

# 構造異方性が基礎構造物-地盤系の繰返し強度特性に及ぼす影響とその評価

川村 志麻<sup>1</sup>・三浦 清一<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 室蘭工業大学講師 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)  
E-mail: skawamura@mmm.muroran-it.ac.jp

<sup>2</sup>フェロー会員 北海道大学大学院教授 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)  
E-mail: s-miura@eng.hokudai.ac.jp

構造異方性が基礎構造物-地盤系の繰返し強度特性に及ぼす影響を検討するために、二次元平面ひずみ模型土槽と種々の荷重を載荷可能な装置を用いた一連の模型実験が行われた。ここでは、構造物下部が開口した形式(側壁)の基礎、矢板基礎に対する異方性の影響が調べられており、その設置効果とその繰返し強度発現のメカニズムが考察されている。一連の実験結果から、異方的に堆積した砂地盤では、最大主応力方向と地盤の堆積方向とのなす角 $\psi$ および基礎の設置方向と堆積方向とのなす角 $\omega$ を決定できれば、上述のような基礎構造物の合理的な設置が可能であることが示唆された。

**Key Words :** fabric anisotropy, sand, cyclic load, bearing capacity, countermeasure, model test

## 1. まえがき

構造物基礎の設計では、経済性と安全性を考慮したパフォーマンスの良い基礎形式、または現状のものより合理的であると考えられる基礎構造物が必要とされている<sup>1)</sup>。今後、性能設計に移行することを考慮すれば、様々な地盤環境下における基礎構造物-地盤系の力学挙動を詳細に把握することが重要となる。本研究では、砂地盤の構造異方性が基礎構造物-地盤系の繰返し強度ならびに基礎構造物の設置効果に及ぼす影響が調べられている。

この異方性地盤の強度特性は多くの研究者<sup>例え<sup>ば</sup>2)</sup>によって調査・定量化され、解析手法<sup>例え<sup>ば</sup>3)</sup>に取り入れられてきているものの、変形特性に及ぼす影響を調べたものは限られている。そのような背景から、筆者らは単調載荷場や繰返し載荷場における地盤の強度特性の他に、変形特性に及ぼす異方性の影響を調べてきた<sup>4),5)</sup>。その結果、構造異方性が沈下-変形方向に与える影響を定量化し、構造物のロッキング沈下が生じるような場合の卓越沈下方向決定の支配要因を明らかにしてきた<sup>5)</sup>。

一方、この地盤の異方的な力学特性は、主に要素としての視点から議論されているものが多い。例え

ば、構造物-地盤系の全体としての評価は少ないようである。さらに、直接基礎以外では、アンカーなどの補強材<sup>6)</sup>、または杭基礎などの他の基礎構造物-地盤系の力学挙動に対する議論は限られているようである。

このような基礎の工学的問題を解明する1つの手段として、模型実験が従来より多用されている。ここで、1g場の模型実験では、特に相似則に起因する結果の解釈の信頼性が問題となり、評価が難しいと言われている。しかし、このような問題を持っている反面、1g場の模型実験はその方法および実現象の把握のし易さ等、実験の本質を考える上で実務上重要な示唆を与えていることも事実である。それゆえ、与えられた制約条件の下で模型実験の相対的な利点と限界を適切に評価することが、遠心模型実験も含めた模型実験では重要となる<sup>7)</sup>。

このような背景から、ここでは、まず、採用した1g場模型実験法について詳述している。次いで、実地盤において広く用いられてきているサクシオン基礎のような構造物下部が開口した形式<sup>例え<sup>ば</sup>8),9),10)</sup>の基礎および矢板基礎<sup>例え<sup>ば</sup>11),12)</sup>について、模型実験を実施し、異方性砂地盤の変形特性を考慮した合理的な設置法提案のための基礎的な研究を展開している。

## 2. 模型実験の概要および装置と模型地盤作製法

### (1) 本模型実験の概要

1g 場の模型実験では、相似則、すなわち拘束圧依存性、基礎寸法と砂の粒径の比が異なることに起因して生じる誤差（粒子径効果）、スケール効果などによって実地盤の力学挙動を忠実に再現することは不可能である。

この 1g 場模型実験の相似則成立の可能性については、過去の研究において種々議論されてきた。例えば、香川<sup>13)</sup>、国生・岩楯<sup>14)</sup>は、振動台実験における相似則を非線形の応力 - ひずみ関係を用いて、 $\pi$  の定理または力の比により組立てている。また、Iai<sup>15)</sup>も地盤 - 構造物 - 流体系の振動台実験について、それらの系の支配方程式を一致させることにより、相似則を求めている。いずれの研究においても、ある制約条件の下でその適用性を見出しており、模型実験の有用性を指摘している。

本研究は、地盤の強度は拘束圧によって正規化することにより、ほぼ比例的に変化するという実験的事実を模型実験においても適用できるものとし、1g 場の模型実験においても原理的に要素試験と同様の考え方を取り入れることができるようにしたものである<sup>16),17)</sup>。

これにもとづけば、外力の大きさおよびその加わり方、そして構造物の形状が相似関係にあれば、両者の同一要素で算出される応力比は一致する。例えば、仮に地盤を等方弾性体とした場合、幾何学的なスケール比（実物/模型）を $\lambda$ とすると、模型構造物幅 $B$ の応力比は $\lambda B$ の構造物幅を有するものと同値になる。一方、Terzaghiの支持力解からも明らかなように、塑性域は構造物幅 $B$ に依存することから、結果的に模型における塑性域の $\lambda$ 倍になる。なお、何らかの方法で、実地盤と模型地盤の応力比を求めることができ、かつ実物の応力比が模型地盤内の同一要素でそれと一致するように、外力と構造物幅を決定すれば、等方弾性体の仮定も必要とせず、模型実験による再現は原理的に可能となる。支持力問題の場合では、支持力の動員度は塑性域の大きさに依存することは明らかであるので、その意味を考えれば、本研究のような模型実験は工学的に有用な情報を与えるものと言える。

本模型実験では、塑性域の発達の様子が塑性くさびの形状や深さに依存することが実験的にも明らかにされていること<sup>4)</sup>、また構造物幅 $B=100\text{mm}$ に対してほぼ深さ $z=100\text{mm}$ 地点に塑性くさびの頂点が観察されていること<sup>18)</sup>から、この深さに着目している。

さらに、着目要素に間隙水圧としての圧力を与え

れば、得られた間隙水圧値は要素試験と同様、要素内に生じた間隙水圧値を示すことになる。しかしながら、実物と模型の着目要素において、間隙水圧の蓄積、消散過程に差が生じる可能性がある場合では、その影響を定量的に把握しておく必要がある。

過去の研究では、3種類の拘束圧（一定）を変化させた繰返し交互載荷試験（0, 10kPa, 30kPa<sup>19)</sup>、および載荷周期 $T$ を変化（ $T=2$ 秒から20秒まで変化）させた同様の載荷試験<sup>20)</sup>を行っており、得られた結果の範囲内では、それらは地盤の強度 - 間隙水圧挙動に影響を及ぼさないことが示されている。この事実は、本模型実験法の物理的解釈をより明解にするものである。よって、本実験においても、このことが適用可能であると判断し、以下に示す一連の1g場模型実験を実施した。

このように1g場の模型実験を行う上では、相似則による解釈、または本実験のように要素としての試験法を拡張した解釈は原理的に可能となるが、いづれにしても、その適用に当たっては模型と実物の物理現象が同じメカニズムのもとに起こるという前提が必要となると言える。

### (2) 試験装置と模型地盤作製法

模型土槽の内寸法は幅 2,000mm、高さ 700mm、奥行き 600mm である。前面には厚さ 20mm の強化ガラスが設置され、模型構造物の沈下・傾斜にともなう地盤の変形挙動が観察できるようになっている。また、二次元平面ひずみ条件を満足させるために補強桁が設置されており、試験中の土槽本体の剛性が確保されている。なお、装置の詳細は川村ら<sup>16),17)</sup>に詳しい。

種々の異方性地盤は、二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度まで傾斜させ、模型地盤の深さが 400mm になるように豊浦砂（ $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmax}=1.648\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmin}=1.354\text{g/cm}^3$ ）を堆積させることによって作製している<sup>4)</sup>。本研究では、鉛直方向と堆積面とのなす角 $\beta$ （反時計回りを正）が  $45^\circ$ 、 $60^\circ$ 、 $90^\circ$  になるように地盤を作製している。相対密度  $D_r$  はいずれも 80% である。砂層作製後、土槽底部に設置された 8 個のポーラスストーン（直径 50mm）から動水勾配 0.01 の下で地盤の堆積構造を乱さないようにゆっくりと通水し、飽和化を図っている。しかしながら、上述の方法では地盤の完全飽和は難しい。予備実験では、模型土槽の上面に拘束板を設置し、所定の拘束圧を与え、そのときの間隙水圧挙動をモニターしている。その結果、入力値と間隙水圧値が同値を示した時点（模型地盤に通水後、約 8 時間静置後）を飽和地盤とみなし、この経過時間後に

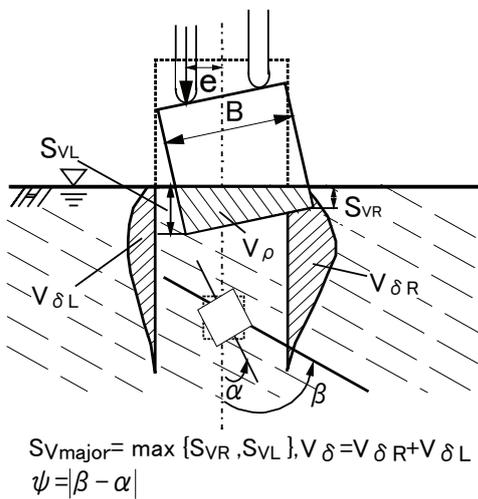


図-1 変形の定義

実験を実施している。

模型構造物は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、質量 13.2kg の直方体を用いている。その底面には、地盤との接触面を完全粗とするため、サンドペーパー (G120) が貼り付けられている。

本研究では、図-1 に示すように、構造物左右の沈下量を  $S_{VL}$ 、 $S_{VR}$  とし、卓越する方の沈下量を  $S_{Vmajor}$  と定義している。また、側方変位量は左右のスパゲッティの変位量から算出している<sup>4),18)</sup>。さらに、スパゲッティの側方変位した部分と模型構造物の沈下した部分の面積から、単位奥行き当たりの体積として側方変形土量  $V_{\delta}$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )、沈下土量  $V_{\rho}$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) を算出している。この側方変形土量と沈下土量の比を土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  と称し、地盤内変形の指標としている<sup>4)</sup>。

異方性を表す尺度として、最大主応力方向 $\alpha$ と堆積面 $\beta$ とのなす角 $\psi$  ( $=|\beta-\alpha|$ 、ただし  $0^\circ < \psi < 90^\circ$ ) を考察に用いている<sup>4)</sup> (図-1 参照)。繰返し偏心荷重条件下では、構造物直下の要素の主応力方向は常に変化する。本研究では、Boussinesq 解から地盤内の鉛直応力、水平応力、せん断応力を算出し、最大主応力方向 $\alpha$ を決定している。なお、これらの応力を直接計測すること、および異方性地盤における厳密な応力の推定は困難であることから、地盤を等方弾性体と仮定して求めている。それゆえ、この値は参考値とみなされるべきである。なお、後述のように、 $\alpha$ は圧縮応力が作用している三角形分布(接地圧分布)に基づいて算出されている。また、以下の議論では、構造物底部と地盤との境界付近の応力状態は対象としていない。この $\alpha$ は深さ方向によって変化するので、単調荷重試験で得られた塑性くさびの頂点が構造物直下約 100mm 地点であること<sup>19)</sup>を考慮し、100mm 地点の $\alpha$ を代表値として用いている。

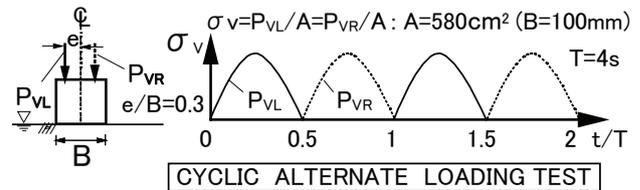


図-2 CAL 試験の荷重方法

例えば、後述する繰返し交互荷重試験の場合(偏心度  $e/B=0.3$ )の $\alpha$ は、 $9.1^\circ$ になる<sup>4)</sup>。

### 3. 試験方法

荷重方法を図-2 に示す。行った試験は、繰返し交互荷重試験(Cyclic Alternate Loading Test; CAL 試験と略称)である。図に示すように、CAL 試験では、偏心度  $e/B=0.3$  の下で半正弦波荷重  $P_v$  を模型構造物に左右交互に与えている。ここで、 $e/B=0.3$  の場合には、構造物端部において引張応力が作用している。その引張応力を無視すると、その分布形状は三角形分布になる。ここでは、正確にその接地圧分布を測ることができないため、直接計測できる荷重値を断面積  $A$  で除した値 ( $P_v/A$ ) を荷重応力 $\sigma_v$  とし、本研究のパラメータに用いている。また、この $\sigma_v$  は、圧縮応力が作用している範囲の平均応力として考えることができる。試験では、荷重 1 波目は左側からの荷重を基本にしており、この場合を CAL-L と称する。なお、前述したように、過去の研究<sup>20)</sup>では荷重周期が本模型地盤の力学挙動に与える影響は認められなかったことから、ここでは代表的に周期 4 秒を採用している。

このような CAL 試験<sup>19)</sup>では、繰返し荷重中に地盤内に若干の過剰間隙水圧の上昇が確認された(最大過剰間隙水圧比で 0.15 程度)。なお、間隙水圧計は構造物直下 100mm、200mm および 300mm の位置に、またその左右 100mm と 200mm の位置に計 9 個設置されている<sup>16),17)</sup>。このことは、構造物の沈下・傾斜に伴い地盤内に圧縮変形が進行し、正の間隙水圧が発生したことに起因していた。それゆえ、実地盤においても圧縮変形に起因する過剰間隙水圧の上昇とその消散による地盤の沈下(軟化)の可能性はある。しかしながら、本試験では繰返し荷重中に過剰間隙水圧の消散は認められず、それによる地盤の沈下現象も観察されなかった。いづれにしても、実際においては、間隙水圧挙動のモニタリングは必要となる。

異方性地盤の構造物基礎の合理的な設置法を検討するために、ここでは構造物下部が開口した形式

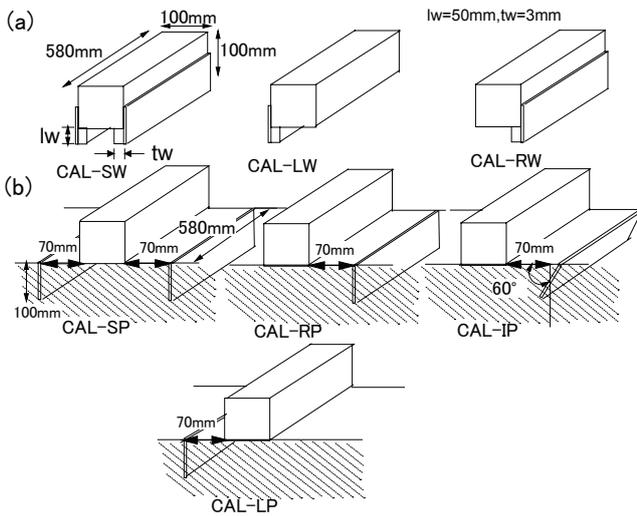


図-3 (a) 構造物下部が開口した形式 (側壁) の基礎形状  
(b) 矢板の形状と設置位置

(側壁) の基礎と矢板基礎の適用性を調べている。構造物下部が開口した形式の基礎では構造物底部両端に側壁を設置しており、過去の研究<sup>17)</sup>において最も効果のあった形状 (模型構造物の幅 100mm に対して、厚さ  $tw=3\text{mm}$ 、長さ  $lw=50\text{mm}$  の鉄板) を採用している。なお、この根入れ深さ  $lw$  は 50mm 以上で繰返し強度に差が現れなかったこと<sup>21)</sup>から、50mm としている。

付設方向の相違による設置効果の変化を調べるために、両側付設条件 (CAL-SW) と片側付設条件 (CAL-LW, CAL-RW: 各々左側, 右側に付設) の 3 ケースの試験を行っている (図-3(a) 参照)。

矢板は厚さ 3mm、長さ 100mm の鉄板であり、設置効果が期待できる構造物底端点から 70mm の位置にそれを設置している<sup>17)</sup>。この設置位置は、Terzaghi の支持力解から算出される塑性流動過渡領域の頂点と構造物との中間を示している。例えば、前述の幾何学的スケール比  $\lambda$  を用いると、実地盤では構造物から  $0.07\lambda\text{m}$  の位置が対応する。また、過去の研究<sup>17)</sup>では、根入れ深さは塑性流動過渡領域の頂点をカバーするために 200mm にしているが、後述の写真-1(a) からも明らかのように、塑性域がカバーされていることより、ここでは 100mm を採用している。

本研究では、両側設置条件 (CAL-SP) と片側設置条件 (CAL-LP, CAL-RP: 各々左側, 右側に設置)、右側設置条件下で堆積面と矢板とのなす角が  $90^\circ$  (CAL-IP,  $\beta=60^\circ$  地盤のみ適用) の 4 ケースの試験を行っている (図-3(b) 参照)。

なお、本研究では側壁・矢板は完全剛体と仮定し、上述の材料を用いている。例えば、実地盤において地盤が受働破壊モードで破壊するとすれば、それに

対応した剛性を保持していれば、基本的に剛性に関する相似則の解釈を必要としないことになる。

以下の考察では、偏心度  $e/B$  は構造物設置時の初期値を採用している。なお、過去の単調載荷試験<sup>4)</sup>では、構造物の幅  $B$  に対する沈下量の比  $S_{V\text{major}}/B$  が 0.25 以上になると基礎端部の浮き上がりを生じ、初期の偏心度が満足できなくなるために、繰返し載荷条件においても  $S_{V\text{major}}/B$  は 25% までとしている。

#### 4. 基礎構造物の設置

##### (1) 構造物下部が開口した形式 (側壁) の基礎の強度-変形特性

図-4(a), (b) と (c) は、側壁両側付設条件 (CAL-SW) と片側付設条件 (左下付設 CAL-LW と右下付設 CAL-RW) の繰返し応力  $\sigma_v$  と所定の沈下量比  $S_{V\text{major}}/B$  (沈下量/構造物幅) に至るに必要な繰返し回数  $N_c$  との関係を示したものである。比較のために、側壁無しの場合 (CAL-L または CAL-R) を併記している。なお、建築基礎構造設計指針<sup>22)</sup> 及び既往の単調載荷試験結果<sup>18)</sup>では、 $S_{V\text{major}}/B=10\%$  付近で極限支持力に至ることが示されていることから、本研究では  $S_{V\text{major}}/B=10\%$  の収束値を繰返し強度  $\sigma_{vu}$  と定義している。図より、側壁付設によって繰返し強度  $\sigma_{vu}$  に変化が現れていることがわかる。また、側壁付設の仕方 (両側と片側付設の違い) によって強度に違いが現れている。例えば、水平層理 ( $\beta=90^\circ$ ) 地盤の場合では CAL-SW の強度が最も高い。

一方、 $\beta=60^\circ$  地盤の場合では、CAL-SW と CAL-RW の繰返し強度は一致している。また、片側付設条件における比較では、CAL-RW の強度は CAL-LW のものよりも高くなっている。このことは  $\beta=45^\circ$  地盤においても同様である。

同一付設条件 (左側付設条件: CAL-LW) の各地盤における強度の比較 ( $\sigma_{vuLW}$ ) では、その強度はほぼ同程度 ( $25\sim 29\text{kN/m}^2$ ) になっていることが注目される。これは異方性よりも側壁付設による影響が強いことを示している。

この強度動員のメカニズムを明らかにするために、側方変形挙動に着目して考察を行った。図-5 は、両側付設の  $\beta=90^\circ$  と  $60^\circ$  地盤における沈下-側方変形性状を模式的に示したものである。図より、側壁を両側に付設した場合には側方変形が抑えられ、鉛直方向の変形 (沈下) が卓越していることがわかる。本試験では、沈下量が小さく、かつ繰返し載荷のために根入れ下の塑性域の発達には明確ではないが、変形性状は沈下が卓越したパンチング型破壊に近い変形形態を示す。Tani and Craig<sup>9)</sup>は、粘土地盤におけ

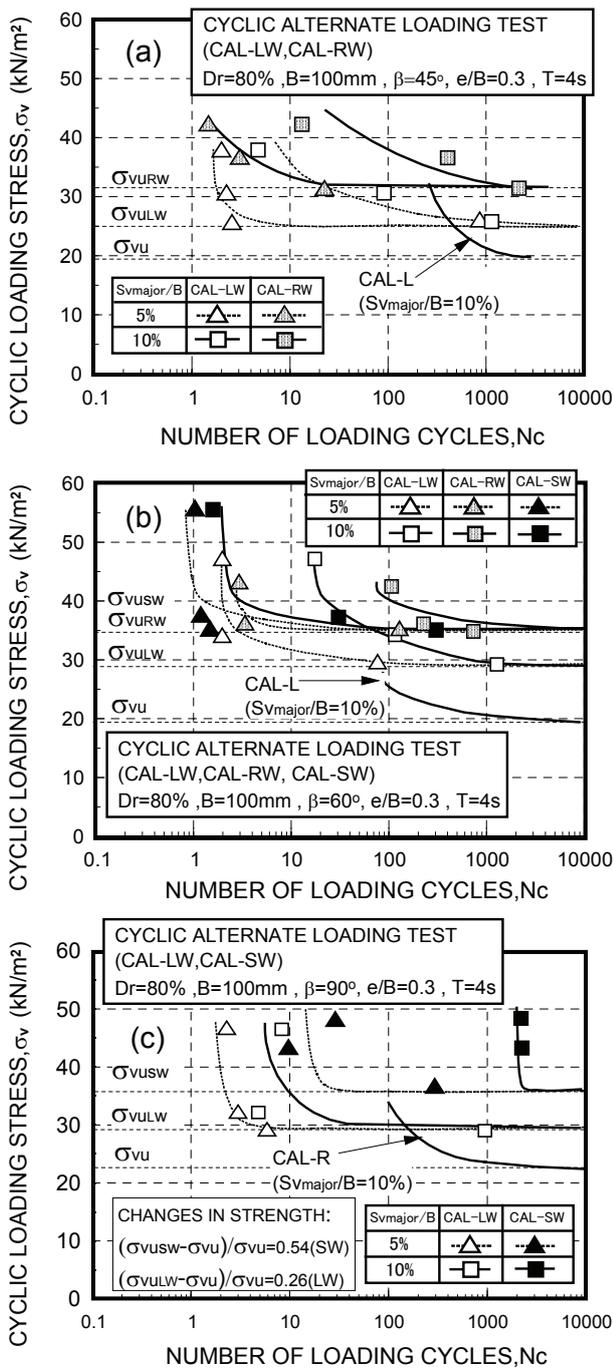


図-4 側壁付設による繰返し強度の変化：  
 (a)  $\beta=45^\circ$ , (b)  $\beta=60^\circ$ , (c)  $\beta=90^\circ$

る構造物下部が開いた形式（スカート）の基礎の根入れ効果を調べるために遠心力載荷場の単調載荷試験を行い、支持地盤はパンチング型の変形性状を呈することを確認している。本試験においても側壁の両側付設効果は、この根入れによるサーチャージ効果（側方変形抑制効果）によるものである。

さらに、前述した  $\beta=90^\circ$  地盤の強度変化に注目すると、CAL-SW の強度変化率は 0.54 に対して、CAL-LW のものは 0.26 となり、両者に約 2 倍の差が現れていることがわかる（図-4(c) 参照）。それ

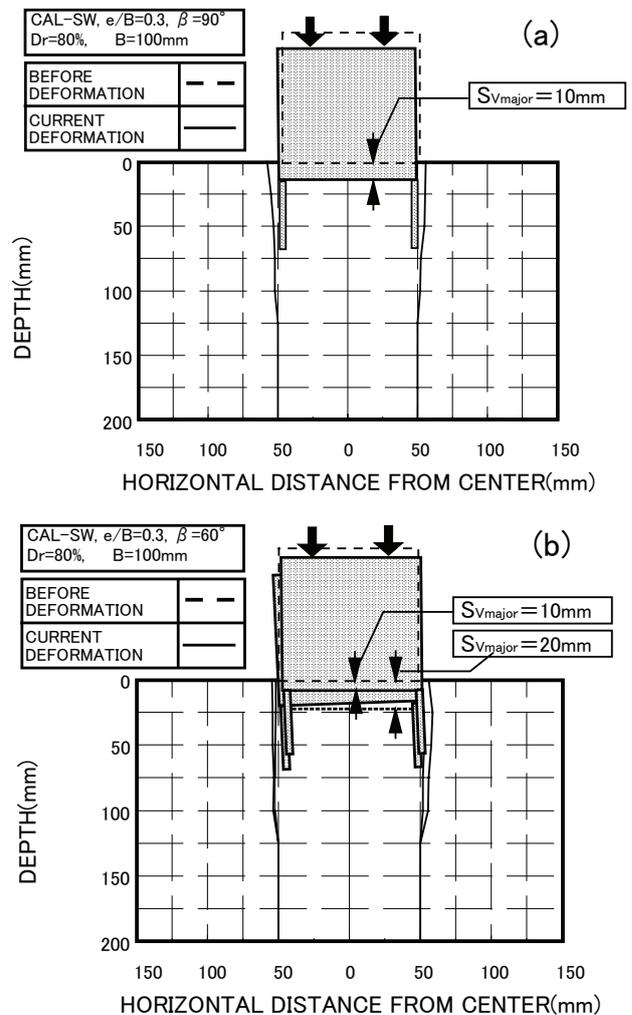


図-5 沈下-側方変形挙動，両側付設：  
 (a)  $\beta=90^\circ$ , (b)  $\beta=60^\circ$

ゆえ、水平層理地盤（ $\beta=90^\circ$  地盤）の場合では、片側の付設効果は両側付設時のサーチャージ効果の約 5 割が動員されているものとして考えることができる。

一方、 $\beta=60^\circ$  地盤の片側付設では、付設方向の違いによって変形形状に違いがあることがわかる（図-6 参照）。CAL-LW ではほぼ左右対称の変形プロフィールを示すのに対して、CAL-RW では側方に変形が卓越する挙動（右側）と側方変形より沈下が卓越する挙動（左側）を示す。すなわち、堆積方向と側壁設置方向の相互関係によって変形特性に変化が現れている。

次に、土量比の発達の程度からこの点を検討してみた（図-7 参照）。図は  $\beta=45^\circ$  と  $60^\circ$  地盤のものである。土量比は、側壁無しの場合→片側付設（左側）の場合→片側付設（右側）の場合、両側付設の場合（ $\beta=60^\circ$  地盤）の順に小さくなっている。このことは、強度増加は側方変形の減少に起因していることを示すものである。片側付設の場合（CAL-RW

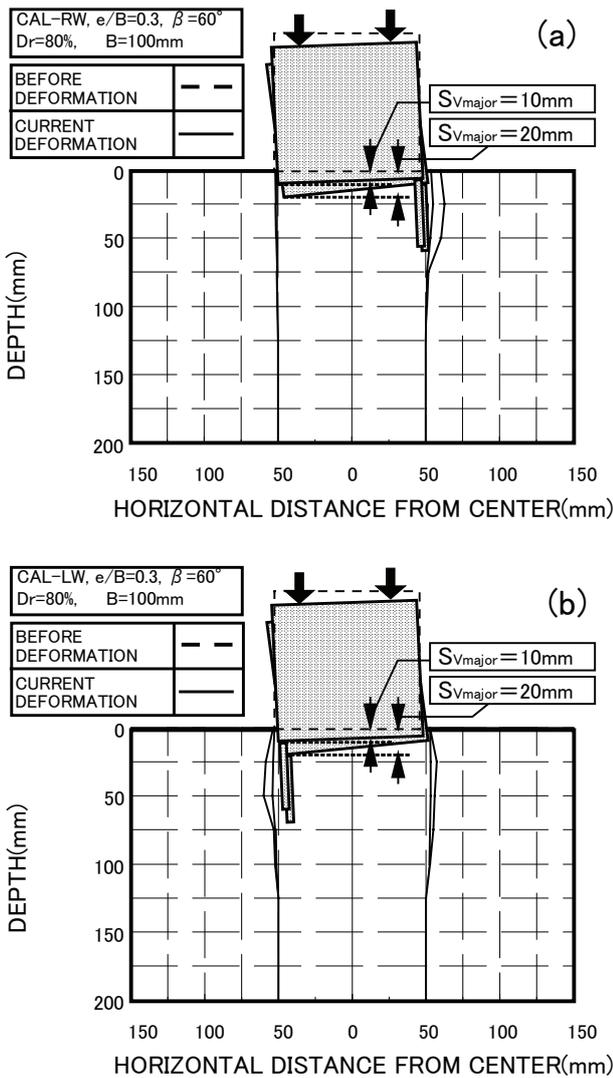


図-6 沈下-側方変形挙動, 片側付設,  $\beta=60^\circ$  :  
(a)CAL-RW, (b)CAL-LW

と CAL-LW) の比較では, 両者に差が生じているが, これは受働抵抗側の堆積構造特性が強く影響していることを示している. 特に,  $\beta=60^\circ$  地盤では, 右側の受働抵抗域の貢献度が左側のものよりかなり大きい (左側の貢献度が少ない), CAL-RW と CAL-SW が同程度の強度になったと言える.

以上のことから, 側壁付設による強度増加はサーチャージ効果による側方変形抑制効果によってもたらされるものの, 受働抵抗域の堆積構造特性に影響を受けることが明らかにされた.

図-8 は, 繰返し回数  $N_c=2,000$  時の繰返し強度  $\sigma_{VU}$  を側壁無しの値で正規化した値と, 地盤の堆積面と側壁とのなす角  $\omega$  (反時計回りを正) の関係を示している. 例えば, 左側に側壁を設置した条件でかつ  $\beta=60^\circ$  の場合では, 挿入図 (a) に示すように,  $\omega$  は  $120^\circ$  になる. また両側側壁では左右の  $\omega$  のうち, 小さい値をとるものとする. 図より,  $\omega$  が  $45^\circ$  から  $90^\circ$

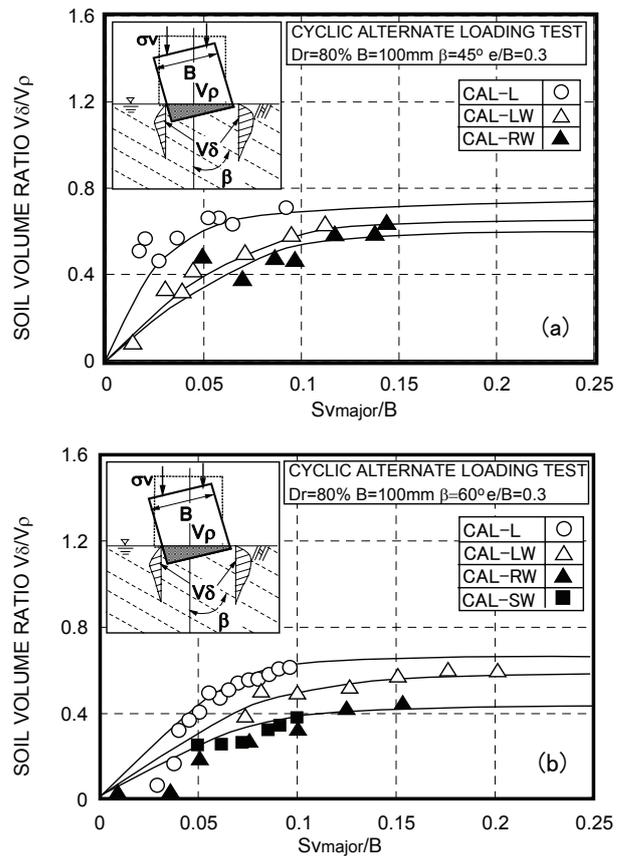


図-7 側壁付設による土量比の変化:  
(a)  $\beta=45^\circ$ , (b)  $\beta=60^\circ$

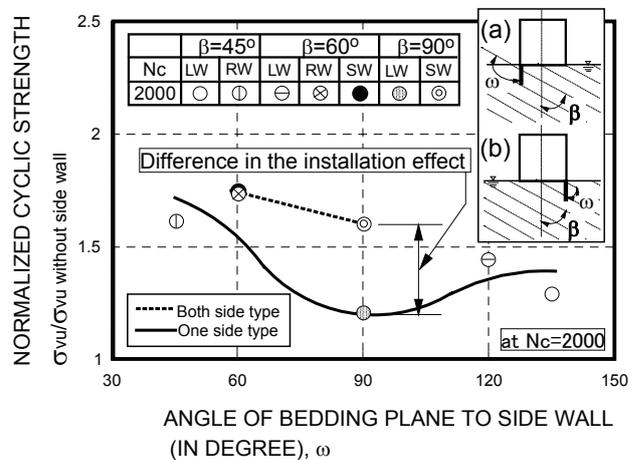


図-8 側壁付設方向の違いによる繰返し強度の変化

に増加するとともに, 強度増加率 ( $\sigma_{VU}/\sigma_{VU \text{ without side wall}}$ ) は減少し,  $\omega$  が  $90^\circ$  以上で再び増加することがわかる. また, 側壁の付設の仕方によって, 片側と両側の付設効果が同値になることは非常に興味深い. なお, このことは  $N_c=500, 1,000$  時においても同様に確認されている.

以上のことから, 鉛直方向に側壁を付設する場合, 堆積構造の違いによって付設効果に変化はあるものの, 両側付設では側壁無しの場合の 1.6~1.75 倍程

度の効果が期待できることが明らかにされた。一方、片側付設の場合では地盤の堆積面と側壁構造物とのなす角 $\omega$ が  $60^\circ$  に近い方向に側壁を付設するような基礎構造物の設置が合理的であり、その効果は最大で側壁無しの場合の約 1.75 倍になる。

(2) 矢板基礎の強度－変形特性

図-9 は、矢板設置の場合の繰返し強度特性を示している。過去の研究<sup>5)</sup>では、最大主応力方向 $\alpha$ と地盤の堆積方向 $\beta$ とのなす角 $\psi(=|\beta-\alpha|)$ を把握できれば、その構造物の沈下・傾斜方向を推定可能であることが示されている。一般に、 $\psi$ が  $90^\circ$  より減少すれば、破壊時のせん断ひずみは増加する(例えば<sup>23)</sup>)とされている。本試験では、 $\psi$ が約 $40^\circ$ <sup>5)</sup>に近い堆積方向に変形が卓越した。例えば、構造物に左右対称の鉛直荷重  $P_L$  と  $P_R$  を載荷し、それぞれの荷重によって生じる $\psi$ を $\psi_1$ 、 $\psi_2$ とすると、 $\beta=60^\circ$  地盤では、前述のように $\alpha$ を $9.1^\circ$ と仮定すれば、 $P_L$  側の沈下量  $S_{v1}$  は  $P_R$  側の沈下量  $S_{v2}$  より卓越する(図-10 参照)。それゆえ、載荷方向の違いに関わらず、地盤の変形は本研究で言う右方向へ進行すること<sup>5)</sup>になり、CAL-RP と CAL-IP 試験では変形抑制方向に矢板が設置されていることになる。また、主働せん断領域では基本的に堆積面方向に近い方向に沿ってすべり面が発生すると推測される。そのため、CAL-IP 試験では、堆積方向に対して直角になるように矢板を挿入すれば、変形に対する抵抗能力は高くなると考え、堆積面と直角方向(地表面と矢板とのなす角  $60^\circ$ )に矢板を設置している。

図-9 より、矢板の設置によって強度は増加していることが明らかである。CAL-RP の場合の強度( $\sigma_{VURP}$ )は、CAL-SP のものと比べて若干低い値を示すものの、その 9 割程度の強度を有している。このことは、片側設置の場合においても沈下・傾斜方向に適切に矢板を設置すれば、高い設置効果を期待できることを示唆している。

写真-1(a)と(b)は、CAL-RP 試験後(沈下量 25mm 時点)のすべり線の発生状況を示している。内側のすべり線はスパゲッティの変位状況から、外側のすべりは地盤中および地盤表面において目視されたすべり線から決定されている。また、矢板の変位状況(実線)は試験後、地盤を掘削し、その状況を描いたものである。写真より、内側と外側のすべり線に変化が現れていることがわかる。すなわち、鉛直方向への矢板の挿入では、その破壊現象は円弧すべり破壊から最終的に受働破壊に移行している。それゆえ、この強度増加は外側塑性域の発達の仕方に依存することになる。

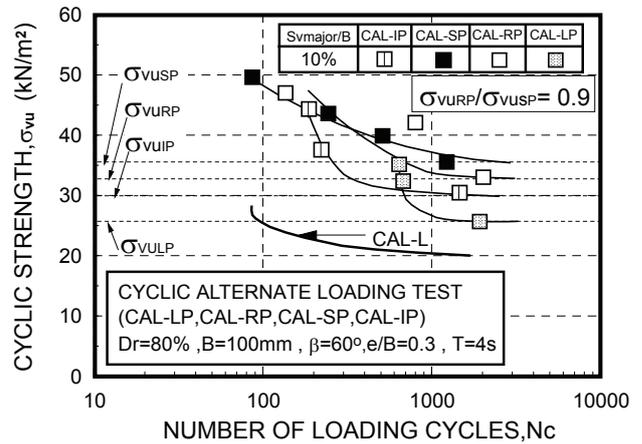


図-9 矢板設置による繰返し強度の変化

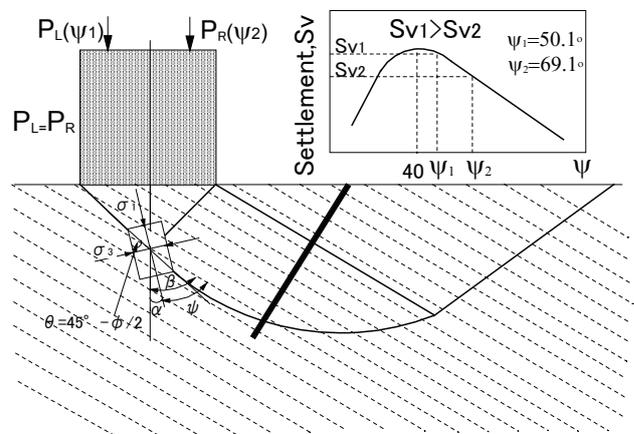


図-10 構造物の沈下・傾斜方向<sup>5)</sup>と CAL-IP 試験の矢板の挿入方向

一方、CAL-IP 試験では、その強度は CAL-RP 試験のものより低下している。これは、このような方向に矢板を設置したことによって、矢板上にすべり線が発生したこと起因している(写真-1(c)参照)。実際、CAL-RP 試験と堆積角 $\beta$ は同じであるので、すべり線の発生位置に変化は無いはずである。しかし、CAL-IP 試験では、そのすべり線は CAL-RP 試験よりも浅く現れている。これは主働せん断領域のせん断抵抗よりも受働せん断領域の抵抗が小さいこと<sup>24)</sup>、またこれに追従してこのような方向に矢板を挿入したことによって、潜在すべり面がこの位置に発生したこと起因していると推測される。

それゆえ、これらのことを総合すれば、円弧すべり破壊から受働破壊に移行するように、かつ地盤変形卓越方向の矢板外側塑性域の受働抵抗能力が最大になるように、矢板構造物を設置することが効果的である。

なお、これらの結果は地盤の拘束圧が高くなるとすべり線の発生の方に影響を及ぼし、変化する可

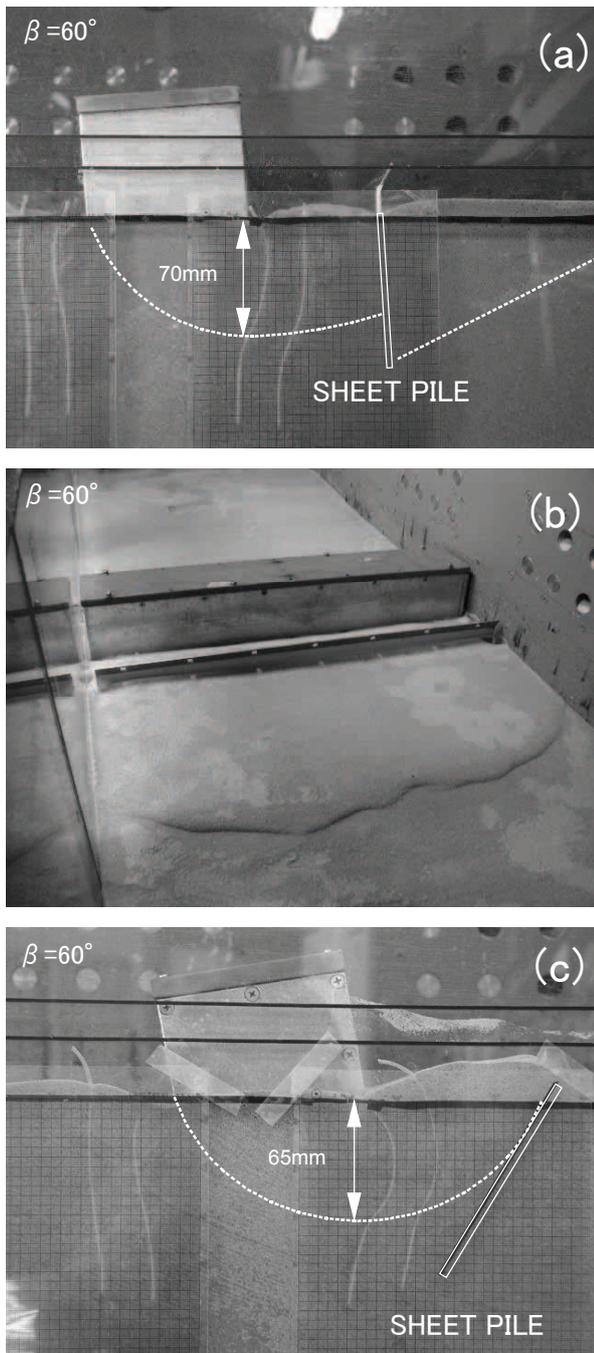


写真-1 試験後のすべり線の発生状況  
 (a) CAL-RP(地盤内), (b) CAL-RP(地盤表面)  
 (c) CAL-IP(地盤内)

能性がある. いずれにしても, この点に関してはさらなる検討が必要である.

## 5. 結論

本研究では, 堆積構造異方性が構造物基礎の繰返し強度・変形特性に及ぼす影響を明らかにし, 繰返し強度増加のための基礎資料を収集することを目的とした. これと併せて, 本模型実験の考え方とその

適用するための仮定および範囲を明示した. 本実験の範囲内で, 得た結論は次のとおりである.

構造物下部が開口した形式(側壁)の基礎の場合:

- (1) 両側付設および片側付設の違いにかかわらず, 側壁付設による強度増加はサーチャージ効果による側方変形抑制効果によってもたらされる.
- (2) 本試験で言う  $\beta=90^\circ$  地盤(水平層理地盤)では, 片側付設条件の強度増加は両側付設条件の強度増加の約 5 割を期待できる. また, 地盤の堆積面と側壁構造物とのなす角  $\omega$  が  $90^\circ$  から減少する方向に側壁を付設することが効果的である.

矢板基礎の場合:

- (3) 両側設置の場合と同様, 片側設置の場合においても地盤変形卓越方向に, すなわち地盤の堆積方向と最大主応力方向とのなす角  $\psi$  から推定される構造物の沈下・傾斜方向に, 矢板を適切な位置に設置すれば, 両側設置とさほど変わらない繰返し強度(約 9 割程度)の動員が期待できる.
- (4) 矢板による繰返し強度の増加は, 側方変形抑制効果, 言い換えれば矢板の受働抵抗によって動員されるものの, 堆積構造異方性と矢板の設置方向によって, 繰返し強度の動員が効果的に発揮されない場合もある.

謝辞: 本研究を進めるにあたり, 実験及びデータ整理に室蘭工業大学卒業生 佐々木徹也君の協力を得た. 末筆ながら記して感謝の意を表します.

## 参考文献

- 1) 後藤洋三, 木村亮, 白戸真大: 新しい基礎形状・基礎の設計法の開発のための戦略構築の必要性, 第38回地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.1615-1616, 2003.
- 2) Oda, M.: Initial fabric and their relations to mechanical properties of granular material, *Soils and Foundations*, Vol.12, No.1, pp.17-36, 1972.
- 3) Siddiquee, M. S. A., Tanaka, T., Tatsuoka, F., Tani, K. and Morimoto, T.: Numerical simulation of bearing capacity characteristics of strip footing on sand, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.4, pp.93-109, 1999.
- 4) 川村志麻, 三浦清一: 種々の載荷条件下にある構造異方性砂地盤の支持力-側方変形挙動, 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.115-128, 2003.
- 5) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司: 堆積構造異方性が繰返し荷重下にある支持地盤の変形特性に及ぼす影響, 土木学会論文集C, Vol.63, No.1, pp.81-92, 2007.
- 6) 林鍾鉄, 龍岡文夫, 宮崎啓一: 砂地盤の剛な鉛直ア

- ンカーの引抜き抵抗メカニズム, 土と基礎, Vol.38, No.5, pp.33-38, 1990.
- 7) 岡村未対, 竹村次郎, 上野勝利: 遠心模型実験—実験技術と実務への適用—, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp.37-44, 2004.
  - 8) 善功企, 山崎浩之, 前田健一: サクシヨンによるケーソン基礎の海底地盤中への沈設に関する事例解析, 土木学会論文集, No.603/III-44, pp.21-34, 1998.
  - 9) Tani, K. and Craig, W. H.: Bearing capacity of circular foundations of soft clay strength increasing with depth, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.4, pp.21-35, 1995.
  - 10) Lacasse, S. and D’Orazio, T. B.: Soil reaction stresses on offshore gravity platforms, *ASCE*, Vol.114, GT11, pp.1277-1299, 1988.
  - 11) 呉正林, 佐々木康, 日下部治: 傾斜粘土地盤中に設置された矢板の水平抵抗に関する実験と解析, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.257-272, 1999.
  - 12) 液状化対策の調査・設計から施工まで, 土質工学会, 1993.
  - 13) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No.275, pp.69-77, 1978.
  - 14) 国生剛治, 岩楯敏広: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, No.285, pp.57-67, 1979.
  - 15) Iai, S.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.105-118, 1989.
  - 16) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動, 土木学会論文集, No.624/III-47, pp.65-75, 1999.
  - 17) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊とその防止策に関する研究, 土木学会論文集, No.624/III-47, pp.77-89, 1999.
  - 18) 宮浦征宏, 三浦清一, 川村志麻, 横浜勝司: 載荷条件の相違による砂地盤の支持力—変形挙動の変化とその評価, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp.121-131, 2000.
  - 19) 三浦清一, 田中則男, 近藤一郎, 川村志麻, 佐藤勝弘: 消波構造物を支持する地盤の流動化機構に関する研究, 海岸工学論文集, 土木学会, Vol.42, pp.1016-1020, 1995.
  - 20) 三浦清一, 川村志麻, 田中則男: 波浪力を受ける消波構造物・地盤系の流動破壊とその評価, 海岸工学論文集, 土木学会, Vol.43, pp.1016-1020, 1996.
  - 21) 三浦清一, 田中則男, 瀧本聖吾, 荻原淳平, 荻原義男, 近藤一郎: 構造物基礎の形状差による砂地盤の支持力・流動化条件の変化, 第49回土木学会年次学術講演会概要集, 第3部門, pp.516-517, 1994.
  - 22) 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, pp.72-73, 1988.
  - 23) Miura, S. and Toki, S.: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.69-84, 1984.
  - 24) 落合英俊, 林重徳, 大津敏郎, 広重圭一: 単純せん断における異方性砂の応力・変形特性, 第23回土質工学研究発表会発表講演集, pp.461-464, 1988.

(2007. 1. 31 受付)

## EFFECT OF FABRIC ANISOTROPY OF FOUNDATIONS ON CYCLIC STRENGTH AND ITS EVALUATION

Shima KAWAMURA and Seiichi MIURA

In order to grasp mechanical behavior of anisotropic ground beneath a structure subjected to cyclic loading, a series of model tests was performed under several depositional conditions. In particular, applicability of countermeasures constructed by either side wall or sheet pile was examined detailedly. The result showed that the installation of side wall or of sheet pile had advantageous as countermeasures against such a ground failure, however the installation effect was different depending on the changes in depositional condition of the ground.