土木学会論文集 No. 736／III-63, 115-128, 2003. 6

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

川村志麻[1]・三浦清一[2]

[1]正会員　工博　室蘭工業大学助手　工学部建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町27-1）
[2]フェロー会員・工博　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）

種々の堆積条件下にある砂地盤の支持力－側方変形挙動を調べるために，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実験が行われた．これらの実験と考察は，主に次のような事実を示した．1)単調中心載荷や偏心載荷条件の相違によらず，異方性による支持力の変化は最大主応力方向と堆積面とのなす角によって評価できる，2)単調載荷試験の支持力と同様，構造異方性は支持地盤の繰返し強度に影響を及ぼす，3)単調及び繰返し荷重場の鉛直荷重Vとモーメントが作用する荷重条件下では，構造物支持地盤の強度は堆積構造異方性に関わらず，M-V空間にある一定の破壊基準により整理可能である．さらに本研究では，従来より提案している土量比（側方流動土量／沈下土量）を用いて，支持力動員機構が詳細に調べられている．

***Key Words :** fabric anisotropy, sand, bearing capacity, lateral deformation, model test*

1．まえがき

基礎の工学的問題では，生活空間の拡大によって，より厳しい環境条件下での設計及び性能設計，また基礎地盤の変形予測に対する高度な検討が，要求されるようになってきた．それゆえ，今後は様々な視点から構造物・地盤系の安定性を議論する必要がある．

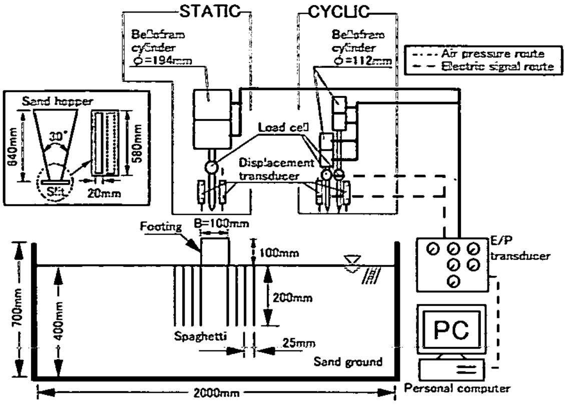
筆者らは，種々の荷重条件下にある構造物・地盤系の安定性評価法を確立するために，1ｇ場の模型試験[1),2),3)]とFE解析[4)]を行っている．

本研究では，種々の異方性地盤における単調及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の支持力－側方流動挙動を詳細に調べた．既往の研究[3)]では，水平層理地盤における構造物の支持力動員機構は，塑性くさびの発達→左右の側方変形の発達の仕方に強く依存することが明らかにされ，その結果から，側方流動量を定義した土量比(側方流動土量/沈下土量)パラメータが確立された[3)]．このパラメータは，構造物の幅や地盤密度によらず，支持力の動員メカニズムを良く説明できることが示されている[3)]．また，一連の結果より沈下量－土量比－支持力動員度の関係が定量化され，構造物天端における２点の鉛直変位量により支持力動員度と側方変形挙動を推定できる式[4),5)]を提案した．併せて，構造物の沈下量及び不同沈下量は構造物・地盤系の安定性を評価する上では極めて重要な指標になることを指摘した[3)]．

しかしながら，このように得られた支持力－変形特性は限られた地盤堆積条件下のものであることから，任意の堆積構造を有する地盤において，さらなる検討が必要であると言える．それゆえ，本研究では種々の異方性地盤を対象に一連の模型試験を行い，支持力－側方変形挙動の定量化を目指した．

堆積構造異方性が地盤の強度・変形特性に及ぼす影響は，Arthur and Menzies[6)], Oda[7)]の先駆的な研究をはじめ，多くの研究によって明らかにされている．それらの研究では，特に豊浦砂やガラスビーズ等の粒状体を用いた静的三軸試験，平面ひずみ試験及び繰返し三軸試験，等の要素試験の結果から，異方性による強度変化は最大主応力方向と堆積面とのなす角によって評価できること[8),9)]，自然堆積砂地盤[10)]または火山灰質地盤[11),12)]においても強い構造異方性が存在し，その影響は無視できないこと等の事実が示されている．また，基礎の支持力においても，この種の問題が議論されている．既往の研究では，1ｇ場[9),13),14),15)]や遠心力載荷場[16)]の単調中心載荷条件の結果に基づいて，異方性の影響を支持力の評価に取入れる試みがなされている．

本研究では，さらに，未解明である偏心載荷場の支持



図－1　二次元平面ひずみ模型土槽装置

力－変形特性に及ぼす堆積構造異方性の影響を詳細に調べ，任意荷重条件下及び堆積条件下にある構造物・地盤系の安定性を評価するための方法を検討した．

2．試験装置と模型地盤作製方法

一連の試験は，繰返し及び単調載荷が可能な装置[1)-3)]を用いて行われている．その全体図を図－1に示す．この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，本研究ではグリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない．

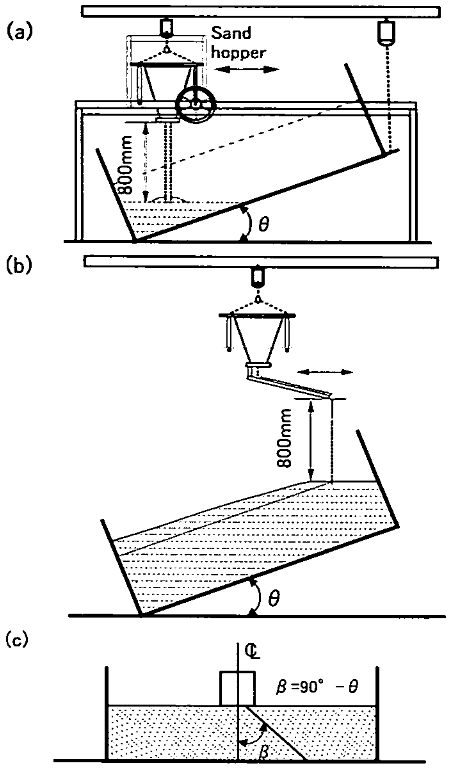
模型地盤は，豊浦砂（ρ_s=2.65g/cm^3，$\rho_{d\,max}$=1.648g/cm^3，$\rho_{d\,min}$=1.354g/cm^3）を昇降可能なサンドホッパー(高さ 640mm，頂角 30°，昇降範囲 G.L.+0.8m～+2.65m)を介して空中落下させることにより作製された[17)]．ホッパー底部には最大 20mm まで変えられるスリットが取付けられているので，ホッパーの移動速度を 20cm/s，落下高さを 800mm に保持した条件の下でスリット幅を変化させることにより，25～95%の相対密度を得ることができる．

種々の異方性地盤は，以下の手順により作製されている．なお，本研究における異方性とは，重力下で堆積した砂地盤で形成される初期構造異方性を指している[18)]．

(1) 二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度θまで傾斜させ，模型地盤の深さが 400mm になるように豊浦砂を堆積させる（図－2 (a)参照）．

(2) 土槽端部には，摩擦を少なくするために表面をニスでコーティングした木版をサンドホッパー底部に取付け，砂を堆積させている（図－2 (b)参照）．なお，落下高さ 800mm(Dr=80%の時，スリット幅 4mm)を基本に作製するが，右側壁部からおおよそ 200mm の部分ではこれが難しいので，落下高さを低下させスリット幅を減少(Dr=80%の時，スリット幅 3mm)させて，所定の密度を確保するようにしている．いずれにしても，この影響が残る可能性があるので，Terzaghi の支持力解から得られる塑性流動域がこの範囲内に入らないように構造物の設置位置を中心から左側に 100mm 移動させて，試験を行っている．

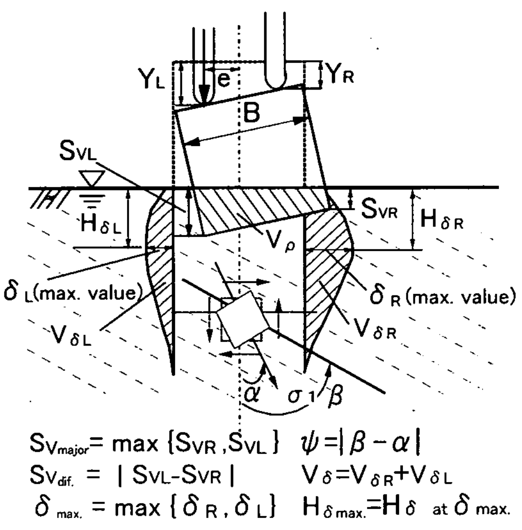
(3) 堆積後，模型土槽を水平に戻す．その後地盤の乱れが生じないように余分な砂を取り除き，地盤の表面を整える（図－2 (c)参照）．



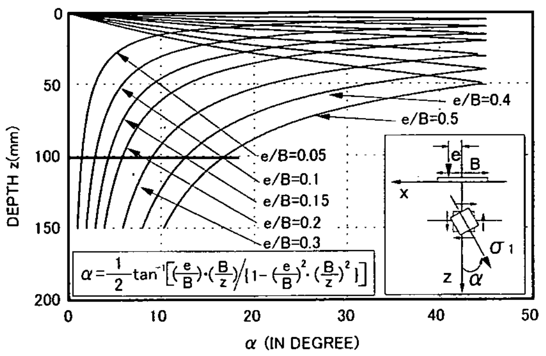
図－2　異方性地盤の作製方法

本研究では，鉛直方向と堆積面とのなす角β（反時計回りを正）が 45，55，60，75，90°になるように地盤を作製した．なお，相対密度 Dr は 50 と80%である．地盤の均一性は，地盤内に密度測定用のモールドを設置して確かめられている[1)]．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 i=0.01 で地盤の堆積構造を乱さないようにゆっくりと通水し，飽和化を計った．

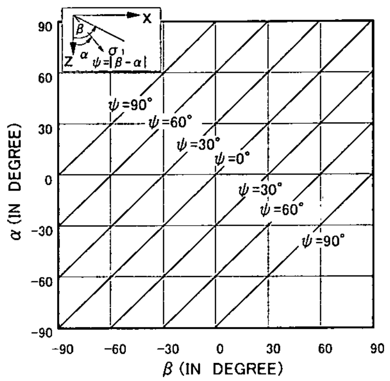
模型構造物は，幅 100mm，高さ 100mm，奥行き 580mm，質量 13.2kg の直方体を用いている．その底面には，地盤との接触面を完全粗とするため，サンドペーパー（G120）が貼り付けられている．



図－3　変位の定義



図－4　偏心載荷条件下の最大主応力方向αと深さzの関係



図－5　α-β-ψの相互関係

載荷装置は，単調載荷装置及び繰返し載荷装置からなっている．単調載荷装置では，ベロフラムシリンダーから鉛直ロッドを介し，模型構造物に鉛直荷重を載荷している．一方，繰返し鉛直載荷装置は2個のベロフラムシリンダーを有し，模型構造物に任意の正弦波荷重を与えることが可能になっている．また，各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが具備され，変位量および荷重が計測されている．

地盤内の側方変形量は，直径 1.9mm のスパゲッティ [2),19)] を模型構造物の底端点から鉛直方向に 25mm 間隔で左右対称に8本挿入することにより，計測されている．スパゲッティは，初期剛性の2%になった時点（模型地盤に通水後，約8時間静置した後）から実験を開始している．試験中，スパゲッティをビデオカメラで撮影し，それらを深さ方向 25mm 毎に，定点測定することによって地盤内の変形を把握した．

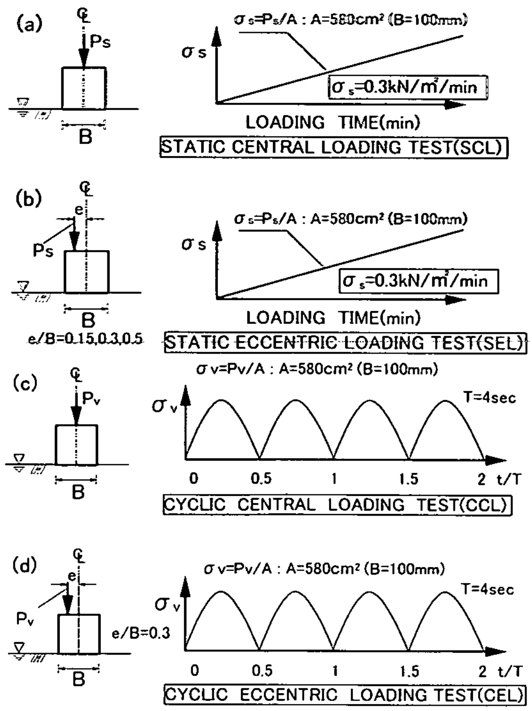
本研究では，構造物・地盤系の安定性を評価する指標として，以下のようなパラメータを採用した．図－3は用いた変形量の定義を示している．まず，鉛直載荷装置に設置されている変位計で測定される左右の鉛直変位量 Y_L，Y_R と変位した構造物との幾何学的関係から，模型構造物の左右の沈下量 S_{VL}，S_{VR} を算出している．ここでは，これらの卓越した方の沈下量を S_{Vmajor}，それらの差を不同沈下量 $S_{Vdif.}$ と定義した．なお，S_{Vmajor} と $S_{Vdif.}$ は模型構造物の幅Bにより正規化され，用いられている [1)]．

本研究では，左右のスパゲッティの変位量の最大値を δ_L，δ_R，それぞれに対応した深さを $H_{\delta L}$，$H_{\delta R}$ と定義している．また，δ_L と δ_R の卓越した方の値を最大側方変位量 δ_{max}，この深さを最大側方変位深さ $H_{\delta max}$ とした．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から，単位奥行当たりの体積として側方流動土量 V_δ (mm³/mm)，沈下土量 V_ρ (mm³/mm) を算出している．この側方流動土量と沈下土量の比を土量比 V_δ/V_ρ と称し，地盤内変形の指標とした [3)]．

また，異方性を表す尺度として，最大主応力方向α（図－3参照）と堆積面βとのなす角 [8),9)] ψ (= | β－α |) を考察に用いている．特に偏心載荷条件の場合では，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，偏心載荷場の主応力方向αを以下のように求め，αと堆積角βとの関係を定義した．

図－4は偏心載荷条件下の最大主応力方向αを深さ方向についてプロットしたものである．なお，αはBoussinesq 解から各応力値を算出し，求めている．図中に，αの算定式を併記している．図より，最大主応力方向αは，各偏心度ともにある深さにおいてピークを示し，その後双曲線的に減少していることがわかる．本研究では，実験で得られる塑性くさびの頂点が構造物直下約 100mm 地点であること [3)]，また各偏心度の相互関係が変化しない点であることを考慮し，100mm 地点のαを偏心載荷試験の代表値として用いている．

図－5は堆積角β (-90°＜β＜90°)，最大主応力方向α (-90°＜α＜90°) とψ (0°＜| ψ |＜90°) との関係



図－6　単調載荷及び繰返し載荷試験方法：(a)SCL 試験，(b)SEL 試験，(c)CCL 試験，(d)CEL 試験

を示したものである．図より，任意の α 及び β が把握できれば，ある ψ 線上に表されることになる．例えば，$\beta=90^\circ$ の地盤に $\alpha=0^\circ$ の応力が作用する場合と，$\beta=60^\circ$ の地盤に $\alpha=-30^\circ$ の応力が作用する場合では，それらは理論上，等価となる．このような関係を用いれば，任意の荷重条件及び堆積条件の支持力を，例えば $\alpha=0^\circ$ で $\beta=0\sim90^\circ$ を変化させた場合に対応させることができることになり，載荷条件や堆積条件の相違を簡便に考慮することができる．

3．試験方法

ここでは，載荷条件の違いによる構造物・地盤系の支持力－変形特性の変化の実態を明らかにするために，一連の単調載荷試験と繰返し載荷試験が実施された．両試験ともに中心載荷条件と偏心載荷条件のもとで試験が行われている．

(1) 単調載荷試験

模型構造物(底盤の面積 A)には，載荷速度 0.3kN/m²/min になるように荷重 Ps を与えている．図－6 (a)と(b)に中心載荷条件（Static Central Loading Test；以下 SCL と略称）と偏心載荷条件（Static Eccentric Loading Test；以下 SEL と略称）の試験方法を示す．ここで偏心距離 e（図－3参照）は，模型構造物の中心から載荷点までの距離と定義され，試験開始時の偏心度 e/B は 0.15, 0.3, 0.5 になるように設定されている．偏心度 e/B が 0.5 の条件では，e/B を限りなく 0.5 に近い条件にするために，質量がほぼ無視できる高剛性の板を模型構造物端部に設置し，試験を行った．ここで言う e/B=0.5 の試験とは，このような試験条件を示す．

(2) 繰返し載荷試験

この試験では，単調載荷試験と同様，中心載荷条件と偏心載荷条件の試験が行われた．載荷方法を図－6 (c)と(d)に示す．中心載荷試験（Cyclic Central Loading Test；以下 CCL と略称）では，半正弦波荷重（片振幅応力：σ_v=Pv/A）を模型構造物に図示のように与えている（(c)図参照）．偏心載荷試験（Cyclic Eccentric Loading Test:以下 CEL と略称）では，偏心度 e/B=0.3 の下で半正弦波荷重（片振幅応力：σ_v=Pv/A）を与えている((d)図参照)．いずれも周期Tは4秒である．

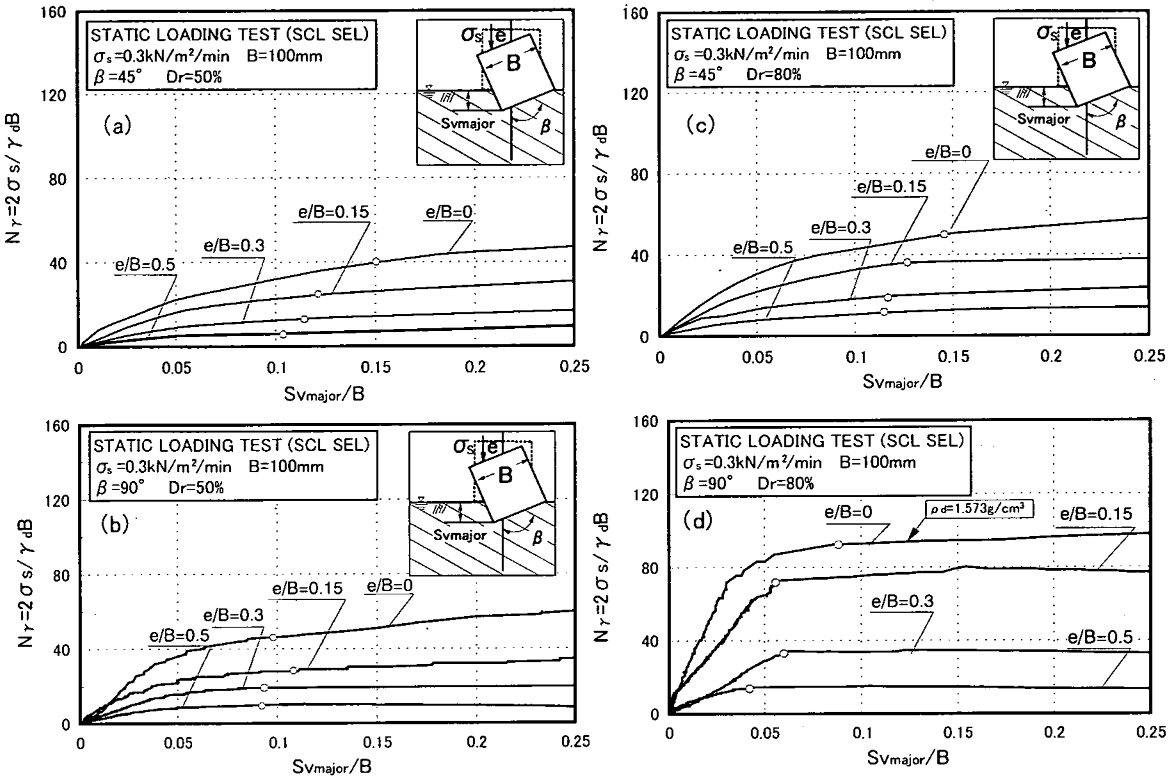
以下の考察では，偏心度 e/B は構造物設置時の初期値を採用している．また，後述するモーメント M は初期の偏心距離 e と載荷荷重(Ps または Pv)から構造物底部中心周りの値(M= Ps・e または Pv・e)として算出されている．なお，構造物の幅 B に対する沈下量の比 S_{Vmajor}/B が 0.25 以上になると基礎端部の浮き上がりを生じ，初期の偏心度が満足できなくなるために S_{Vmajor}/B は 25%までとした．

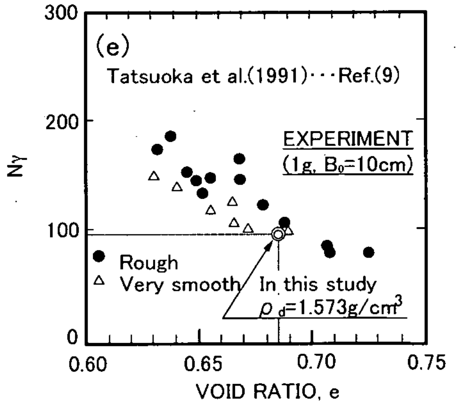
4．試験結果と考察

(1) 単調載荷の支持力－変形特性（SCL，SEL 試験結果）

基本的な地盤の支持力－側方変形特性を明らかにするために，まず単調載荷の力学挙動について述べる．

図－7 (a)，(b)，(c)及び(d)は，一例として Dr=50, 80% の $\beta=45^\circ$ と $\beta=90^\circ$ の地盤における載荷応力 σ_s (=Ps/A) を模型構造物の幅 B と砂の乾燥単位体積重量 γ_d で正規化した値 N_γ ($=2\sigma_s/\gamma_d B$) と沈下量比 S_{Vmajor}/B の関係を示したものである．なお、既往の研究との比較のために，(e)図には本模型土槽とほぼ同じサイズの試験装置を用いた Tatsuoka らの気乾状態の豊浦砂に関する N_γ と間隙比 e との関係 [9] も示している．(e)図には本試験結果も加筆して示している．本研究で得られた N_γ (e/B=0, Dr=80%, (d)図参照)は Tatsuoka らの示した結果とほぼ対応した値を示していることがわかる．また Dr=80%の結果において，N_γ と沈下量比 S_{Vmajor}/B 関係では N_γ はピークを示さないが，これは本試験が応力制御で行われており，破壊後の変形を追随できないことに起因していると思われる．こ



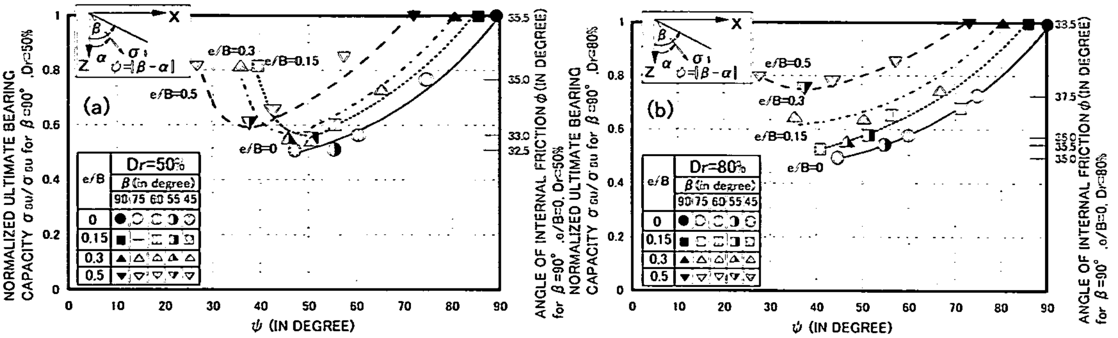


図－7　単調載荷試験における N_γ と沈下量の関係：
(a) β=45°, Dr=50%, (b) β=90°, Dr=50%,
(c) β=45°, Dr=80%, (d) β=90°, Dr=80%,
(e) N_γ と間隙比の関係（Tatsuoka ら[9]）

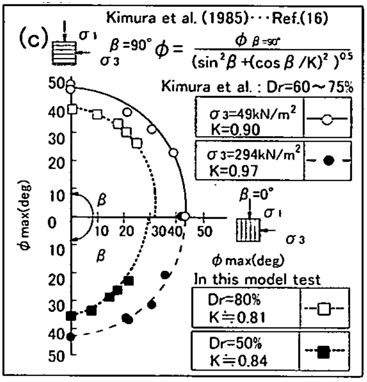
のように試験方法による相違は認められるが，得られる支持力はほぼ妥当な値であるとし，以下の考察を行った．

各図より，偏心度や堆積構造異方性の違いによる比較では，e/B が高くなること及び堆積角 β の変化によって支持力値に変化が現れていることがわかる．過去の研究[3]では，SCL 試験において S_{Vmajor}/B=0.1 程度で構造物直下に明瞭な塑性くさびの形成を確認している．本研究では，支持力の増加割合が小さく，かつくさびの形成がみられた時点の支持力を極限支持力 σ_{su} として以下の議論に用いた．なお各試験の極限支持力を迎えた点は図中の○印で示している．

支持力に与える堆積構造異方性の影響は，次のようにまとめられる．図－8 (a)，(b) と (c) は，各試験における極限支持力 σ_{su} を各偏心度の β=90° の極限支持力によってそれぞれ正規化した値と，堆積角 β と最大主応力方向 α とのなす角，すなわち ψ との関係を示している．併せて Terzaghi の支持力解から求めた ϕ も記載している．既往の研究成果[9,14,15,16]と正確な比較が出来ないため，ここでは，参考のため Kimura らが示した異方性による内部摩擦角 ϕ の変化を表現した近似式[16]と β と ϕ の関係[16]も併せて示している（(c) 図参照）．図中には本試験の結果も加筆した．(a) と (b) 図より，SCL 試験 (e/B=0 条件) では，正規化支持力値は ψ の減少にともなって低下する傾向にあることがわかる．また 45°＜ψ＜90° (e/B=0 では 45°＜



図－8　正規化した極限支持力とψの関係：
(a)Dr=50%，(b)Dr=80%，(c)　β－φ関係(Kimura ら[16)])



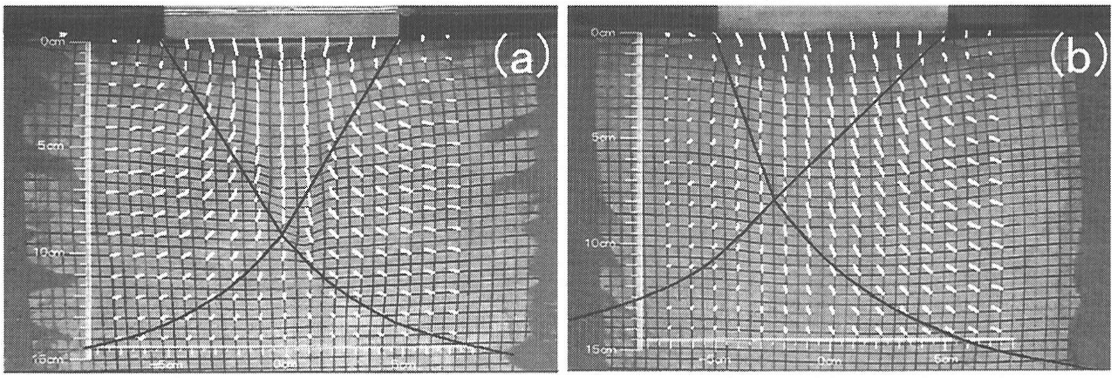
β<90°)では，φ－ψ(=β)関係（□と■印）の変化は近似線（点線）上を推移していることがわかる((c)図参照)．試験条件が異なることから Kimura らの結果との一致は認められないが，それらの傾向は提案された近似曲線によって比較的良く説明されるようである．なお本試験で得られた式中の係数 K は図中に示されている．

一方，偏心載荷試験では e/B が高くなることによって，支持力は ψ=35～45° において最小値を示している．特に e/B=0.5 では，その後増加する傾向が明瞭に認められた．これは Oda ら[8),14)]，Tatsuoka ら[9)]，Kimura ら[16)]が指摘しているように，豊浦砂では最大主応力方向と堆積面とのなす角が，ある角度（ψ=30° 付近[8),9)]）で最小値を示す傾向と類似している．本試験の最大主応力方向角 α が弾性解で求められていることから，角度の正確な一致は望めないが，いずれにしても，これは過去の研究成果を支持するものである．このように，偏心載荷条件下においても最大主応力方向と堆積面とのなす角 ψ によって異方性による支持力の変化を評価できそうである．

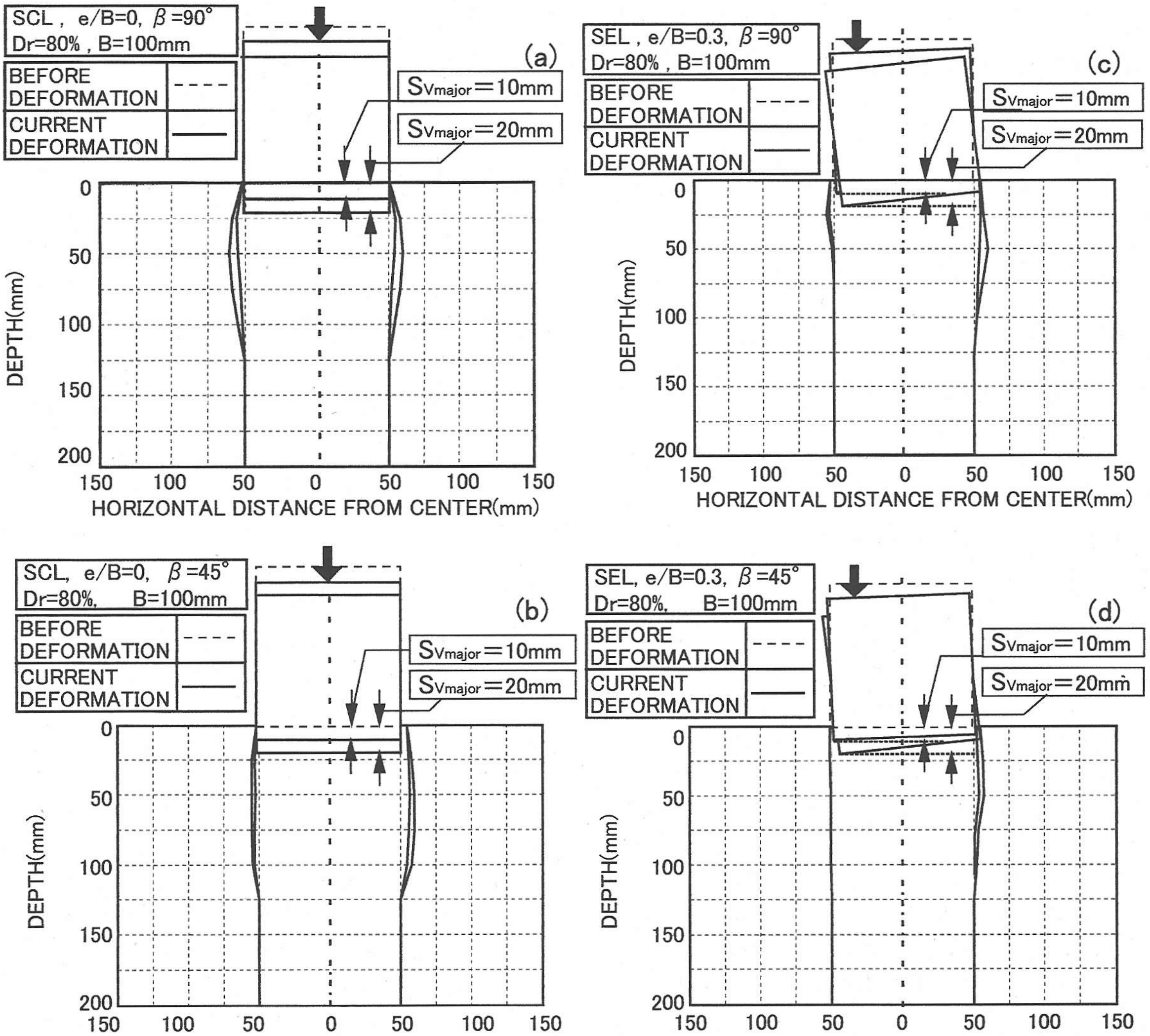
次に地盤内の変形挙動について検討を行った．写真－1(a)と(b)は，SCL 試験における β=90° と β=45° 地盤の砂粒子の移動状況を，構造物の沈下量が 5mm，10mm の時点で計測して結び，表示したものである．なお地盤の Dr は 80%である．この構造物直下の変形挙動はガラス面にメンブレンを張り付け，試験中に移動したメンブレンの変位から変形挙動を定量化している．構造物底部では砂層境界（剛な模型構造物とフレキシブルなメンブレンとの境界）であることより，構造物底部（深度 0 地点）の変位方向が構造物の剛な動きに追随できていないが，少なくとも地盤内の定性的な変形挙動を把握できると思われる．

写真より，堆積構造異方性の影響によって塑性くさびの発生状況が異なることがわかる．β=90° の地盤ではくさびの形成はほぼ左右対称であるのに対し，β=45° の地盤ではくさびの頂点が左側に移動している．また，これにともないすべり線の発生位置に変化が現れている．これは，異方性の支持力動員に与える影響は塑性くさびの発達とそれにともなうすべり線の発生位置の変化に起因していることを示すものであろう．

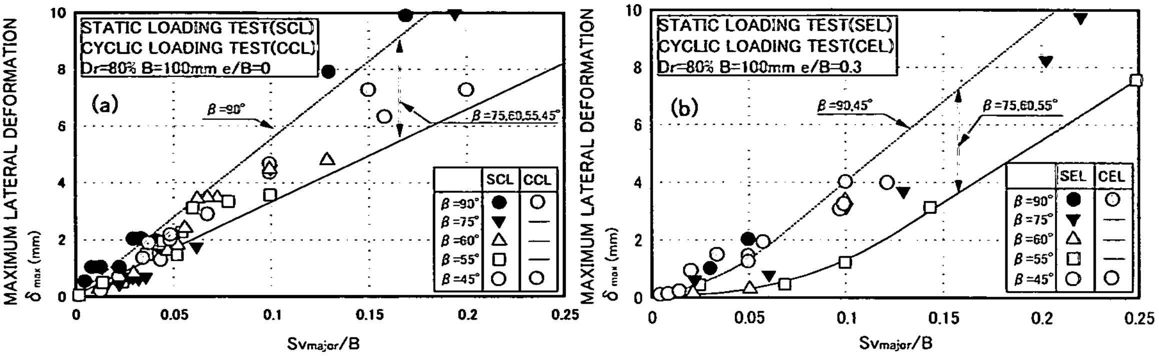
図－9(a)，(b)，(c)及び(d)は SCL，SEL 試験(e/B=0.3)の Dr=80%，β=90° と 45° の地盤の同一沈下量（10，20mm）におけるスパゲティの側方変位状況を示したものである．図より，沈下の進行にともなってスパゲティの側方変位は進行しているが，堆積構造異方性の影響によってその発達の仕方に違いが認められる．特に偏心載荷条件において，その傾向は著しい．図－10(a)と(b)は，Dr=80%の最大側方変位量 δ_{max} と沈下量比 S_{major}/B の関係を示したものである．後述する繰返し載荷試験のデータもプロットしている．各偏心度の δ_{max} は，異方性によっても変化するようである．SCL 試験では β の減少にともなって δ_{max} は減少傾向にあるものの，SEL 試験(e/B=0.3)では δ_{max} は一度減少し，β=45°（ψ≒35°）で再び増加している．図－11(a)と(b)は，SCL 試験と SEL 試験(e/B=0.3)における左右の側方変位量 δ_L，δ_R と堆積角 β の関係を示したものである．各データは S_{major}/B≒0.1 時のものである．SCL 試験の β=90° の地盤では左右の相違はあまり認められないが，β の変化にともない左右の側方変位量に違いが生じている．一方，SEL 試験では β=90° 地盤においても差が現れている．また側方変位量は β=55°（ψ≒45°）付近で最小値を示し，その後増加する傾向を示す．このことから，異方性は少なくとも側方変形の発達に影響を及ぼしていることを指摘しなければならない．図示は省略したが，Dr=50%においても同様な結果が得られている[20)]．



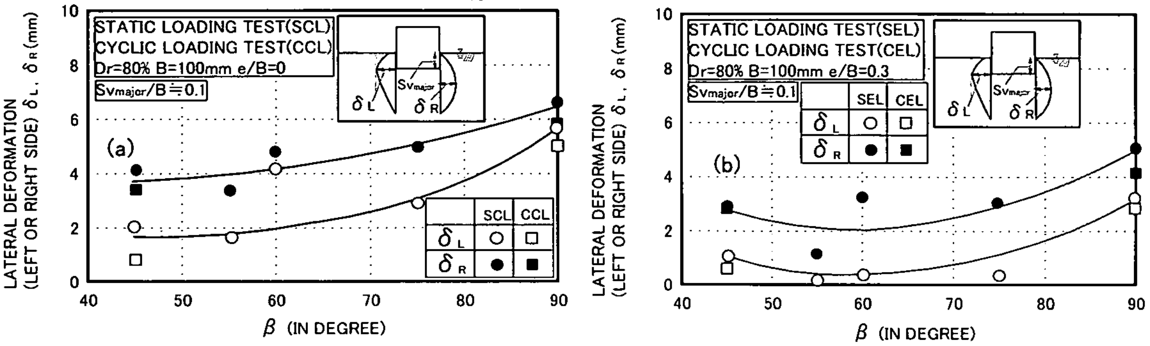
写真－１　地盤内の変形状況：(a) β=90°，(b) β=45°



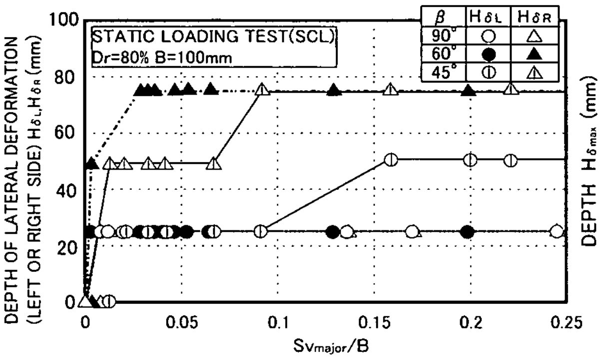
図－９　異方性による側方変形挙動の変化：(a)SCL 試験 β=90°，(b)SCL 試験 β=45°，(c)SEL 試験 β=90°，(d)SEL 試験 β=45°



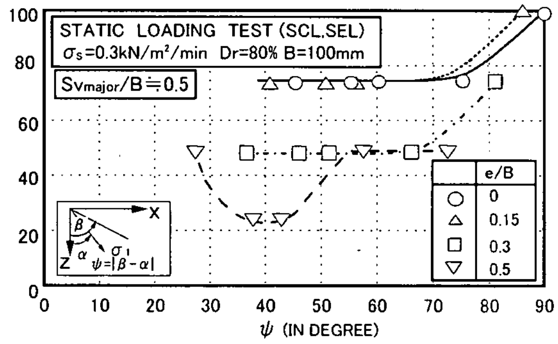
図－10　最大側方変位量 δ_{max} と沈下量の関係(Dr=80%)：(a)SCL 試験，(b)SEL 試験(e/B=0.3)



図－11　左右の側方変位量 δ_L，δ_R と堆積角 β の関係(Dr=80%)：(a)SCL 試験，(b)SEL 試験(e/B=0.3)



図－12　$H_{\delta L}$，$H_{\delta R}$ と沈下量の関係



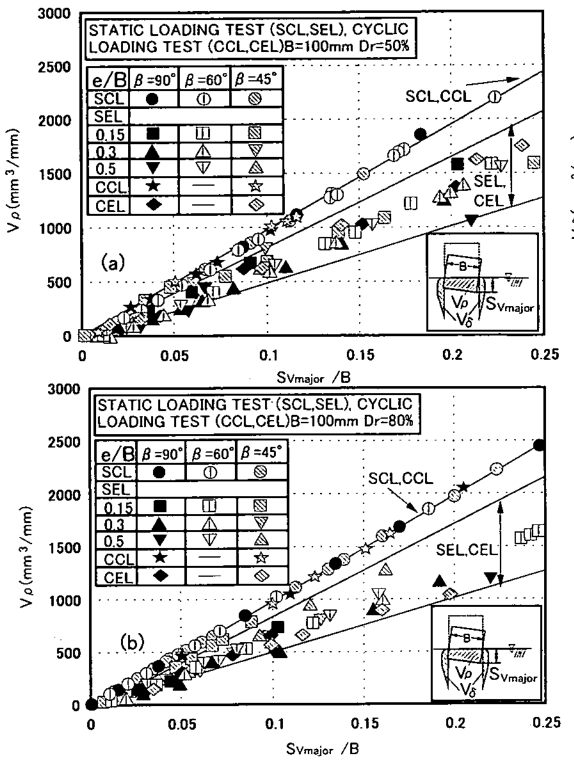
図－13　$H_{\delta max}$ と ψ の関係

図－12 は，最大側方変位量が発生する左右の深さ $H_{\delta L}$，$H_{\delta R}$ と S_{Vmajor}/B との関係を示したものである．なお，側方変位深さの計測は 25mm 間隔で行っている．異方性が変化することによって左右の発生位置に明確な違いが認められる．

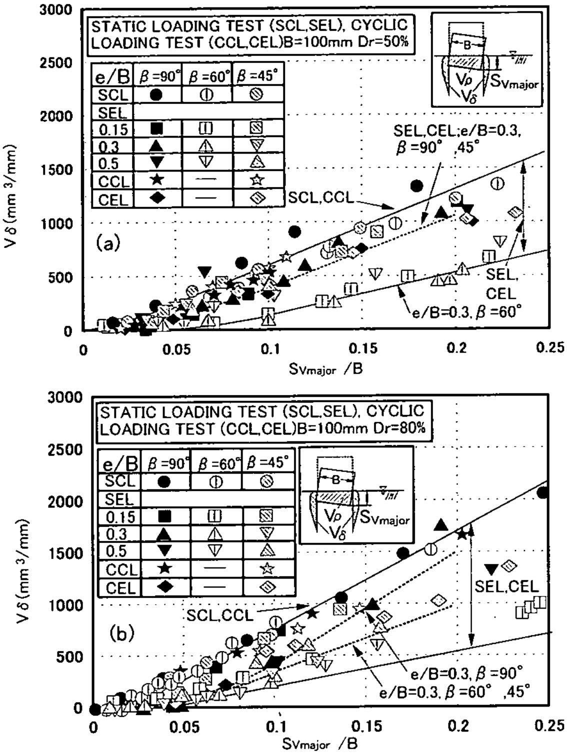
図－13 は $H_{\delta max}$ と ψ の関係を示したものである．ここではすべり線の発生位置を確認するために，S_{Vmajor}/B≒0.5 時のデータを採用した．図より，ψ が低下することによって $H_{\delta max}$ は小さくなっていることがわかる．特に e/B=0.5 では，支持力でも見られたように，$H_{\delta max}$ は ψ=35～45° 付近において最小値を示し，その後増加していることが明らかである．このことからも異方性の変化にともなう支持力の変化は，すべり線の発生位置の違いに起因する塑性流動域の変化によって導かれていると言えよう．

以上のことから，異方性の違いによって地盤の支持力の動員度は変化するが，それは塑性くさびの発現そして塑性過渡流動域への発達というメカニズムによってもたらされていることが明らかにされた．過去の研究より支持力動員度を良く説明する沈下土量 V_ρ，側方流動土量 V_δ というパラメータを用いて，さらに詳細な検討を行った．この種のパラメータは，盛土の側方流動に対する安定性の評価に用いられている [21]．

図－14(a)，(b)と図－15(a)，(b)は，沈下土量 V_ρ－沈下量比の関係と側方流動土量 V_δ－沈下量比の関係を示し



図－14 沈下土量 V_ρ－沈下量の関係：(a)Dr=50%, (b)Dr=80%



図－15 側方流動土量 V_δ－沈下量の関係：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

ている．中心載荷あるいは偏心載荷の違いによらず，沈下の進行にともなって沈下土量 V_ρは線形的に増加している．また，異方性による沈下土量の変化は認められない．一方，側方流動土量では，沈下にともない側方流動土量 V_δは増加しているが，沈下初期段階（沈下量比 S_{Vmajor}/B が 0～0.1 程度まで）では，側方流動土量 V_δ の増加率は鈍い傾向にある．これは沈下量が小さい段階では，構造物直下の塑性くさびの発達が十分ではないため，V_δの発達が促されにくいためと推測される．また，SEL 試験では異方性によってそれらの発達に違いが現れている．一例として e/B=0.3 の場合を点線で示した．これより，異方性の影響が強く現れていることが明らかである．

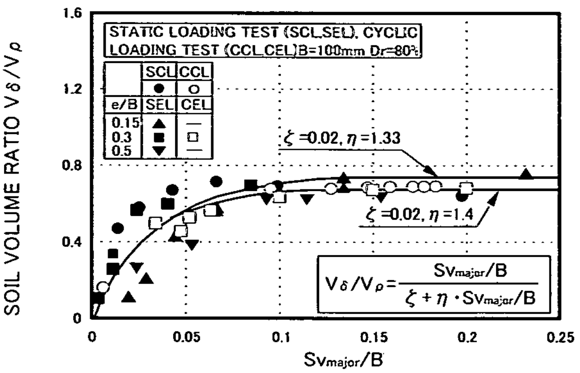
次に，沈下土量 V_ρに対する側方流動土量 V_δの比（以下，土量比と呼ぶ）を用いて，さらに詳細な検討を行った．

図－16 は，一例として β=45° の地盤における土量比 V_δ/V_ρと沈下量比との関係を示したものである．後述する CCL, CEL の試験結果も併せてプロットしている．既往の研究[3),4)]から，単調及び繰返し載荷試験（SCL，SEL，CVL）のケースにおいて，土量比は沈下量と一義的な関係にあることが示されている．図より，沈下量比 S_{Vmajor}/B が 0.1 程度までは偏心度に関わらず，土量比 V_δ/V_ρは急増（塑性くさびの発達）していることがわかる．S_{Vmajor}/B 値が 0.1 以上になると，V_δ/V_ρは一定値に収束する（塑性流動が発生する）傾向にある．この関係は，図－7 に示す支持力－ひずみ関係と良く対応している．ただし，偏心度 e/B や異方性の影響によってその収束値は変化するようである．

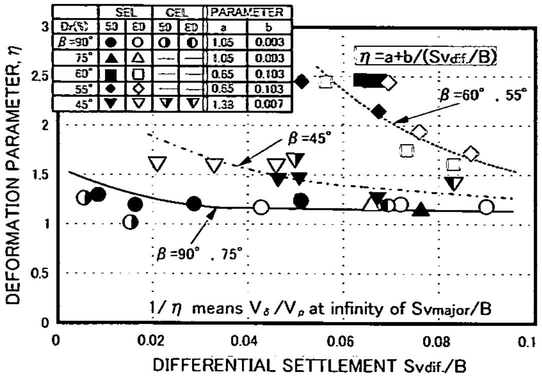
いずれにしても，沈下の増加にともなって地盤の側方流動は進行するが，その特徴はある状態から沈下土量に対する側方流動土量の割合が一定値に収束する傾向を示しながら，完全塑性側方流動状態に至ることにある（例えば，SCL 試験では $V_\delta/V_\rho≒0.7$）．なお，このことは構造物の幅や地盤の密度によらず成立している[3)]．そこで $V_\delta/V_\rho-S_{Vmajor}/B$ 関係の定式化を行った．本試験では，過去の研究と同様，得られた変形挙動を的確に把握することに主眼をおいていることから，以下のように提案している[3),4)]．

$$V_\delta/V_\rho=(S_{Vmajor}/B)/(\zeta+\eta\cdot S_{Vmajor}/B) \qquad (1)$$

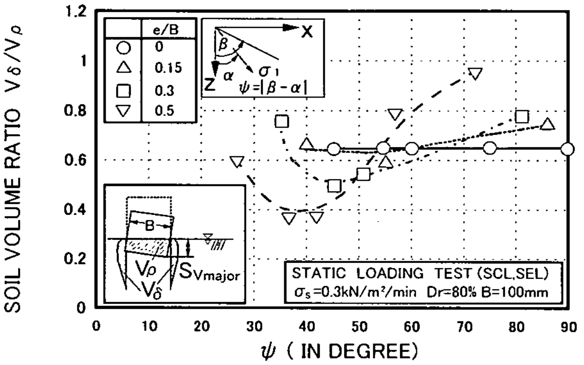
ここで，ζとηはそれぞれ沈下初期の土量比および収束時の土量比の逆数である．ただし，ηは偏心の有無[3)]や異方性の影響によって変化する．また過去の研究[3)]では，ηは不同沈下量に強く依存していることが明らかにされている．そこでηと不同沈下量の関係について再整理を行った（図－17 参照）．同図は，過去の研究結果[3)]に加



図－16　β=45° 地盤における土量比と沈下量の関係



図－17　ηと不同沈下量の関係



図－18　土量比とψの関係

筆して示されている．なお，ζに関しては，本実験範囲においてほぼ同値（ζ=0.02～0.03）を示していることから，ここではηについて示している．また，SCL 試験では構造物の幅[3]や異方性の違いに関わらず，V_δ/V_ρは一定になるので，SEL 試験の結果について整理している．図より，不同沈下量と土量の間には偏心度の違いによらず一義的な関係が存在するものの，異方性の影響を強く受けていることがわかる．この結果に基づいて，この関係を表すと以下のようになる．

$$\eta = a + b/(S_{Vdif.}/B) \tag{2}$$

ここで a，b は図中に示す係数である．各係数の比較では顕著な相違が認められる．実際の問題への適用に際しては，これらの関係の近似化手法をさらに検討する必要があるが，いずれにしてもこのように沈下量と不同沈下量を把握することができれば，簡便に土量比を推定することが可能になる．

次に，この土量比 V_δ/V_ρをψの関係として整理してみた（図－18 参照）．SCL 試験以外では，ψの減少とともに土量比も減少する傾向にある．すなわち，あるψにおいて最小値を示し，その後，増加に転じる傾向を示している．これは前述した支持力の変化と一致している．SCL 試験ではψ<45° の地盤の試験が実施されていないため，その詳細は不明だが，いずれにしても土量比と支持力との間には一義的な関係が存在するようである．

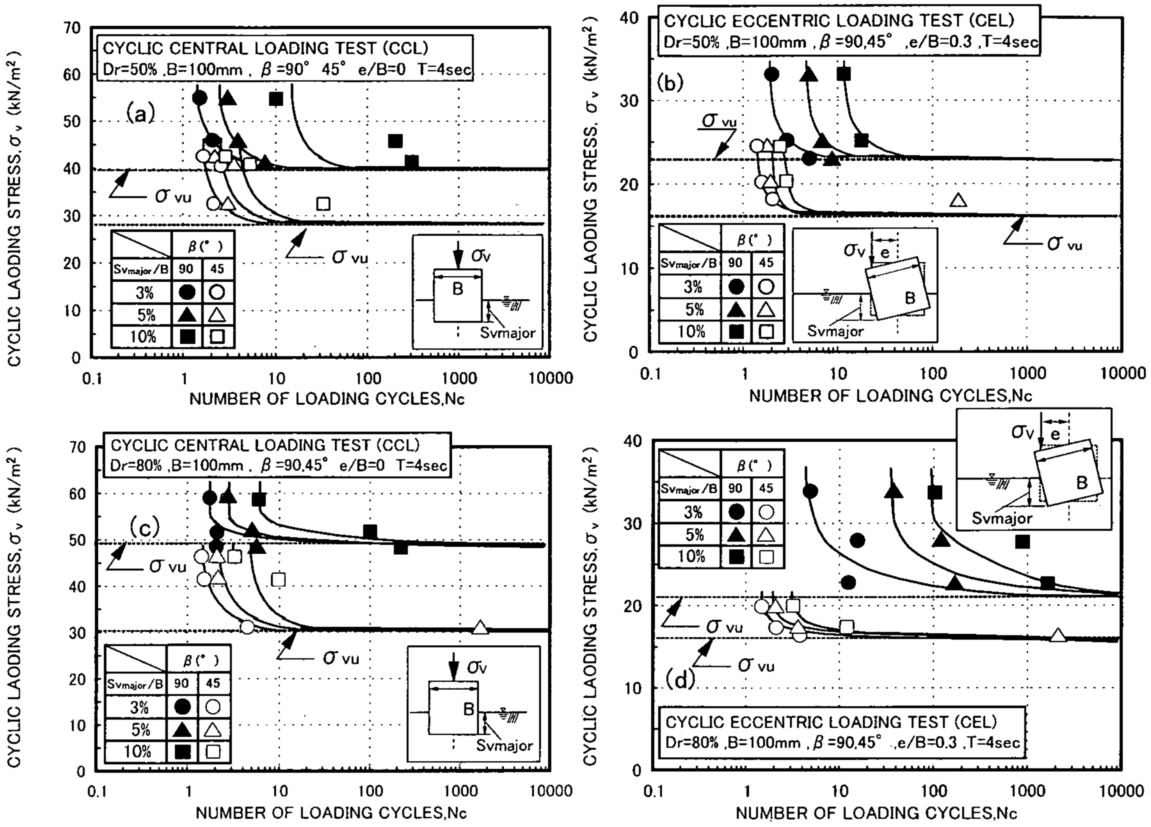
このように土量比は，支持力の動員度の推定及び地盤破壊有無を判定する指標に有効である．すなわち，式(1)，(2)で示されるような式を用いれば，比較的簡便に計測される沈下量，あるいは不同沈下量によって，種々の載荷条件及び堆積条件下の構造物・地盤系の支持力動員度[3]や地盤内の側方変形量を推定[5]できることになる．

(2) 繰返し荷重場の強度－変形特性（CCL，CEL 試験結果）

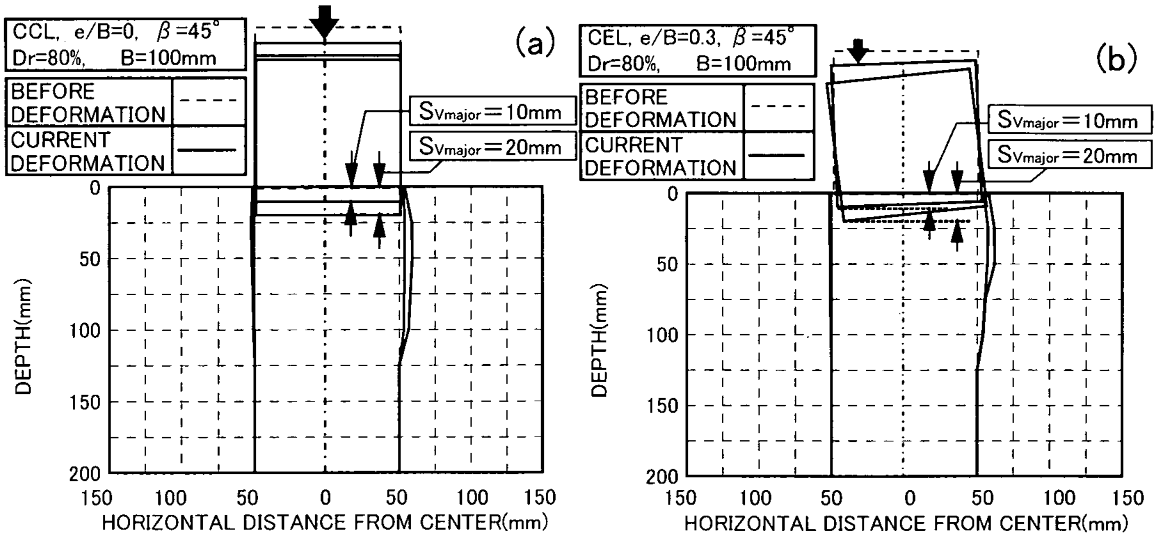
単調載荷試験と同様に，ここでは，繰返し載荷試験における支持力-変形特性を明らかにした．

図－19(a)，(b)，(c)及び(d)は，CCL 試験と CEL 試験における繰返し鉛直応力σ_vと沈下量比が S_{Vmajor} /B=3, 5, 10% に至るに必要な繰返し載荷回数 Nc との関係を示したものである．構造物・地盤系の破壊は，繰返し三軸試験などの室内要素試験と同様に繰返し応力と繰返し回数の関係によって表現できるようである．また異方性の違いによって所定の沈下量比に至るに必要な載荷応力が変化している．このように繰返し荷重場では，同一回数で比較した場合，所定の変位レベルに至るに必要な繰返し応力に影響が現れる．なお過去の一連の模型試験結果[1,2,3]においても，繰返し強度は所定の沈下量比曲線に収束することが示されている．また建築基礎構造設計指針[22]では，基礎幅の 10%程度にて極限支持力が発揮されることを指摘している．このような理由から，本研究においても沈下量比 S_{Vmajor}/B が 0.1 に至った点を基準とし，S_{Vmajor} /B =10%の曲線の収束値を繰返し強度σ_{vu}と定義した．

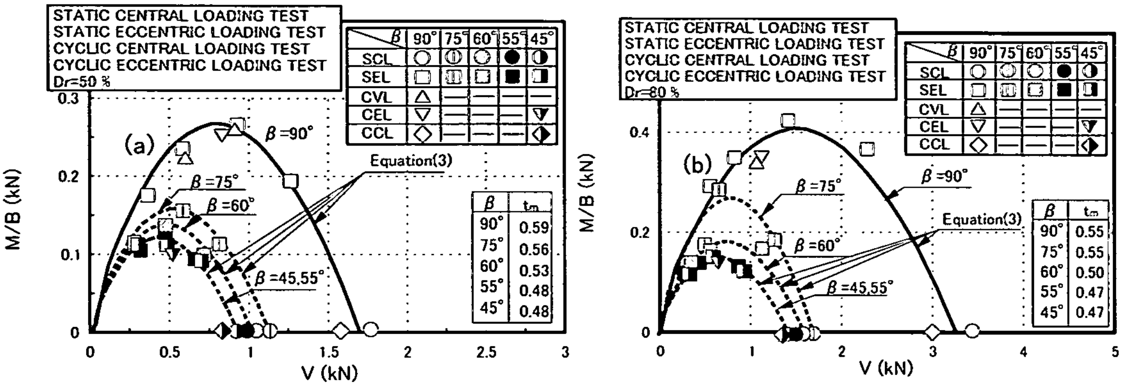
図－20(a)と(b)は CCL，CEL 試験で得られた地盤変形状況を示している．それぞれ沈下量 S_{Vmajor} が 10 および 20mm



図－19　異方性による繰返し強度の変化：(a)Dr=50%, CCL 試験, (b)Dr=50%, CEL 試験,
(c)Dr=80%, CCL 試験, (d)Dr=80%, CEL 試験



図－20　繰返し載荷試験における側方変形挙動(β=45°, Dr=80%)：(a)CCL 試験, (b)CEL 試験



図－21　各試験での M-V 関係：(a)Dr=50%, (b)Dr=80%

時の変形である．繰返し載荷時においても，単調載荷条件下と同様，地盤が側方に流動しながら変形する様子が伺え，これらは単調載荷条件下のものとほぼ一致している(図－9参照)．また，図－10 には，CCL, CEL 試験の側方変位量と沈下量の関係を併せてプロットしている．沈下量が増加するにつれて，最大側方変位量 δ_{max} も増加している．また，異方性による側方変形挙動の変化は単調載荷条件と同様の傾向にある．

これらの結果に基づいて，土量と沈下量比の関係を図－14, 15 及び 16 に示すように整理した．繰返し載荷と単調載荷の違いに起因する土量－沈下関係の相違は，認められないようである．図示は省略しているが，Dr=50%においても同様であった[23]．

このことから，繰返し載荷場の側方流動挙動は，少なくとも偏心をともなう単調載荷場のそれから推定可能であることを示している．また，土量比は単調載荷や繰返し載荷条件の違いによる影響を受けないパラメータであり，かつ異方性の影響を考慮できる指標になることが示された．

(3) 任意の荷重条件・堆積条件下の構造物・地盤系の安定性評価

ここでは，単調載荷及び繰返し荷重場にある構造物－地盤系の破壊の評価法を検討する．

図－21 は，まず上述の単調載荷試験（SCL, SEL）における地盤が極限支持力状態に達したときのモーメント M と鉛直力 V の関係を示している．図より，単調載荷場にある構造物・地盤系の支持力特性は，放物線状の破壊包絡線[24),25),26),27)]によって示されるようである．例えば，以下のような式[25)]で表される．

$$(H/t_h)^2 + [M/(Bt_m)]^2 - a\,[M/(Bt_h t_m)]\,H = [V/V_{max}(V_{max}-V)]^2 \quad (3)$$

ここで，M, V, H は構造物底部中心に作用するモーメント，鉛直力及び水平力（本試験では H=0）であって，V_{max} は鉛直力の最大値を，a, t_h 及び t_m は包絡線の形状を表す係数を示す．

図－21 に示すように，本試験においても同様な形状が得られている．特に，異方性の違いに関わらず，同形状の放物線が形成されている．すなわち，V_{max} の大きさ，いわゆる構造物の幅[3)]や地盤の密度，異方性の違いに起因する最大鉛直力の変化によって破壊包絡線の大きさは変化するが，すべての条件で式(3)を満足している．ただし本試験では H=0 である．なお，本研究で得られた形状係数 t_m は図中に示されている．このことから，鉛直荷重 V とモーメント M が作用する本研究のような模型試験においても，M-V 空間の破壊包絡線によって地盤破壊を評価可能であることが示されたと言えよう．

次に繰返し載荷（CEL, CCL）試験の結果について同様な整理を行った．図－21 中に併せてプロットしている．前述のように，S_{Vmajor}/B=10%の曲線の収束値を繰返し強度 σ_{vu} としている（図－19 参照）．図より，繰返し強度は，単調載荷(SCL, SEL)試験で得られた破壊包絡線上を推移していることが明確である．よって，構造物・地盤系の破壊は，異方性や地盤の密度，構造物の幅[3)]に強く依存するものの，単調載荷や繰返し載荷のような載荷条件の違いによる影響は極めて小さいことが定量的に明らかにされたと言える．

以上のように，M-V 破壊基準を用いることによって，本試験で行われた条件下では，単調及び繰返し荷重場にある任意の異方性地盤の支持力を評価できることが示された．このことは，例えば，波浪場のような種々の繰返し荷重条件下にある地盤の破壊[1),2)]を評価する上で有用な手段になると考えられる．

5．結論

一連の模型実験と考察より次のような結果を得た．

（1）最大主応力方向と堆積面とのなす角ψは任意の荷重場になっても異方性を表すパラメータとして有用である．特に，本試験で行った単調偏心載荷試験ではψ=35～45°において支持力の最小値がみられ，その後増加する傾向がみられた．

（2）提案している土量比パラメータとψの関係は，異方性による支持力の変化を良く説明する．この関係は支持力動員機構を評価する上で重要である．また，簡便に計測される沈下量と土量比の関係は一義的な関係にあることから，土量比は構造物・地盤系の安定性を評価する上で有効なパラメータになる．

（3）本試験で行われた条件下では，単調及び繰返し荷重場の鉛直荷重 V とモーメント M を受ける構造物支持地盤の破壊は，堆積構造異方性に関わらず，M-V 空間にある一定の破壊基準により整理可能である．

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　柴田泰孝，勝世佑子，櫻井勇太各君の協力を得た．また，北海道大学大学院工学研究科横浜勝司 助手には貴重な討論を頂いた．さらに，本研究には文部科学省科学研究費奨励研究A(No. 13750465)の補助が与えられている．末筆ながら記して感謝の意を表します．

参考文献

1) 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.

2) 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実験，土木学会論文集，No. 624/Ⅲ-47，pp. 77-89，1999.

3) 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.

4) 横浜勝司，三浦清一，川村志麻：静的及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動と推定法，土木学会論文集，No. 715/Ⅲ-60，pp. 263-275，2002.

5) 川村志麻，三浦清一，横浜勝司 ：構造物支持地盤の側方変形特性に及ぼす諸要因の影響，地盤工学シンポジウム論文集，Vol. 46，pp. 287-292，2001.

6) Arthur, J. R. F. and Menzies, B. K. : Inherent anisotropy in a sand, *Geotechnique*, Vol. 22, No. 1, pp. 115-128, 1972.

7) Oda, M. : Initial fabric and their relations to mechanical properties of granular material, *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 1, pp. 17-36, 1972.

8) Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. : Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 25-38, 1978.

9) Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M. S. A : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, *Proc. of Geotech. Eng. Congress, Special Publication, ASCE*, No. 27, Vol. 2, pp. 788-802, 1991.

10) 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.

11) Haruyama, M. and Kitamura, R. : Anisotropic deformation-strength properties of soft sedimentary rock 'Shirasu' originated from pyroclastic flows, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 4, pp. 84-94, 1984.

12) 三浦清一，八木一善，川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破砕，土木学会論文集，No. 547/Ⅲ-36，pp. 159-170，1996.

13) Meyerhof, G. G. : Bearing capacity of anisotropic cohesionless soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, pp. 592-595, 1978.

14) Oda, M. and Koishikawa, I. : Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footing in a dense sand, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 3, pp. 15-28, 1979.

15) 松岡元，平尾淳一，福武毅芳 ：異方性を考慮した砂の変形・強度論，土と基礎，Vol. 32，No. 11，pp. 31-36，1984.

16) Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K. : Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol. 35, No. 1, pp. 33-45, 1985.

17) Miura, S., Toki, S. and Tanizawa, F. : Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 58-74, 1984.

18) Oda, M. : Anisotropic strength of cohesionless sands, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 107, No. GT9, pp. 1219-1231, 1981.

19) Tani, K. : Stability of skirted gravity foundations on very soft clay, *Ph. D. Thesis, Dept. of Engineering, Manchester Univ.*, 1990.

20) 川村志麻，柴田泰孝，林秀人，勝世佑子，三浦清一：静的荷重場にある支持地盤の支持力－側方変形に及ぼす異方性の影響とその評価法，第37回地盤工学研究発表会

講演集, pp. 503-504, 2002.
21) 柴田徹, 関口秀雄：軟弱地盤の側方流動, 土木学会論文集, No. 382/Ⅲ-7, pp. 1-14, 1987.
22) 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, pp. 72-73, 1988.
23) 川村志麻, 勝世佑子, 林秀人, 柴田泰孝, 三浦清一：繰返し荷重場にある構造物-地盤系の強度·変形に及ぼす構造異方性の影響, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp. 505-506, 2002.
24) Nova, R. and Montrasio, L. : Settlement of shallow foundations on sand, *Geotechnique*, No. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
25) Butterfield, R. and Gottardi, G. : A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand, *Geotechnique*, Vol. 44, No. 1, pp. 181-184, 1994.
26) Ukritchon, B., Whittle, A. J. and Sloan, S. W. : Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay, *Jour. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *ASCE*, Vol. 124, No. 3, pp. 265-276, 1998.
27) Michalowski, R. L. and You, L. : Non-symmetrical limit loads on strip footings, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4, pp. 195-203, 1998.

(2002. 4. 22 受付)

BEARING CAPACITY-LATERAL DEFORMATION BEHAVIOR OF ANISOTROPIC GROUND BENEATH STRUCTURE UNDER VARIOUS LOADING CONDITIONS

Shima KAWAMURA and Seiichi MIURA

In order to clarify bearing capacity-lateral deformation behavior under various loading and deposition conditions, a series of model tests was performed. The results obtained were as follows; (1) the strength variation of ground attributed to the difference in anisotropy can be estimated by the angle of bedding plane to the maximum principal stress despite of the difference between central and eccentric loadings, (2) the fabric anisotropy affects considerably on cyclic lateral deformation behavior, and (3) the failure envelope depicted in M-V plane may be used to evaluate the stability of structure with any ground fabric conditions. In this paper, mechanism of bearing capacity was also discussed based on the lateral deformation behavior.