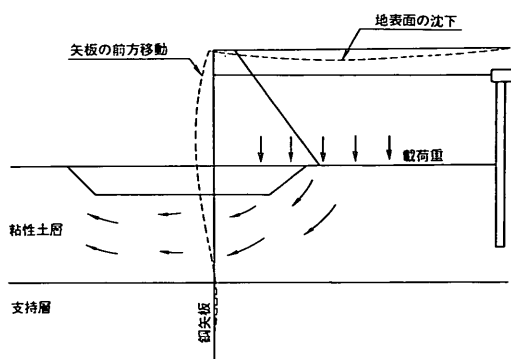


図-1 矢板式係船岸の側方流動

岸壁構造物等の基礎は、ほとんどの場合沖積層の上に作られることになる。そのうち、地盤が粘性土の場合は軟弱な正規圧密粘土となっている場合が多く、地盤を弾性体として想定した場合にその弾性係数は小さい。

図-2は局部荷重を受けた等方等質な弾性地盤の変形パターンとしてLambe & Whitmanが求めた図を閉口<sup>1)</sup>が側方流動の基本的な性状の説明に用いたものである。これは帯状荷重の作用直後の変形解析によって、いわゆる即時変形パターンをFEMによって明らかにしたものである。図から、いったん荷重によって荷重域の外側に向かって生じた側方変位が、放置期間中に逆に荷重域側へ戻る傾向を示していることがわかる。

このため、岸壁構造物等の重量の大きい構造物が軟弱な粘性土地盤の上部に建設される場合には、即時変形による変位だけでも側方流動的な変位として大きく生じることになる。実際、今回の研究で調査した構造物のうち側方流動を起こした構造物には、裏込め施工時に変位が顕著になっている事例が多く、地盤の即時変形的な挙動で側方流動として認識される。

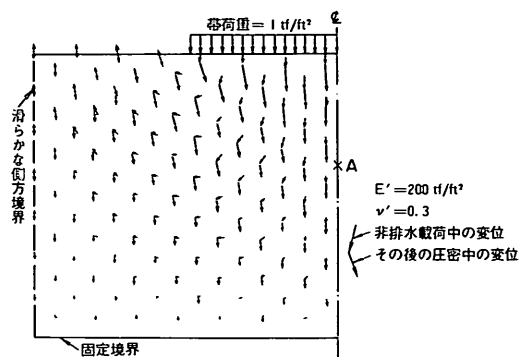


図-2 弾性地盤の変形パターン

また、即時変形的な挙動を起こした後の、裏込め完了後も、圧密沈下と運動しながら海側に変位が少しずつ進む変位もあり、実際の構造物の側方流動のケースではその現象が多い。

ただし、実際の側方流動の事例では、土留め部の局部的なはらみ出しにより法線の蛇行が確認された後に移動量を計測し始めた事例や当初から移動量を計測している事例など移動量の持つ意味が構造物ごとにことになっている。

この場合、どこまでの変位を側方流動として認識するのかという問題が生じるが、本資料では側方流動の事例について入手した資料の中で示された最終の移動量をもって、側方流動の移動量として定義することとする。

係船岸や護岸の安定性の評価手法としては、円形すべり計算による検討法がある。側方流動と円形すべりの違いは、側方流動が明確なすべり線を生じること無くひずみが軟弱層の広い範囲で生じるのに対して、円形すべりは計算上も実際も明確なすべり線を生じて構造物の安定性が損なわれる現象を示したものである。そのため、係船岸や護岸などの構造物の規模に比べて、わずかな水平変位が生じるだけであれば、すべり線が明確に現れないため実用上円形すべりとは認識されず、側方流動として認識される。

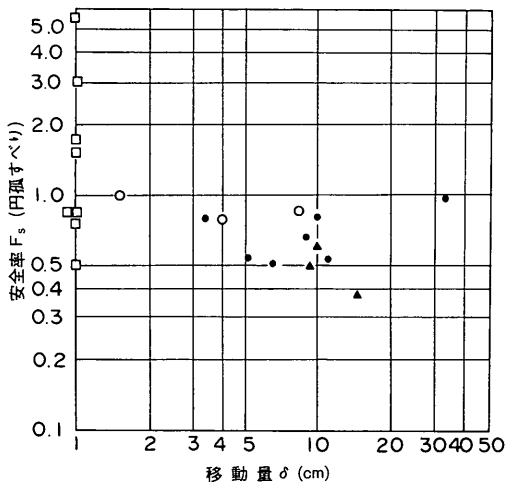
“港湾の施設の技術上の基準・同解説”（以下、“技術基準”と呼ぶ）では、軟弱な地盤における矢板式の構造物の設計において、矢板の根入れをフィクストアースサポート法（たわみ曲線法）で求め、次に全体系に対する軟弱な地盤での安定性の検討として、矢板下端以下を通る円形すべりに対する検討を行うこととされている。円形すべりに対して不安定と判断された場合は、地盤改良等の対策を講じる必要があり、円形すべりを防止する目

的で矢板の根入れ長を増加してはならないとされている。実際、側方流動を起こした事例を調査した結果からは、矢板の根入れに関係なく側方流動が起きる場合があり、矢板の根入れを延長するのは余り効果がないようにみえる。

現在の“技術基準”には、たわみ曲線法の採用と矢板下端以下を通る円形すべりの検討以外に、矢板式係船岸の軟弱な地盤に対する安定性の検討方法は提示されていない。側方流動に対応した検討は、個々の設計の際に設計者が他機関の判定法を参考とする例はあるけれども、体系的に港湾の設計法に取り入れられてはいないのが現状である。

また、栈橋式の構造物についても、構造物の安定性については矢板式構造物と同じく円形すべりに対する検討を行うことになっているだけで、側方流動等の現象に対する具体的な検討方法は示されていない。

ただし、実際の港湾構造物が側方流動により破壊した例は皆無に近く、構造物の法線が少し蛇行する等、利用上好ましくない現象として現れることが多い。このことは、“技術基準”で示した設計法は具体的に側方流動の検討を行うことになっていないが、構造物の設計法自体に各種の安全性に対する配慮がなされていることを示唆している。このことは、チェボタリオフ法による円形すべ



凡例  
 ● くい  
 ▲ ケーン } 施工時または竣工直後に移動したケース  
 ○ 竣工後かなりの時期を経て移動が発見された例  
 □ 移動なし  
 注) 移動なしは移動量 1 cm として扱った。

図-3 (a) 円弧すべりの安全率と移動量

りて全体安定を検討する場合、地盤のせん断強さとして粘性土であれば粘着力、砂質土であれば内部摩擦角によるせん断強さのみを用いることのように、設計法自体が安全側に設定されていることから理解できる。

軟弱地盤に建設される矢板式係船岸や栈橋式係船岸等の港湾構造物の挙動を検討する場合には、個々の構造物ごとに FEM 等による解析が行われ、詳しく検討する例もあるが、モデルの選定や定数の設定に高度な技術的判断を要し、簡易に挙動予測を行うことはかなり難しいのが実状である。また、研究的なテーマとして側方流動の挙動に関しても FEM 解析が数例行われているけれども、土質定数のバラツキと施工順序の不確定性のために計算結果に対して実測値の整合性を取ることが難しいと結論されている<sup>2)</sup>。

## 2.2 橋台の側方流動に関する判定手法

橋台の基礎地盤が側方流動を生じる可能性を具体的に判断するための判定規準についてみると、各機関によって独自の提案がなされている。各種の提案を以下に示す。

### (1) 道路橋示方書 (昭. 55)<sup>3)</sup>

盛土と基礎地盤 (橋台と基礎は無視) を対象として円形すべり計算を行い、図-3(a), (b) に示す結果を得ている。その結果、最小安全率  $F_s$  が以下を満足すればよいとしている。

$$F_s \geq 1.0$$

### (2) 首都高速道路公団 (昭. 58)<sup>4)</sup>

軟弱層の中央を横切る円弧すべり面の安全率  $F_c$  (図-4) と地盤変位に着目した圧密沈下量  $\delta_s$  により側方流動の影響を受けるおそれ有りとしを判定している。

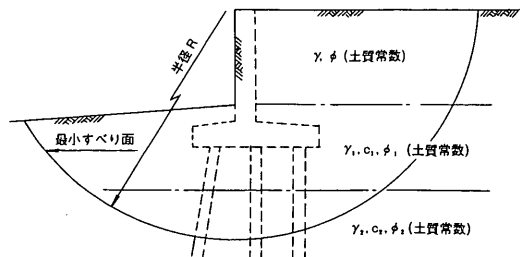
$$F_c > 1.6, \text{ および } \delta_s < 10\text{cm} \quad \text{おそれ無し}$$

$$1.2 \leq F_c \leq 1.6 \text{ または } 10\text{cm} \leq \delta_s \leq 50\text{cm} \quad \text{明かでない}$$

$$F_c < 1.2, \text{ および } \delta_s > 50\text{cm} \quad \text{おそれ有り}$$

$F_c$ : 円形すべり抵抗比 (盛土端部に中心を置き、軟弱な粘性土層の中間を通るすべり面に対する円形すべり安全率)

$\delta_s$ : 圧密沈下量



(b) 円弧すべりの計算

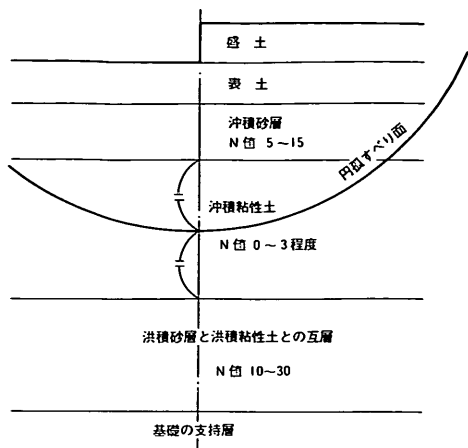


図-4 円弧すべり抵抗比の計算法

(3) 日本道路公団 (昭. 54) <sup>4)</sup>

安定数  $c/(\gamma H)$  を軟弱な粘性土層の厚さ  $D$  で補正した値を  $F$  値と称し、以下の式を提案している。

$$F \text{ 値} = \left(\frac{1}{D}\right) \frac{c}{\gamma H} < 4.0 \times 10^{-2}$$

$F \geq 4.0 \times 10^{-2}$  : 側方流動のおそれ無し

$F < 4.0 \times 10^{-2}$  : 側方流動のおそれ有り

$c$  : 軟弱な粘性土層の平均粘着力

$\gamma$  : 盛土の単位体積重量

$H$  : 盛土高さ

$D$  : 軟弱な粘性土の層厚

木村等<sup>3)</sup>は上記手法に68例の調査結果を加えて、地盤の極限抵抗と盛土荷重との関係から求める安全率 (図-5 参照) と背面土荷重によって生じる橋台の水平移動量を推定して、図-6 に示す図を製作し、橋台移動を判定する手法を提案している。

・安全率

$$F_R = \frac{4C + 5CL/D + 3 \cdot 1/2 \gamma_1 B N_1}{\gamma h}$$

ここに  $F_R$  : 安全率

$C$  : 軟弱層の粘着力の平均値 ( $t/m^2$ )

$L$  : 橋軸方向の橋台長さ (m)

$B$  : 原地盤から下の砂層厚の合計 (m)

$D$  : " 軟弱層厚の合計 (m)

$\gamma_1$  : 砂層の単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$N_1$  : 砂層の支持力係数 (実用的には  $N$  値としてよい)

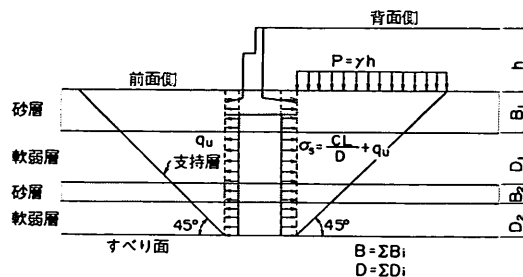
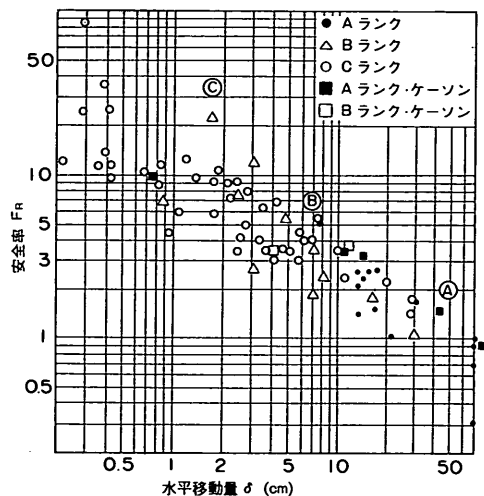


図-5 橋台とすべり面の仮定



A ランク :  $\delta \geq 10$  cm, B ランク :  $2 \text{ cm} \leq \delta < 10$  cm, C ランク :  $2 \text{ cm} > \delta$

図-6 安全率  $F_R$  と水平移動量  $\delta$

$\gamma$  : 盛土の単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$h$  : 盛土高 (m)

・計算移動量

$$\delta = \beta \cdot \epsilon \cdot D$$

$$\epsilon = -0.72 \frac{q_u}{E_{50}} \ln \left( 1 - \frac{1}{F_R} \right)$$

ここに  $\delta$  : 計算移動量 (cm)

$\beta$  : 補正係数 ( $\beta = 0.5$ )

$\epsilon$  : 軸ひずみ

$q_u$  : 軟弱層の一軸圧縮強度 ( $kg/cm^2$ )

$E_{50}$  : 変形係数 ( $kg/cm^2$ )

$D$  : 軟弱層厚 (cm)

橋台の側方流動の判定にあたっては、 $F_R \geq 3$  及び  $\delta \leq 10$  cm であれば、側方流動のおそれは無いと考える。



(4) 道路橋示方書 (平, 2) 9)

橋台の側方移動 (橋台等の構造物が地盤の側方流動により変位を生じた現象) の有無の判定は次に示す側方移動判定値 ( $I$  値) によるものとし,  $I$  が1.2未満の場合は側方移動のおそれがないと,  $I$  が1.2以上の場合, 側方移動のおそれ有り と判断する。

$$I = \left(\frac{D}{l}\right) \left(\frac{b}{B}\right) \left(\frac{D}{A}\right) \cdot \frac{\gamma h}{c} \leq 1.2$$

ここに  $I$ : 側方移動判定値

$\gamma$ : 盛土材料の単位重量 ( $t/m^3$ )

$h$ : 盛土高 (m)

$c$ : 軟弱層の粘着力の平均値 ( $t/m^2$ )

$D$ : 軟弱層の厚さ (m)

$B$ : 橋台幅 (m)

$b$ : 基礎体の幅の総和 (m)

$l$ : 基礎の根入れ長 (m)

$A$ : 橋軸方向の橋台長 (m)

図-8 は,  $I$  値と側方流動による移動との関係図であり, この図を参考にして安全率を1.2に決定している。

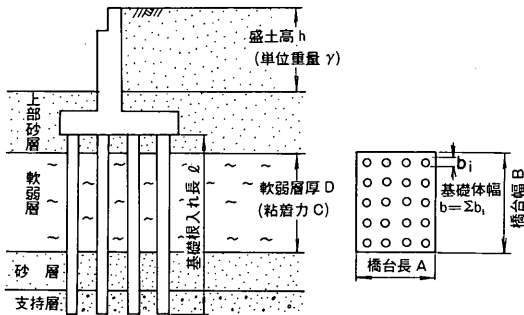


図-7 記号の説明

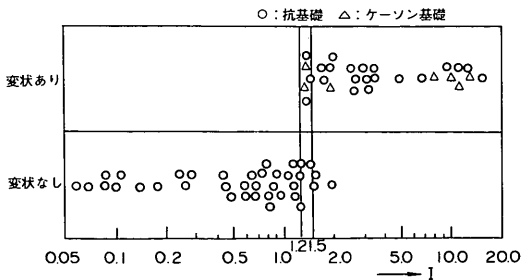


図-8 側方移動判定値  $I$  と移動の関係

2.3 港湾施設の側方流動指標

港湾施設の側方流動の判定手法としては, 2.2で述べた判定手法のうち, 円形すべりの安全率  $F_s$  と, 安定数  $E$  と安定数を軟弱な粘性土の層厚  $D$  で除した  $F$  値を中心に検討することとする。また, 軟弱地盤や構造物の形式の特徴として,  $F$  値を分解した粘性土の地盤強度  $c$ , 軟弱な粘性土の層厚  $D$ , 裏込め高さ  $H$ , 裏込めの自重による盛土荷重  $\gamma H$  等についても, 判定手法に与える影響を検討することとする。

(1) 円形すべり安全率  $F_s$

円形すべりの検討には, チェボタリオフ法を用いることとし, その場合の地盤定数としては粘性土の粘着力  $c$  と砂質土の内部摩擦角  $\phi$  を用いた。円形すべり計算の実施にあたり, 原則的に以下の条件で計算を行った。

- 1) 岸壁, 護岸, 土留めに使用されている矢板, 杭は控え工も含め計算上その影響は考慮しない。
- 2) 陸上部には  $1t/m^2$  の等分布荷重を載荷する。
- 3) 地震時の検討は行わない。
- 4) 土質定数については基本的には設計上用いた定数によっているが, サンドコンパクションパイル工法処理区を有する施設については, “粘性土地盤を対象とする S.C.P.工法の実用設計法” を適用した計算法により検討を行った<sup>7)</sup>。

円形すべり安全率は側方流動との相関を見る上で以下の4種のものと考え, それぞれ算定した。(図-9)

- ① 粘性土層の中央に接するすべり円の最小安全率
- ② 粘性土層の下面に接するすべり円の最小安全率
- ③ 粘性土層を通るすべり円の最小安全率
- ④ 矢板下端の下を通るすべり円の最小安全率

(2)  $F$  値

$F$  値は, 以下のように定義した。(図-10参照)

$$F = \frac{c^*}{D \cdot \gamma H}$$

ここに

$F$ : 以下, 安定係数と呼ぶ ( $1/m$ )

$c^*$ : 粘性土の粘着力 ( $tf/m^2$ )

$D$ : 粘性土の層厚 (岸壁直下での層厚) (m)

$\gamma H$ : 海底面上の裏込めの有効重量 ( $tf/m^2$ )

ここで, 粘性土の粘着力としては, 構造物の土留め前面の粘性土の粘着力  $c$  を用いている。また, 岸壁部直下に S.C.P. が施されているケースについては「粘着力」 $c^*$  として, S.C.P. 処理地盤のせん断強度 (水平面の)  $= c + \sigma \tan \phi = c^*$  を用いて安定係数  $F$  値を算定した。

また,  $F$  値の算定の際には粘性土地盤の強度を以下の5種のものと考え, それぞれ計算した。

- ① 粘性土層中央に接するすべり円
- ② 粘性土層下面に接するすべり円
- ③ 粘性土層を通るすべり円
- ④ 矢板の下端を通るすべり円

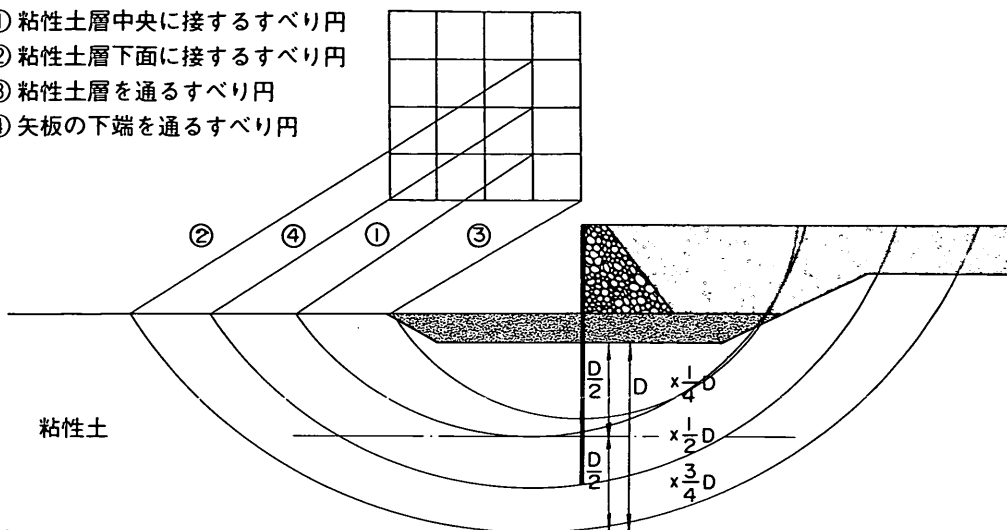


図-9 円形すべりの安全率

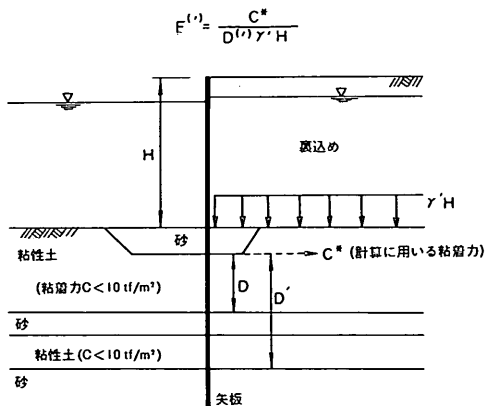


図-10  $F, F'$  値の考え方

- ① 粘性土の粘着力の代表値として粘性土層最上部 (矢板打込み地点海側) の粘着力をとり計算した安定係数  $F$  値
- ② 粘性土の粘着力の代表値として粘性土層上部から層厚の1/4の点の粘着力をとり計算した安定係数  $F$  値

- ③ 粘性土の粘着力の代表値として粘性土層上部から層厚の1/2の点 (粘性土層中央) の粘着力をとり計算した安定係数  $F$  値
- ④ 粘性土の粘着力の代表値として粘性土層上部から層厚の3/4の点の粘着力をとり計算した安定係数  $F$  値
- ⑤ 図-10に示すように粘性土の粘着力の代表値として①と同じく粘性土層最上部 (矢板打込み地点) の粘着力をとり、さらに粘性土層の厚さ  $D$  を図に示す厚さ  $D'$  により計算した安定係数  $F'$  値 (この場合、粘性土層の厚さとしては粘着力が  $10 \text{ t/m}^2$  未満の層厚とし、粘性土と粘性土の間にある砂質土も層厚に含む。)

(3)  $E$  値

$E$  値は、安定数  $c/(\gamma \cdot H)$  で表される。粘性土の粘着力としては、安定係数  $F$  値の①⑤と同じく、粘性土最上部の粘着力を用いて計算する。また、S.C.P.地盤での粘着力の考え方は、(2)  $F$  値に準じる。

### 3. 側方流動の要因分析

#### 3.1 検討施設

側方流動の要因分析を行うため、その指標となる事例調査を行った。調査を行った施設は、表-1に示すように側方流動を起こした施設（変位あり）が22例、側方流動は起こしていないが地盤が軟弱なところに建設された施設（変位なし）が20例の合わせて42例である。

本資料では、施設の形態を以下の3種類に便宜的に分類して検討した。

- (1) 矢板式
- (2) 栈橋式
- (3) 護岸

矢板式は、矢板前面が浚渫等を施した海底地盤となっており、海底面の水深が一定となっているものを意味する。これらの施設としては、一般的な矢板式係船岸や棚式係船岸などが含まれる。

栈橋式として分類した施設は、全て栈橋式係船岸である。その特徴は、前面に押えのための斜めの盛土がある構造形式である。

矢板式は全ての施設が土留めに鋼矢板、鋼管矢板を用いているが、栈橋式は土留めにケーソンを用いている事例が1つ、ブロックなどを用いている事例が5施設ある。

護岸として分類した施設には、近接して橋台が施工されている施設が2例、基盤が大きく海側に傾斜している施設が1例ある。

#### 3.2 側方流動の原因の抽出

港湾施設（岸壁、栈橋）が側方流動を生じる要因としては、表-2の項目があげられる。

以下これらの項目について検討を加える。

##### (1) 構造形式

###### a) 種類

構造形式は、先に示したように矢板式（棚式も含む）、栈橋式及び護岸に分けられる。そのうち矢板式は18施設、

表-1 側方流動の検討に用いた事例

変化あり				変化なし			
港 No	構造形式 (土留め工)	裏込め高さ H(m)	変位量 (cm)	港 No	構造形式 (土留め工)	裏込め高さ H(m)	変位量 (cm)
1	矢板式(鋼管矢板)	16.0	10.0	23	矢板式(鋼管矢板)	12.5	なし
2	矢板式(鋼管矢板)	16.0	19.0	24	矢板式(鋼管矢板)	15.8	なし
3	栈橋式(鋼管矢板)	5.7	10.3	25	矢板式(鋼管矢板)	14.6	なし
4	栈橋式(鋼管矢板)	12.2	28.0	26	矢板式(鋼管矢板)	11.5	なし
5	栈橋式(鋼管矢板)	14.5	27.5	27	矢板式(鋼管矢板)	8.5	なし
6	橋台護岸(矢板)	6.8	28.0	28	栈橋式(鋼管矢板)	17.22	なし
7	橋台護岸(矢板)	5.5	5.0	29	栈橋式(鋼管矢板)	13.9	なし
8	栈橋式(L型ブロック)	11.8	不明	30	栈橋式(鋼管矢板)	13.2	なし
9	矢板式(鋼管矢板)	9.5	不明	31	栈橋式(ブロック)	13.7	なし
10	栈橋式(ブロック)	8.8	26.0	32	栈橋式(鋼管矢板)	16.6	なし
11	栈橋式(鋼管矢板)	14.0	15.0	33	矢板式(鋼管矢板)	12.4	なし
12	矢板式(鋼管矢板)	15.3	-10.0	34	矢板式(鋼管矢板)	7.6	なし
13	栈橋式(鋼管矢板)	15.8	13.0	35	矢板式(鋼管矢板)	7.3	なし
14	栈橋式(ケーソン)	18.87	6.0	36	矢板式(鋼管矢板)	13.7	なし
15	栈橋式(鋼管矢板)	17.0	不明	37	矢板式(鋼管矢板)	15.7	なし
16	護岸(鋼管矢板)	11.0	23.0	38	栈橋式(鋼管矢板)	14.0	なし
17	矢板式(鋼管矢板)	8.5	47.0	39	栈橋式(鋼管矢板)	14.0	なし
18	栈橋式(鋼管矢板)	7.5	33.0	40	栈橋式(鋼管矢板)	14.0	なし
19	矢板式(鋼管矢板)	13.8	20.0	41	栈橋式(鋼管矢板)	10.8	なし
20	矢板式(鋼管矢板)	7.8	27.0	42	矢板式(鋼管矢板)	15.8	なし
21	栈橋式(ブロック)	7.0	43.1				
22	栈橋式(ブロック)	8.2	67.5				

表一 2 側方流動の要因

区 分		複合要因
(1)構造形式	種類, 土留め工, 控え工	—
(2)裏込め	高さ, 重量, 強度	(4) $F_s$ (5) $F$ (6) $E$
(3)地 盤	粘性土の層厚, 粘着力, 地層構成	
(7)そ の 他	施工方法, 地震, etc	—

栈橋式は21施設, 護岸は3施設であり, そのうち変位ありの施設は, 矢板式7例, 栈橋式12例, 護岸3例であり, 栈橋式に側方流動を起こす事例が多い。

b) 土留め工

土留め工は, 矢板が大半であり鋼矢板18例, 鋼管矢板16例である。その他の形式としてはL型ブロック, 重力式ブロック, ケーソン等である。

矢板のうち根入れを軟弱層中に止めているもの, 支持層(硬い層)まで入れているものに分けると表一3となる。表より, 根入れを軟弱層に止めている17例のうち, 変位ありとなしはほぼ半々であるのに対し, 支持層まで根入れしているもの19例のうち11例(全体の58%)は変位を生じていない。

c) 控え工

控え工は, 鋼管杭9例, 鋼杭8例, 鋼矢板6例である。控え工の有無と変位の有無を表一4に示す。表より, 控え工の有るもの25例のうち半分以上が変位しておらず, それに対し, 控え工の無いものは半分以上が変位している結果となった。

表一 3 土留め矢板の根入れ

		変位あり	変位なし	計
根入れ	粘性土	9	8	17
	支持層	8	11	19
計		17	19	36

表一 4 控え工

		変位あり	変位なし	計
控え工	有	11	14	25
	無	9	6	15
計		20	20	40

(2) 裏込め

岸壁や護岸の裏込めの高さ  $H$  と裏込め重量  $\gamma H$  の頻度分布を図一11, 12に示す。上段が全データ, 中段, 下段が各々変位あり, 変位なしの事例である。

a) 裏込めの高さ  $H$

エプロンから海底面までの高さを裏込めの高さとして  $H$  で示す。全データの平均  $H=12.2m$  に対し, 変位あり  $H=11.4m$ , 変位なし  $H=13.1m$  である。特に裏込め高さの高いものほど変位を生じやすい傾向はない。また, 変位したものだけを見ても, 特に傾向はみられない。この結果は, 裏込め高さを側方流動の判定にそのまま使用することができないことを示している。

b) 裏込め重量  $\gamma H$

裏込め重量  $\gamma H$  は, 海底面からエプロンまでの高さ  $H$  に岸壁等の裏込め材料の有効重量を掛け合わせたものである。岸壁等の裏込め材料はほとんどが  $\gamma=1.8t/m^3$  と  $\gamma=1.0t/m^3$  であり, そのため図では裏込めの高さ  $H$  と裏込めの重量  $\gamma H$  は同じ傾向の分布となっている。

(3) 地盤

粘性土の層厚  $D$ , 粘着力  $c$  の頻度分布を図一13~18に各々示す。粘性土の層厚は, 岸壁下にある第一層の粘性土層の層厚  $D$  と, 粘性土層の強度  $c < 10tf/m$  の範囲の層厚  $D'$  (中間に砂層を挟む場合はこれを含む) の値を示した。次に, 粘着力は深度方向に強度が増加するものがほとんどであるため, 粘性土層上面及び上端より  $1/4D$ ,  $1/2D$ ,  $3/4D$  ( $D$ :粘性土の層厚) での値を示した。なお, ここで考える粘性土の層厚は, 土留め部のある部分での粘性土層について検討している。また各深度で用いた粘着力は実際の設計で設定した土質強度を基に算定している。

a) 粘性土の層厚  $D, D'$

全データの平均  $D=16.81m$  に対し, 変位あり  $D=17.30m$ , 変位なし  $D=16.28m$  である。また, 粘着力  $c < 10tf/m^2$  を粘性土層とみなした層厚  $D'$  でみると全体の平均  $D'=18.03m$  に対し変位あり  $D'=20.57m$ , 変位なし  $D'=15.24m$  であり, 粘性土の層厚  $D$  と比べて  $D'$  の方が層厚が厚いほど変位を生じる可能性が高くなる傾向がはっきりしている。

b) 粘着力  $c$

全データ, 変位あり, なしの平均粘着力  $c$  を表一5に示す。いずれの深度の強度  $c$  も変位ありの事例より変位なしの事例の方が粘着力が大きく, 特に層上面,  $1/4D$  の  $c$  で比べると, 側方流動を起こす事例は起こさない事例と比べて明らかに粘着力が小さい傾向がわかる。これらのことから, 粘性土層の粘着力が小さいほど変位を生じ

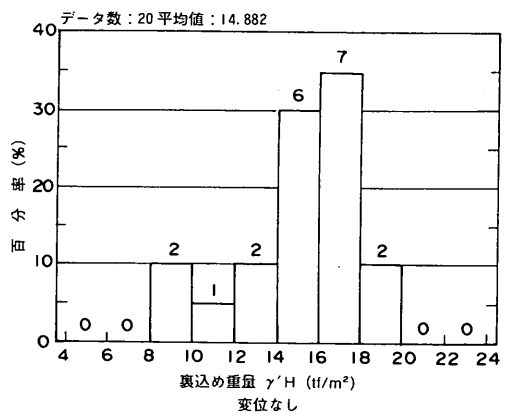
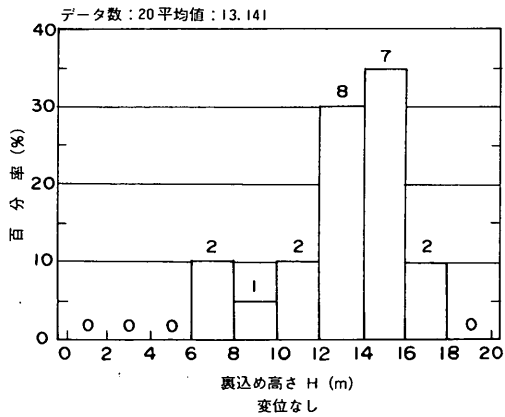
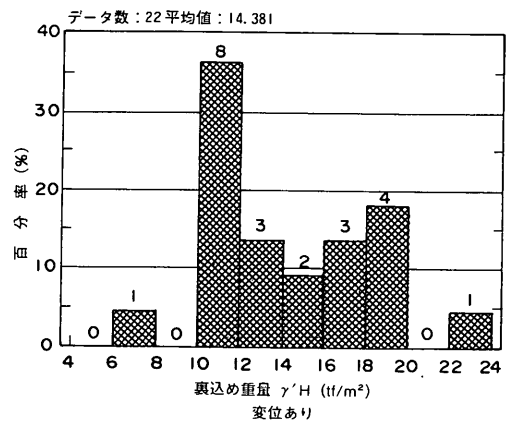
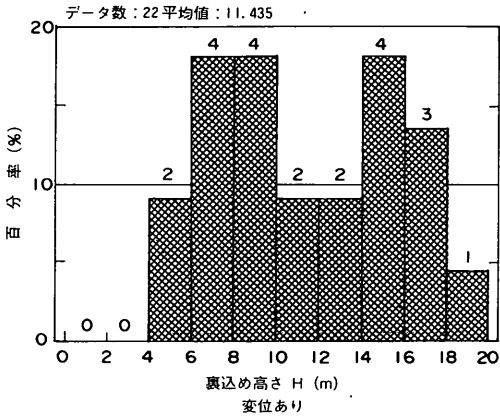
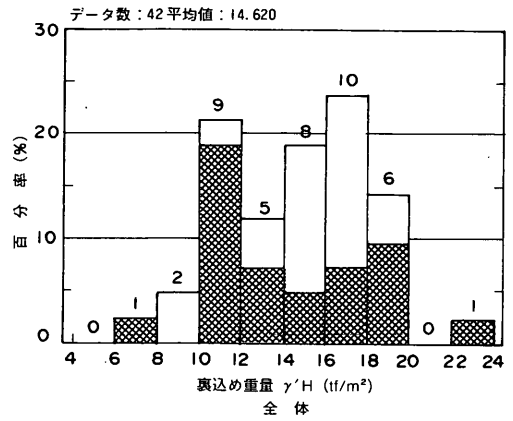
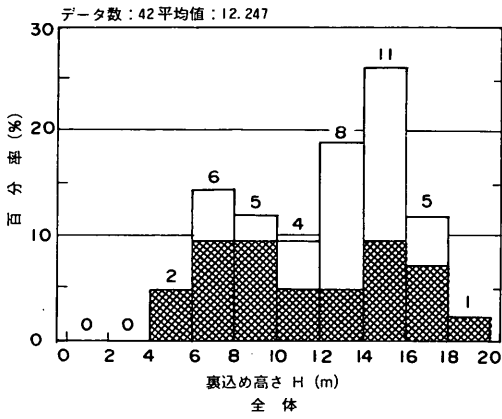


図-11 裏込め高さ  $H$  の頻度分布

図-12 裏込め重量  $\gamma'H$  の頻度分布

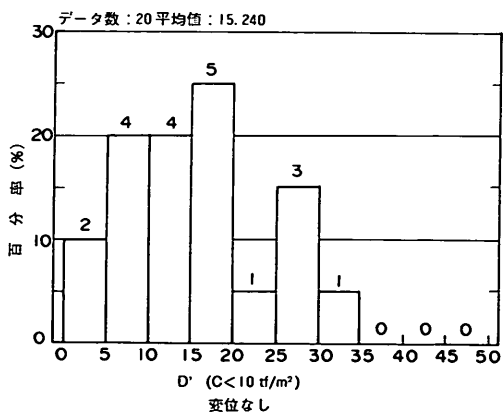
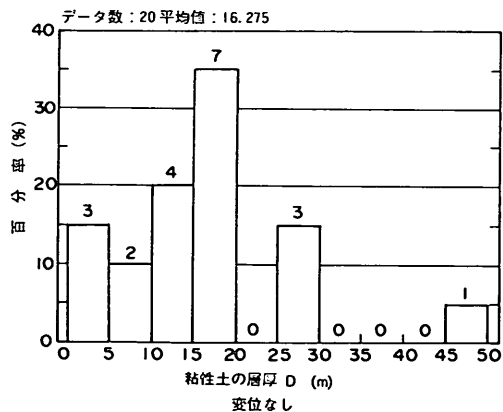
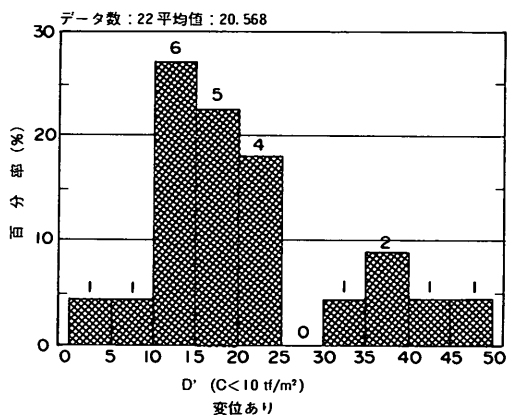
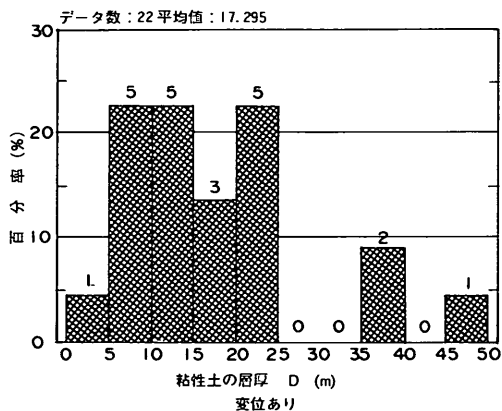
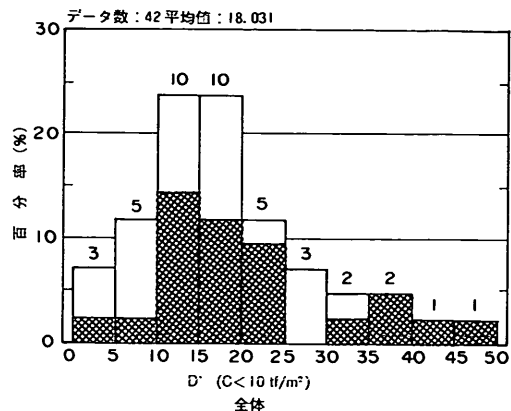
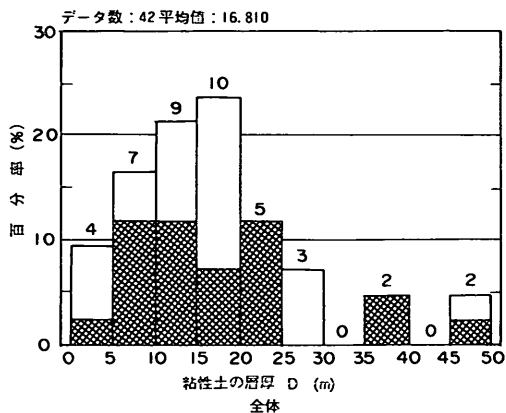


図-13 粘性土の層厚 D の頻度分布

図-14 粘性土の層厚 D' (c < 10tf/m²) の頻度分布

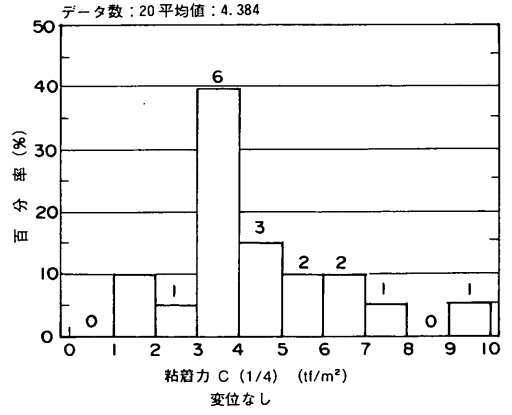
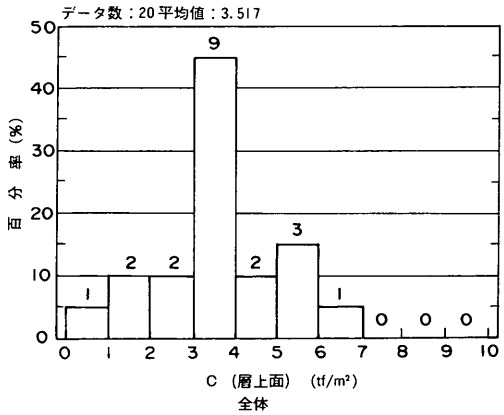
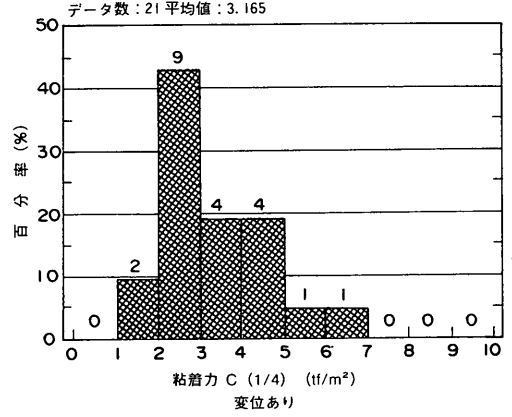
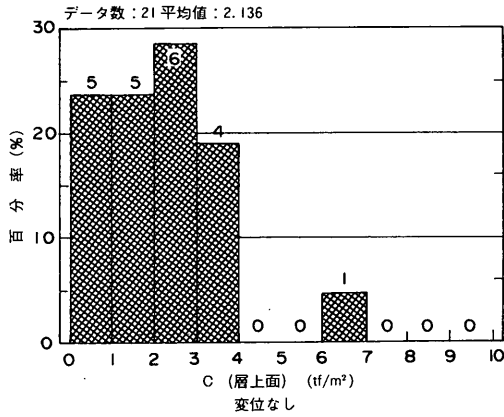
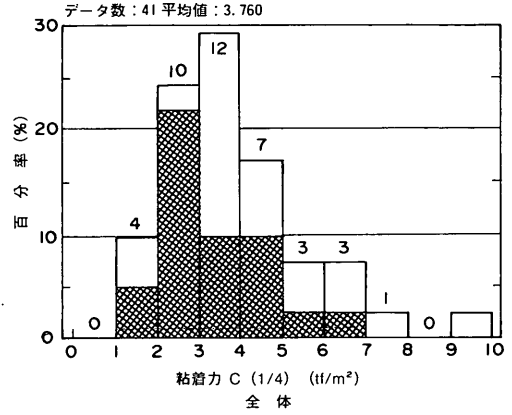
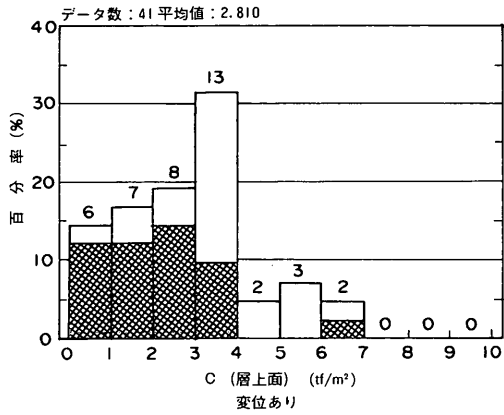


図-15 粘着力 $c$  (層上面) の頻度分布

図-16 粘着力 $c$  ( $1/4 D$ ) の頻度分布

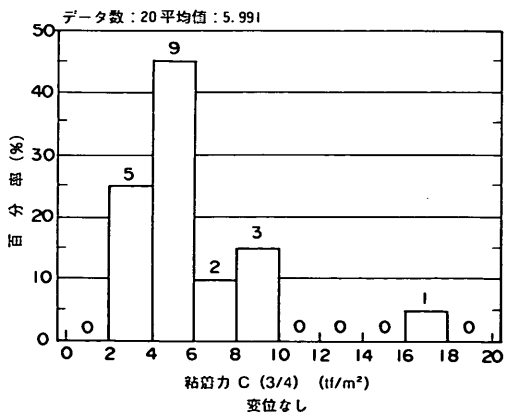
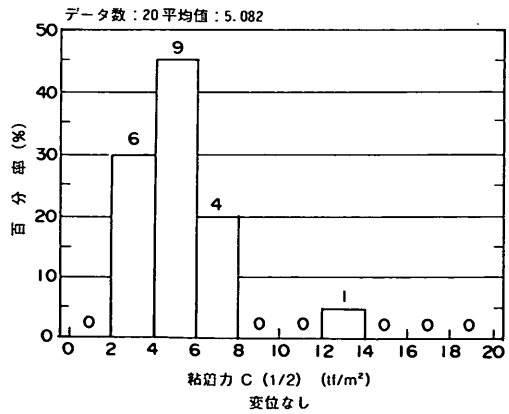
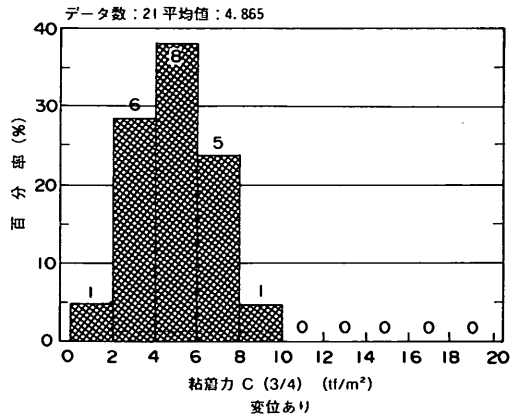
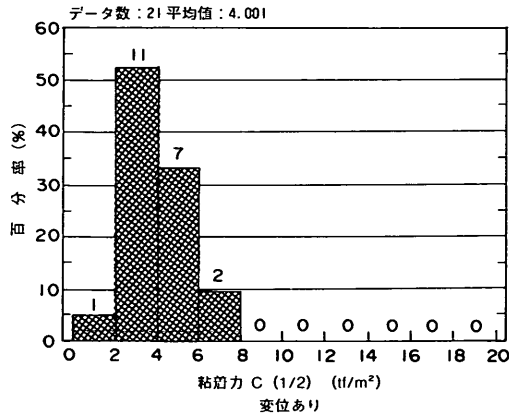
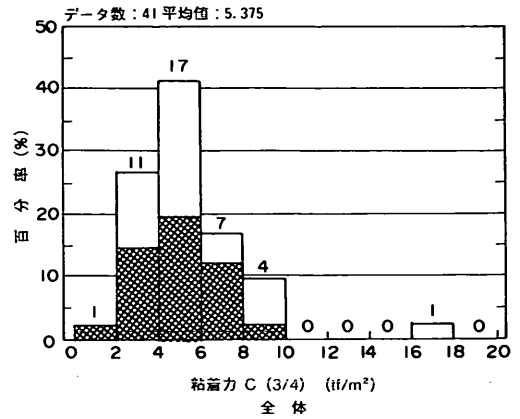
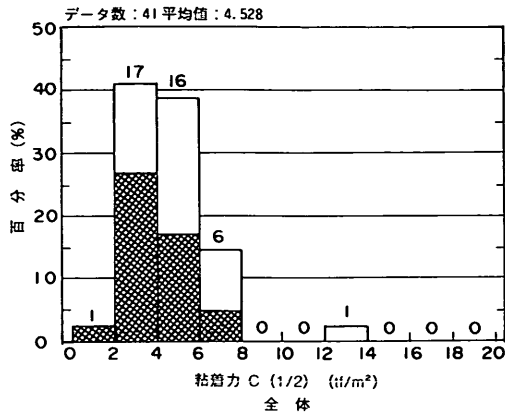


図-17 粘着力 $c$  (1/2  $D$ ) の頻度分布

図-18 粘着力 $c$  (3/4  $D$ ) の頻度分布



表一五 軟弱層強度の平均値

	変位あり	変位なし	全データ
粘性土層上面の $c$	2.14	3.52	2.81
粘性土層上端より1/4Dの $c$	3.17	4.38	3.76
粘性土層上端より1/2Dの $c$	4.00	5.08	4.53
粘性土層上端より3/4Dの $c$	4.87	5.91	5.38

(単位: tf/m<sup>2</sup>)

やすいことが明らかである。

また、粘性土層を地盤改良しているものとして、砂置換6例、サンドドレーン5例、サンドコンパクション5例がある。地盤改良は岸壁背後及び前面を対象に実施されており、全層砂置換されている例もある。

なお、サンドコンパクションにより地盤改良を行っている地盤の強度の考え方は、2.3 (2)  $F$  値で示したように、土留めより海側の土留の近辺の地盤の強度  $c$  と  $\phi$  により、それぞれの深さごとのせん断強度  $\tau$  を算定し、その値を粘着力  $c$  として代用した。

c) 地層構成

変位を生じた施設のうち、2例は基盤が海側に傾斜している。基盤層の傾斜が構造物の変位に影響した可能性がある。

(4) 円形すべり安全率  $F_s$

粘性土層の層中央、層下面、層中及び矢板下端を通る円形すべり安全率  $F_s$  の頻度分布を各々図-19~22に示す。なお、ここでS.C.P.工法によって改良された領域は、先に示したように砂質土と粘性土の複合地盤として円形すべりの安全率を計算して求めた値である。また平均値  $F_s$  をまとめて表-6に示す。矢板下端を通る円弧の場合を除いて変位なしの方が安全率は高いが、図の頻度分布の結果から、側方流動の判定に用いることができる可能性のある指標として、 $F_s$  (層中央) と  $F_s$  (層中) が良好な結果を与えるようである。

(5) 安定係数  $F$  値

安定係数  $F$  値は、 $F=c/(\gamma'H) \times 1/D$  で定義され、裏込め重量  $\gamma'H$ 、粘着力  $c$ 、粘性土の層厚  $D$  の複合指標といえるものである。

粘性土層上面及び上端より1/4D、1/2D、3/4Dの粘着力  $c$  を用いた  $F$  の頻度分布を各々図-23~26に、また粘性土層上面の粘着力  $c$  を用い、かつ粘性土層の層厚として  $D'$  を用いた  $F' (=c/(\gamma'H) \times 1/D')$  を図-27に示す。なお、サンドコンパクションにより改良した地盤のある

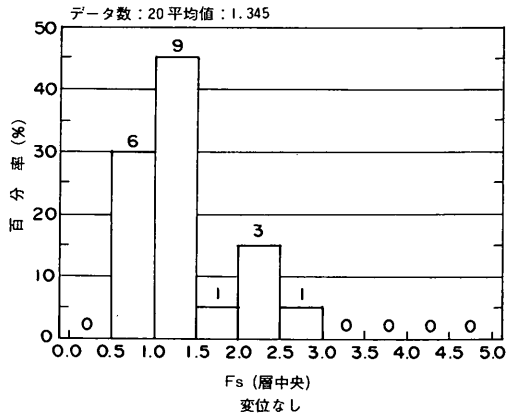
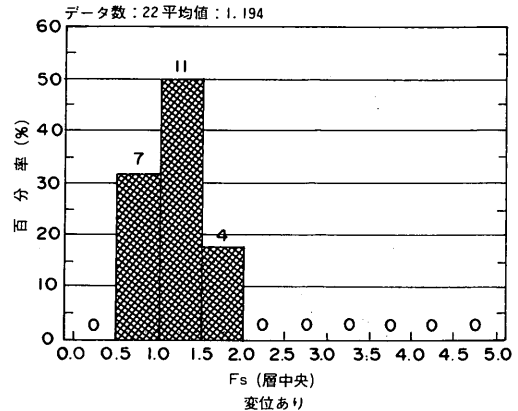
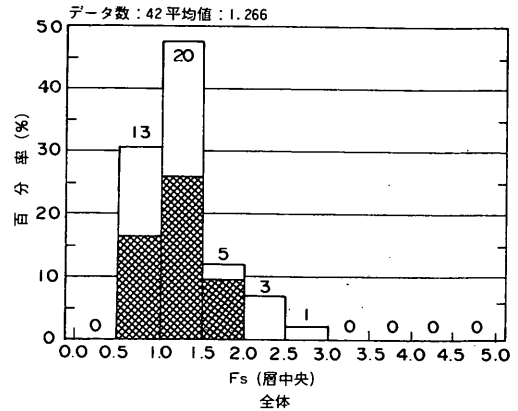


図-19  $F_s$  (層中央) の頻度分布

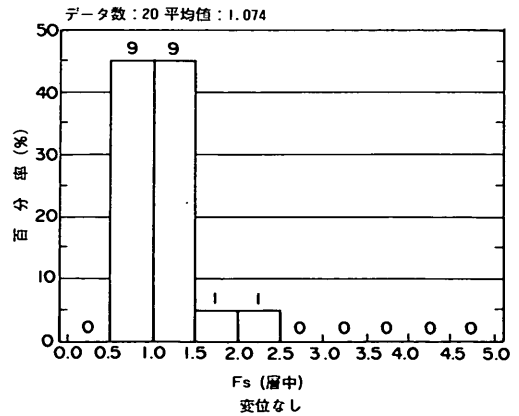
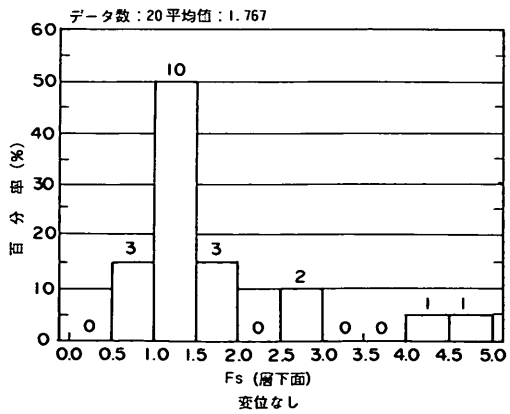
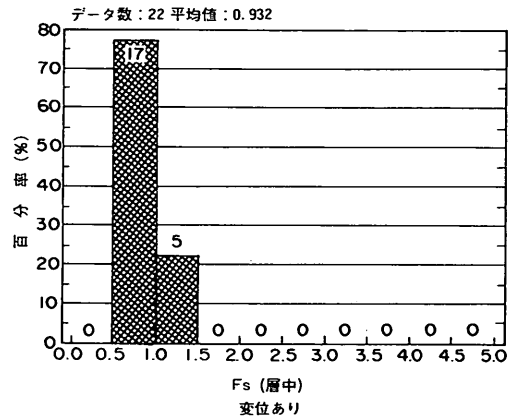
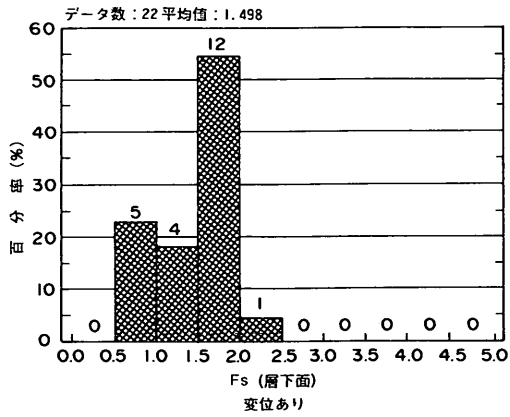
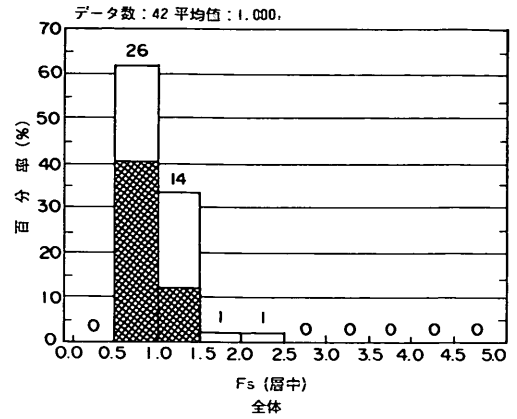
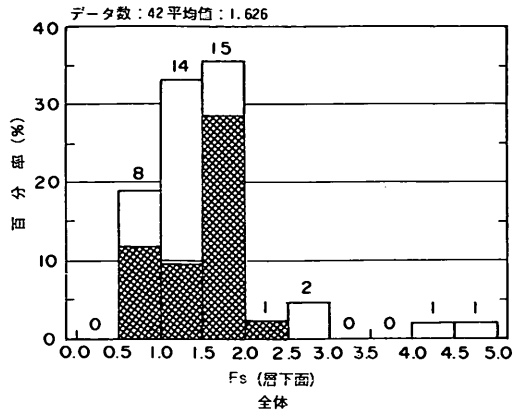


図-20  $F_s$  (層下面) の頻度分布

図-21  $F_s$  (層中) の頻度分布

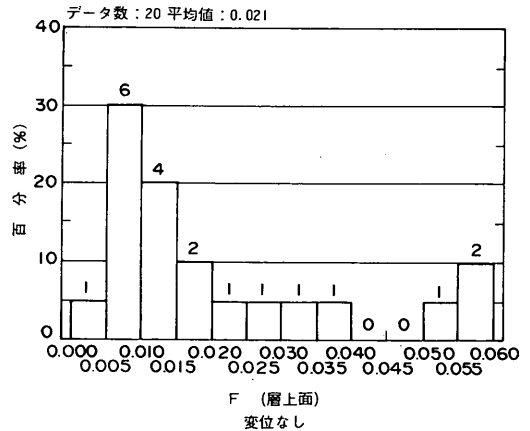
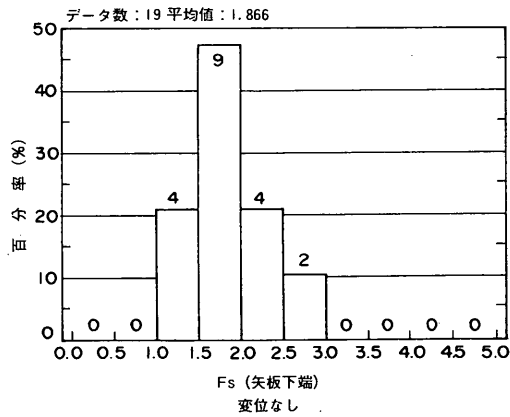
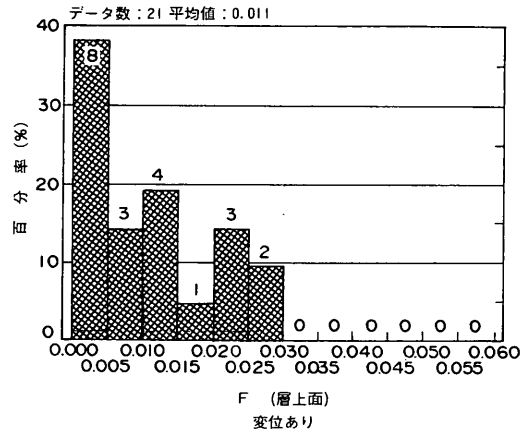
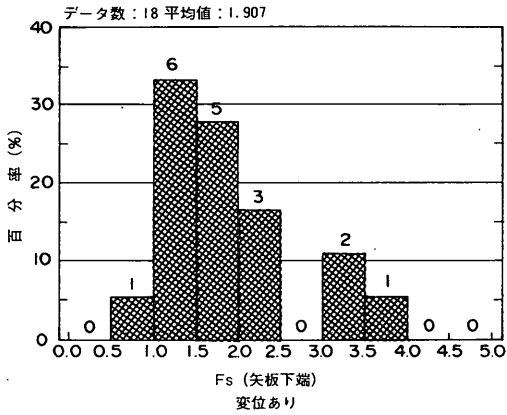
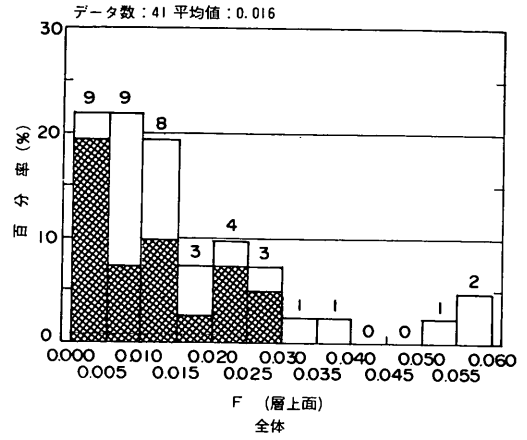
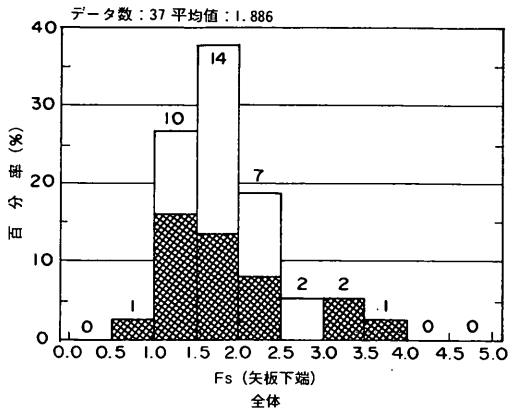


図-22  $F_s$  (矢板下端) の頻度分布

図-23  $F$  (層上面) の頻度分布

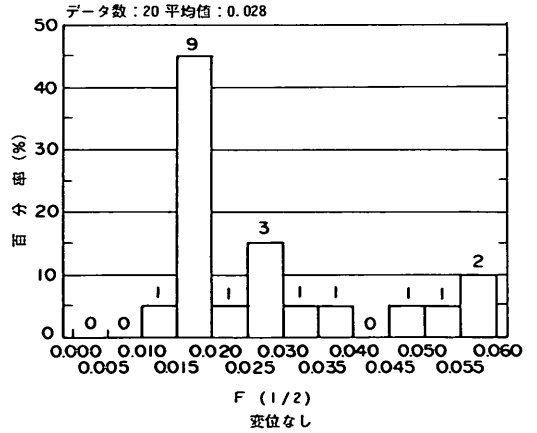
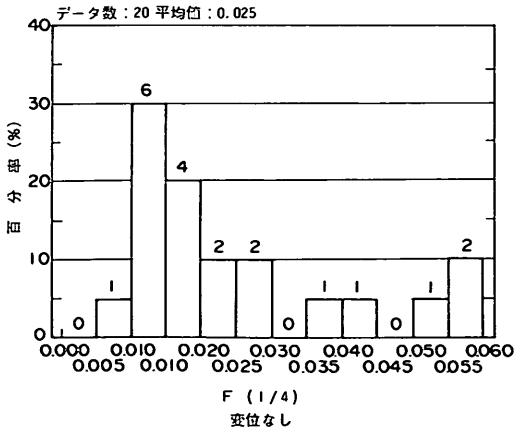
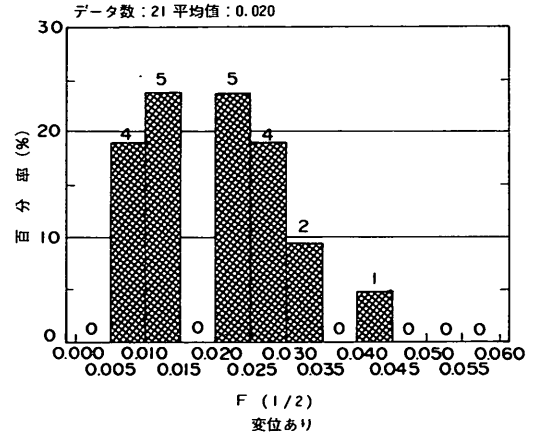
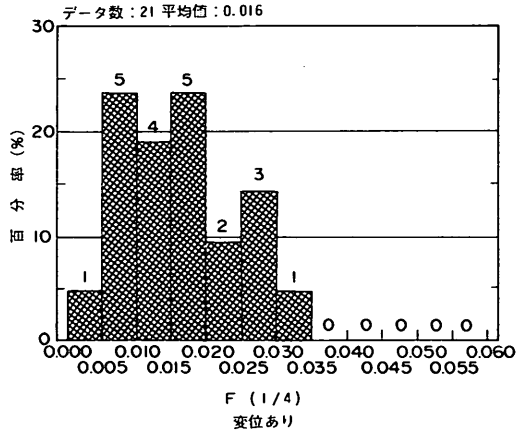
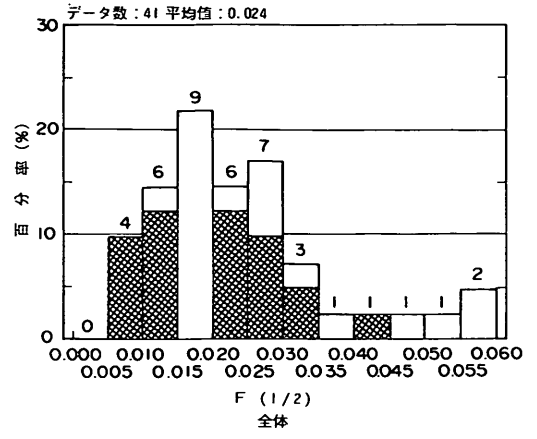
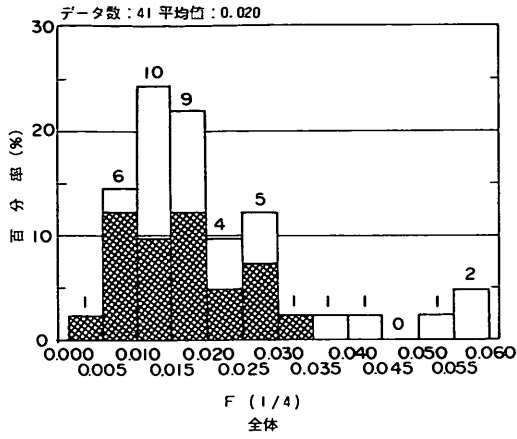


図-24  $F(1/4D)$  の頻度分布

図-25  $F(1/2D)$  の頻度分布

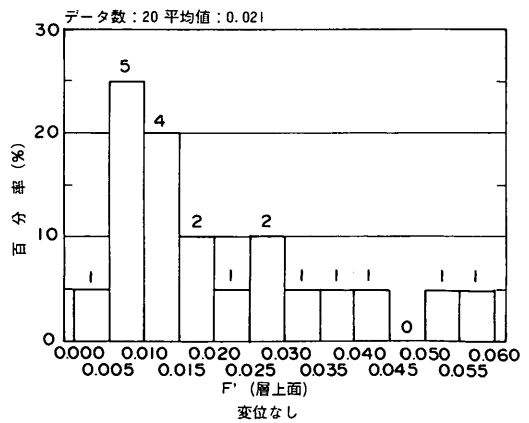
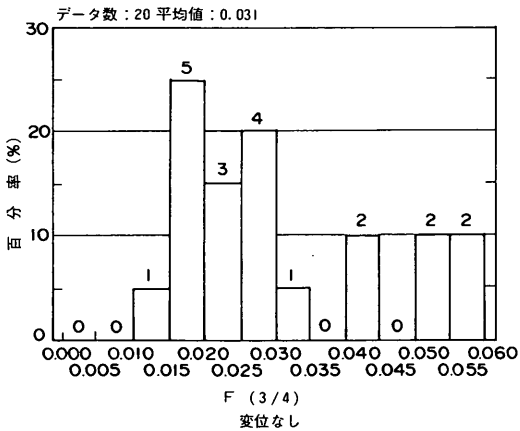
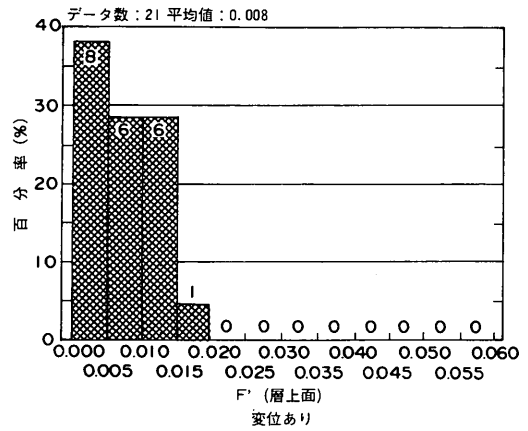
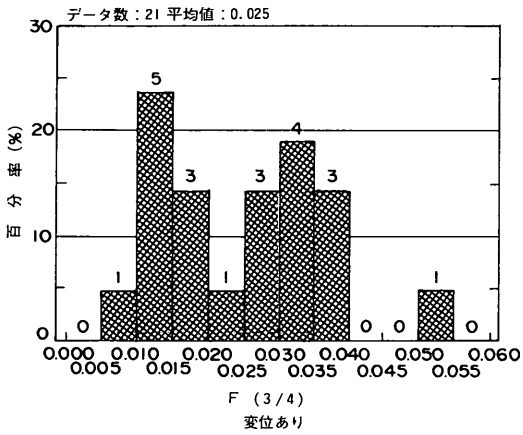
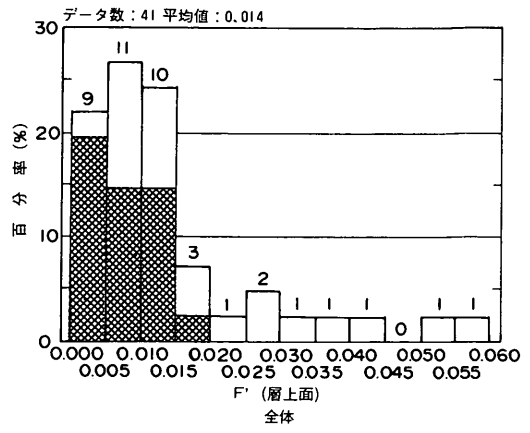
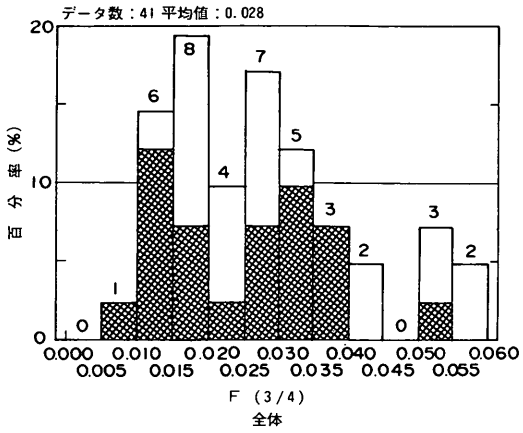


図-26 F (3/4D) の頻度分布

図-27 F' (層上面) の頻度分布

表一六 円形すべり安全率の平均値

	変位あり	変位なし	全データ
粘性土層中央を通る円弧	1.194	1.345	1.266
粘性土層底面を通る円弧	1.498	1.767	1.626
粘性土層層中を通る円弧	0.932	1.074	1.000
矢板下端を通る円弧	1.907	1.866	1.886

事例については、その強度を (3) 地盤 b) 粘着力  $c$  で述べた方法で求めた値を使用している。

安定係数  $F$  値を粘性土層の粘着力毎の平均値についてまとめた結果を表一七に示す。いずれの結果も変位なしの方が値が大きい。また、その傾向は粘性土層上面の  $c$  を用いた  $F'$  値、粘性土層上面の  $c$  を用いた  $F$  値、粘性土層上端より  $1/4D$  の  $c$  を用いた  $F$  値の順に差が小さくなるのがわかる。

以上の結果より、安定係数  $F$  値のうち特に粘性土層上面及び上端より  $1/4D$  の強度  $c$  を用いた  $F$  値と粘性土層上面の粘着力  $c$  を用いた粘性土層の層厚として  $D'$  を用いた  $F'$  値が、側方流動に対する安定性の指標として可能性が高いと考えられる。

(6) 安定数  $E$  値

安定数  $E$  値は  $F$  値と違って無次元であるため、構造物の規模の変化に対応できる係数である。図-28に  $E$  値の頻度分布を示し、さらに表-8に変位あり、変位なしと全データについてその平均値を示す。0.30~0.35に変位ありの例が1例認められるが、このデータは矢板式係船岸で法線が陸側に変位し、矢板の中央部が多少海側にはらみ出したケースである。したがって、法線が海側に変位する側方流動の形態と異なっている。このケースを除いた結果からは、安定数  $E$  値も側方流動に対する安定性の指標として使用できる可能性が認められる。

表一八 安定数の平均値

	変位あり	変位なし	全データ
E 粘性土層上面の $c$ を用いた	0.14	0.24	0.19

(7) その他

側方流動を生じる他の要因としてはいろいろ考えられるが、変位したものの事例のうち2例は日本海中部地震によりかなり大きな変位を生じたものがある。このように外的要因により変位を生じることも考えられるが、ここでは側方流動を静的問題に限定することとし、この2例についても地震前の変位量を対象とした。

また、施工方法等により変位の有無は左右されるものと考えられるが、今回の事例調査ではその値が明確でないため、ここでは検討を行なわなかった。

3.3 側方流動の要因の検討

3.2で側方流動を生じる要因を抽出し、頻度分布等により検討した結果を踏まえて、以下の6つの指標について観測された変位量との相関を検討した。

- (a) 裏込め重量 (裏込め高さ)  $\gamma' H (H)$
- (b) 粘性土の層厚  $D, D'$
- (c) 粘着力  $c$
- (d) 円形すべり安全率  $F_s$
- (e) 安定係数  $F, F'$
- (f) 安定数  $E$

変位量と指標との相関関係を示すにあたり、以下の事例は特例として除外することとした。

- 2例——護岸に近接して橋台が施工されており、その影響により変位を生じた可能性が高い。
- 2例——地盤改良により、土留め直下の軟弱層が全層砂質土地盤である。そのうち1例はもともと砂地盤である。
- 1例——基盤が海側に大きく傾斜しており、そのため

表一七 安定係数の平均値

	変位あり	変位なし	全データ	
F	粘性土層上面の $c$ を用いた	0.011	0.021	0.016
	粘性土層上端より $1/4D$ の $c$ を用いた	0.016	0.025	0.020
	粘性土層上端より $1/2D$ の $c$ を用いた	0.020	0.028	0.024
	粘性土層上端より $3/4D$ の $c$ を用いた	0.025	0.031	0.028
F'	粘土層上面の $c$ を用いた	0.008	0.021	0.014

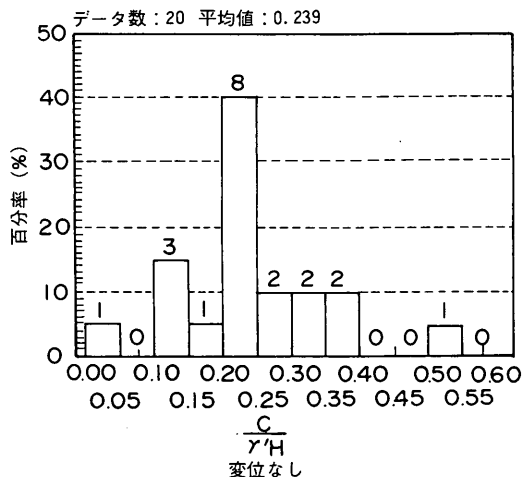
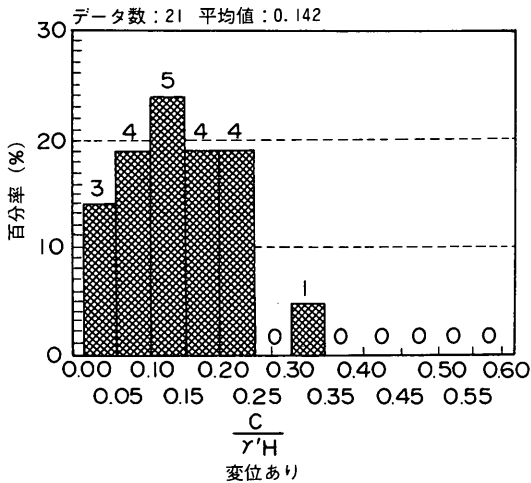
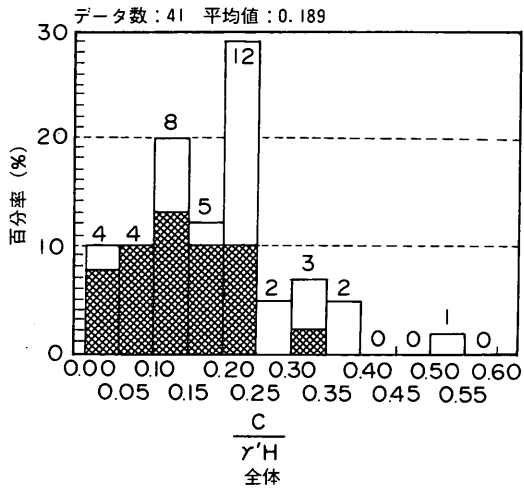


図-28  $E \{c / (\gamma'H)\}$  の頻度分布

に変位を生じた可能性が高い。

3例——変位を生じているものの、変位量が不明である。

1例——変位が矢板上端で陸側に10cm生じており、矢板中央部で海側に矢板上端に対して13cm変位している。変位の形式が通常の側方流動と違う。

以上の事例を削除することにより変位ありは13例、変位なしは20例、合計33例の事例を中心に整理することとする。

なお、本章の以下の図面においては、3.1で述べた矢板式と栈橋式的事例をそれぞれ○と△で示すこととする。

(1) 裏込め高さ、裏込め重量  $H, \gamma'H$

図-29, 30は裏込め高さ、裏込め重量と変位量の関係を示すものである。3.2で示した図-11, 12と同じく裏込め高さ、裏込め重量は変位量とあまり相関性がない。また、裏込め高さ、裏込め重量の両図とも類似の分布となっている。これは、裏込め材料の単位体積重量のほとんどが残留水位以上で $1.8\text{tf/m}^3$ 、残留水位以下で $1.0\text{tf/m}^3$ であることに起因する。

(2) 粘性土の層厚  $D, D'$

図-31(a), (b)は粘性土の層厚  $D, D'$  と変位量の関係を示すものである。この結果も変位量との間に顕著な傾向は見受けられない。

(3) 粘着力  $c$

粘性土層の上面及び上端より $1/4D, 1/2D, 3/4D$ での粘着力  $c$  と変位量との関係を図-32(a), (b), (c), (d)に示す。全ての図より粘着力が小さいほど変位量が大きくなる傾向がうかがえる。特に粘性土の層上面及び粘性土の上端より $1/4D$ の深さの粘着力で作成した図ではその傾向が顕著であり、粘着力が低減していくにしたがって変位が急速に増加していくことがわかる。したがってこの結果は、側方流動を起こす事例の移動量の推定に用いることができる可能性がある。

ただし、図中の変位を起こさない事例のプロットが変位を起こす事例のプロットとほぼ同じ安全率  $F_s$  の範囲にあることから、この図だけを用いて側方流動の可能性について判定することは困難である。

(4) 円形すべり安全率  $F_s$

粘性土層中央、下面、層中及び矢板下端を通るすべり円の最小安全率  $F_s$  と変位量との関係を図-33(a), (b), (c), (d)に示す。 $F_s$  が小さいほど変位量が大きい傾向がうかがえる。特に粘性土層の層中を通るすべり円の安全率  $F_s$  の相関性が一番良い。ただし、粘着力の場合と違って変位量との相関はあまりはっきりしていないようである。

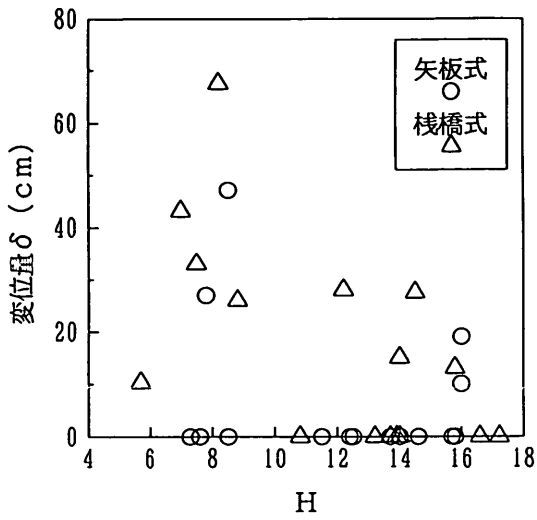


図-29 裏込め高さ  $H$  (m) と変位量

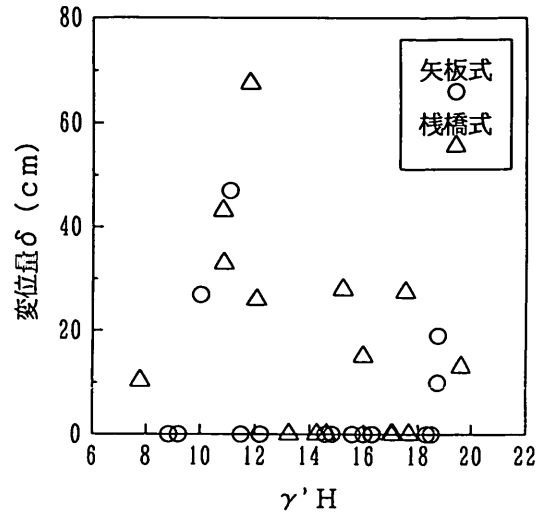
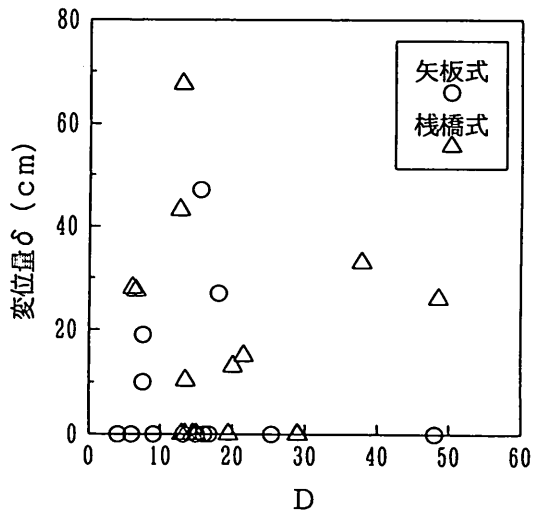
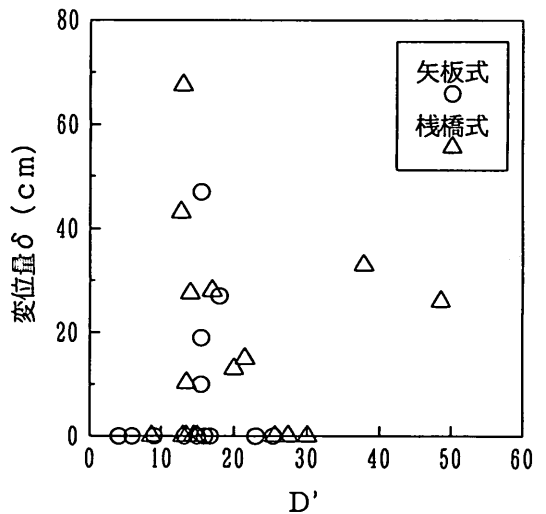


図-30 裏込め重量  $\gamma' H$  (tf/m<sup>2</sup>) と変位量



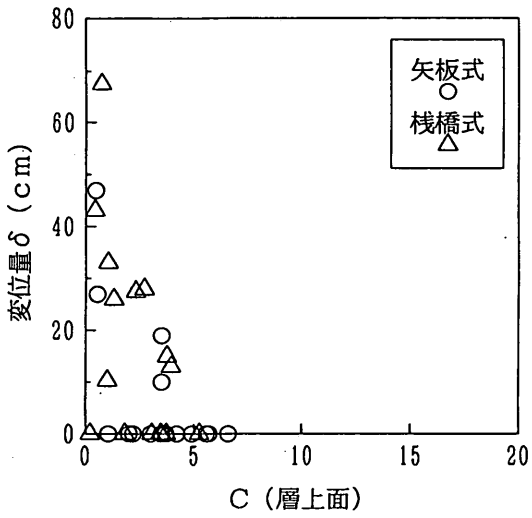
(a)  $D$  (m)



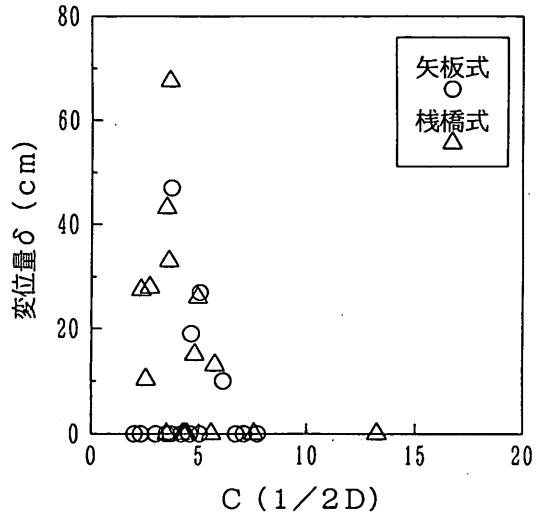
(b)  $D'$  (m)

図-31 粘性土の層厚と変位量

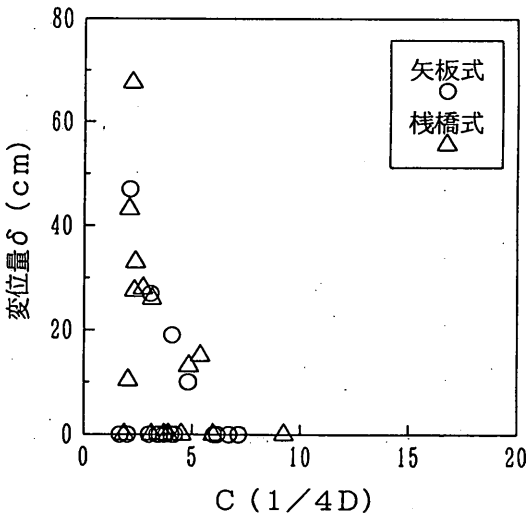




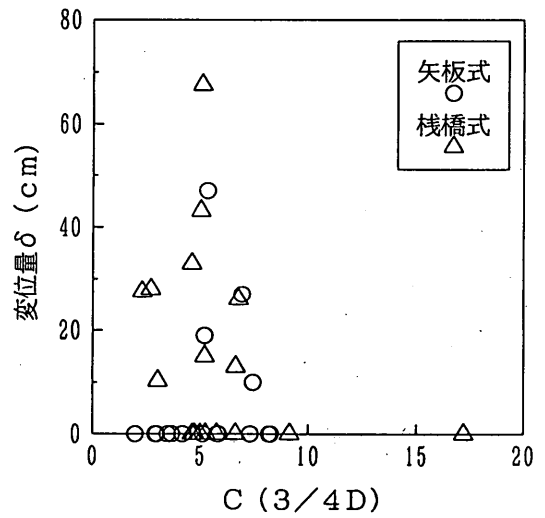
(a) 粘着力  $c$  (最上面)



(c) 粘着力  $c$  (1/2D)

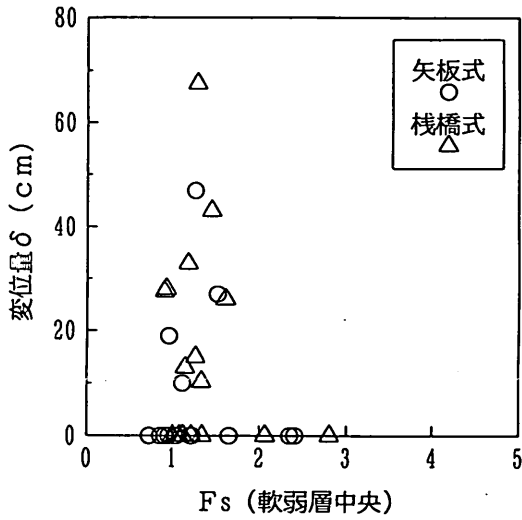


(b) 粘着力  $c$  (1/4D)

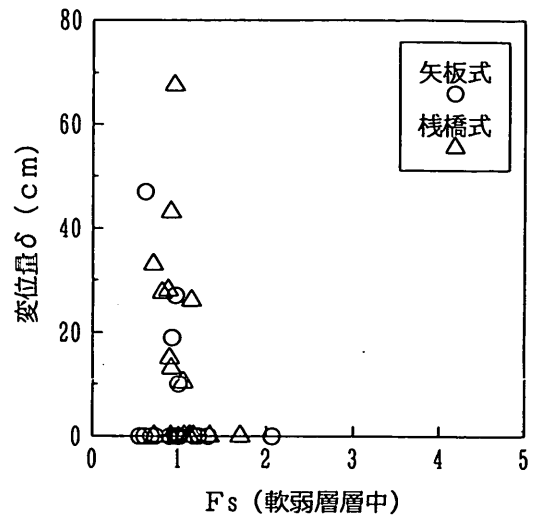


(d) 粘着力  $c$  (3/4D)

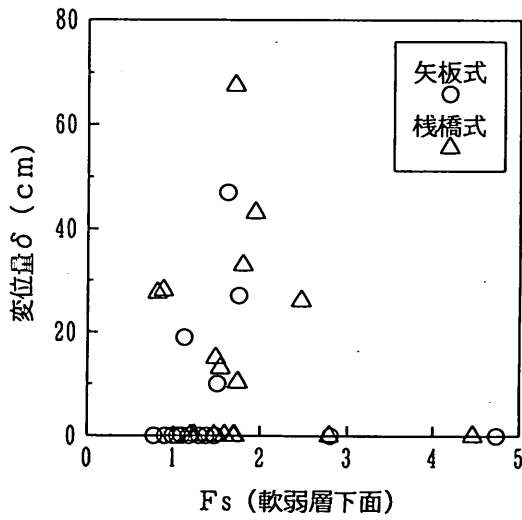
図-32 粘性土層強度 {粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)} と変位量



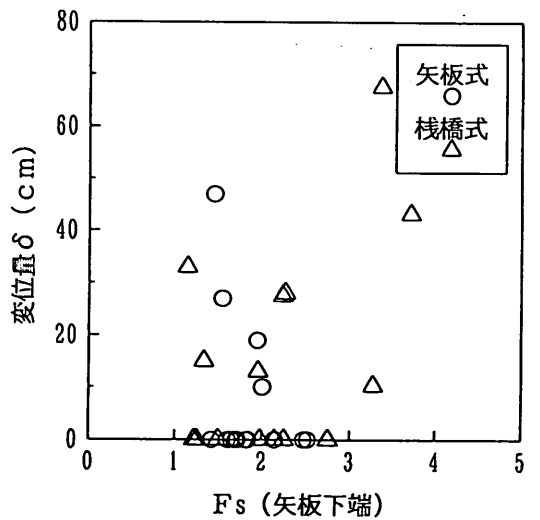
(a)  $F_s$  (層中央)



(c)  $F_s$  (層中)



(b)  $F_s$  (層下面)



(d)  $F_s$  (矢板下)

図-33 円形すべり安全率  $F_s$  と変位量

また、側方流動の判定については(3)粘着力  $c$  と同じように  $F_0$  だけでは難しい結果となっている。

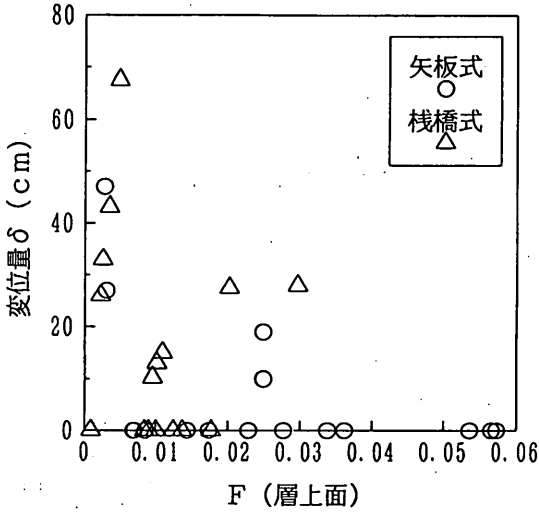
(5) 安定係数  $F$ ,  $F'$  値

粘性土層上面及び上端より  $1/4D$ ,  $1/2D$ ,  $3/4D$  での粘着力  $c$  を用いた  $F$  値と変位量の関係を図-34(a), (b), (c), (d)に示す。また、粘性土層上面の粘着力  $c$  と粘着力  $c < 10\text{tf/m}^2$  の粘性土を粘性土層とした層厚  $D'$  を用いて

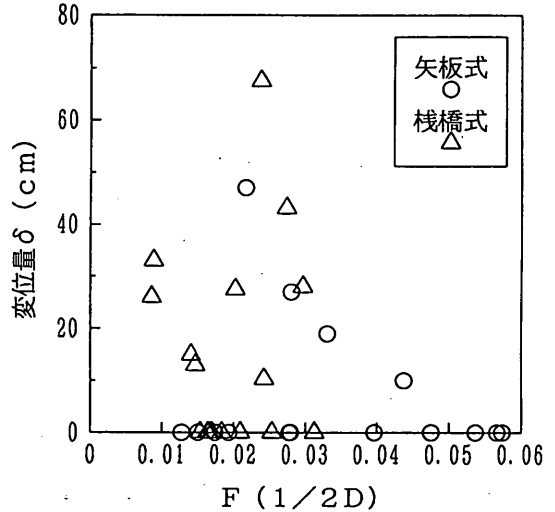
求めた  $F'$  値と変位量との関係を図-34(e)に示す。

図からは、粘性土層の粘着力を上面に近いところでは、変位を起こした事例の  $F$  値と変位量の相関がよいことがわかる。また、(e)の図では(a)の図と比べてさらにその相関が良くなり、側方流動の判定指標としてもかなり精度のよいことがわかる。

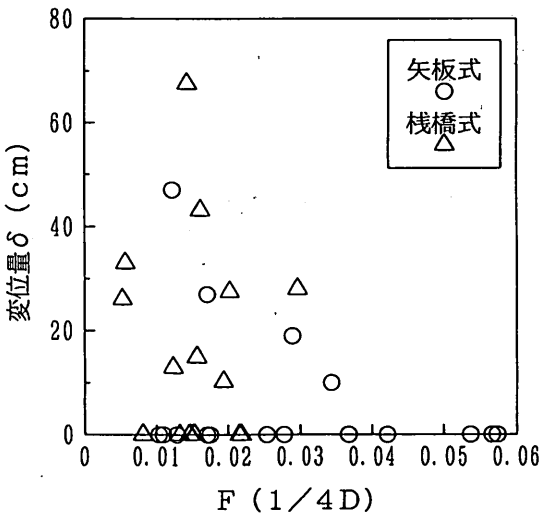
(6) 安定数  $E$  値



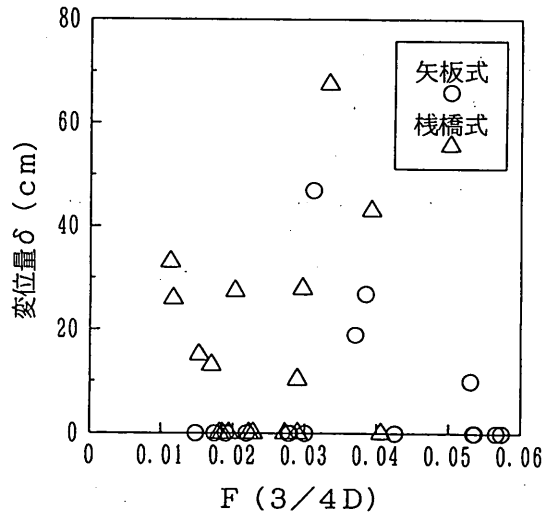
(a)  $F$  (層上面)



(c)  $F$  ( $1/2D$ )

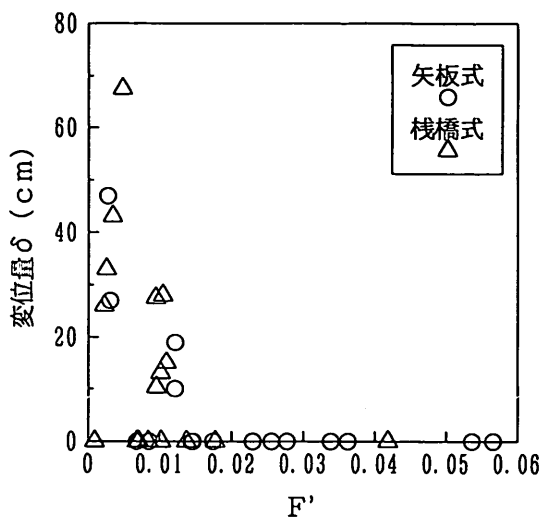


(b)  $F$  ( $1/4D$ )



(d)  $F$  ( $3/4D$ )

図-34 安定係数  $F$  と変位量



(e)  $F'$  (層上面)  
 図-34 安定係数  $F'$  と変位量

図-35は安定数  $E$  値と変位量の関係を示したものである。この図は  $F'$  値と変位量の関係を示した図-34の (e) と比べると精度は若干落ちるが、(a) と比べて精度がよいことがわかる。したがって、 $E$  値も判定指標としてすぐれていると言える。

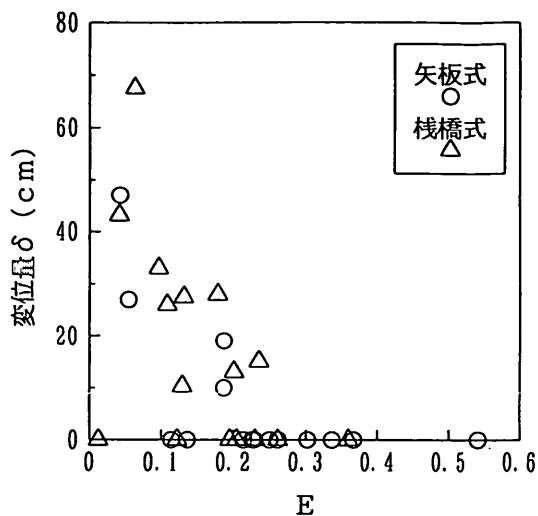


図-35 安定数  $E (=c/(\gamma'H))$  と変位量

(7) 矢板式と栈橋式の構造形式の影響

図-29~35において、矢板式と栈橋式を区別して示したが、全図においてその構造形式の違いの影響は明確ではなかった。したがって、土留め矢板の前面の押え盛土の有無は、側方流動の変位と各判定指標の関係に影響をほとんど与えないと考えることができる。

#### 4. 矢板設計法による検討

側方流動の要因として、3章では構造物の規模や地盤の強度などに着目して検討した。本章では、対象とした事例について、矢板式係船岸の土留め部の標準的な設計法である仮想ばり法とたわみ曲線法を用いて再計算を行った。そして、計算で求めた矢板の根入れ深さ、矢板の剛性と、実際の矢板の断面で採用されている値の比較を行った。また、たわみ曲線法の計算から求めたたわみ量については、3章と同じように実際に観測された変位との関係について検討を行った。

##### 4.1 検討方法

検討に用いた事例は、表-1に示した矢板式と栈橋式の事例のうち、土留め部に鋼矢板または鋼管矢板を用いている事例について計算した。

計算に用いた土質定数は、円形すべりの計算で用いた値と同じ値を用いている。ただし栈橋式の土留め矢板の計算では、前面の押さえ盛り土の受働抵抗を、押さえ盛り土の最上面と最底面の中間に仮想海底面を想定して計算した。

計算条件として、仮想ばり法、たわみ曲線法とも、常時、地震時で、上載荷重として常に  $1\text{tf}/\text{m}^2$  が作用しているとしている。また、根入れ長の安全率としては、仮想ばり法、たわみ曲線法とも常時1.5、地震時1.2とした。

仮想ばり法による計算結果からは、矢板の根入れ下端深さと矢板の必要断面係数を用いた。また、たわみ曲線法の計算結果からは、海側への最大たわみ量と矢板の根入れ下端深さと矢板の必要断面係数を用いた。

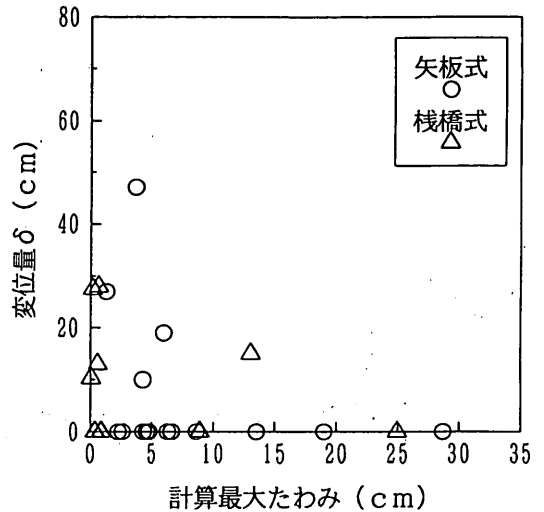
##### 4.2 検討結果

図-36は、たわみ曲線法による常時及び地震時の計算結果から求めた海側への最大たわみ量と側方流動として観測された変位量の関係を示したものである

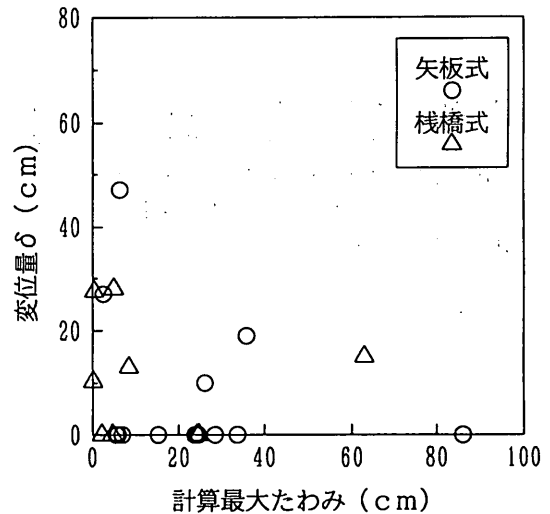
常時、地震時とも、たわみ曲線法により求めたたわみ量と側方流動による変位量には、矢板式、栈橋式とも変位の有無についての相関は認められなかった。このことは、たわみ曲線法の計算結果のうち変位は側方流動の有無の判定に用いることが困難であることが明かである。

たわみ曲線法で計算された変位は、その仮定としてタイロッド取付点の変位をゼロとして計算している。それに対して、実際の側方流動を起こした事例は、ほとんどの事例で天端付近の変位が最大となる変形を示しており、計算結果とは違う変形モードである。

タイロッド取付点の変位が実際上大きいことは、控え工自身に変位が生じていることを示している。このことは、今回の事例のように側方流動を起こすような地盤で



(a) 常時



(b) 地震時

図-36 計算最大たわみと変位量

は、施工などに問題がなければ、控え工の変位を考慮しないたわみ曲線法に限界があることを示すものといえる。

実際、控え直杭や控え組杭等のように、主働崩壊角や、受働崩壊角を用いてその控え位置を設定する方法は、地盤のせん断抵抗の影響範囲を考慮してその位置を決定しており、粘性土地盤の塑性流動的な変位に対して配慮する設計になっていない。

したがって、地盤改良を行わずに側方流動を防止するためには、土留め部の偏断面の影響を受けない位置まで、

控えの位置を陸側に移動するか、周りの地盤の影響を受けない程剛な土留めや控えを建設する必要があると考えられる。

図-37, 38は、横軸に実際の矢板の断面係数と今回の条件で計算した必要断面係数の比を示し、縦軸に実際の矢板の根入れ下端位置と計算から求めた根入れ下端位置

の比を示したものである。計算は、仮想ばり法、たわみ曲線法の2種類と常時、地震時の2種類の計4種類の計算を行った。図中には、側方流動を起こした変位ありの事例を、矢板式で●、栈橋式で▲で示し、変位を起こさなかった事例を、矢板式で○、栈橋式で△で示した。

図中からは、矢板式、栈橋式とも変位あり、変位なし

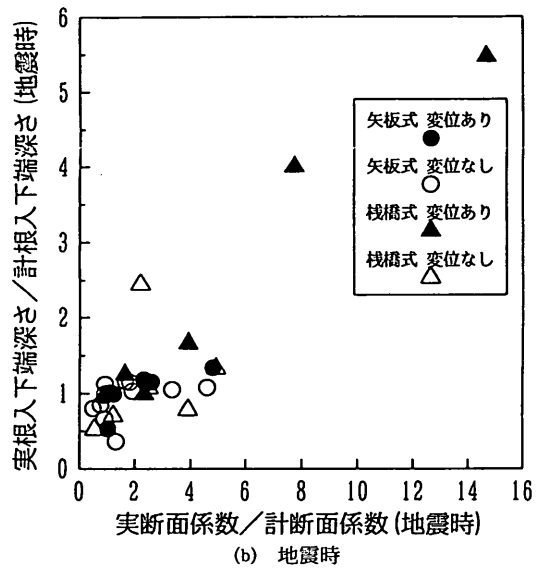
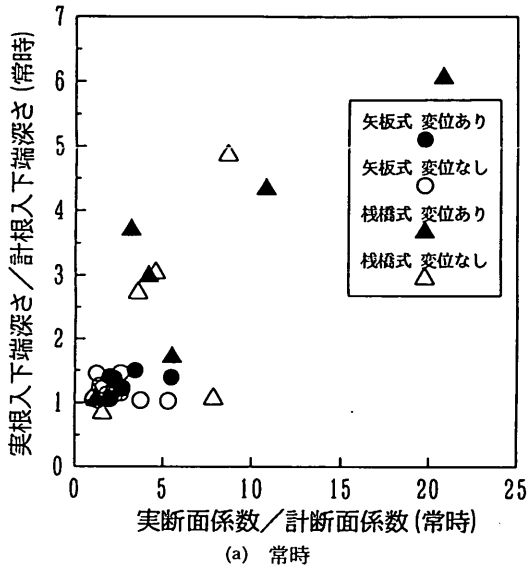


図-37 仮想ばり法による計算結果

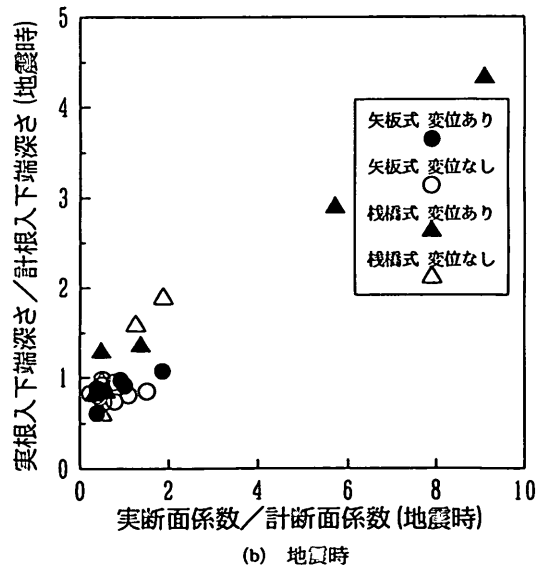
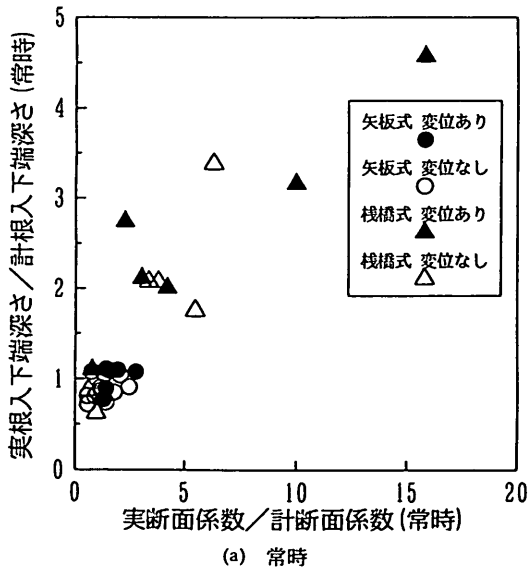


図-38 たわみ曲線法による計算結果

に有為な差はみられず、計算で求める矢板の曲げモーメントや、根入れ長の計算結果は側方流動の判定の指標としては用いることができないことがわかる。

また、各国に共通して、矢板式は根入れ下端深さ及び断面係数の比がほぼ1前後の近い範囲内に分布しているのに対して、栈橋式ではかなり広い範囲の分布となった。この理由は、矢板式は土留め矢板の根入れ長や剛性がほとんど今回の計算方法と同じ条件で計算した結果で決定されているのに対して、栈橋式では土留めに用いた矢板

が、栈橋の鋼管杭と同じように、上載荷重を支えるために支持層まで打ち込まれていたり、鋼管杭と同じ径の鋼管矢板を用いることにより根入れ長や曲げモーメントにかなり余裕があるためと考えられる。

以上の結果から、現在の矢板の設計法から側方流動を完全に予防する設計を行うことは困難であることが判明した。このことは、側方流動を起こした事例の設計に不備があったのではなく、設計法が側方流動に対して配慮されたものでないためである。

## 5. 側方流動の簡易予測手法の検討

本章では軟弱地盤に建設される港湾施設の側方流動の簡易な予測手法について、安全率  $F_s$ 、安定係数  $F$ 、 $F'$  値、安定数  $E$  値を用いた方法と、判別式（統計解析）を用いた方法について整理を行い、その可能性について検討する。

### 5.1 安全率、安定係数と安定数による側方流動の予測判定

側方流動の安定性の指標として有意な円形すべり安全

率  $F_s$  と安定係数  $F$  値、安定数  $E$  値を用いた変位の有無の判定法について検討する。

用いたサンプルは、変位あり22事例のうち橋台が護岸に近接施工されている2例、土留め直下の地盤が砂質土の2例及び基盤が海側に傾斜している1例を除く17事例と、変位なしの20事例の計37事例である。

図-39(a), (b), (c), (d)~42(a), (b), (c), (d)は  $F_s$  と  $F$  値の関係を示したものである。図-39~図-42は  $F$  が粘性土層上面及び上端から  $1/4D$ ,  $1/2D$ ,  $3/4D$  の  $c$  を用いた値について示している。(a)は  $F_s$  が粘性土層の層中を通

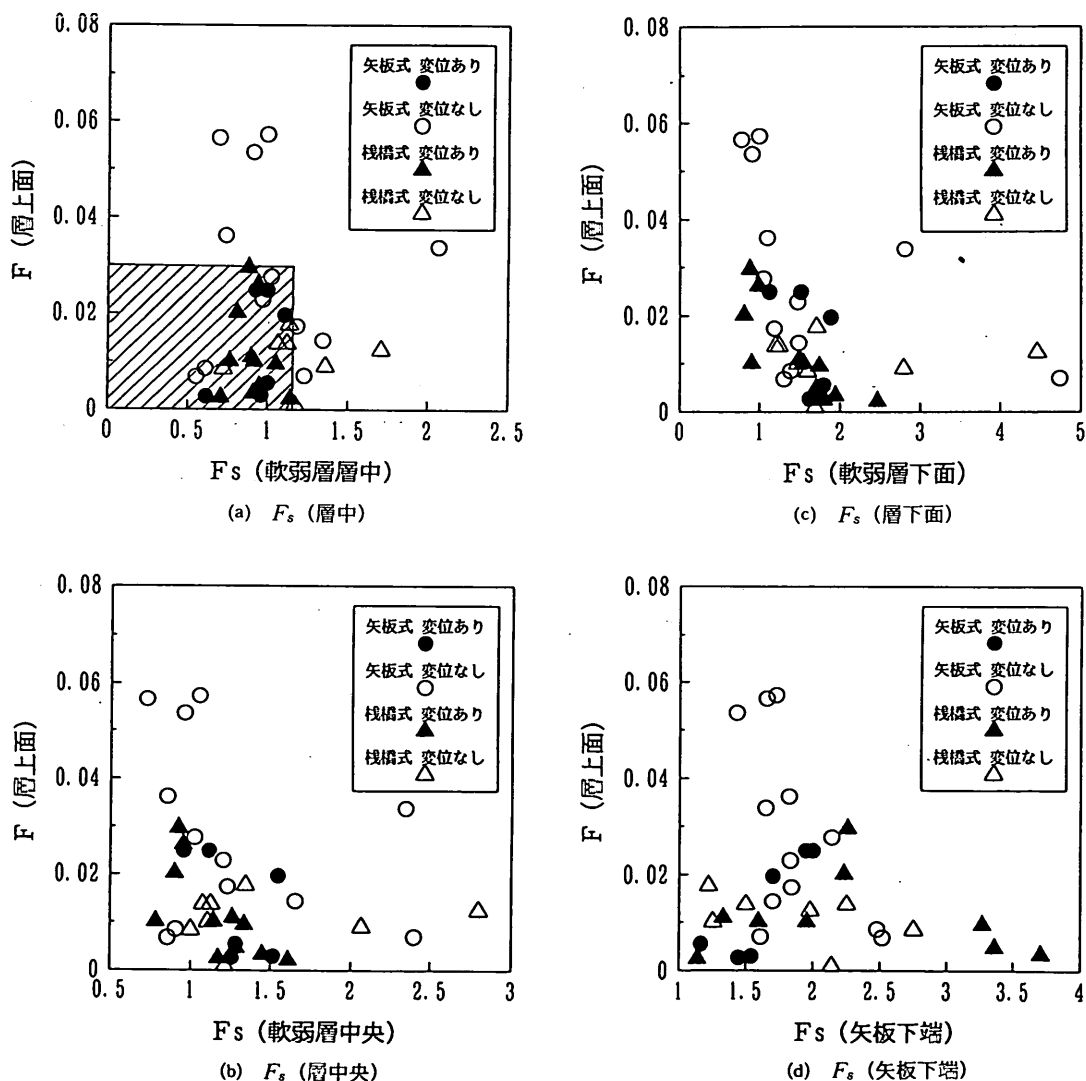


図-39 円形すべり安全率  $F_s$  と安定係数  $F$  (最上面)



る円弧の場合、(b)は層中央を円弧が通る場合、(c)は円弧が粘性土層の下面に接する場合、(d)は円弧が矢板下端を通る場合の値である。また、図-43(a), (b), (c), (d)は  $F$  値に粘性土層上面の  $c$  を用い、粘性土の層厚として  $D'(c < 10tf/m^2)$  を用いた時の値を  $F'$  値としたものである。

全ての図中では、矢板式を○◎●、栈橋式を△▲▲で表示している。(ただし、◎と▲は図-43(a)でのみ表示している。)  $F_s$  と  $F$  値の関係ではこれらの構造形式の違いは明確でなかった。したがって、側方流動の予測判定にここで示した矢板式と栈橋式の違いを考慮する必要はな

いといる。

図-39(a)中に、 $F_s \leq 1.15$  かつ  $F \leq 0.03$  の範囲を囲み、側方流動を起こすと考えられる領域を斜線部分で示した。この領域には、変位の認められないものが含まれてはいるが、ほぼ変位を生じる可能性があるゾーンと予想できる。この手法で例えば、図-43(a)についてその判定手法を検討してみる。この図で  $F_s \leq 1.15$  かつ  $F' \leq 0.016$  の範囲で側方流動を起こすとすると、全事例37事例のうち変位を起こすと判定されて実際に変位を起こしていない事例が6事例あるため、その判別率は84%になることがわかる。

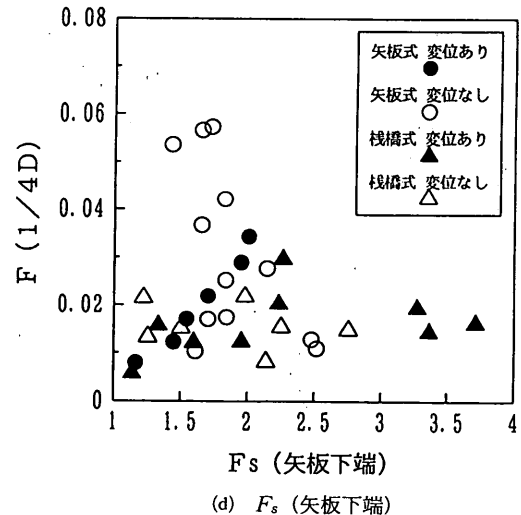
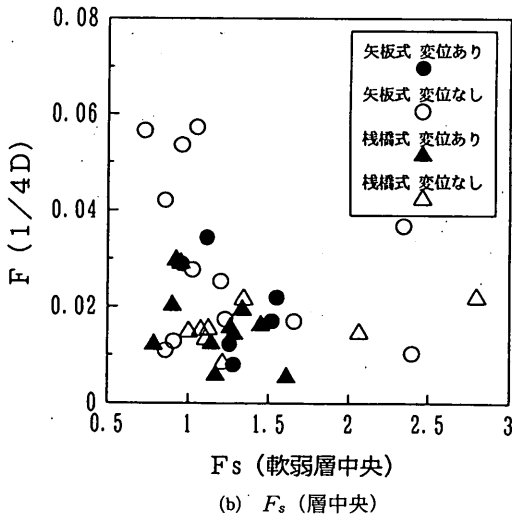
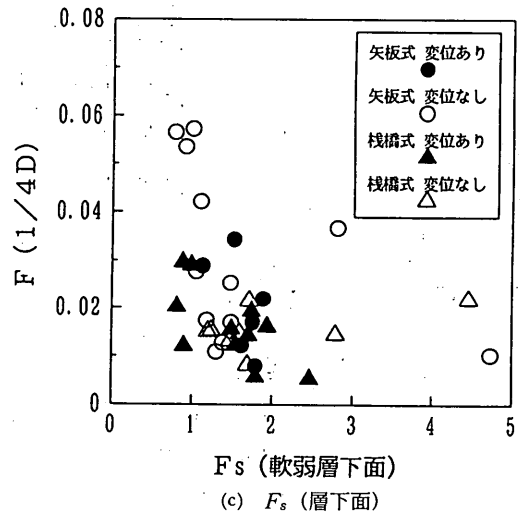
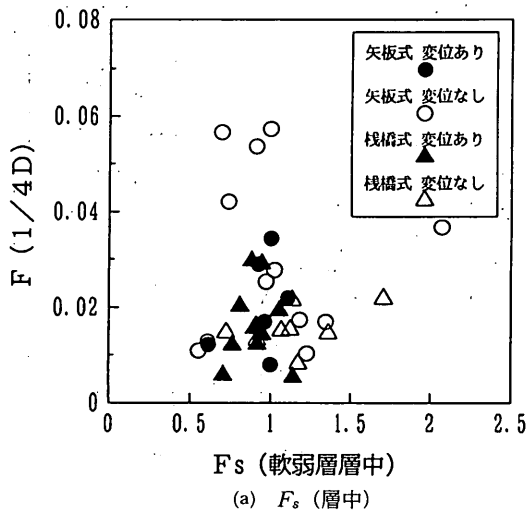


図-40 円形すべり安全率  $F_s$  と安定係数  $F (1/4D)$

図-43(a)では変位なしの事例のうち、土留め矢板の控え工として組杭を用いている事例や前方斜め支え杭を有する矢板の事例のように、水平変位を抑える構造形式を◎と△で表示している。図中で変位なしの事例からこれらの事例を除外して検討すると、側方流動の可能性が高いと判定されたエリアから、矢板式2例、栈橋式1例が除かれ、判別率が向上することが判明した。

また、図-43(d)について検討してみると、この場合に $F_s$ は判定に用いることができず、 $F'$ 単独で $F' \leq 0.012$ として判定することができる。その場合、34事例中変位

を起こすと判定されて実際に変位を起こしていない事例は6事例あるので判別率は82%になる。

図-44(a), (b), (c), (d)は、 $F_s$ と $E$ 値の関係を示したものである。図-44(a)には変位ありの事例で $E$ 値が0.35のケースがプロットされているが、このケースは3.2(6)でも述べたように、矢板上部の変位が海側に起きたケースではないため、このケースを除外して検討してみる。

図-44(a)の $F_s \leq 1.15$ ,  $E \leq 0.23$ の範囲で側方流動を起こすとすると、変位ありと判定される事例の中に、実際には変位を起こしていない事例が11例あるので、判別率

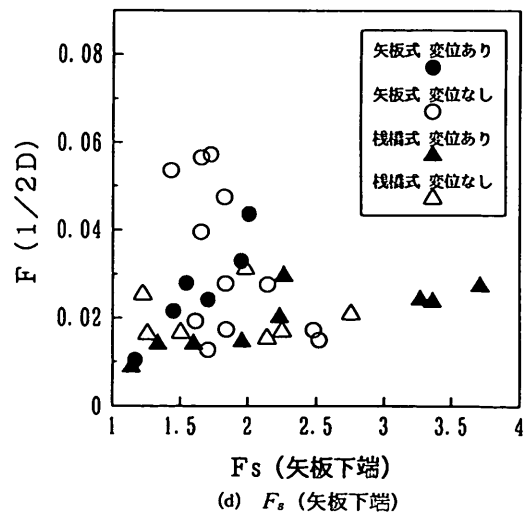
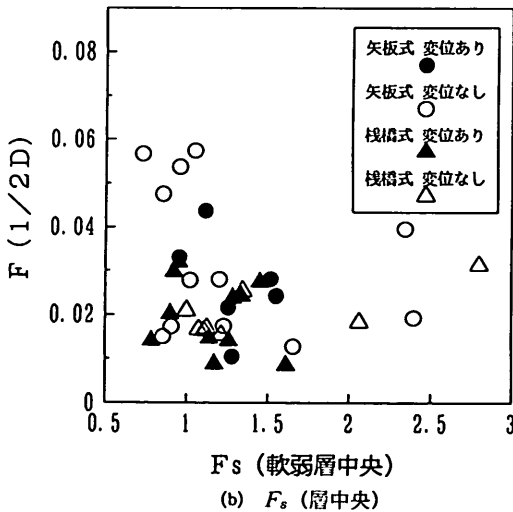
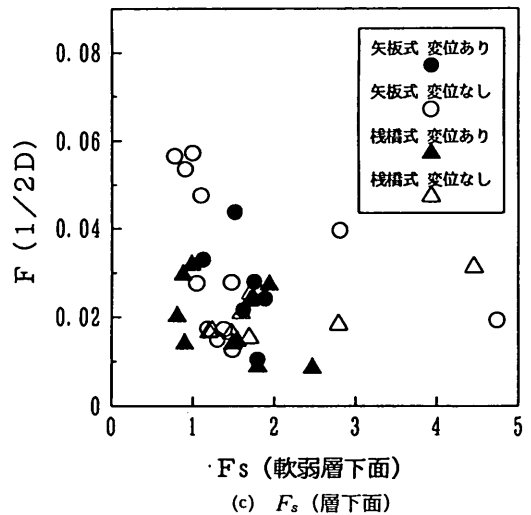
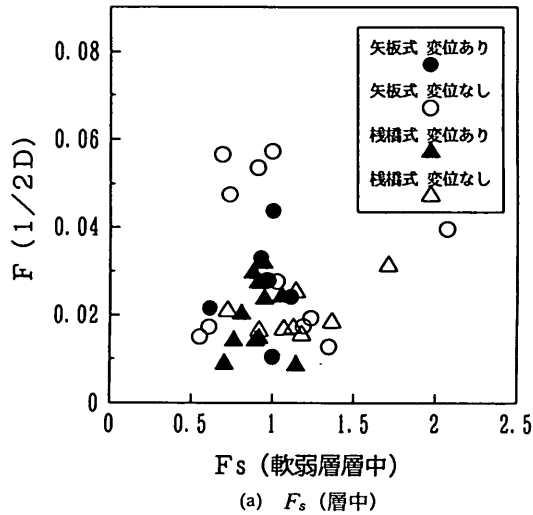


図-41 円形すべり安全率  $F_s$  と安定係数  $(1/2D)$

は69%となり、側方流動の判定としては  $F$  値を用いる場合と比べて多少不十分な結果となった。

ただし、図-43(a)と同じく変位なしの事例のうち、斜め杭を有するなどして水平変位に抵抗しやすい構造形式の事例を◎と△で表示し、これらの事例を除外して検討すると、判別率の精度が格段に上昇することが明かである。このことは、ここで提案した判定手法により側方流動の可能性が高いと判定された事例でも、構造形式を水平変位を起こしにくい形式にすることにより、側方流動を抑制することができる可能性を示している。

以上の結果、想定した施設の矢板や杭を無視して算定した円形すべりの安全率と橋台などの側方流動の判定手法として用いられてきた安定係数  $F$  値を組み合わせることによって、より側方流動の判定の精度を高めることができた。ただし、 $F$  値は次元が  $[1/m]$  で表されるため、構造物の規模がこれらの事例と比べて違う場合には適用する場合に注意を要する。その場合は、無次元で示される  $E$  値の適用が有効である。

また、構造形式の面からも控え組杭や前方斜め支え杭を有する矢板の事例のように水平変位を抑えることに配

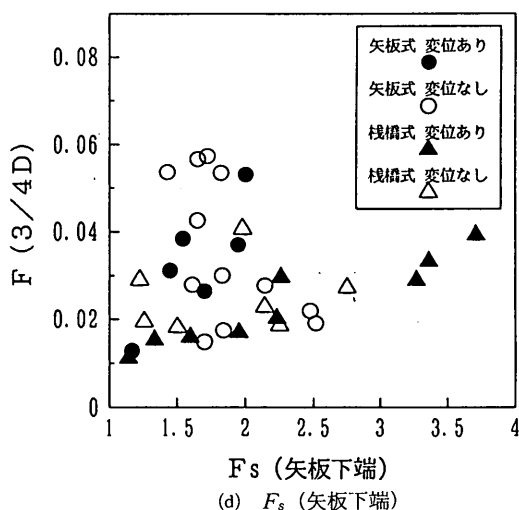
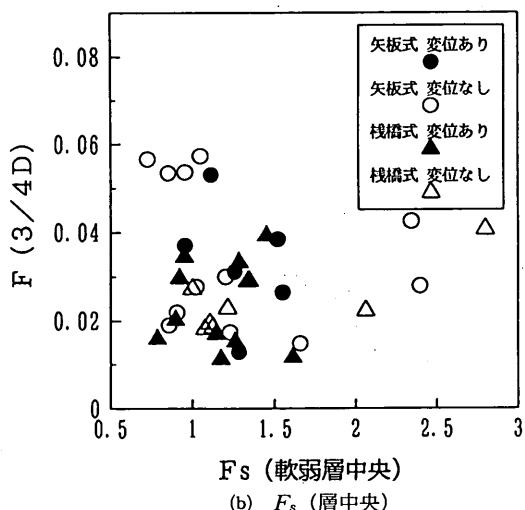
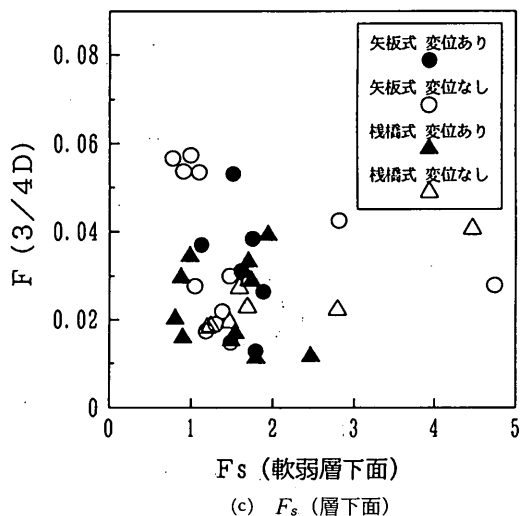
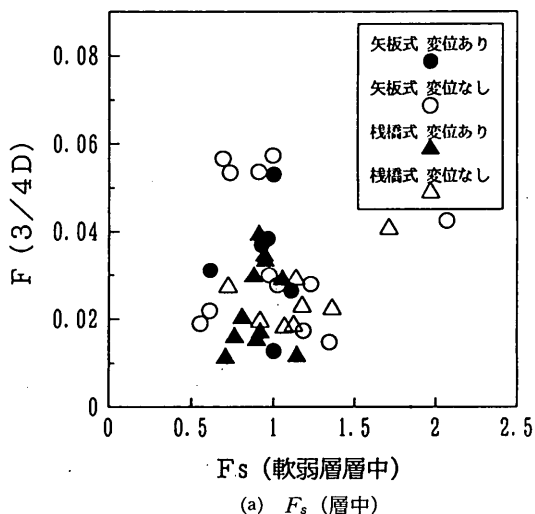


図-42 円形すべり安全率  $F_s$  と安定係数  $F(3/4D)$

慮した形式を選択することにより、側方流動の可能性を大きく減じることができることが明らかとなった。

5.2 判別式 (統計解析) による側方流動の有無の判定<sup>8)</sup>

調査事例を裏込め重量  $\gamma H$ 、粘性土の層厚  $D$  または  $D'(c < 10\text{tf/m}^2)$ 、粘着力  $c$  (粘性土層上面での値) の3要因の組合せによって、変位なしの群 ( $G_1$ ) と変位ありの群 ( $G_2$ ) に区分する判別分析を行い、判別式を求めた。

判別分析の基本的な考え方は次の通りである。

群  $G_1, G_2$  の2群からサンプルを抽出し、要因  $T, Q$  軸上で図-45を得たとする。この場合、 $T$  軸上でも  $Q$  軸上でも両群の分布の射影が重なっているから、1つの軸だけでは両群を判別できない。しかし、 $Z'$  軸をとるとその左上が  $G_1$  群右下が  $G_2$  群というようにはっきり区別される。また  $Z'$  軸に直交する  $Z$  軸をとり、 $G_1, G_2$  群をこれに射影すると、 $Z'$  軸との交点  $O$  を境として右側に落ちるのが  $G_2$  群、左側が  $G_1$  群と区別することができる。

このような判別の尺度となる  $Z$  軸を合理的に求める

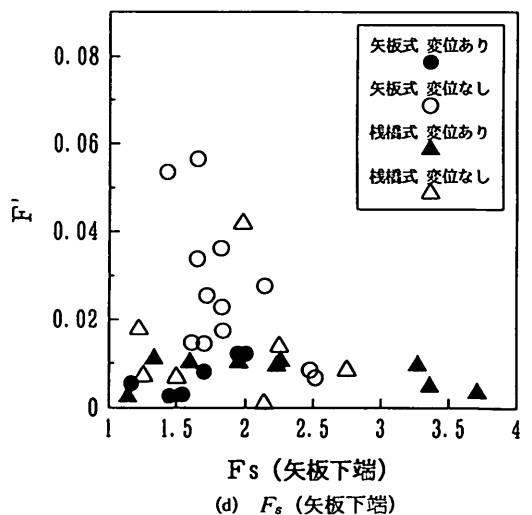
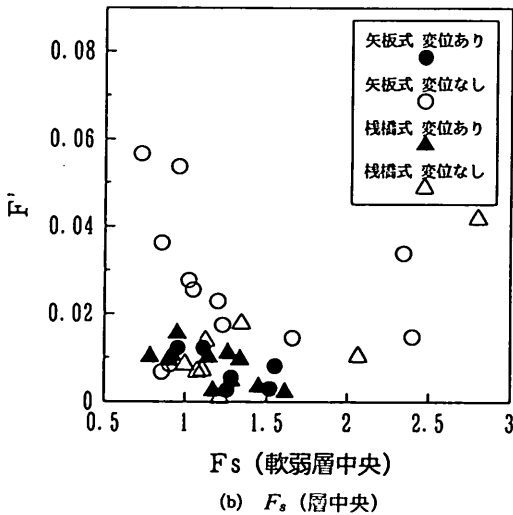
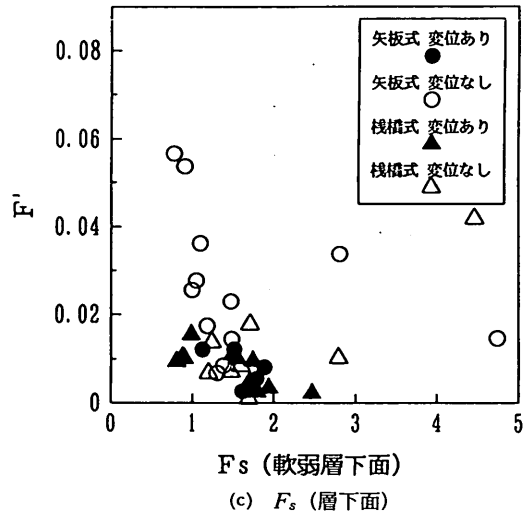
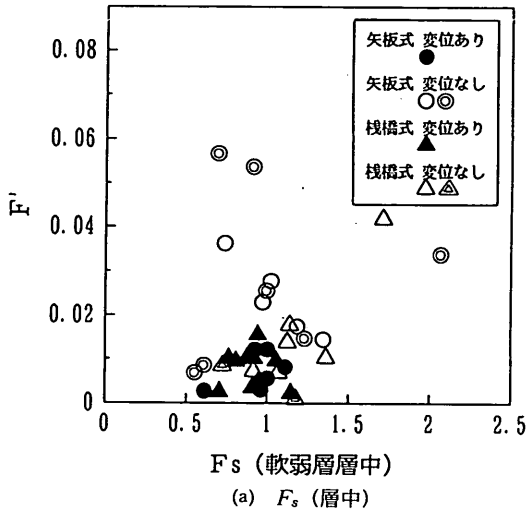


図-43 円形すべり安全率  $F_s$  と安定係数  $F'$  (最上面)

のが判別分析の考え方である。

判別分析の方法にはいろいろあるが、ここでは次の2つの方法で判別した。

- (1) 最尤法による方法 (マハラノビスの汎距離による方法)
- (2) 相関比を最大にする方法

(1) 最尤法による方法

2群  $G_1, G_2$  を3個の変数  $x_1, x_2, x_3$  を用いて判別する場合、判別式は以下の通りである。2群  $G_1, G_2$  からそれぞれ  $n_1, n_2$  個の標本をとるものとする。

判別式

$$Z = a_1(x_1 - \bar{x}_1) + a_2(x_2 - \bar{x}_2) + a_3(x_3 - \bar{x}_3)$$

$$\bar{x}_1 = 1/2(\bar{x}_1^{(1)} + \bar{x}_1^{(2)})$$

$$\bar{x}_2 = 1/2(\bar{x}_2^{(1)} + \bar{x}_2^{(2)})$$

$$\bar{x}_3 = 1/2(\bar{x}_3^{(1)} + \bar{x}_3^{(2)})$$

$$x_i^{(1)} : G_1 \text{ 群の } x_i \quad x_i^{(2)} : G_2 \text{ 群の } x_i$$

$$\bar{x}_i^{(1)} = \sum x_i^{(1)} / n_1 \quad \bar{x}_i^{(2)} = \sum x_i^{(2)} / n_2$$

係数  $a_1, a_2, a_3$  は以下の連立方程式より求まる。

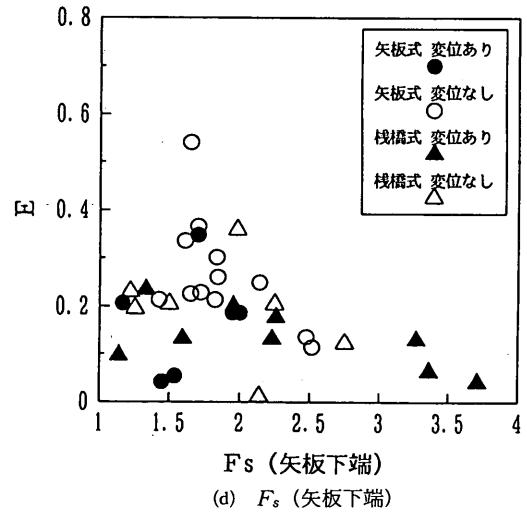
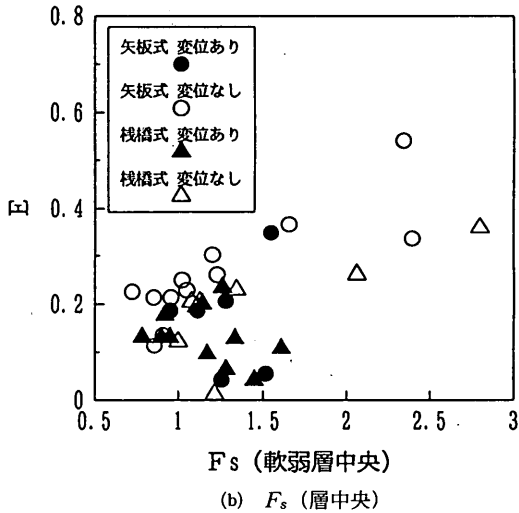
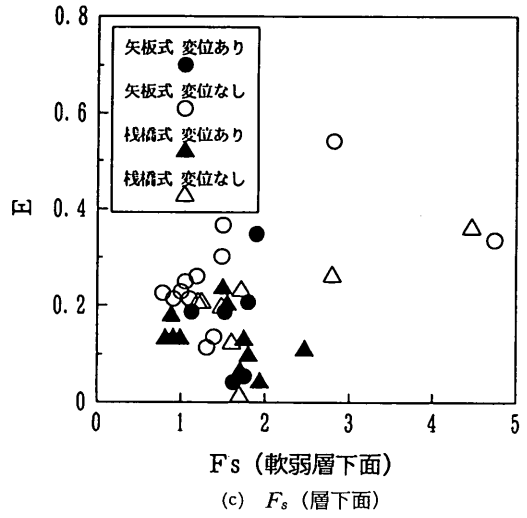
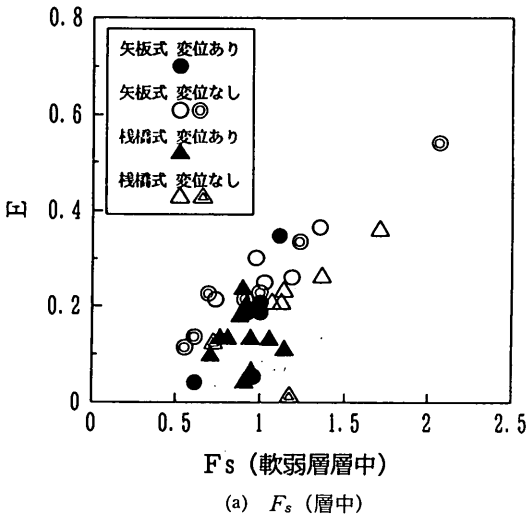


図-44 円形すべり安全率  $F_s$  と安定数  $E$

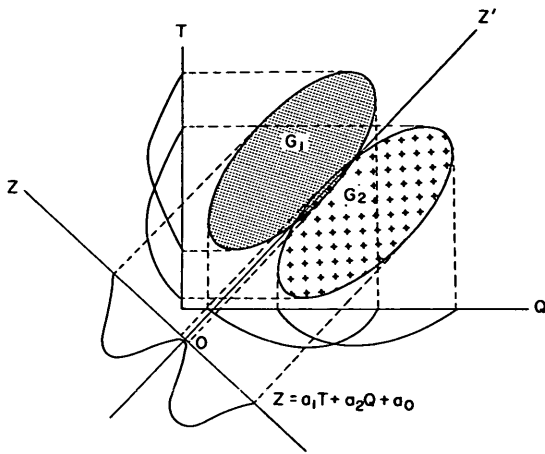


図-45 判別の考え方

$$\begin{bmatrix} S_1^2 & S_1S_2 & S_1S_3 \\ S_2S_1 & S_2^2 & S_2S_3 \\ S_3S_1 & S_3S_2 & S_3^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix}$$

$$S_1^2 = \sum (x_1^{(1)} - \bar{x}_1^{(1)})^2 + \sum (x_1^{(2)} - \bar{x}_1^{(2)})^2$$

$$S_2^2 = \sum (x_2^{(1)} - \bar{x}_2^{(1)})^2 + \sum (x_2^{(2)} - \bar{x}_2^{(2)})^2$$

$$S_3^2 = \sum (x_3^{(1)} - \bar{x}_3^{(1)})^2 + \sum (x_3^{(2)} - \bar{x}_3^{(2)})^2$$

$$S_1S_2 = S_2S_1$$

$$= \sum (x_1^{(1)} - \bar{x}_1^{(1)}) (x_2^{(1)} - \bar{x}_2^{(1)}) + \sum (x_1^{(2)} - \bar{x}_1^{(2)}) (x_2^{(2)} - \bar{x}_2^{(2)})$$

$$S_1S_3 = S_3S_1$$

$$= \sum (x_1^{(1)} - \bar{x}_1^{(1)}) (x_3^{(1)} - \bar{x}_3^{(1)}) + \sum (x_1^{(2)} - \bar{x}_1^{(2)}) (x_3^{(2)} - \bar{x}_3^{(2)})$$

$$S_2S_3 = S_3S_2$$

$$= \sum (x_2^{(1)} - \bar{x}_2^{(1)}) (x_3^{(1)} - \bar{x}_3^{(1)}) + \sum (x_2^{(2)} - \bar{x}_2^{(2)}) (x_3^{(2)} - \bar{x}_3^{(2)})$$

$$d_1 = \bar{x}_1^{(1)} + \bar{x}_1^{(2)}$$

$$d_2 = \bar{x}_2^{(1)} + \bar{x}_2^{(2)}$$

$$d_3 = \bar{x}_3^{(1)} + \bar{x}_3^{(2)}$$

計算に用いたサンプルは、変位あり22事例のうち橋台が認岸に近接施工されている2例、土留め工直下の地盤が砂質土（サンドコンパクションを含む）の6例及び基礎が海側に傾斜している1例を除く13事例と、変位なし20事例のうち岸壁直下の地盤がサンドコンパクションの1例を除く19事例の計32事例である。

計算は、粘性土の層厚が  $D$  と  $D'$  の場合について行った。前述した式に代入して解くと次の判別式を得る。

$$Z_1 = -0.0091\gamma'H - 0.0013D$$

$$+ 0.0263c + 0.0746$$

$$Z_1' = -0.0096\gamma'H - 0.0033D'$$

$$+ 0.0291c + 0.1144$$

$$\begin{cases} Z_1, Z_1' > 0 \cdots \cdots \text{変位なし} \\ Z_1, Z_1' < 0 \cdots \cdots \text{変位あり} \end{cases}$$

$\gamma'H$ : 裏込め重量 (tf/m<sup>2</sup>)

$D$ : 粘性土の層厚 (m)

$D'$ : 粘性土の層厚 ( $c < 10\text{tf/m}^2$ ) (m)

$c$ : 粘着力 (粘性土層上面の値) (tf/m<sup>2</sup>)

この判別式を今回の事例に適用すると、判別結果は表-9、図-46、47の通りとなり、判別式  $Z_1'$  を用いた場合、事例調査で変位が生じているもの13例のうち11例は判別式でも変位ありと判定され、変位が認められない19例のうち15例は変位なしと判定された。この結果を判別率に直すと81%となり、側方流動の判定手法としてはかなり精度が高いと考えられる。

また、この判別式は  $\gamma'H$ ,  $D(D')$ ,  $c$  の一次式であるため、それぞれを軸とする3次元空間において、平面で表すことができる。図-48は  $Z_1'$  の判別式を示したものであるが、この図では  $Z_1'$  平面よりも原点側であれば変位無し、原点と反対側であれば変位ありと判定される。

## (2) 相関比を最大にする方法

2群  $G_1$ ,  $G_2$  を3個の変数  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_3$  を用いて判別する場合、判別式は以下の通りである。2群  $G_1$ ,  $G_2$  からそれぞれ  $n_1$ ,  $n_2$  個の標本をとるものとする。

判別式

$$Z = a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_3$$

$$\begin{bmatrix} q_{11} & q_{12} & q_{13} \\ q_{21} & q_{22} & q_{23} \\ q_{31} & q_{32} & q_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} = \frac{n_1 \times n_2}{n_1 + n_2} \begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \end{bmatrix}$$

$$q_{11} = \sum x_1^2 - \frac{(\sum x_1)^2}{n_1 + n_2}$$

$$q_{22} = \sum x_2^2 - \frac{(\sum x_2)^2}{n_1 + n_2}$$

$$q_{33} = \sum x_3^2 - \frac{(\sum x_3)^2}{n_1 + n_2}$$

$$q_{12} = q_{21} = \sum x_1x_2 - \frac{\sum x_1 \sum x_2}{n_1 + n_2}$$

$$q_{13} = q_{31} = \sum x_1x_3 - \frac{\sum x_1 \sum x_3}{n_1 + n_2}$$

$$q_{23} = q_{32} = \sum x_2x_3 - \frac{\sum x_2 \sum x_3}{n_1 + n_2}$$

$$p_1 = \bar{x}_1^{(1)} - \bar{x}_1^{(2)}$$

$$p_2 = \bar{x}_2^{(1)} - \bar{x}_2^{(2)}$$

$$p_3 = \bar{x}_3^{(1)} - \bar{x}_3^{(2)}$$

$$x_i^{(1)}: G_1 \text{ 群の } x_i$$

$$x_i^{(2)}: G_2 \text{ 群の } x_i$$

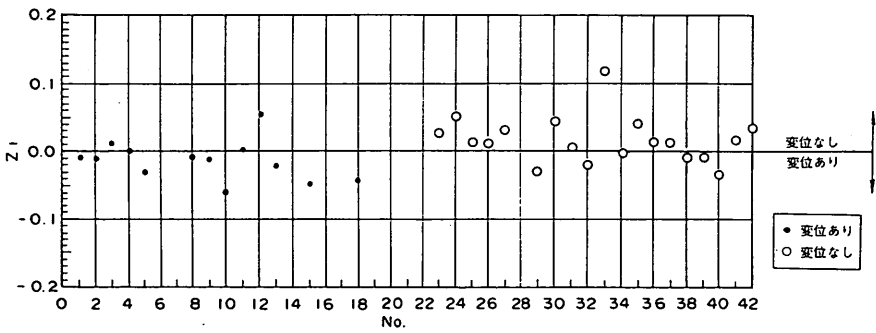
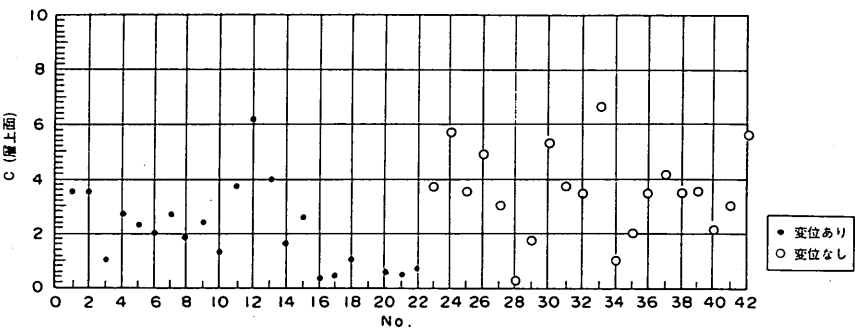
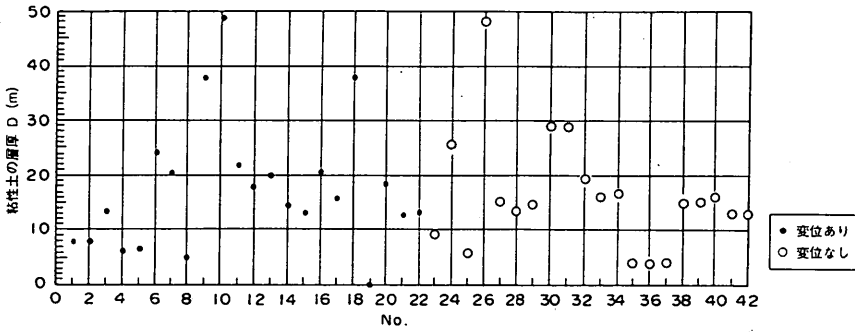
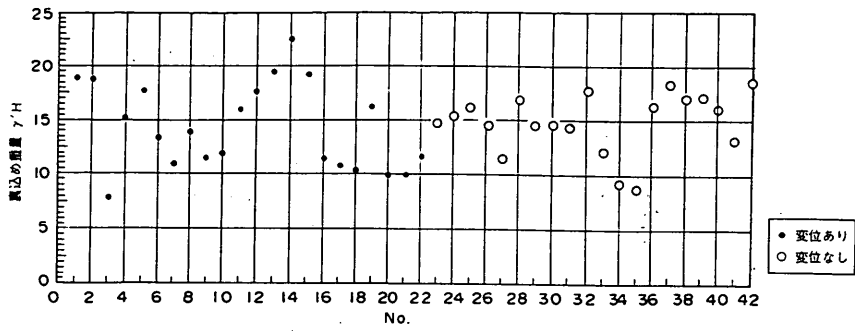


図-46 最尤法による判別結果 ( $Z_1$ )

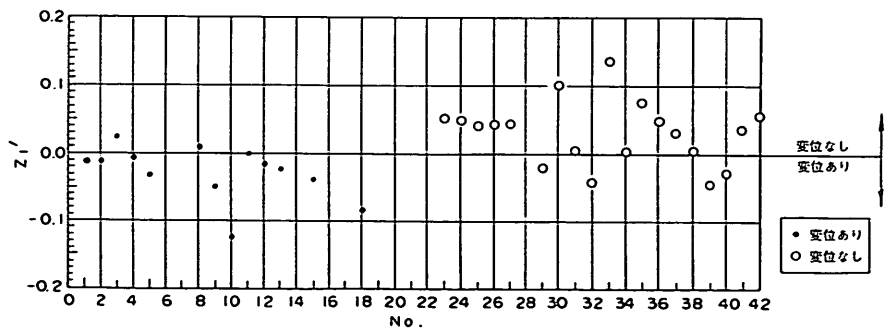
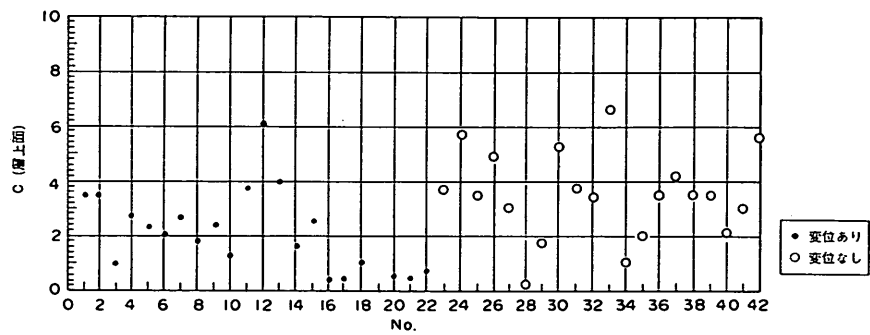
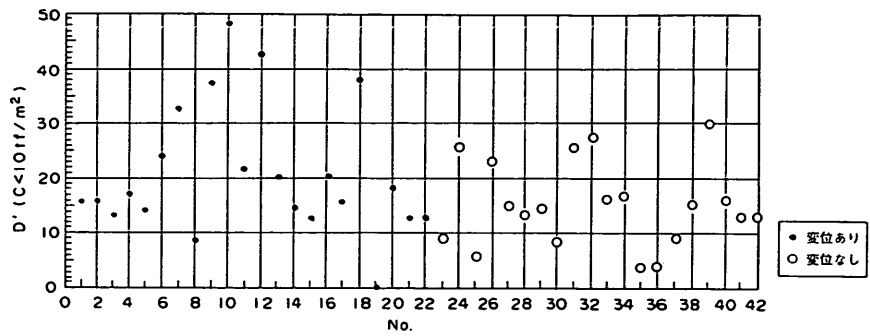
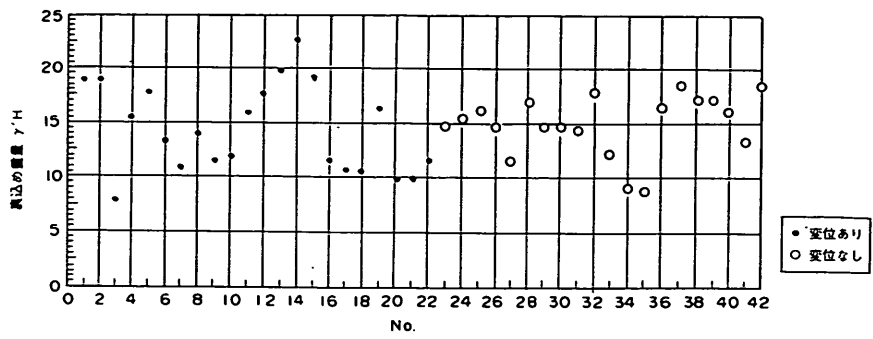


図-47 最尤法による判別結果 ( $Z_1'$ )



$$Z_1' = -0.0096 \gamma'H - 0.0033 D' + 0.0291c + 0.1144$$

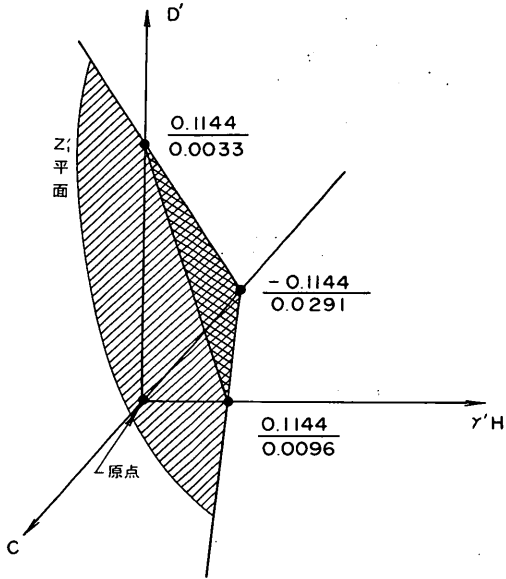


図-48 判別式の意味

$$\bar{x}_i^{(1)} = \sum x_i^{(1)} / n_1 \quad \bar{x}_i^{(2)} = \sum x_i^{(2)} / n_2$$

用いたサンプルは、(1)の方法同様32事例である。  
 前述した式に代入して解くと次の判別式を得る。

$$Z_2 = -0.0564 \gamma'H - 0.0081D + 0.1631c + 0.4697$$

$$Z_2' = -0.0511 \gamma'H - 0.0176D' + 0.1545c + 0.6256$$

$\{ Z_2, Z_2' > 0 \dots \dots \dots$ 変位なし  
 $\{ Z_2, Z_2' < 0 \dots \dots \dots$ 変位あり

$\gamma'H$ : 裏込め重量 (tf/m<sup>2</sup>)

$D$ : 粘性土の層厚 (m)

$D'$ : 粘性土の層厚 ( $c < 10\text{tf/m}^2$ ) (m)

$c$ : 粘着力 (粘性土層上面の値) (tf/m<sup>2</sup>)

この判別式を今回の事例に適用すると、判別結果は表-10、図-49、50の通りである。

表-9 判別式による的中率(最尤法)

	事前調査	判別式 $Z_1$			判別式 $Z_1'$		
		変位なし	変位あり	適中率(%)	変位なし	変位あり	適中率(%)
変位あり	13	3	10	$100 \times \frac{10+13}{32} = 71.9\%$	2	11	$100 \times \frac{11+15}{32} = 81.3\%$
変位なし	19	13	6		15	4	
計	32	16	16		17	15	

表-10 判別式による判別率(相関比)

	事前調査	判別式 $Z_2$			判別式 $Z_2'$		
		変位なし	変位あり	適中率(%)	変位なし	変位あり	適中率(%)
変位あり	13	4	9	$100 \times \frac{9+13}{32} = 68.8\%$	3	10	$100 \times \frac{10+15}{32} = 78.1\%$
変位なし	19	13	6		15	4	
計	32	17	17		18	14	

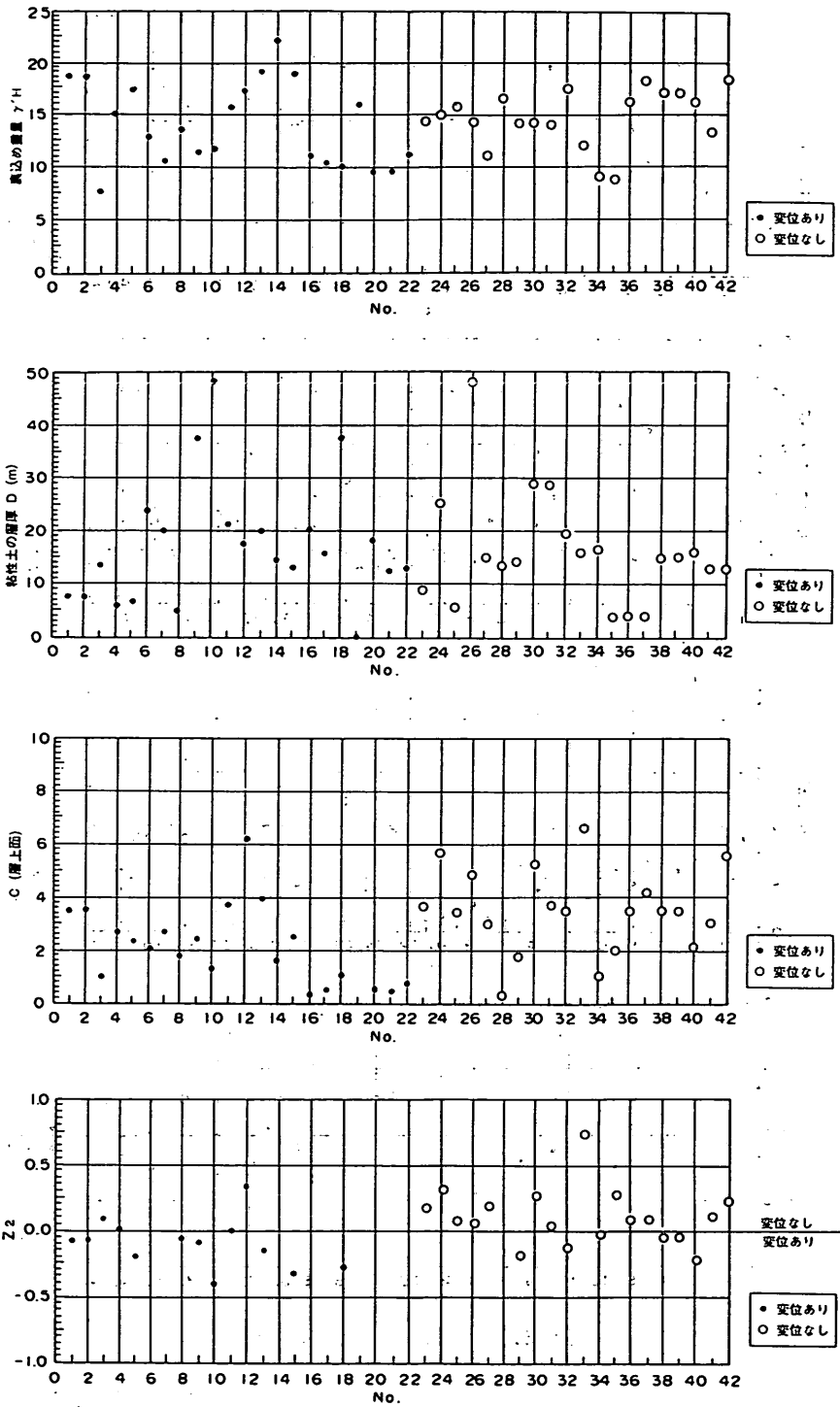


図-49 相関比による判別結果 ( $Z_2$ )

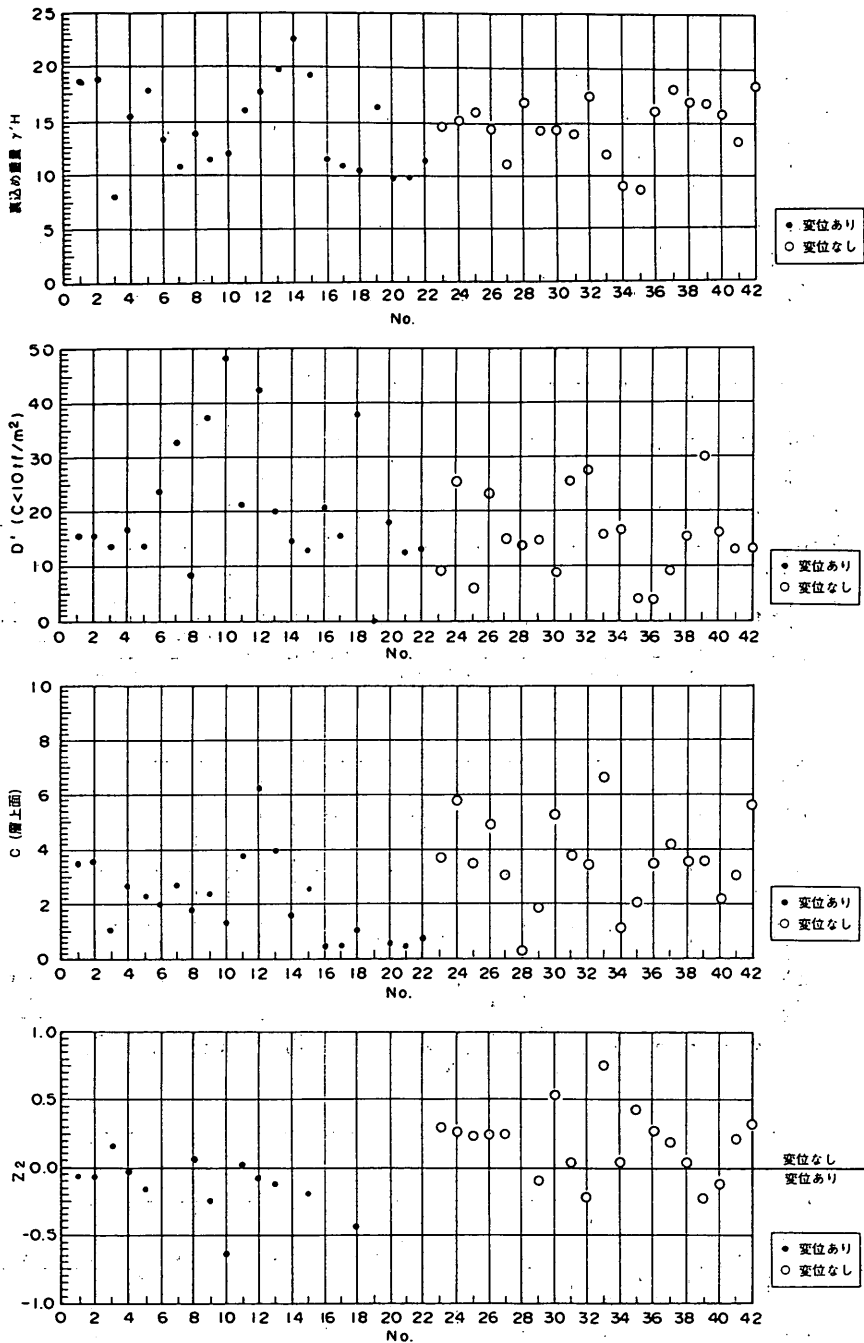


図-50 相関比による判別結果 ( $Z_2'$ )

判別式  $Z_2'$  を用いた場合、事例調査で変位を生じているもの13例のうち10例は判別式でも変位ありと判定され、変位が認められない19例のうち15例は変位なしと判定さ

れた。判別率は78%である。側方流動の判定手法としては(1)の方法と比べて若干精度が落ちるが、この手法も使用することが可能であろう。

## 6. まとめ

港湾施設の側方流動の原因を検討するため、側方流動ありの事例を22施設、側方流動なしの事例を20施設について事例調査を行い、側方流動の指標について検討した。また、一般的な土留め部の矢板の設計法を用いて各事例について検討した。その結果、従来の設計法から側方流動を予測することは困難であり、それに代わるものとして、他の機関の側方流動の判定指標を参考にして設定した指標が有効であることを確認した。本章では、その結果により、側方流動の原因を分析し、簡易予測手法の提案を行った。

### 6.1 矢板設計法

4章では、矢板式係船岸の土留めの設計法である仮想ばり法とたわみ曲線法を用いて試設計を行い、設計結果と側方流動の関連について検討した。その結果、これらの設計法を側方流動の予測に用いることは困難であることが明らかとなった。

たわみ曲線法の基本原則では、控え工が変位を起こさないという仮定で計算を行っているのに対して、実際の変位状態は多くの事例がタイロッド取付点近くの上部工で変位が一番大きくなっており、設計法的前提条件が満たされていない状態となっている。

控え直杭や控え組杭等のように、主動崩壊角や受働崩壊角を用いてその控え位置を設定する方法は、地盤のせん断抵抗の影響範囲を考慮してその位置を設定しており、粘性土地盤の塑性流動的な変位に対して配慮する設計になっていない。

したがって、軟弱地盤上に係船岸や護岸を建設する際には、次節の6.2 側方流動の判定で側方流動の可能性が高いと判定される場合、水平変位を抑えることに配慮した構造形式を選定するほか、全置換などの置換率の高い地盤改良により軟弱な粘性土を除去したり、土留め部の偏断面の影響を受けにくい位置まで控え工の位置を陸側に移行したり、周りの地盤の影響を受けないほど剛な土留めや控え工を建設する等の対策を検討する必要があると考えられる。

### 6.2 側方流動の判定

側方流動を生じる要因としては、裏込め重量 ( $\gamma H$ )、粘性土の層厚 ( $D$ ,  $D'$ )、粘着力 ( $c$ ) 等があげられ、これらをふまえた指標として円形すべり安全率 ( $F_s$ ) 及び安定係数 ( $F=c/(\gamma H \cdot D)$  または  $F'=c/(\gamma H \cdot D')$ )、安定数 ( $E=c/(\gamma H)$ ) が考えられた。これらの指標をもとに、港湾施設の側方流動による変位の有無についてある程度の予測ができる簡易手法を提案した。

### (1) $F_s$ と $F$ 値, $E$ 値の関係による側方流動の有無の判定

図-51と52は、図-39~43を参考にして、 $F_s$  と  $F$  値の関係、 $F_s$  と  $F'$  値の関係を側方流動の判定のための数値を整理して描いたものである。また、図-53は図-44をもとに  $F_s$  と  $E$  値の関係を整理して描いたものである。図中の  $F_s$  と  $F$ ,  $F'$ ,  $E$  の値は変位が生じた事例の最大値を示すものであり、この値より小さいものは変位を生じる可能性があることになる。たとえば、図-52ではある港湾施設で粘性土の層中の円形すべりの安全率 (チェボタリオフ法)  $F_s$  と粘性土層上面の粘着力  $c$  と粘性土の層厚として  $c < 10 \text{tf/m}^2$  の粘着力を持つ粘性土層の合計厚さ  $D'$  を用いて算定した安定係数  $F'$  値が  $F_s < 1.15$  かつ  $F' < 0.016$  の範囲の中であれば変位する可能性があると思われる。

ただし、5.1でも述べたように、側方流動の可能性が高いと判定された事例でも、控え組杭や前方斜め支え杭等を用いた構造形式にはほとんど変位が生じていないため、これらの構造形式を採用することも側方流動を起こさないためには重要である。

また、 $F$  値は  $[1/m]$  の次元を持っているため、構造物の規模が今までの事例と違う場合には、使用することに注意を要する。その場合は、 $E$  値の使用が有効である。

このように、 $F_s$ ,  $F$ ,  $E$  を算定することにより港湾施設の側方流動の有無の可能性について判定することができる。

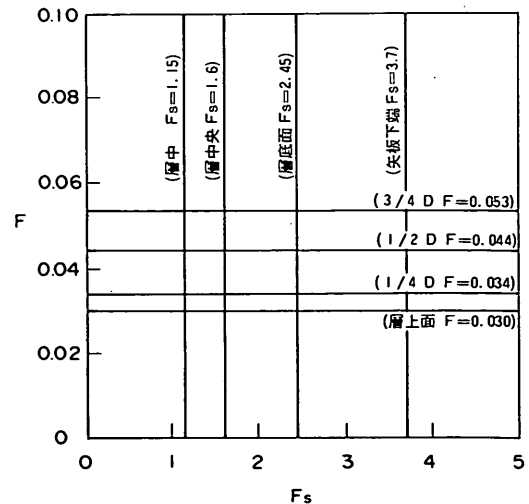


図-51  $F_s$  の  $F$  の関係による側方流動の判定

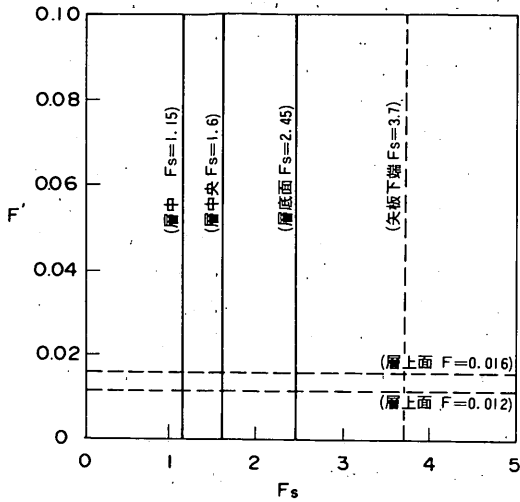


図-52  $F_s$  と  $F'$  の関係による側方流動の判定

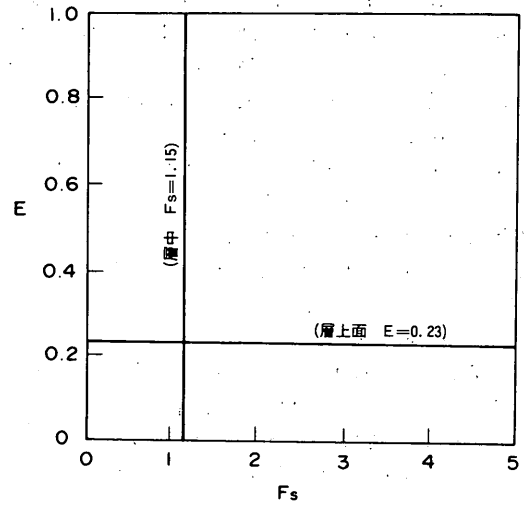


図-53  $F_s$  と  $E$  の関係による側方流動の判定

(2) 判別式 (統計解析) による側方流動の有無の判定

側方流動の有無の判別式を以下に示す。

$$Z = -0.0096\gamma'H - 0.0033D' + 0.0291c + 0.1144$$

$Z > 0$  . . . . . 側方流動なし

$Z < 0$  . . . . . 側方流動あり

$\gamma'H$ : 裏込めの重量 (tf/m<sup>2</sup>) (海底面上の重量を考慮する)

$D'$ : 粘性土の層厚 ( $c < 10\text{tf/m}^2$ )

$c$ : 粘着力 (粘性土上面の値) (tf/m<sup>2</sup>)

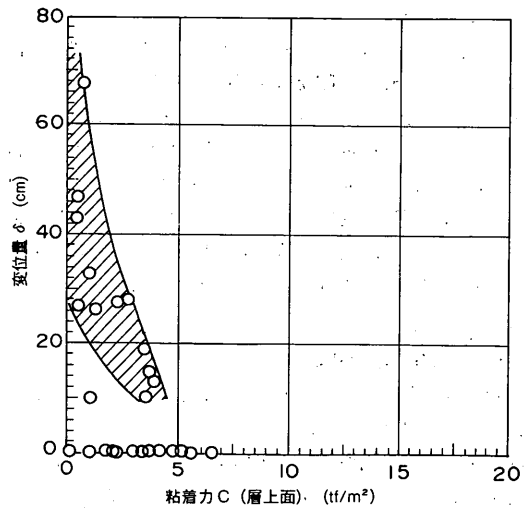
以上の式により、ある港湾施設で裏込め重量、粘性土の層厚 ( $c < 10\text{tf/m}^2$ ) 及び粘着力 (粘性土上面の値) がわかれば、上式を用いて側方流動の有無を判定することが可能になる。

ただし、これらの判定式はデータが1つでも加われば、係数が変化するものであり、工学的に係数が意味を持つものではないため、使用するにあたっては参考とするのが適当であろう。

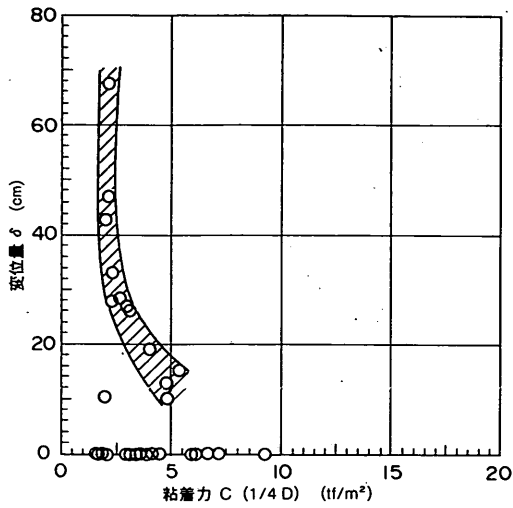
### 6.3 変位量の推定

3章 3.3側方流動の要因の検討で示した図-29~35は側方流動の要因として想定される項目と実際の変位量の関係を示したものであった。このうち、特に変位量との相関がよいのは、図-32(a)、(b)の粘着力、図-33(c)の粘性土の層中を通る円形すべり安全率、図-34の粘性土

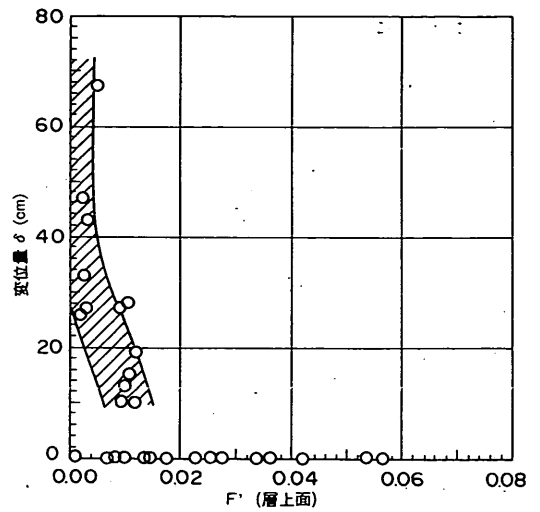
層上面の強度  $c$  と粘性土の層厚として  $c < 10\text{tf/m}^2$  の強度を持つ粘性土層の合計厚さ  $D'$  を用いて算定した安定係数  $F'$  値、図-35の安定数  $E$  値であった。これらの図を変位を予測する図として描き直したのが、図-54(a)、(b)、(c)、(d)、(e)である。



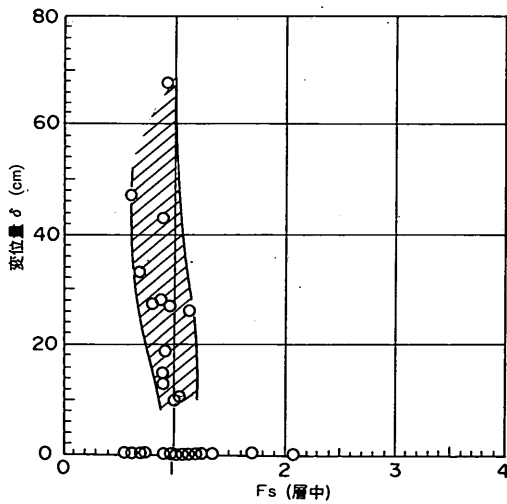
(a) 粘着力  $c$  (最上面)



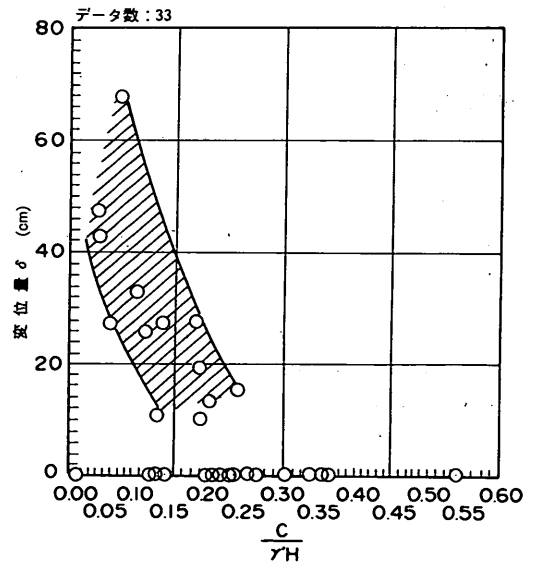
(b) 粘着力  $c$  ( $1/4D$ )



(d) 安定係数  $F'$



(c) 円形すべり安全率  $F_s$  (層中)



(e) 安定数  $E \{= c / (\gamma' H)\}$

図-54 変位量の推定

したがって、港湾構造物の側方流動の予測を行う場合には、まず 6.2 側方流動の判定 で側方流動を起こすか否かの判定を行い、側方流動が起こると判定された構造

物について、図-54(a), (b), (c), (d), (e)を用いて変位量を求める方法が、簡易に側方流動の発生と変位量を予測する方法として提案できる。

## 7. あとがき

本研究では、港湾構造物の側方流動について、各施設の粘性土の粘着力、粘性土の層厚、円形すべり安全率、安定係数、安定数等について着目して、側方流動の判定法とその変位量の予測法を提案した。これらの判定法を用いれば、簡易に港湾施設の側方流動の予測が可能になると考えられる。

ただし、ここで提案されている  $F_s$ 、 $F$  値、 $E$  値や  $Z$  等はさらに多くのデータにより改訂されていくべき性質のものである。また、これらの値は安全率  $F_s$  と  $E$  値を除いて次元を有する指標であるため、構造物の規模が変化する場合には、そのまま用いることができない恐れがある。したがって、粘性土層の粘着力の分布等とその他の判定法を組み合わせる手法により、無次元で  $E$  値よりも精度のよい判定法を整理することが今後必要になると予想される。

図-43(a)では側方流動を起こすと判定される範囲内に変状していない施設が6例含まれており、その原因としては以下のごとく考えられる。

① 斜め杭等により変位を抑えることに配慮した構造形式は側方流動を起こしにくい。

5章、6章でくり返し述べているが、控え組杭や前方斜め支え杭を有する矢板など、係船岸上部工を斜め杭で抑える構造形式は、構造形式的に水平変位を有効に抑えることができる。図-44(a)の側方流動の可能性が高いと判定されたエリアの中にある変位なしの事例のほとんどがこれらの構造形式である。

② 側方流動なしの事例も実際は多少側方流動した事例が含まれている可能性がある。

側方流動ありの事例は変位が顕著なものであり、今回の事例調査の中でデータを取得することが可能であった

施設である。港湾施設の物揚場や岸壁はその性格から、橋台等よりも変位に対して許容しやすい構造物といえる。そのため、今回の事例で側方流動として明らかになったのは10cm以上の変位の場合であり、数cmのわずかな変位では側方流動として認知されない可能性がある。

③ 軟弱層強度を実際に比べ低く評価している可能性がある。

得られた土質データのうち軟弱層の設計強度を決めるのに用いる一軸圧縮強度  $q_u$  の深度分布図は一般的にそのばらつきが大きい。今回の側方流動の判定に用いた土質データとしては、実際の設計に用いた強度を使用しているが、土質データのばらつきが側方流動の判定に影響している可能性がある。

④ 施工方法に問題のある可能性がある。

今回検討に用いた事例のように軟弱な粘性土では、土留めの裏込め速度により側方流動的な現象を起こすか否かが大きく影響を受けると予想される。側方流動を起こす可能性が高い事例でも、裏込めの盛立て速度を事情の許す限りゆっくりとする事により、地盤の変位を最小限に抑えることができ、側方流動として認知されない可能性がある。

今後、港湾施設の側方流動のより精度の良い予測手法を作成するためには、これらの点を踏まえた詳細な調査が必要であろう。

最後に、本資料を取りまとめるにあたっては、前計画設計基準部 堀川主任研究官にデータ収集、取りまとめ方法の検討で協力いただいた。また、本資料の取りまとめに際しては、計画設計基準部 武藤部長と土質部 小林室長に貴重なご意見をいただいた。末尾を借りて関係者各位に感謝の意を表したい。

(1991年11月31日受付)

(参考文献)

- 1) 関口秀雄：地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，1986，pp.4～7，土質工学会
- 2) 小林正樹：岸壁の側方流動について，地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，1986，pp.85～88，土質工学会
- 3) (財)日本道路協会編集：道路橋示方書（IV下部構造編），昭和55年，pp.180～181
- 4) (財)日本道路協会編集：杭基礎設計便覧，昭和61年，pp.401～404
- 5) 木村衛，樫山好幸，前田良刀，宇都一馬，冬木衛，桜井学：軟弱地盤における橋台水平移動の推定，地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，1986，pp.99～106，土質工学会
- 6) (財)日本道路協会編集：道路橋示方書（IV下部構造編），平成2年，pp.208～211
- 7) 神田勝己，寺師昌明：粘性土地盤を対象とするSCP工法の実用設計法，一感度分析と実態調査一，港湾技研資料，No.669，1990，52p.
- 8) 田浦秀春：土木技術者のための統計解析（モデル解析），昭和60年，吉井書店



港湾技研資料 No.726

1992・3

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 ニッセイエプロ株式会社

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

Copyright © (1992) 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 maching language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

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