

## 軟岩に支持される直接基礎の地震時変位量の評価

Seismic displacement of spread foundations on soft rock beds

岡村 未対\*, 松尾 修\*\*, 田村 敬一\*\*\*  
Okamura Mitsu, Matsuo Osamu, Keiichi Tamura

\*工博, 主任研究員, (独)土木研究所耐震研究グループ(〒305-8516 つくば市南原 1-6)

\*\*工修, 地震災害研究官, 国土技術政策総合研究所(〒305-0804 つくば市旭 1)

\*\*\*工博, 上席研究員, (独)土木研究所耐震研究グループ(〒305-8516 つくば市南原 1-6)

Foundations supporting main towers of long-span bridges and anchorages have often been constructed on soft sedimentary rock beds. Seismic displacements are key aspects in designing foundations of long-span bridges. This paper describes applicability of analytical methods for displacement prediction, in which degraded stiffness of foundation rock due to the action of earthquake motions is incorporated. Centrifuge tests were conducted to provide the basis for verifying the methods. It was found that, for the foundation with the static safety factor for the bearing capacity failure mode of five, the foundation slid along the base without generating any bearing capacity failure in the rock. The displacement prediction methods successfully predicted displacements of the foundations.

*Key Words: Spread foundation, displacement, soft rock, seismic response*

キーワード: 直接基礎, 変位量, 軟岩, 地震時応答

## 1. はじめに

本州四国連絡橋をはじめ, 今日までに我が国で建設された長大橋梁の主塔基礎やアンカレイジは軟岩上に建設されたものが多い。また, 現在調査が進められている海峡横断道路プロジェクトでも, 長大橋梁の基礎の多くは軟岩上に設置することが想定されている。これは軟岩が比較的地盤の浅部に存在し, かつ強度が大きく十分な支持力が期待できるためである。

長大橋梁基礎の場合は比較的小さな変位量でも上部構造に大きな影響を与えることがある。また, レベル 2 地震動のように極めて大きな地震外力を想定した場合, 根入れのない直接基礎の滑動安全率を 1 以上にするような設計は困難である。したがって, 地震時における基礎の変位量を正確に評価することが長大橋梁基礎の耐震設計における重要な課題の一つとなっている。

基礎の許容変位量は, 例えば直径が約 80m の明石海峡大橋の主塔基礎について行われた検討では, 水平変位量が数 cm, 回転角が 1/1000rad 程度であった。このように基礎の寸法に比べて小さな変位量を対象とした変位予測法としては, 地震により低下する地盤の剛性 (残留ひずみの累積による軟化) と, 動的解析や静的自重解析

とを組み合わせる手法が考えられる。これらの手法は, 地震中の地盤物性の変化を時刻歴で評価して基礎の挙動を追跡するのではなく, 地震前あるいは地震後の剛性を用いることにより, 地震中の変位量あるいは地震後の残留変位量のある程度簡便に評価しようとするものである。このうち動的解析法と組み合わせた手法は, 地震中の基礎の応答変位を求めることができるので, 地震中に変位が最大となる可能性の高い, 基礎の水平変位や回転角を求めるのに有用であり, 一方, 静的自重解析法と組み合わせた手法は, 地震後の残留値が最大値となる沈下量を予測する手法として有用と考えられる。

本研究では, まず人工軟岩上に設置した直接基礎の動的遠心模型実験を行い, 基礎の地震時挙動を調べた。続いて軟岩の繰返し載荷時の残留ひずみ累積特性を繰返し三軸試験によって調べ, 山田ら<sup>1)</sup>によって提案されたひずみ軟化理論により地盤の軟化剛性を計算した。続いてこの軟化剛性を用い, 動的解析法および静的自重解析法により実験を対象とした基礎の変位解析を行い, 実験結果と解析結果を比較検討することによってこれら変位予測手法の適用性を検討した。

## 2. 模型地盤材料

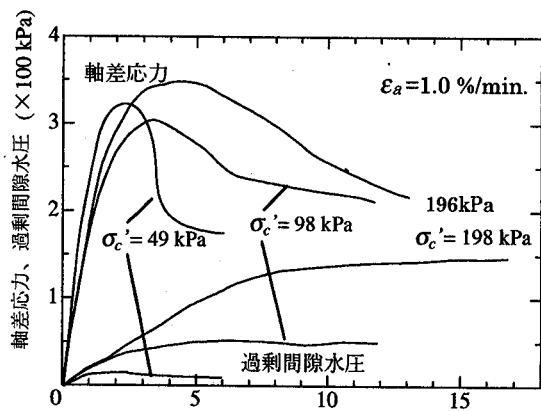


図-1 三軸試験の応力ひずみ曲線

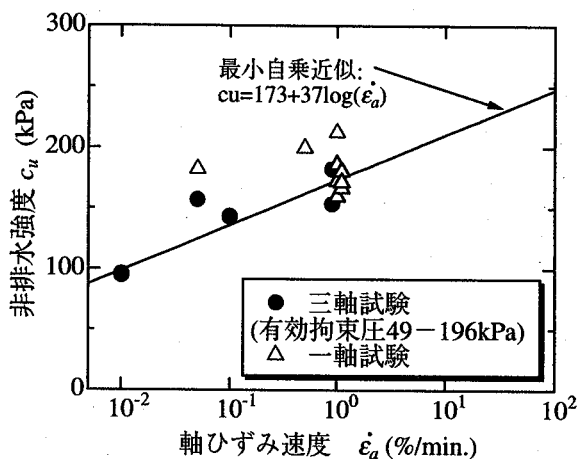


図-2 強度のひずみ速度依存性

遠心模型実験では模型地盤として人工軟岩を使用した。本節では、この人工軟岩に対して行った三軸圧縮試験、一軸圧縮試験から得られた強度特性と、繰返し三軸試験から得られた残留ひずみについて述べる。

## 2.1 強度特性

模型地盤の作成に用いた地盤材料は、水、カオリン粘土、石膏に減水剤と遅延剤を混合したものであり、これを実験容器に投入し、約 24 時間養生して模型地盤とした。材料の配合に関する詳細については文献 2) を参照されたい。図-1 は混合した地盤材料を実験容器とは別にモールド内に打設し養生して作成した供試体の三軸試験 ( $\overline{CU}$ ) の結果である。応力-ひずみ曲線はピークを示した後急激に軟化しており、既往の堆積軟岩に対する試験結果 (例えば文献 3)) と類似の傾向を示している。また、圧密圧力の異なる試験の結果を比較すると、最大軸差応力の拘束圧依存性は小さいことがわかる。図-2 は三軸試験及び一軸試験から得られた強度とせん断中の軸ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_a$  の関係である。強度は軸ひずみ速度の対数と共にほぼ直線的に増加しており、 $\dot{\epsilon}_a = 1.0\%/min$  の強度を基

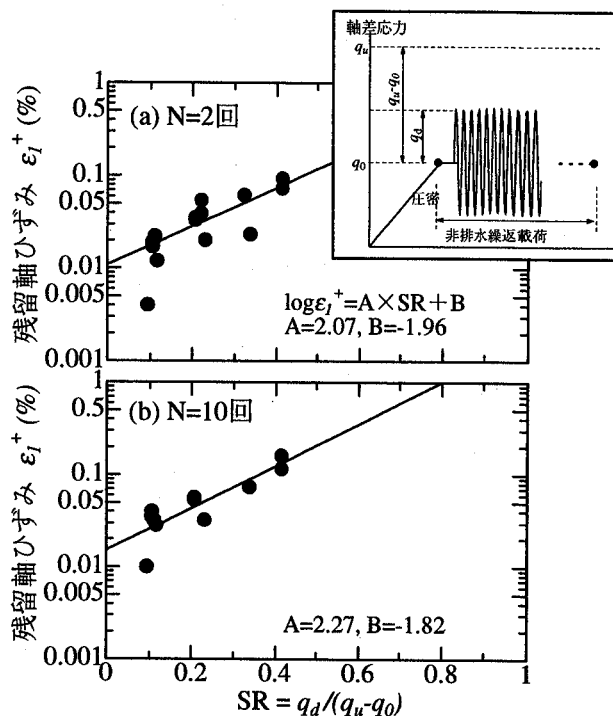


図-3 残留ひずみと SR の関係

(繰返し回数 2 回, 10 回,  $f=0.1Hz$ )

本とすると軸ひずみ速度が 10 倍となる毎に約 21% 増加している。このような強度のひずみ速度依存性は実際の軟岩にも見られる特徴である 4)。また、一軸強度と三軸強度には明確な差がないことがわかる。

## 2.2 繰返し載荷により累積する残留ひずみとそのモデル化

繰返し三軸試験では、供試体を等方あるいは異方圧密した後、非排水状態で繰返し載荷を行った。繰返し載荷では一定応力振幅の正弦波 20 波を軸荷重として与えた。供試体は完全には飽和していなかったため、繰返し試験中には供試体外側に内セルを設置し、内セルの水位変化から供試体の微小な体積変化を測定する、いわゆる二重セル方式によって供試体の体積変化を精密に計測した。また、繰返し載荷における載荷速度の影響を調べるため、載荷周波数を 0.01, 0.1 及び 1.0Hz と変えて試験を行った。

繰返し載荷によって生じた残留軸ひずみの一例として、周波数 0.1Hz の試験から得られた 2 波目と 10 波目の残留軸ひずみの対数と  $SR (= q_d / (q_u - q_0))$  の関係を図-3 に示す。ここで  $q_d$  は軸差応力振幅、 $q_u$  は載荷周波数の違いによるひずみ速度の効果を考慮した強度、 $q_0 (= \sigma_{1c}' - \sigma_{3c}')$  は初期軸差応力であり、 $SR$  は破壊応力状態への接近度を表すものである。多少のばらつきはあるものの、軸ひずみの対数は  $SR$  と共に直線的に増加することがわかる。このような直線関係は何れの載荷周波数の試験結果においても認められたので、残留軸ひずみと  $SR$  の関係を図中に示した近似式で表し、その係数  $A$ ,  $B$  を

表-1 遠心模型実験条件 (原型スケール)

| 実験 No. | 加振ステップ | 基礎の重量 (MN) | 基礎の重心高さ (m) | 地盤強度 $c_u$ (kPa) | 静的支持力安全率 | 入力加速度 (gal) |
|--------|--------|------------|-------------|------------------|----------|-------------|
| Case1  | step1  | 21.9       | 3.15        | 168              | 1.9      | 350         |
|        | step2  |            |             |                  |          | 600         |
| Case2  | step1  | 7.90       | 2.65        | 175              | 5.5      | 350         |
|        | step2  |            |             |                  |          | 600         |

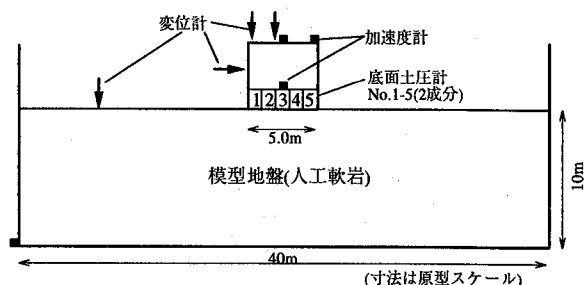


図-4 遠心模型の概要

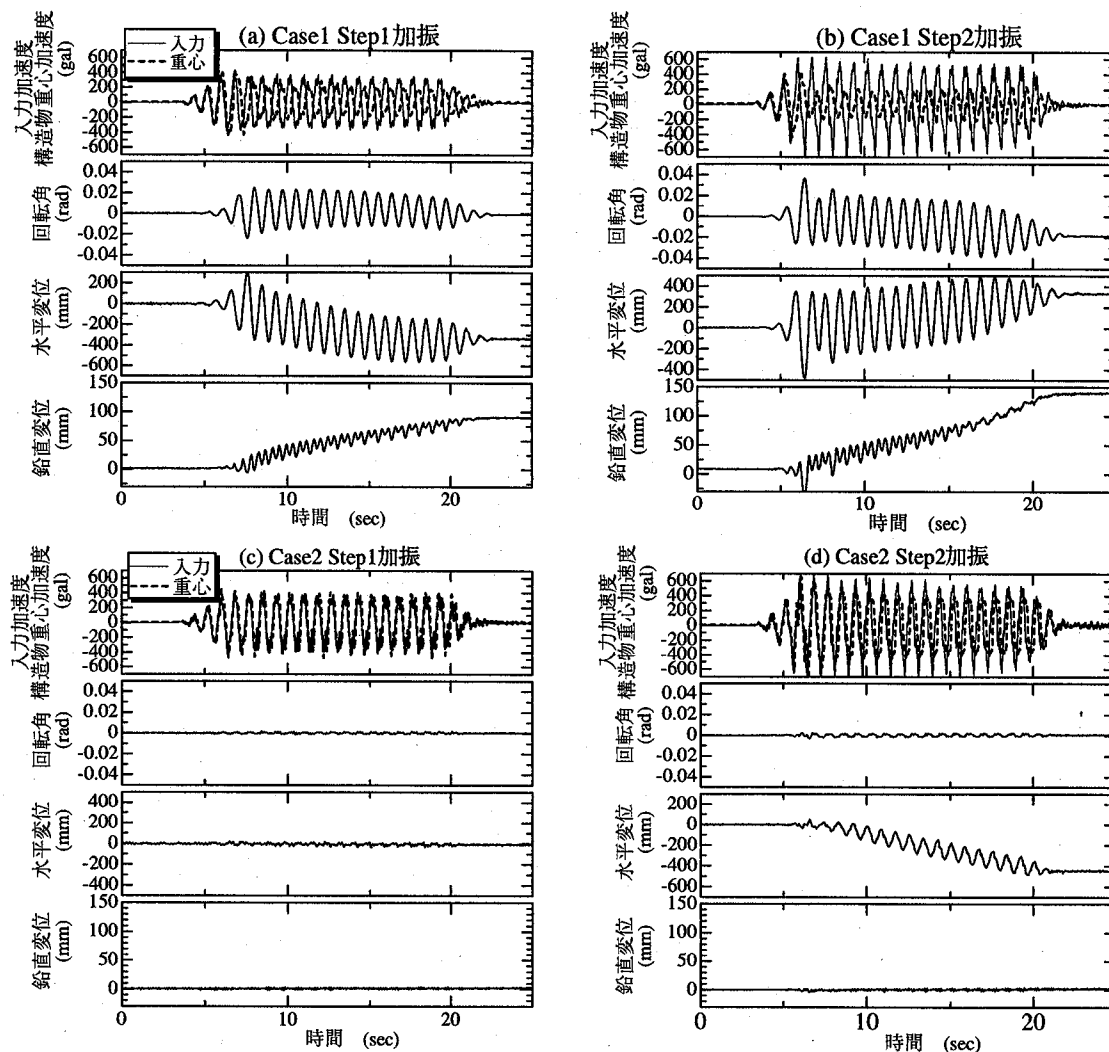


図-5 加振中の基礎の応答加速度と変位量

繰返し回数，載荷周波数の関数として求めた。

遠心模型実験の相似則によると，縮尺 1/50 の模型を 50g の遠心加速度場にて実験すると，実物とほぼ同じ挙動が模型内に再現でき，そのとき動的な現象に関する模型の時間スケールは実物の 1/50 に短縮される。すなわち，模型内では 1/50 の時間内に実物と同等の現象が生じるため，模型地盤内のひずみ速度は実物の 50 倍となる。後述するように本研究の遠心実験では 50Hz の正弦波加振（実物では 1Hz に相当）を行ったので，模型地盤の力学特性も載荷速度の効果を考慮して決める必要がある。後節で述べる変位量解析では，速度効果を考慮し，次式で表される 50Hz 加振に対応する残留ひずみ算定式を用

いた。この式の係数は，3 種類のひずみ速度の試験から得られた係数を外挿して求めた。

$$\log \epsilon_t^+ = 2.45 \cdot SR - 2.515 + 0.283 \log N \quad (1)$$

ただし， $\epsilon_t^+$  は残留軸ひずみ， $N$  は繰返し回数である。

本モデルは  $\epsilon_t^+$  が約 0.5% 以下の試験結果をもとにしており， $\epsilon_t^+ > 0.5\%$  の範囲ではその妥当性は明らかではない。

二重セルで測定した供試体の体積変化によると，ポアソン比はおおよそ 0.1～0.23 であった。繰返し試験後の過剰間隙水圧の消散に伴う体積ひずみ量は極めて小さく，最大でも 0.1% であった。また，地盤材料の透水係数は  $10^{-7} \text{m/s}$  のオーダーであり，次章に述べる遠心模型実験

の加振中はほぼ排水状態が満足されているものと考えられる。

### 3. 遠心模型実験

#### 3.1 実験方法と実験条件

実験に用いた遠心模型を図-4に示す。模型地盤（人工軟岩）は幅80cm、奥行き20cmの実験容器内に20cmの層厚となるように作成した。その上に幅10cmの模型基礎を設置し、遠心加速度50g場にて容器を水平方向に加振した。基礎底面には鉛直及び水平方向の荷重が測定できる2方向土圧計を5個取り付け、接地圧分布を測定した。また、模型基礎の変位と地盤表面の沈下量をレーザー変位計で測定した。実験条件を表-1に示す。この模型基礎を原型に換算すると、幅 $B=5.0\text{m}$ の二次元基礎となる。本論文では以後、全ての物理量を相似則に従って実物スケールに変換して示すことにする。

実験では地盤条件は一定とし、基礎の重量を変えた2つの模型（Case1, 2）に対し、それぞれ2回ずつ加振した。1回目の加振(step1)では加速度振幅350galで周波数1Hzの正弦波を18波入力、2回目の加振(step2)では600galに加振加速度を上げて実験を行った。いずれもケースでも基礎底面にはサンドペーパー（最大粒径0.65mm）を貼り付け、底面を粗の条件とした。これら2つの模型基礎の静的支持力安全率( $=5.14c_u \cdot B$ /単位奥行き当たりの基礎重量)は、1.9と5.5である。

#### 3.2 実験結果と考察

図-5は各加振ステップでの入力加速度、構造物重心での応答加速度、及び基礎底面中央部での変位量の時刻歴を示したものである。

静的支持力安全率の大きなCase2のstep1加振では、重心の加速度は入力加速度と振幅、位相ともにほぼ一致しており、基礎の変位量も極めて小さいことから、地盤と基礎がほぼ一体となって動いていたことが分かる。加振加速度が大きなstep2加振では、加振開始後の約3波までは入力と重心での応答加速度がほぼ一致し変位量も小さいが、その後水平変位が急増するとともに応答加速度は減衰し振幅は約350~400gal程度でピークがなだらかな波形となり、入力加速度と比較して位相遅れがみられる。このケースでの基礎底面の稼働摩擦係数を示したのが図-6である。縦軸は基礎底面土圧計で測定した水平合力と鉛直合力の比、すなわち基礎底面で発揮されている平均摩擦係数である。t=6秒で大きな摩擦係数が発揮された後、稼働摩擦係数の最大値は減少しおよそ0.4程度で一定となっている。これらより、加振step2では基礎の滑動モードが卓越していたことがわかる。

一方、支持力安全率の小さなCase1のstep1加振では、図-5(a)に示すように加振開始後の3,4波は入力と重心の応答加速度がほぼ一致しているが、その後重心加速度

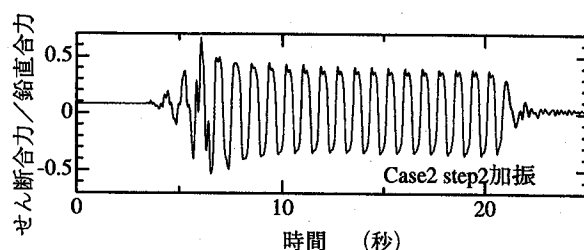


図-6 基礎底面で発揮される摩擦係数の時刻歴

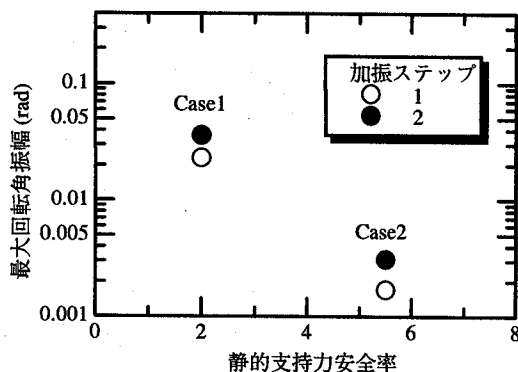


図-7 基礎の回転角振幅の最大値

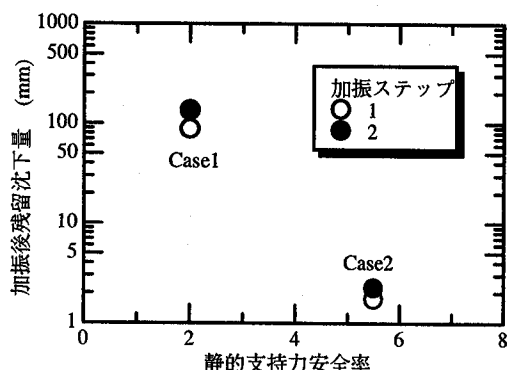


図-8 各加振 step での基礎の残留沈下量

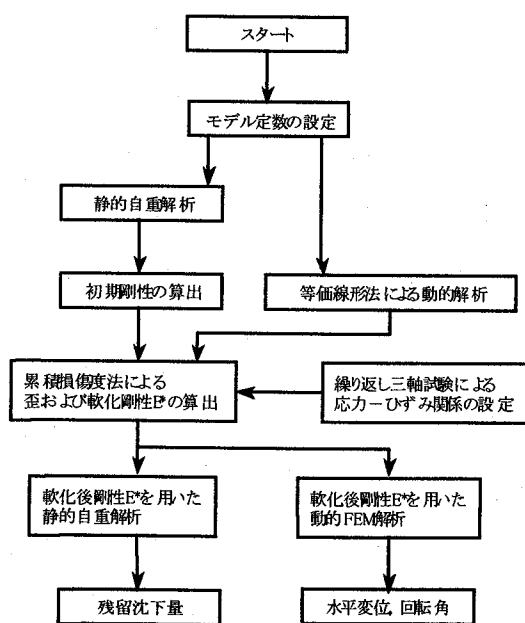


図-9 変位計算の流れ

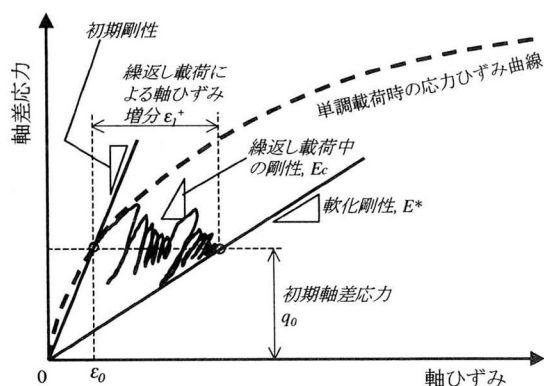


図-10 繰返し載荷による残留ひずみと軟化剛性

は減衰してゆくとともに位相が逆転している。この変位振幅を Case2 の step2 加振のものと比較すると、水平変位振幅は2倍程度であるのに対し回転変位がおよそ10倍と大きくなっており、回転変位が卓越した挙動となっていることがわかる。

加振中に高速度カメラで撮影した画像および実験後の模型の観察から、静的支持力安全率の小さな Case1 では加振中に基礎端部下の地盤が支持力破壊を生じたことが明らかとなり<sup>5)</sup>、加振 step2 での地盤内の破壊領域は

加振 step1 の約3倍程度大きかった。これに対し Case2 では基礎端部直下地盤の支持力破壊は観察されなかった。図-7 は加振中の回転角振幅の最大値を示したものである。回転角は支持力安全率の小さな Case1 で極端に大きい。これは基礎端部地盤が支持力破壊し、この部分の強度・剛性が大幅に低下した結果、基礎の回転が生じやすくなったためであると考えられる。一方、支持力安全率が大きな Case2 では最大回転角は  $2 \sim 3/1000 \text{ rad}$  と小さいものであった。図-8 は各加振ステップで生じた残留沈下量と静的支持力安全率の関係である。静的支持力安全率の小さな Case1 では、step1 加振で約 90mm, step2 加振で約 135mm と加振加速度の増加とともに沈下量が増大した。一方、Case2 での残留沈下量は約 2~3mm と基礎幅に比べて小さく、加振加速度による沈下量の差も小さかった。これは加振加速度が増加しても、基礎が滑動するために基礎の応答加速度がほとんど変化しないためである。

#### 4. 変位量の評価

本研究で行った変位計算の流れを図-9 に示す。この方法は、地震による地盤の剛性低下を算定した後、その

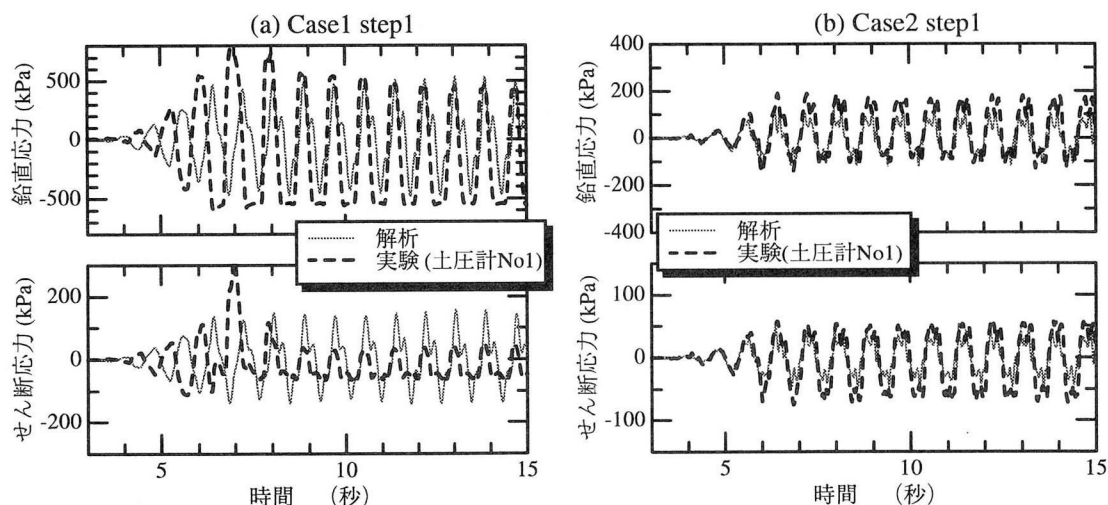
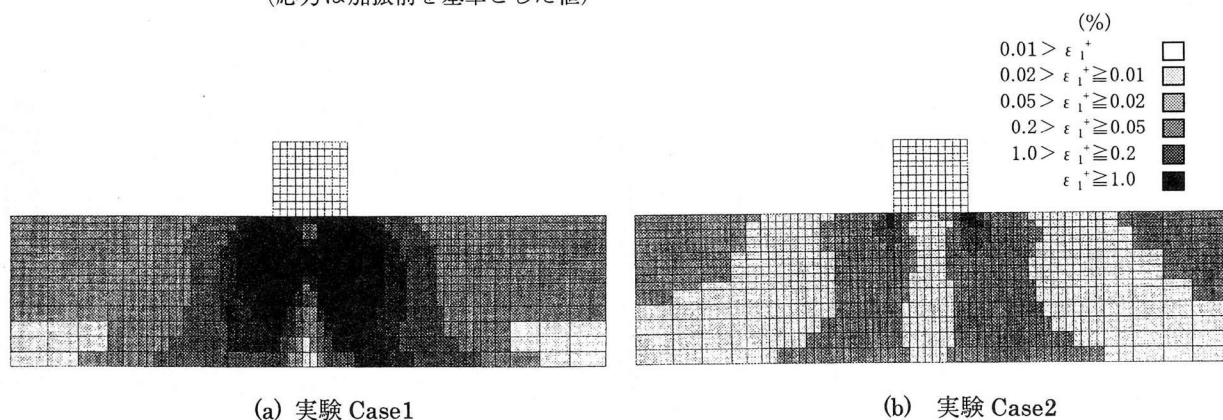


図-11 実験及び等価線形解析から得られた基礎底面端部での水平応力、せん断応力の時刻歴 (応力は加振前を基準とした値)



(a) 実験 Case1

(b) 実験 Case2

図-12 計算から得られた地盤内の残留ひずみ分布 (加振 step1)

軟化剛性を用いて動的 FEM 解析、および静的 FEM 解析により、それぞれ地震中の基礎の変位時刻歴と基礎の残留沈下量を求めるものである。

#### 4.1 地盤の軟化剛性

本研究で用いた地盤の軟化剛性の算定方法は山田ら<sup>1)</sup>と類似の方法であり、①静的初期応力解析、②動的解析、③軟化剛性の計算より構成される。①静的解析は地盤内の初期軸差応力  $q_0$  と初期ひずみ  $\varepsilon_0$  を求めるために行った。また、動的解析は二次元等価線形解析とし、これによって地震中の地盤内応力の時刻歴を計算した。この計算には、三軸試験から得られた  $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$  関係を用いた。地震後の各地盤要素剛性の算出は前節で設定した(1)式を用い、等価線形解析で得られた各要素の応力の時刻歴から地震後の残留ひずみ  $\varepsilon_I^+$  を求め、図-10 に示すように  $q_0$  を  $\varepsilon_0 + \varepsilon_I^+$  で除することによって求めた。なお、各要素の不規則な応力波形から残留ひずみの累積値を求めるには累積損傷度理論を用いた。このようにして求めた剛性は、応力振幅が同じでも繰返し回数に応じて剛性低下の程度が異なる軟岩の特性が考慮されたものとなる。本研究では、このようにして求めた step1 加振後の軟化剛性と step2 加振後の軟化剛性に初期剛性を加えた3種類の地盤剛性を用いて変位量解析を行った。なお、初期剛性は step1 加振前の剛性で、 $q_0/\varepsilon_0$  とした。

図-11 に2次元等価線形解析で得られた基礎直下の鉛直力およびせん断応力の時刻歴波形の一例として、step1 加振時の基礎端部近傍の結果を実験結果(土圧計 No.1 の測定値)とともに示す。実験では基礎が滑動し始めると基礎重心の応答加速度が低下したが、解析では基礎底面にジョイント要素を設けていないため、基礎底面でのせん断力は実験よりも大きくなるのが考えられる。地盤が支持力破壊し、破壊領域の剛性が大幅に低下したと考えられる実験 Case1 では、実験でのせん断応力振幅が時間と共に大きく低下しており、解析結果と異なった結果となっているが、基礎が地盤とはほぼ一体となって運動した Case2 の step1 ではせん断応力、鉛直応力ともに良く合っている。しかしながら、Case2 でも加振加速度の大きな step2 加振では、解析が実験でのせん断応力を過大に評価する結果となった。また、Case2 の step2 の実験では基礎端部付近で鉛直応力がゼロとなり、基礎端部が浮き上がったことが土圧計の測定値から明らかとなったが、解析では負の鉛直応力(引張り力)が発生した。

図-12 に基礎地盤内の  $\varepsilon_I^+$  の分布を示す。Case1 では地盤材料の破壊ひずみを越す  $\varepsilon_I^+ > 1\%$  の領域が基礎直下のかなり広い範囲に見られる。しかしながら、この計算法は地盤の破壊問題を対象としたものではなく、また式(1)のモデルも残留ひずみが 0.5% 程度以下の試験結果から構築されたものであることから、実験 Case1 のような場合は本計算法の適用外であり、あくまでも参考程度に扱うことが適当である。一方、Case2 では基礎の両端部の1要素だけが  $\varepsilon_I^+ > 1\%$  となっているが、その他はほとんど

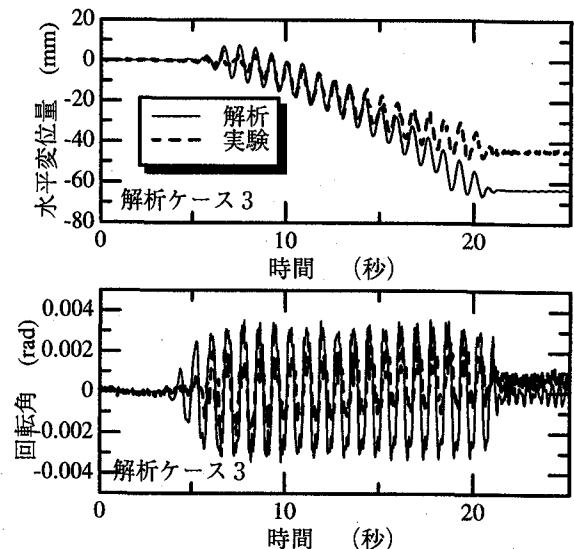


図-13 動的解析と実験で得られた基礎の変位時刻歴 (解析ケース3)

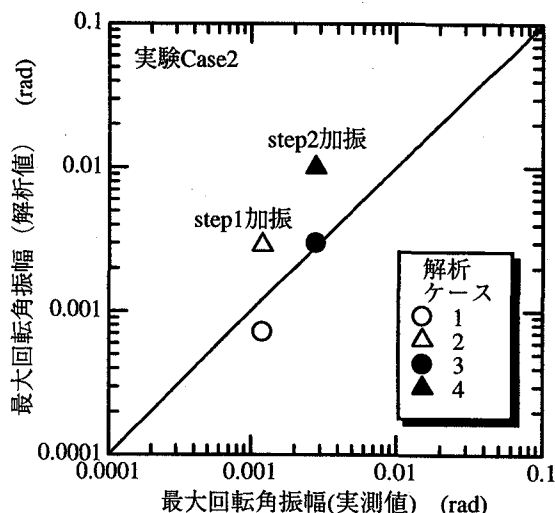


図-14 実験と解析の最大回転角振幅の比較

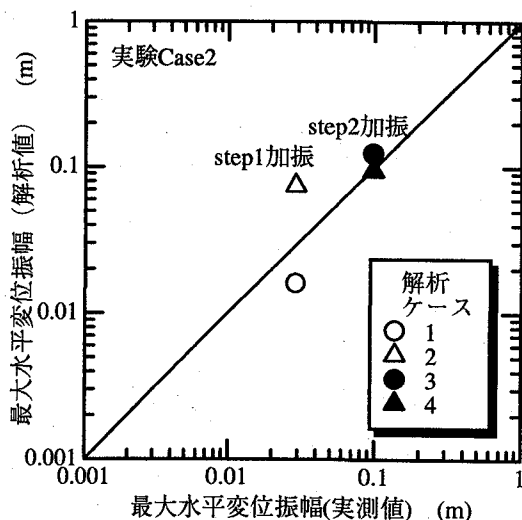


図-15 実験と解析の最大水平変位振幅の比較

が 0.5%以下である。

4.2 動的解析による水平変位及び回転変位の評価

加振中の基礎の回転変位及び水平変位を求めるために行った動的解析では、地盤は線形材料とし、実験で観察された基礎底面での滑動及び浮き上がりを考慮するためにジョイント要素を基礎底面に用いた。ジョイント要素は、①水平力に対しては最大で鉛直力の 0.4 倍まで抵抗する剛-完全塑性、②鉛直力に対しては、引張り力作用時に剥離する（鉛直方向の引張り力を伝達しない）ものとした。本解析での履歴減衰は、地盤材料ではゼロ、ジョイント要素では滑動が生じた場合のみ減衰が生じる。本解析では、計算の安定のために剛性比例型のレーリー減衰を考慮した。予備解析の結果から減衰定数がジョイント要素の応力、基礎の滑動・回転変位量に及ぼす影響を無視し得ないことがわかった。力の釣り合いを考えると、基礎の慣性力はジョイント要素の水平応力を基礎底面にわたって積分した値と等しくなるべきである。h が 0.5%以下でこの条件が概ね満足されたことから、全ケースで減衰定数 h を 0.5%とし、レーリー減衰の係数βを次式により算定した。

h = (βω<sub>1</sub>) / 2 (2)

ここでω<sub>1</sub>は一次の固有角振動数である。

地盤を線形材料とした本解析では、加振中の繰返し载荷にともない沈下量が徐々に蓄積してゆく、実験で観察されたような挙動を再現することはできない。そこで本解析では加振中の基礎の回転及び水平変位を対象とすることにした。

表-2 実験 Case2 を対象とした動的解析条件

| 解析<br>ケース | 解析対象とする<br>実験 | 解析で用いた地盤剛性   |
|-----------|---------------|--------------|
| 1         | Case2 の step1 | 初期剛性         |
| 2         | 加振            | step1 加振後の剛性 |
| 3         | Case2 の step2 | step1 加振後の剛性 |
| 4         | 加振            | Step2 加振後の剛性 |

解析はε<sub>f</sub><sup>+</sup>が小さく算定された地盤剛性の信頼性の高い Case2 の 2つの加振ステップを対象とし、表-2 に示すように地盤剛性を変えて4 ケース行った。

解析結果の一例として解析ケース 3での基礎の回転角と水平変位の時刻歴を実験結果とともに図-13 に示す。水平変位については解析と実験で良い一致を示している。回転角については振幅にはある程度の違いがみられるが、位相は良い対応を示している。これらの傾向は他の解析ケースでも同様であった。図-13 では、加振中に水平変位が一方向に累積しているが、これは遠心载荷装置のスウィング・プラットフォームの振り上がり角が摩擦の影響で若干小さく、地盤表面が 3/1000~5/1000 傾いた状態での実験となったためである。図-15 に示した最大水平変位振幅は、この累積水平変位成分をデータから取り除いて求めた。

解析及び実験から得られた回転角振幅および水平変位振幅の最大値を図-14, 15 に示す。解析ケース 1 と 3 は、当該加振 step 前の地盤の剛性を用いているのに対し、解析ケース 2 と 4 では軟化の進んだ加振後の地盤剛性を用いている。このため、加振 step1, 2 ともに加振前の剛性を用いた解析は変位を概ね小さめに評価し、加振後の剛性を用いた解析は安全側に変位を評価する結果となった。また、滑動変位が卓越した step2 加振では地盤剛性の違いによる水平変位振幅の差が小さい。これは、地盤剛性ではなく基礎底面での摩擦抵抗特性が水平変位の支配的要因であることによると考えられる。

このように加振前後の地盤剛性を用いて基礎の変位量を計算すれば、得られる変位量は実際の変位量の概ね上限と下限を与えるものと考えられる。ここで、今回解析で用いた地盤剛性は、次の二点について考慮したものとはなっていないことに留意する必要がある。すなわち、(1)加振中の地盤の地盤剛性は図-10 での Ecであり、今回用いた地盤剛性 E\*よりも大きい、(2)地盤の軟化剛性を求める際の等価線形解析において、加振加速度が大きくなると地盤内の応力を過大評価する。(1)については、たとえ同じ応力比の繰返し载荷でも、繰返し中に剛性が低下してゆくなど<sup>6)</sup>、繰返し载荷中の剛性は複雑に変

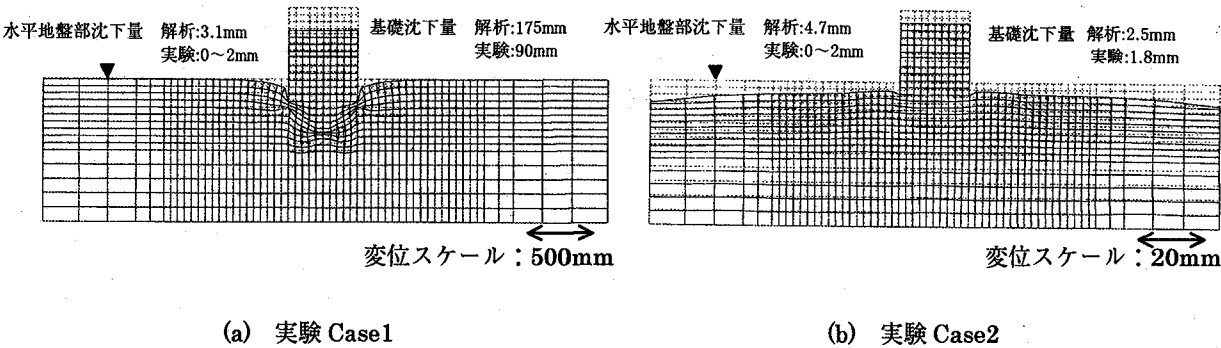


図-16 静的自重解析から得られた地震後の地盤変形状況

化するために本解析では考慮しなかった。また、簡便な方法を目指したため、(2)については等価線形解析を用いたが、加振加速度が大きな場合には、基礎底面での滑動や剥離を適切に考慮できる手法の適用も考えられる。これらについては今後の検討課題である。

#### 4.3 静的自重解析による残留沈下量の評価

地震による基礎地盤の軟化剛性の算定方法は、地震によって地盤の剛性が低下し、これによって基礎の残留沈下が生じると仮定したものであり、山田ら<sup>1)</sup>と類似の方法である。

この解析法では、加振前後の地盤剛性を用いて静的自重解析 (FEM) を行い、得られた沈下量の差を地震時沈下量とした。解析では、ポアソン比を三軸試験から求めた 0.27 で一定とした。したがって、加振前後で地盤の体積弾性係数が異なり、体積圧縮による沈下も生じることになる。

図-16 に変形後のメッシュ図と解析と実験の沈下量を示す。実験 Case2 において解析から得られた沈下量は実験の 1.3 倍となっており、安全側の評価となっている。解析、実験共に水平地盤部でも地表面は沈下しており、Case2 の地表面沈下量は解析で 3mm、実験で約 0~2mm と概ね良い対応を示している。一方、実験 Case1 の沈下量は解析と実験で大きく異なっている。前述したように、この計算法は地盤の破壊問題を対象としたものではなく、また式(1)のモデルも残留ひずみが 0.5% 程度以下の試験結果から構築されたものであることから、Case1 のような場合は本計算法の適用外であり、あくまでも参考程度に扱うことが適当である。

#### 5. まとめ

本研究では、軟岩上の直接基礎の地震時挙動を動的遠心模型実験で調べるとともに地震時変位量予測手法の妥当性を検証した。得られた主な結論は以下の通りである。

常時の支持力安全率が約 2 の基礎では、加振により基礎端部直下地盤が支持力破壊し、加振中は基礎の回転モードが卓越した。一方、支持力安全率が 5 程度と大きいケースでは、基礎端部直下で局所的な支持力破壊が生じずに滑動モードが卓越し、加振加速度を増加しても沈下量の増加は比較的小さいことがわかった。

地震による地盤の剛性低下を考慮し、動的遠心模型実験を対象とした動的解析及び静的自重解析計算を行い、それぞれの解析から加振中の回転・水平変位量と地震後の残留沈下量を求め、実験結果と比較することによって解析手法の適用性を検討した。その結果、基礎の静的支持力安全率が 5 程度以上と大きな場合、本研究で用いた変位計算法では解析に用いる地盤剛性として加振前および加振後の剛性を用いれば、概ね変位の上限值と下限値が得られることがわかった。

#### 参考文献

- 1) 山田勝彦, 真鍋進, 龍岡文夫: 大型橋梁基礎の地震時変位の予測, 第 25 回土質工学研究発表会, pp.951-954, 1990
- 2) 佐々木哲也, 松尾修, 近藤浩市, 西邦夫: 直接基礎構造物の動的支持力に関する遠心模型実験(その 3), 土木学会第 53 回年次講演会 3A, pp.356-357, 1998
- 3) 龍岡文夫, 小高猛司, 王林, 早野公敏, 古閑潤一: 堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集 No.561/III-38, pp.1-17, 1997
- 4) Tatsuoka, F., Jardine, R. D., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. and Kodaka, T.: Characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials, Proc. 14th Int. Conf. SMFE, Vol.4, pp.2129-2164, 1997
- 5) Okamura, M., Matsuo, O. and Tamoto, S.: A high frame rate image acquisition system for dynamic centrifuge tests, Int. Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol.1, No.1, pp.71-76, 2001
- 6) 岡村未対, 松尾修, 板橋利昭: 東京湾口海底軟岩の繰返し三軸試験, 軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム, pp.123-126, 地盤工学会, 2000

(2002年9月13日受付)