

隣接基礎による砂地盤の変形と支持力

Deformation behaviour and bearing capacity of sand under two adjacent foundations

スレン ソッキアン*・上野 勝利**・望月 秋利***・岩本 有樹**** 今村 眞一郎†

Sokkheang SRENG, Katsutoshi UENO, Akitoshi MOCHIZUKI, Yuuki IWAMOTO and Shinichiro IMAMURA

*学生会員 工修 徳島大学大学院 工学研究科マクロ制御工学専攻 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

**正会員 工博 徳島大学講師 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

***正会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

****非会員 徳島大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

†正会員 西松建設(株) 技術研究所 (〒242-8520 神奈川県大和市下鶴間 2570-4)

Deformation of sand due to both single and adjacent surface foundations was observed by means of a newly developed method of image analysis to measure displacement field in model soil. Development of deformed area and propagation of slip lines were illustrated and effectiveness of two adjacent foundations were discussed. The results showed that an additive 50% of ultimate bearing capacity is available if spacing of two adjacent foundations equals the width of each foundation. Otherwise the effect begins to vanish when the spacing exceeds 2.5 times of the width of each foundation, and works as if two individual foundations when the spacing exceeds four times of the foundation width.

Key Words : measurement, model test, failure, image analysis, deformation, adjacent foundation, bearing capacity

1. はじめに

適切な基礎間隔で配置された隣接する 2 つの基礎は同じ底面積の単独基礎に比べ、高い極限支持力を与えることが古くから知られていた¹⁾²⁾。しかしながらこれまでは、施工にかかる人件費が高いため積極的に利用されることは少なかった。

一方、山岳地など建設資材の輸送が困難な地域や、経済の復興途上にある地域では、基礎構造物の施工に要する人件費に比べ、鋼材やセメントなどの建設資材の調達コストが基礎構造物の建設費に大きなウェイトを占める可能性がある。また、先進国にあっても、骨材資源の確保や、セメント焼成や資材輸送に必要なエネルギーコストの削減と二酸化炭素の排出抑制の観点から、基礎構造物の容積は小さい方が好ましい。そのため、隣接基礎にも経済的な魅力が生まれて来た。

隣接基礎の極限支持力については、Myslivec and Kysela (1978)³⁾が、広範な模型実験に基づく計算式を提案しており、Graham *et al.* (1984)⁴⁾は枕木などの連続的な隣接基礎に対してすべり線法による解を提案している。しかしながら地盤の変形観察に基づいた隣接基礎の支持力発現メカニズムについては、十分な検証が行われてはいないようである。そこで著者らは、単独基礎ならびに基礎間隔を変化させた隣接基礎の重力場載荷試験を行い、サブピクセル精度をもつパターンマッチングによる模型地盤の変位場計測手法(CCIP 法)⁵⁾⁶⁾を用いて、地盤内の変形・破壊メカニズムについて観

察を行った。用いた変位場計測手法は著者らが独自に開発したもので、模型地盤内に計測のための標点を設置する必要がなく、画素の影響を受けずに任意の点に対して 20%程度以内のひずみならば、0.2 画素以下の誤差で、変位の計測が可能な手法である。

本論文では単独基礎の一例について、すべり線内のせん断ひずみならびに体積ひずみの変化と基礎の沈下量の関係を示し、支持力発現に寄与する土塊の寸法を決定する。そして極限支持力ならびに変形域の面積と隣接基礎の基礎間隔との関係を明らかにする。

2. 画像解析手法と精度の検証

2.1 画像解析手法

手法の詳細は文献⁵⁾⁶⁾に詳しいので、簡単に手法の原理を説明する。まず変形前、後の 2 つの画像から、それぞれ (X_o, Y_o) , (X'_d, Y'_d) を中心とする大きさ $(2n+1)$ 画素 $\times$ $(2n+1)$ 画素の小画像(テンプレートと呼ぶ)を切り出す。それを一次元のベクトルデータ V_1, V_2 に変換し、両者の相互相関係数 (R_{12}) を式 (1) により求める。

$$R_{12} = \frac{\sum_{i=1}^{(2n+1)^2} v_{1i} \cdot v_{2i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{(2n+1)^2} v_{1i}^2 \cdot \sum_{i=1}^{(2n+1)^2} v_{2i}^2}} \quad (1)$$

ここで v_{1i}, v_{2i} は、ベクトル V_1, V_2 の i 番目要素である。変形後の画像より取り出したテンプレートの中心座標 (X'_d, Y'_d) を移動させ、 R_{12} の最大点を探索し、変形前の画像座標 (X_o, Y_o) に対応する変形後の画像座標

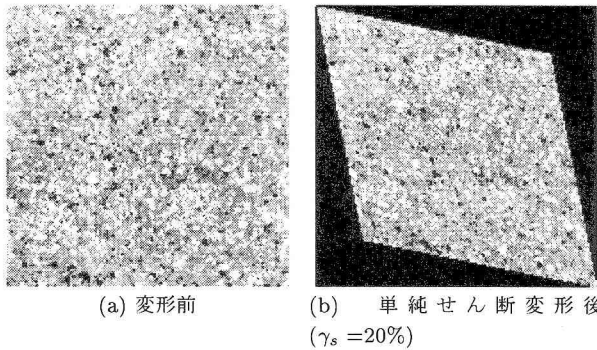


図-1 検証に用いた画像

(X_d, Y_d) を決定する。この際、勾配法を応用した最適値探索の手法を用いることにより、後述の様に变形した画像に対して 0.2 ピクセルの高精度を実現した。なお、画像のひずみ補正と実座標への変換には、FEM のアイソパラメトリック要素の手法を応用した (この手法を CCIP 法と名付けた)。

2.2 マッチングの精度の検証

マッチングの精度を確認するために、4 号珪砂を撮影した 1 画素がおよそ 0.1mm に対応する、500×500 画素の正方形画像を用いて検証を行った。検証に用いた初期画像を図-1(a) に示す。この画像を平行移動、あるいは変形を与え、 $m = 81$ 箇所の变形後の画像座標 (X, Y) を求めた。図-1(b) に 20% の単純せん断ひずみを与えた後の画像を例示する。次に与えた変形量から求まる画像座標 (X_0, Y_0) との間の標準偏差を元に、式 (2) より計測誤差 e を求めた。

$$\begin{cases} \sigma_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{m=81} \{(X_i - X_{0i})^2\} / m} \\ \sigma_y = \sqrt{\sum_{i=1}^{m=81} \{(Y_i - Y_{0i})^2\} / m} \\ e = (\sigma_x + \sigma_y) / 2 \end{cases} \quad (2)$$

図-2(a) は変形を与えずに x, y 方向に 0.05 画素ずつ平行移動させた画像に対する、マッチングの精度検証結果を示したものである。テンプレート寸法が大きくなるほど、誤差が小さくなる傾向がある。またテンプレート寸法が 21×21 画素以上であれば、0.05 画素前後の誤差で、精度良くマッチングが可能であることを見出した。

次に地盤変形時の挙動を模擬して、等方圧縮・膨張や単純せん断、単純せん断変形を与えた画像を作成し、マッチング精度の検証を行った。テンプレート寸法を 21×21 画素とした際の結果を図-2(b) に示す。ひずみが 25% 程度を越えると誤差が増加する傾向が見られるものの、それ以下では変形に対し、誤差は 0.2 画素程度 (約 0.02mm) に収まり、本手法は十分な解析精度を持つ、と判断できた。

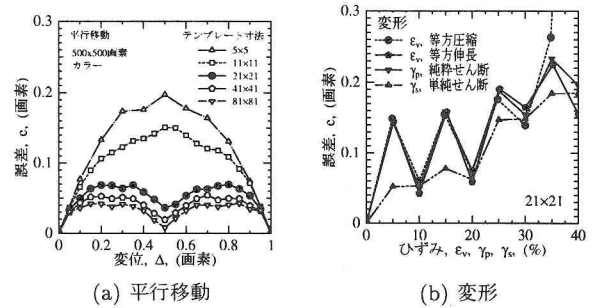


図-2 マッチングの精度の検証結果

2.3 全体の精度の検証

次に写真撮影や座標変換も含めた誤差を検証するために、実際に撮影した写真を用いて検証を行った。リニアモーションベアリングの上に設置した幅 300mm 高さ 100mm の土槽に、4 号珪砂を詰め、水平変位を与えた。デジタルカメラを被写体から 1m の位置に設置し 0.1mm 毎に写真撮影を行った。画像の解像度は 0.143mm/画素であった。得られた画像を用いて、297 箇所 (横 33×縦 9 箇所) について、変位の計測を行い、与えた変位 d_0 と画像解析から得られた変位 d_m を比較することにより、誤差 $d_0 - d_m$ を求めた。その結果得られた誤差の平均値と標準偏差を図-3 に示す。図中の変位と誤差の値は mm 単位と画素単位の両方で示している。計測を行った変位は 0.1mm 刻みであり、画像の解像度である 0.143mm/画素よりも小さい。それにもかかわらず、写真撮影のタイミングのずれなどにより若干ばらついているものの、平均値で ±0.01mm 前後の誤差に収まっており、サブピクセル精度を実現していることが分かる。また標準偏差は高々 0.07 画素程度であり、図-2(a) と同程度の精度を確保している。このことから、変形した対象物についても、写真撮影を含めた計測精度は図-2(b) と同程度の精度 (0.2 画素程度) を確保していると期待できる。

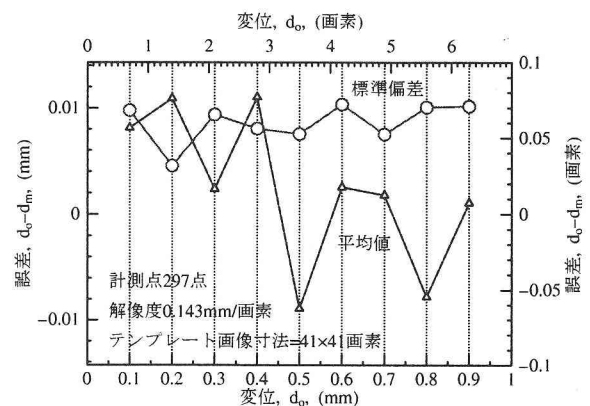


図-3 計測による精度検証

3. 支持力実験

3.1 模型地盤作成

模型地盤は、乾燥豊浦標準砂 ($\rho_s=2.637\text{g/cm}^3$) を用いた。模型地盤の作成には空中落下法を用い、目標の乾燥密度 ($\rho_d=1.6\text{g/cm}^3$, $Dr=85\%$) を得るためにホッパーの穴を直径 3mm, 落下高さ 90cm 以上としてポアリングを行った⁷⁾。有効拘束圧 49, 98, 196kPa の σ_m 一定・三軸圧縮試験を行い強度定数として $c=0.49(\text{kPa})$, $\phi=44.8(\text{deg.})$ を得た。地盤表面は、余分な砂を掃除機で吸い取りながら整形板を用いて整形し、幅 400×奥行き 200×高さ 300 mm の模型地盤を作成した。個々のケースの地盤の乾燥密度は、土槽底面に $\phi 20\text{mm} \times \text{H}30\text{mm}$ のモールドを 9 個設置し、測定した。

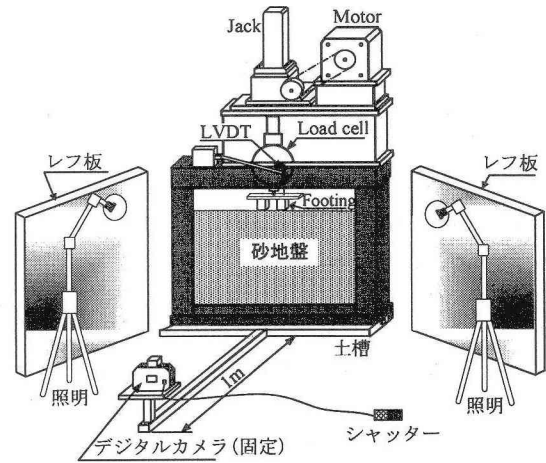


図-4 荷重実験装置

3.2 実験装置と方法

図-4 に支持力実験装置の概要を示す。支持力実験は、重力場で行い、モータージャッキを用いて 1mm/min の速度で基礎を荷重した。荷重によって生じる沈下量 (S) と荷重 (Q) を LVDT とロードセルにより測定した。

荷重に用いた基礎は図-5 に示すように単独基礎と隣接基礎の 2 種類を用いた。単独基礎として基礎幅 (B_0) が 20mm と 40mm の 2 ケース、隣接基礎として基礎幅 20mm のフーチング 2 つを、基礎間隔 (d) として 10, 20, 50, 80 mm 離して配置した 4 ケースの計 6 ケースの実験を行った。

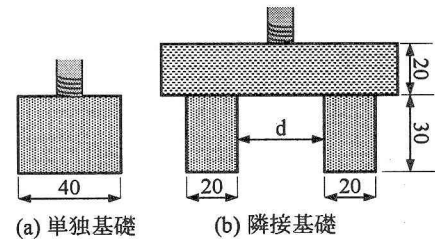


図-5 荷重実験に用いた基礎

実験中の模型地盤の変形挙動を撮影するために、土槽正面にデジタルカメラ (MINOLTA, DIMAGE7, 524 万画素) を配置し、沈下量 $S=0.5\text{mm}$ 毎に写真を撮影した。解析に用いた画像の一例を図-6 に示す。画像上の座標と実物の座標を関連付けるため、土槽のガラス面には内側から固定点用のマーカを張り付けた。またマッチングを容易にするために、ガラス面近傍にはマジックインクの補充液で着色した砂を散布した。解析に用いた画像の大きさは $2560 \times 1920 = 490$ 万画素で、画像の解像度はおよそ 0.19mm/画素 に相当する。そのうち約 236 万画素の範囲について、初期画像上で横 98×縦 68=5970 点の 20 画素 (3.8mm に相当) 間隔の正方格子を始点として画像解析を行ない、沈下量 $S=10\text{mm}$ までの 0.5mm 毎に模型地盤内の変位場を測定した。

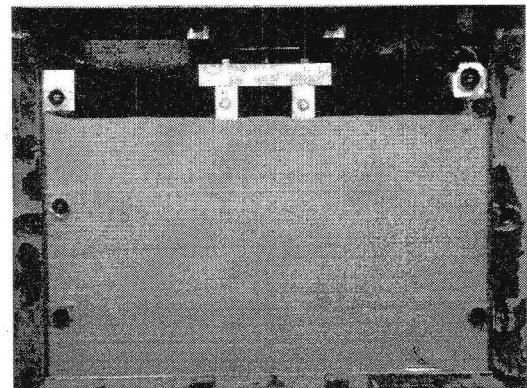


図-6 隣接基礎 $d=50\text{mm}$, $B_0=20\text{mm}$, ピーク時 ($S=2.5\text{mm}$)

4. 実験結果

図-7 は単独基礎 ($B_0=20\text{mm}$, 40mm) 及び基礎幅 $B_0=20\text{mm}$ の 2 つの基礎からなる隣接基礎の支持力実験から得られた荷重-沈下関係を示している。すべてのケースで沈下量 $S=1.5 \sim 3\text{mm}$ の時に極限支持力を示し、その後軟化過程が現れた。

図-8 は、図-7 より得られた極限支持力 (q_u) と、隣接基礎の基礎間隔 (d) を基礎幅 (B_0) によって正規化し

た正規化基礎間隔 (d/B_0) の関係を、単独基礎の極限支持力とともに示したものである。 $d/B_0=0$ のケースは基礎幅 40mm の単独基礎のケースを示している。隣接基礎の正規化基礎間隔が $d/B_0 = 1.0$ のケースでは、極限支持力は最大値を示し基礎幅 40mm の単独基礎の 1.5 倍となり、Myslivec and Kysela(1978)³⁾ と Graham et al.(1984)⁴⁾ の結果と一致した。その後正規化基礎間隔が大きくなるにつれ極限支持力が低下し、 $d/B_0 = 2.0$ となると基礎幅 40mm の単独基礎と同程度の値を示し、

$d/B_0=4$ のケースでは極限支持力は基礎幅 $B_0=20\text{mm}$ の単独基礎の 1.3 倍程度まで低下した。

極限支持力に関して単独基礎と隣接基礎を同じ基礎面積同士で比較すれば、 $d/B_0 \leq 2.0$ のケースでは隣接基礎による支持力増加の効果が期待できる。一方 $d/B_0 \geq 2.5$ では、同じ基礎面積を持つ $B_0=40\text{mm}$ の単独基礎よりも隣接基礎の極限支持力は低くなり、基礎間隔が増加するにつれて支持力増加効果は徐々に消失する。正規化基礎間隔が $d/B_0=4.0$ のケースでは極限支持力は基礎幅 $B_0=20\text{mm}$ の単独基礎の 1.3 倍の値を示した。しかし土槽側壁の影響を考慮すれば、積極的に隣接基礎の効果があると言い難く、このケースは単独基礎とみなすのが工学的に妥当である。

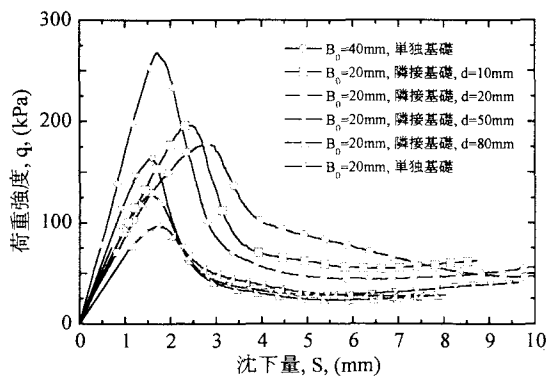


図-7 荷重-沈下量関係

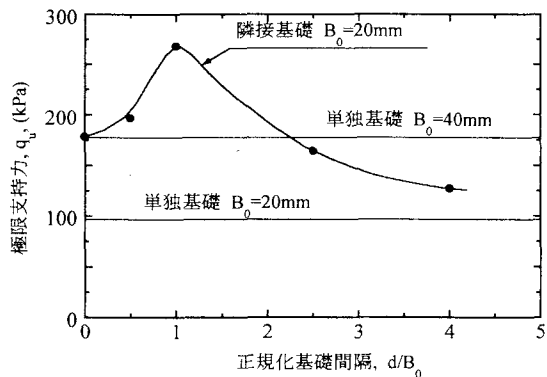


図-8 極限支持力-正規化基礎間隔の関係

5. 画像解析による変形計測結果

5.1 単独基礎による地盤の変形

(1) $B_0=20\text{mm}$ のケース

基礎幅 $B_0=20\text{mm}$ の単独基礎の載荷試験の変形計測結果を示す。図-9 は基礎幅 $B_0=20\text{mm}$ を用いた支持力実験より得られた荷重-沈下量関係を示したもので

ある。図中の矢印と数字は、デジタルカメラを用いて画像解析のための写真撮影を行った段階を示している。

カラーで示す画像解析の結果は稿末にまとめて示し、図の番号に C を付ける。図-C1(a-c) はそれぞれ、沈下量 $S=1.0, 2.0, 4.0\text{mm}$ の時の、載荷前を初期状態とした地盤内各点の変位ベクトルと、体積ひずみ分布を示している。なお変位ベクトルは 10 倍に拡大している。図-C1(a) に示すピーク前の段階では、沈下量が

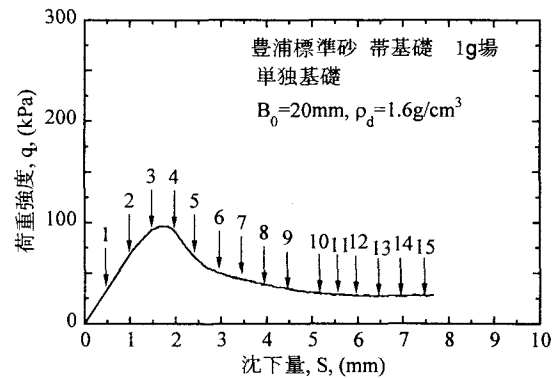


図-9 荷重-沈下量関係 ($B_0=20\text{mm}$)

0.5mm 程度となると、まず始めに基礎直下の地盤内には圧力球根のような、縦長の楕円型の領域に変形が生じ、圧縮領域が形成された。そして更に沈下量が増加し 1mm 程度となると、基礎直下の土塊がほぼ真下に変位した。そして基礎両端から変形の集中した領域(すべり線)がほぼ垂直に発生し、パンチング型の破壊形態を示した。パンチング型のすべり線では膨張側の体積ひずみが発生した。基礎近傍の地表面付近の地盤は、斜め上方向に変位しており、受働域の形成が始まった。

図-C1(b) に示すピーク時の段階では、当初発生した圧力球根の様な縦長の楕円型の領域での変形がやや増加するものの、その領域はほぼ固定された。体積膨張を示したパンチング型のすべり線はほぼ発達が完了し、代わって主働くさびの形成が始まるとともに、体積ひずみが生じる領域が放射せん断域から受働域に至り、すべり土塊が形成されたことがわかる。

図-C1(c) に示すピーク後の軟化過程では、基礎の右側の土塊にすべりが生じ、主働くさびの端から明確なすべり線が地表面まで発生した。

図-C1(c) 中に矢印によって示すパンチング型のすべり線内の A 点と、最終的にすべり土塊を形成したすべり線内の B 点について、基礎の沈下に伴う体積ひずみと最大せん断ひずみの変化を検討した。図-10 と図-11 はそれぞれ、A 点と B 点でのひずみの値と沈下量の関係を示したものである。なお、体積ひずみは圧縮を正として作図した。

パンチング型のすべり線内の A 点では、最大せん断ひずみと体積ひずみの両者が初期段階からピーク前後

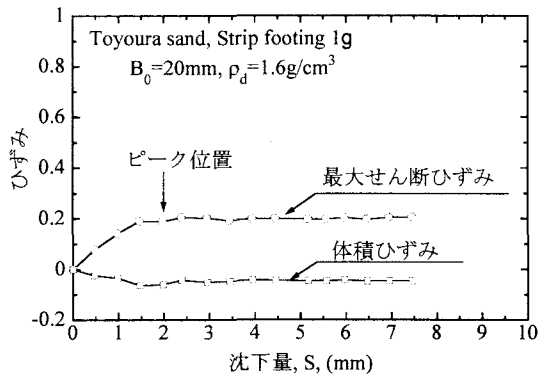


図-10 パンチング領域の A 点でのひずみ-沈下量関係 ($B_0=20\text{mm}$)

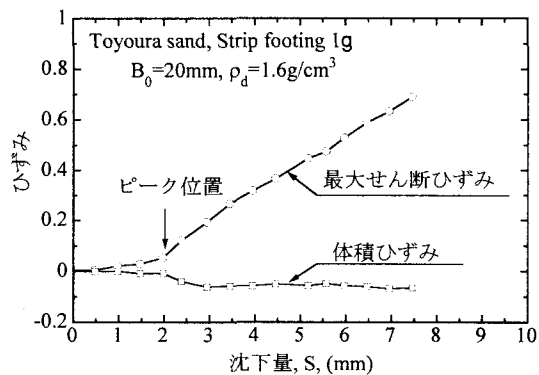


図-11 すべり土塊を形成するすべり線上 B 点のひずみ-沈下量関係 ($B_0=20\text{mm}$)

となる沈下量 $S=1.5\sim 2.0\text{mm}$ の段階まで増加した。その後最大せん断ひずみと体積ひずみの両者はほぼ一定となった。これはピーク後には変形が基礎の右側のすべり土塊に集中し、他の部分ではほとんど変形が生じなかったことに対応している。

すべり土塊を形成したすべり線内の B 点では、A 点とは対称的に、 $S=2.0\text{mm}$ のピーク時まで、最大せん断ひずみも体積ひずみも A 点に比べ増加が少なかった。その反面ピーク時の沈下量を越えると同時に最大せん断ひずみは急激に増加し始め、その後ほぼ直線的に増加した。したがってすべり土塊を形成するすべり線は、主に極限支持力発現後に発達したことがわかる。一方、体積ひずみはピーク時沈下量の 2.0mm から、せん断ひずみが 0.2 程度となる $S=3.0\text{mm}$ 付近まで急激に減少し、すべり線は体積膨張を示したことがわかる。そして $S=3.0\text{mm}$ 以降はほぼ一定となった。すべり線内の体積膨張が荷重-沈下曲線のピーク時以降に生じていることから、B 点の土要素ではそのせん断強度がピーク時にはまだ完全に動員されていなかったと考えられる。そして $S=3.0\text{mm}$ の段階でせん断ひずみは増加し

ているにもかかわらず体積ひずみはほぼ一定となった。このことは B 点の土要素の応力-ひずみ-ダイレタンシー挙動が軟化過程を経て残留状態に至ったことを意味していると考えられる。この段階の荷重-沈下曲線も軟化過程にあることから、すべり土塊を形成するすべり線内の軟化とともに、荷重-沈下曲線も軟化したことが分かる。

(2) $B_0=40\text{mm}$ のケース

図-C2(a-c) は、図-12 に示す荷重-沈下曲線におけるピーク前 (矢印 3 番)、ピーク時 (矢印 6 番) 及びピーク後 (矢印 11 番) について、画像解析結果より得られた各段階の変位ベクトルの絶対値による変位分布および最大せん断ひずみ分布を示したものである。

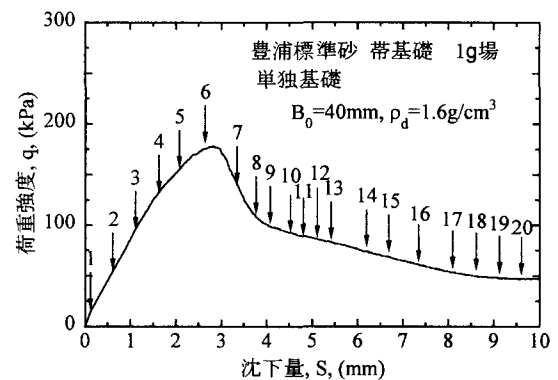


図-12 荷重-沈下量関係 ($B_0=40\text{mm}$)

図-C2(a) のピーク前では基礎底面を弦とする楕円状の領域に変形が発生した。せん断ひずみに着目すれば、基礎両端直下から鉛直方向に最大せん断ひずみの卓越した領域があり、パンチング型のすべり線が形成された。

図-C2(b) のピーク時では楕円状の領域の変形は終息し、代わって受働域の変形が卓越した。また主働くさびが顕著になった。主働くさびと基礎底面のなす角は、およそ 66° であり、 $45^\circ + \phi/2 = 67.4^\circ$ に近い。すべり線が基礎直下の主働くさびから受働域を抜け地表面まで達し、ほぼ左右対称なすべり土塊が形成された。

図-C2(c) のピーク後には右側のすべり土塊の変位が卓越した。また主働くさびと基礎底面のなす角はピーク時と比較して小さくなり、内部摩擦角よりやや大きい程度となった。

5.2 隣接基礎による地盤の変形

隣接基礎の基礎間隔の変化による地盤内の変形領域の面積の変化を検討するために、画像解析結果より各ケースの変形域の面積を求め、その値の比較検討を行った。

(1) $d=20\text{mm}$ のケース

基礎間隔 $d=20\text{mm}$ のケースの荷重-沈下曲線を、図-13 に示す。図中の矢印番号 2, 4, 12 番の点で測定した模型地盤の変位分布と最大せん断ひずみ分布をそれぞれ、図-C3(a-c) に示す。

ピーク前の変形を示した図-C3(a) では、2つの小基礎とその間の砂が一体となって変形しており、基礎幅 $B_0=40\text{mm}$ の単独基礎の場合と同じ様に、基礎の直下の楕円状の領域に変形が発生している。そして隣接基礎の外側端部からほぼ真下に向かってパンチング型のすべり線が発達しており、2つの小基礎があたかも一つの基礎のように働いていたことがわかる。

ピーク時の変形を示した図-C3(b) では、それぞれの小基礎の直下に下外側に向かった主働くさびが形成され、隣接基礎の中間部真下の地盤の変形は他の部分に比べ小さくなった。基礎直下の楕円状に変形する部分は図-C3(a) に比べさらに発達した。

ピーク後の変形を示した図-C3(c) では、それぞれの小基礎から外側に向かってほぼ対称なすべり土塊が形成された。そして隣接基礎全体が Hill(1950)⁸⁾ の提案した滑な底面をもつ基礎の破壊形態に類似していた。

$d=20\text{mm}$ のケースでは2つの小基礎の間の砂も基礎と一緒に下方へ変位することによって、基礎幅を割増しする効果が生じ、 $B_0=40\text{mm}$ の単独基礎に比べ極限支持力が増加したと考えられる。

(2) $d=80\text{mm}$ のケース

基礎間隔 $d=80\text{mm}$ のケースの荷重-沈下曲線を、図-14 に示す。図中の矢印番号 3, 5, 11 番の点で測定した模型地盤の変位分布と最大せん断ひずみ分布をそれぞれ、図-C4(a-c) に示す。

ピーク時までの変形を示した図-C4(a, b) では、地盤内の変位が 0.4mm の領域は孤立しており、2つの小基礎は幅 $B_0=20\text{mm}$ のそれぞれ独立した基礎として働いていた。ピーク後の変形を示した図-C4(c) では、外側に比べ小さく抑圧されているものの、2つの基礎の間に地表面まで達するすべり線が発生しており、隣接によって支持力が増加する効果は顕著でなかった。

(3) 変形域の面積

Terzaghi の支持力理論⁹⁾に見られるように、基礎の極限支持力は変形する土塊の自重に大きく依存すると考えられる。そこで、ある値以上の変位が生じた範囲の面積（変形域の面積）と沈下量 (S) の関係を整理した。図-15 は $B_0 = 40\text{mm}$ の単独基礎について測定した $0.2\text{mm} \sim 0.5\text{mm}$ の変位が生じる範囲の面積と沈下量の関係を示している。図中の矢印は荷重-沈下関係のピークに対応する点を示している。変位量 $0.2 \sim 0.5\text{mm}$ の範囲では、変位の値が小さいほど変形域の面積が大きくなるものの、いずれもピーク位置付近まで、沈下量の増加に伴ってほぼ一定の割合で増加し、ピーク後に一定の値となった。図示はしないが、他のケースで

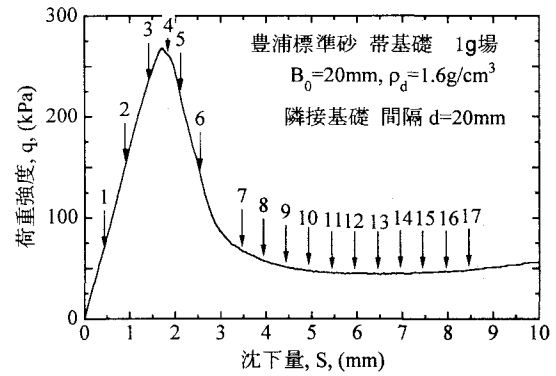


図-13 荷重-沈下量関係 (隣接基礎: $d=20\text{mm}$)

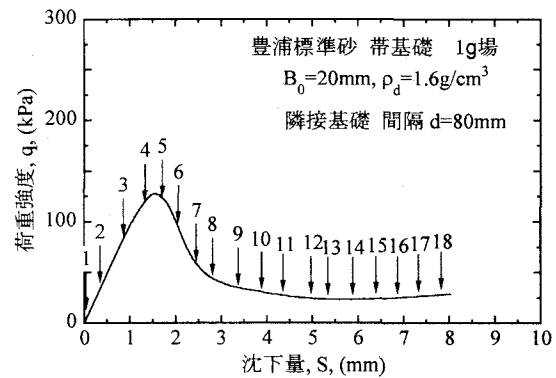


図-14 荷重-沈下量関係 ($B_0=20\text{mm}, d=80\text{mm}$)

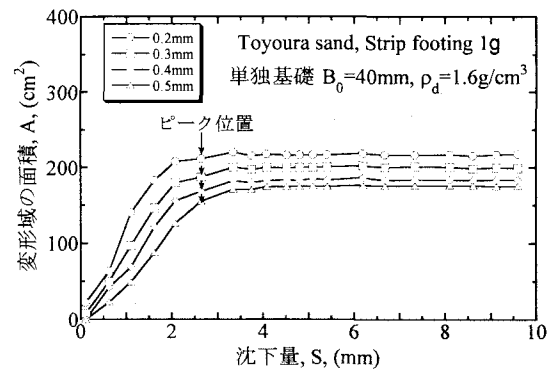


図-15 変形域の面積-沈下量関係 (単独基礎 $B_0=40\text{mm}$)

もほぼ同じ傾向を示した。以降、本論文では 0.4mm 以上の変位を生じる範囲を変形域とみなすこととする。

図-16 はそれぞれのケースについて、変形域の面積の沈下量 (S) に対する変化を示している。なお、図中の黒塗りのマークは、荷重-沈下曲線のピーク点を表している。いずれのケースでも図-15 と同様に、変形域の面積はピーク点まで単調に増加し、その後ほぼ一定になった。

今回の模型実験では、いずれのケースでも荷重-沈下曲線はピーク後に急激に軟化しており、明瞭な全般せん断破壊を呈した。更に図-10と図-11に示したように、ピーク後の変形はすべり土塊を形成するすべり線に集中した。そのため、図-16に示すピーク後に一定となった変形域の面積は、極限支持力発現に寄与する土塊の寸法と関連があると考えられる。そこで図-16から、面積が一定となった沈下量 $S=5\text{mm}$ における変形域の面積が、正規化基礎間隔 (d/B_0) によってどのように変化するかを図-17に整理した。

図-17から分かるように、変形域の面積は正規化基礎間隔 (d/B_0) が 1.0 の時に最大値を示し、基礎幅 $B_0=40\text{mm}$ の単独基礎の 1.3 倍となり、その後 d/B_0 が大きくなるほど小さくなった。そして、 $d/B_0=2.0$ のときの変形域の面積は基礎幅 $B_0=40\text{mm}$ の単独基礎と同程度となり、 $d/B_0=2.5$ では $B_0=20\text{mm}$ の単独基礎の 2 倍であり、基礎 1 つあたりの変形域の面積は、基礎幅 $B_0=20\text{mm}$ の単独基礎と同程度となった。更に d/B_0 が大きくなると、変形域の面積は 2 つの隣接基礎を合わせても $B_0=20\text{mm}$ の単独基礎の変形域の 1.3 程度となった。

$d/B_0 \leq 2$ の範囲では、変形域の面積は $B_0=40\text{mm}$ の単独基礎より大きくなる。これは 2 つの隣接基礎が、互いに相手の受働域の土塊に対し、上載荷重として働くために基礎間の砂にすべり破壊が生じず、2 つの基礎と砂があたかも 1 つの基礎のように挙動するためと考えられる。その結果、変形域の面積は、 $B_0=40\text{mm}$ の単独基礎よりも大きくなり、隣接基礎による支持力増加の効果が生じると考えられる。一方 $d/B_0=4$ の時には、隣接基礎の間の土塊が重複するため、変形域の面積は $B_0=20\text{mm}$ の単独基礎の 2 倍とはならず、隣接による支持力増加の効果が顕著でなくなったことに対応している。

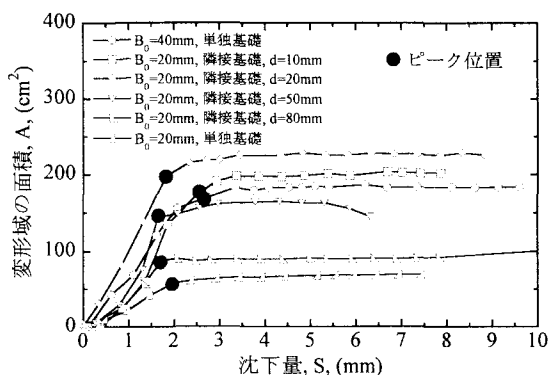


図-16 変形域の面積-沈下量関係 (全ケース)

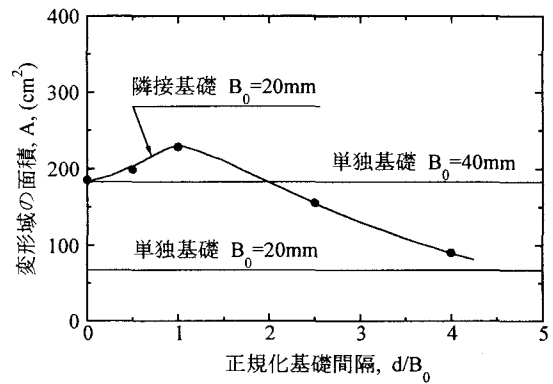


図-17 変形域の面積-正規化基礎間隔関係

6. おわりに

隣接基礎の効果と地盤の変形メカニズムを検討するために重力場で単独基礎および隣接基礎支持力実験を行い、著者らが開発した画像解析手法を用いて地盤内の変形を計測し、極限支持力ならびに変形の計測値を基に検討した。本論文の結論は次の通りである。

1. 単独基礎及び隣接基礎の載荷実験を行い、画像解析による地盤内の変形を精度よく計測できた。特に従来測定が困難であった体積ひずみを精度よく測定することができた。載荷実験による地盤内の膨張・収縮を把握することができた。また、パンチング領域、すべり線上などのひずみの測定に成功した。そして、パンチング領域での最大せん断ひずみ及び体積ひずみは荷重-沈下曲線のピーク時まで増加し、その後一定となった。これは、ピーク後での地盤は破壊状態にあるため、すべり土塊はすべり線上でのみ運動し、パンチング領域では変形が生じなかったことを示している。一方、すべり線上での最大せん断ひずみの値はピーク後も増加するが、体積ひずみは一定となった。これは、すべり線で軟化が生じたことを意味している。
2. 隣接基礎の極限支持力は基礎間隔が基礎幅の 1.0 倍のとき最大となり、二つの基礎を合わせた幅と同じ幅を持つ単独基礎のおよそ 1.5 倍であった。しかし、基礎間隔が基礎幅の 4 倍のときの極限支持力は、隣接基礎の片方の幅と同じ単独基礎と比べて同程度の値となった。これは、隣接基礎による地盤の変形と支持力への効果がなくなったことを意味している。
3. 隣接基礎の地盤内の変形領域は荷重-沈下曲線のピーク時まで面積が増加したが、その後一定となった。これは、ピーク後の地盤内の変形領域は変化しないことを意味している。

また、隣接基礎の間隔は基礎幅の 1.0 倍ときの変形域の面積は単独基礎のおよそ 1.3 倍であった。ま

た、隣接基礎の間隔は基礎幅の4倍以上に増加すると、地盤内に発生した変形の領域は小さくなり、単独基礎と同程度の値となった。この結果は極限支持力と基礎間隔の関係と同様の傾向を示した。

謝辞： 本研究を実行するにあたり株式会社西松建設より受託研究の援助を受けた。また、株式会社西松建設技術研究所萩原 敏行氏には研究上の便宜を図っていただいた。また、本学卒業生の松村 聡志君には卒業研究として実験の実施に協力を頂いた。博士前期課程の竹森 佳代君にはデータ整理に協力頂いた。ここに、記して謝意を表す。

参考文献

- 1) J. G. Stuart: Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand, *Géotechnique* 12, No. 1, pp.15-20, 1962
- 2) A. S. Vesić: Analysis of ultimate loads of shallow foundations, *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 99, pp. 45-73, 1973
- 3) A. Myslivec and Z. Kysela: 2.4 Influence of adjacent foundations, *The Bearing Capacity of Building Foundations*, pp. 93-115, Elsevier, 1978
- 4) J. Graham, G. P. Raymond and A. Suppiah: Bearing capacity of three closely-spaced footings on sand, *Géotechnique* 34, No. 2, pp.173-182, 1984
- 5) 上野 勝利, 高島 伸哉, 望月 秋利, 馬 陰峰:画像解析による簡便な砂の変位場計測法, 土木学会論文集, No.666/III-53, pp. 339-344, 2000
- 6) 上野 勝利, 李 元海, Sreng Sokkheang, 貞野 哲也, 萩原 敏行: サブピクセル精度をもつ相互相関法の2次元模型実験への適用, 日本実験力学学会講演論文集, No.2, pp. 256-261, 2002
- 7) K. Ueno: Method for preparation of sand samples, *Proc. of the Int. Conf. Centrifuge 98*, pp. 1047-1055, 1998
- 8) R. Hill: 5. Indentation and the theory of hardness tests, *The Mathematical Theory of Plasticity*, p. 254, Oxford University Press, 1950
- 9) Karl Terzaghi, Ralph B. Peck: ART. 33 Bearing capacity of shallow footings, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Second Edition, pp.217-224, WIE, 1948
- 10) R. Phillips, D. j. Walter, K. M. Kosar: Physical modelling of foundations for Confederation Bridge, Canada, *Proc. of the Int. Conf. Centrifuge 98*, pp. 447-458, 1998
- 11) 熊 潔, 望月 秋利, 馬 陰峰: 二重負荷型双曲線モデルと砂地盤上の帯基礎の支持力特性, 土木学会論文集, No.708/III-59, pp. 107-116, 2002

(2004 年 4 月 16 日 受付)

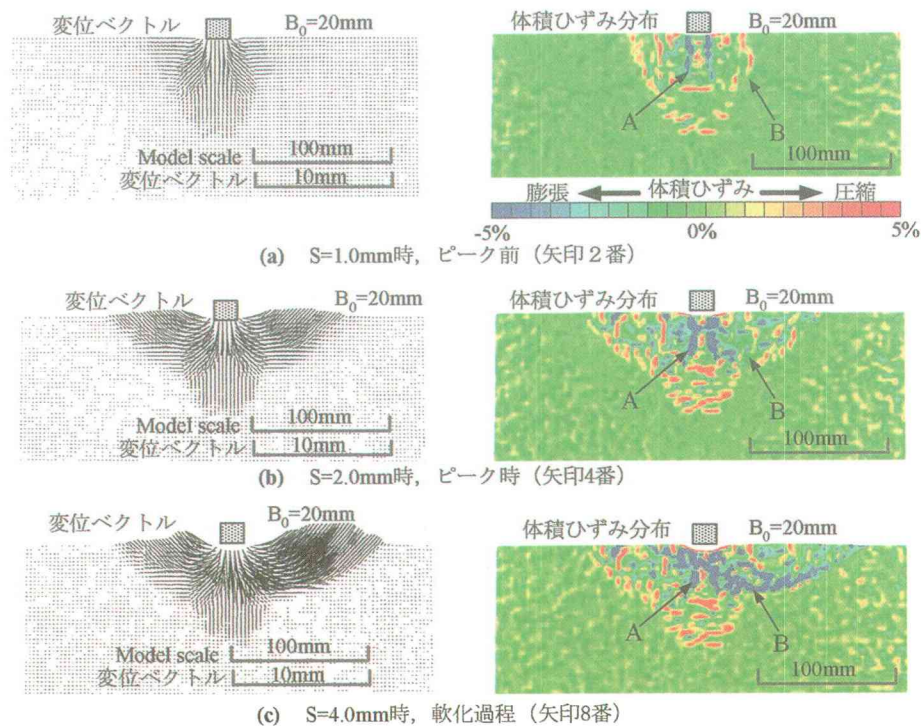


図-C1 画像解析結果, 基礎幅 $B_0=20\text{mm}$ (単独基礎)

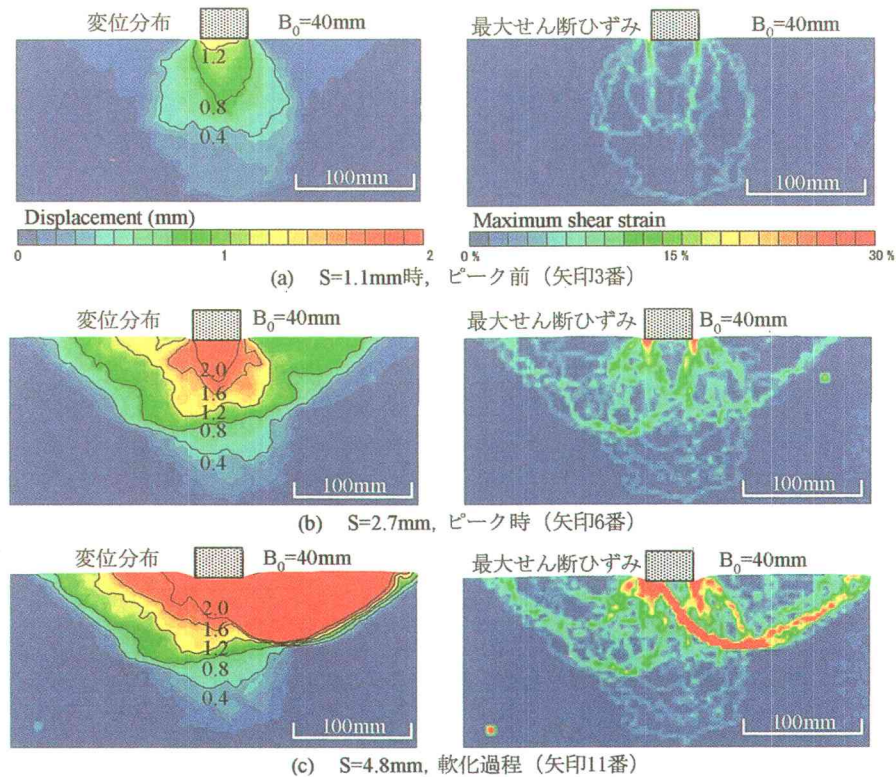


図-C2 単独基礎, 基礎幅 $B_0=40\text{mm}$ の場合

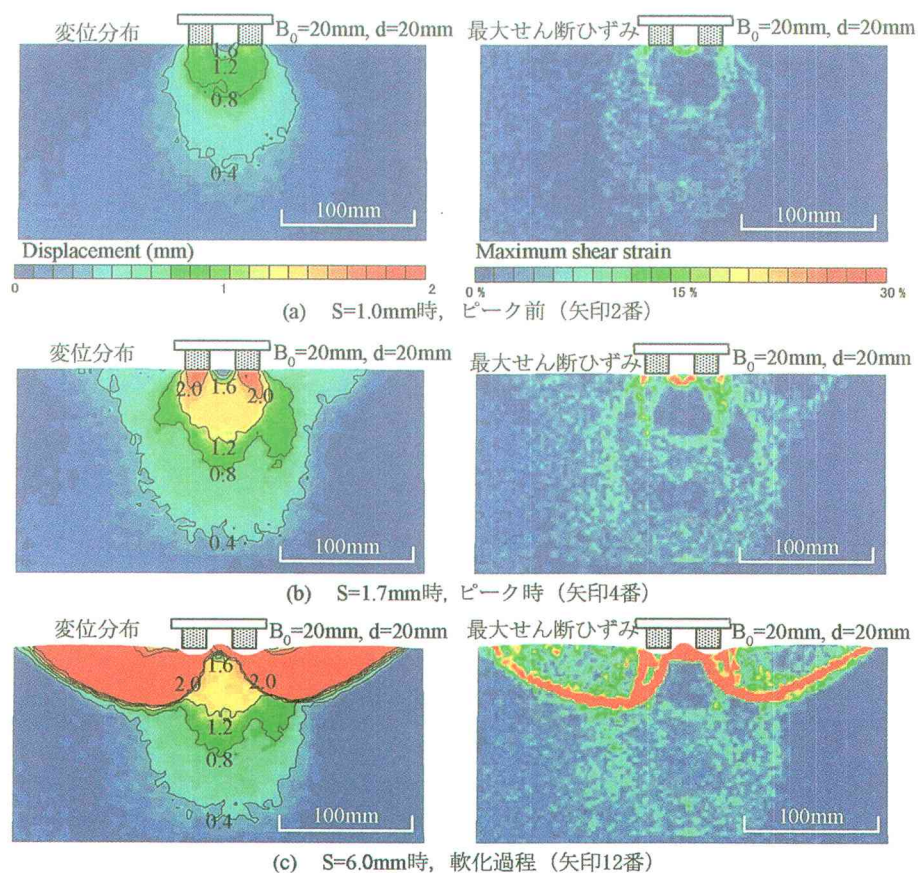


図-C3 隣接基礎：基礎間隔 $d=20\text{mm}$

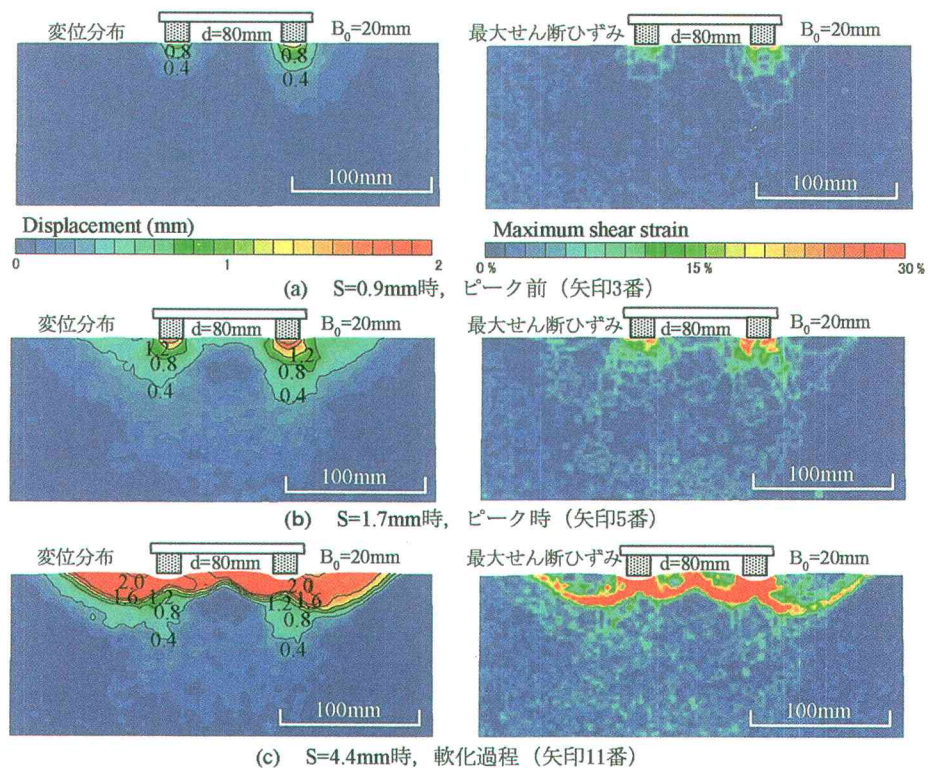


図-C4 隣接基礎，幅 $B_0=20\text{mm}$ ，基礎間隔 $d=80\text{mm}$ の場合