

## ◆ 長大橋特集 ◆

# 軟岩に支持される直接基礎の地震時残留沈下量の評価手法

松尾 修\* 岡村末対\*\*

## 1. はじめに

本州四国連絡橋をはじめ、今日までに建設された長大橋梁の主塔基礎やアンカレイジのほとんどは軟岩上に建設されてきた。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、多くの長大橋梁の基礎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。

このような比較的良好な地盤上に設置されるにも拘らず、長大橋梁の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ため、地震時における基礎の変位量を正確に評価することが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、上部工の部材応力の変化がある一定値を越えないようにすることから決められ、直徑が約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・鉛直変位量は数十cm、回転角は1/1000rad程度が許容変位量の一つの目安値であった。

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、地震による影響を地盤の剛性低下(残留ひずみの累積による軟化)として考慮する手法の適用が考えられる。この手法は基礎の地震により生じる変位量のうち、地震直後の残留沈下量を求めるものであるが、地震後に生じる圧密沈下量は相対的に小さいものと考えられること、残留沈下量は地盤の支持力破壊に対する危険度の指標にもなることから、残留沈下量は基礎の変位量や安定性を評価する指標の一つとして有効であると考えられる。

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、上述の変位予測法の一つとして山田ら<sup>1)</sup>によって提案されている、ひずみ軟化理論による残留沈下量評

価手法を用いて実験を対象とした沈下解析を行い、実験結果と解析結果を比較検討することによって同手法の適用性を検討した。

## 2. 模型地盤材料

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<sup>2)</sup>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(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<sup>3)</sup>)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 $\dot{\epsilon}$ 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、 $\dot{\epsilon}_a=1.0\%/\text{min}$ の強度を基本とすると

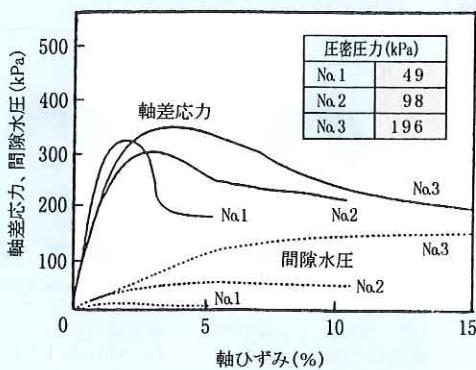


図-1 CU 試験の応力ひずみ曲線

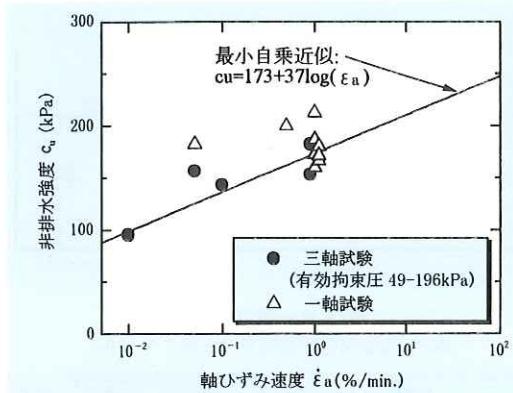


図-2 強度のひずみ速度依存性

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<sup>4)</sup>。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に、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波目で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=(σ'\_{1c} - σ'\_{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

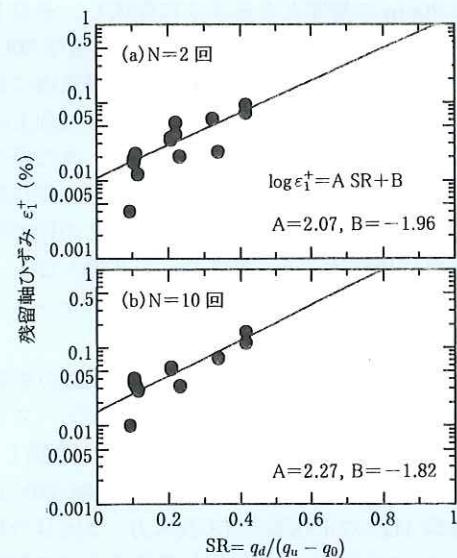


図-3 残留ひずみとSRの関係(繰返し回数2回、10回)  
物とほぼ同じ挙動が模型内に再現でき、そのとき動的な現象に関する模型の時間スケールは実物の1/50に短縮される。すなわち、模型内では1/50の時間内に実物と同等の現象が生じるため、模型地盤内のひずみ速度は実物の50倍となる。後述するように本研究の遠心実験では50Hzの正弦波加振(実物では1Hzに相当)を行ったので、模型地盤の力学特性も載荷速度の効果を考慮して決める必要がある。4章で述べる残留沈下量解析では、今回の三軸試験結果を速度効果に関して外挿して求めた、次式で表される50Hz加振に対応する残留ひずみモデルを用いた。

$$\log \varepsilon_1^+ = 2.45 \cdot SR - 2.515 + 0.283 \log N \quad (1)$$

( $\varepsilon_1^+$ : 残留軸ひずみ、N: 繰返し回数)

本モデルはが約0.5%以下の試験結果をもとにしており、 $\varepsilon_1^+ > 0.5\%$ の範囲ではその妥当性は明らかではないが、4章の解析においては $\varepsilon_1^+ > 0.5\%$ の範囲にも式(1)を適用した。

また、繰返し中に二重セルで測定した供試体の体積変化によると、ポアソン比は応力振幅、繰返し回数及び周波数の違いによる明確な変化傾向は認められず、およそ0.1~0.23であった。

## 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、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 5.0m の基礎となる。本報文では以後、全ての物理量を原型スケールに変換して示すこととする。

実験では地盤条件は一定とし、基礎の重量と基礎底面の粗さを変えた 4 つの模型（ケース 1～ケース 4）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加振実験を行った。底面粗度が大きなケースでは、基礎の底板に深さ 50mm の溝 50 本を加振方向と直交する方向に入れた。また粗度が小さいケースではサンドペーパー（最大粒径 6.5mm）を貼り付けた。

### 3.2 実験結果と考察

図-5 はケース 2 の基礎底面中心部の変位及び基礎重心の水平応答加速度を示したものである。容器と地盤の相対変位は非常に小さいので、図の水平変位は地盤と基礎の相対変位と考えて良い。図より加振初期、入力加速度が約 240gal となった時点で基礎の水平変位、鉛直変位及び回転運動が始まっていることがわかる。図にはこの時刻を①として示してある。

①の時刻での基礎重心の加速度は約 300gal である。この時刻での滑動安全率は、基礎底面全体にわたって地盤の強度がフルに発揮されていると仮定すると 3.3 となる。図-6 はケース 2 の①の時刻での基礎底面の鉛直応力、水平応力分布を示したものである。鉛直応力分布については左端（No.1）で最も大きくなっているが、地盤反力の上限値である鉛直支持力値 ( $=5.14c_u$ )、及び底面のせん断力がフルに発揮された状態での支持力 ( $=2.57c_u$ ) の何れよりも小さく、破壊に対しては余裕を持った状態にあることがわかる。また No.5 付近では接地圧がほぼ 0 となっている。水平応力分布を見ると、No.1～4 のせん断応力が比較的大きな値を示し、No.5 ではほぼ 0 である。これより、土圧計 No.1～4 の部分が地盤と接触を保ち滑動に対して抵抗し、No.5 の位置では基礎底面が地盤表面から

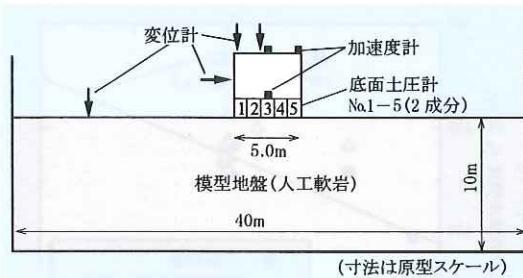


図-4 遠心模型の概要

表-1 遠心模型実験条件 (原型スケール)

| 実験<br>No. | 基礎の<br>重量<br>(MN) | 基礎底面の<br>重心高さ<br>(m) | 地盤強度<br>$c_u$<br>(kPa) | 基礎の<br>底面<br>粗度 | 静的<br>支持力<br>安全率 |
|-----------|-------------------|----------------------|------------------------|-----------------|------------------|
| ケース 1     | 21.6              | 3.15                 | 165                    | 大               | 1.9              |
| ケース 2     | 7.84              | 2.65                 | 167                    | 大               | 5.2              |
| ケース 3     | 21.9              | 3.15                 | 168                    | 小               | 1.9              |
| ケース 4     | 7.90              | 2.65                 | 175                    | 小               | 5.5              |

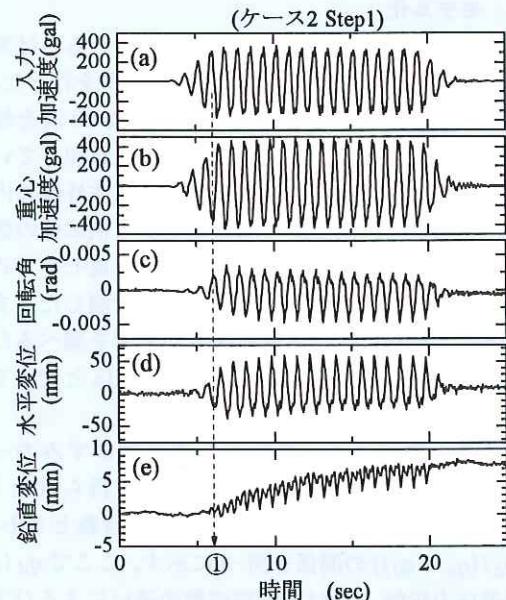


図-5 加速度及び基礎底面での変位の時刻歴

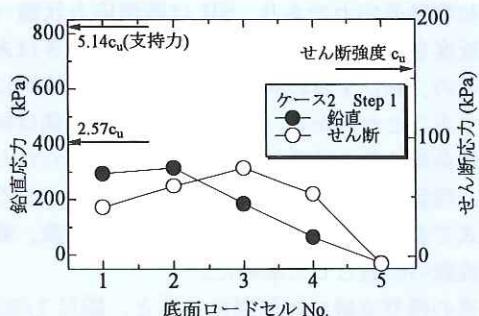


図-6 変位開始時における基礎底面の圧力分布

浮き上がっていることがわかる。また、No.1~4でのせん断応力は最大でも強度の5割程度しか発揮されていない。通常の滑動照査法では滑動に対して地盤の強度がフルに発揮されるものと仮定しているが、本実験結果によればこの仮定の適用について今後検討が必要である。

静的支持力安全率の大きなケース2,4での基礎の応答加速度は、加振初期にはほぼ同じであったが、後半部ではケース2の加速度がやや低下した。実験終了後に模型を観察したところ、ケース2では基礎底面の凹凸が地盤表面を削り取ったことによる地盤材料の削りかすが多く見られた。ケース2では削りかすの発生によって基礎沈下量が大きくなると共に基礎底面でのせん断強度が低下し、基礎の応答加速度が低下したものと考えられる。

図-7は各ケースの加振による沈下量増分である。静的支持力安全率の小さなケース1,3では加振により基礎端部下地盤が支持力破壊を生じたことが地盤の変形状況の観察からわかった。これらのケースでの沈下量は大きく、沈下量に及ぼす底面粗度の影響は相対的に小さい。一方、ケース2,4では、底面粗度の大小により沈下量に約5倍の差が生じたが、何れのケースでも基礎の残留沈下量は1cm以下であり、基礎幅に比べて小さい。また、支持力破壊を起こしたケースでは加振加速度は沈下量に大きく影響するが、静的安全率の大きなケースではそれほど影響しない。

本実験における基礎の沈下量は「地盤内のひずみの累積」と「基礎底面での削りかす」によるものの和であると考えられる。ケース4の実験でも削りかすは0ではないので、地盤のひずみ累積による沈下量はケース4で測定されたものよりもさらに小さいものと考えられる。

図-8は加振中の基礎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ケース1,3で極端に大きい。これは基礎端部地盤が支持力破壊したため、この部分の強度が大幅に低下し、基礎の回転が生じやすくなつたためである。支持力安全率が大きなケース2,4のstep1加振では最大回転角は $5/1000\text{rad}$ 以下であるが、step2加振では回転角が急増した。長大橋梁の設計において残留回転角は $1/1000\text{rad}$ 程度が目安となることを考えると、加振加速度が大きな場合には加振中に過大な回転が生じる可能性があることがわかる。これより、長大基礎の地震時安定性に

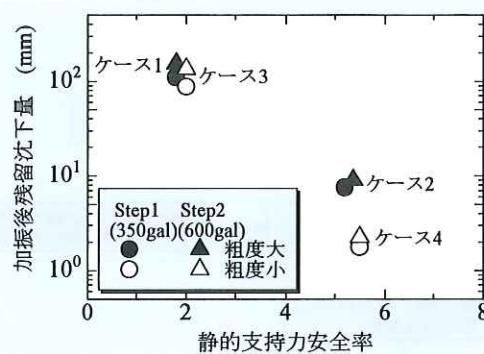


図-7 残留沈下量と静的支持力安全率の関係

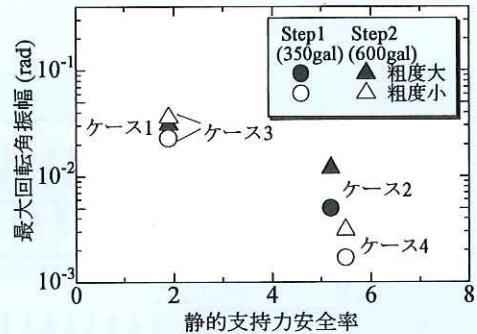


図-8 加振中の最大回転角振幅  
については、残留変位だけでなく地震中の回転変位も検討する必要があるものと考えられる。

#### 4. 残留沈下量の評価

##### 4.1 計算方法

残留沈下量の計算に用いた方法は、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。解析の流れを図-9に示す。

沈下量の計算は、①静的初期応力解析、②動的解析、③軟化剛性の計算、④軟化剛性を用いた自重解析より構成される。静的解析では地盤内の初期軸差応力 $q_0$ を求めるために行い、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。地震後の各地盤要素剛性の算出は前節で設定した式(1)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を求め、図-10に示すように $q_0$ を $\varepsilon_1^+$ で除することで求めた。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。この地震後の剛性を用いて再度自重計算を行い、得られた沈下量を地震時沈下量とした。なお、自重計算におけるポアソン比は0.23とした。

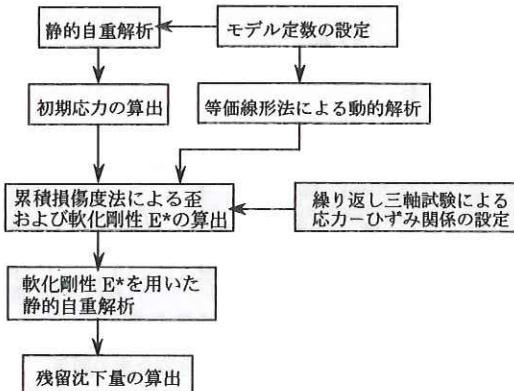


図-9 残留沈下計算の流れ

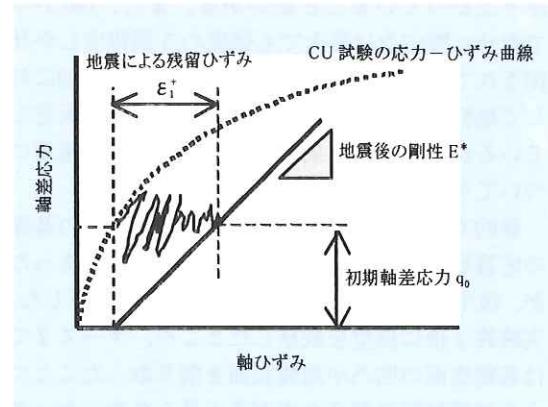


図-10 地震後の地盤材料の剛性

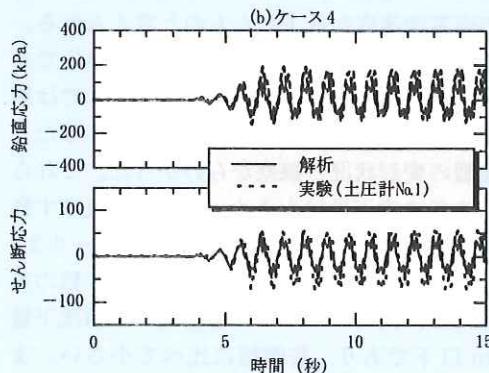
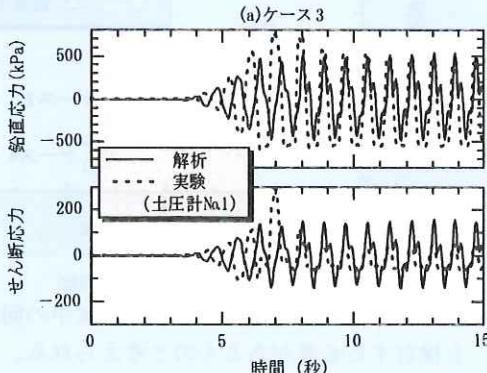


図-11 基礎底面での鉛直及び水平土圧の時刻歴

## 4.2 計算結果

今回沈下量の計算対象としたのは、遠心模型実験のケース3, 4のstep1加振である。図-11に等価線形解析における基礎直下の鉛直およびせん断応力と、遠心実験で底面上圧計により計測された土圧の時刻歴波形を比較して示す。ここでは、鉛直応力振幅が大きく、実験結果と解析結果の違いがより明確に現れると考えられる基礎端部(土圧計No.1)の結果を示す。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等は設けておらず、計算上は底面で滑りが発生しないため、解析では基礎底面でのせん断力は実験よりも大きくなることが考えられる。地盤が支持力破壊し、破壊領域の剛性が低下したと考えられるケース3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、解析結果と異なる結果となっているが、ケース4では比較的良い対応を示している。また鉛直応力は、両ケースとも実験結果は解析結果と良く合っている。

図-12に変形後のメッシュ図と解析と実験の沈下量を示す。ケース4において解析から得られた基礎の沈下量は実験の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、ケース4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、ケース3の基礎の沈下量は解析と実験で大きく異なる。

図-13に基盤地盤内の $\varepsilon_1^+$ の分布を示す。ケース3では地盤材料の破壊ひずみを越す $\varepsilon_1^+ > 1\%$ 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、ケース3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、ケース4では基礎の両端部の1要素だけが $\varepsilon_1^+ > 1\%$ となっているが、その他はほとんどが0.5%以下である。

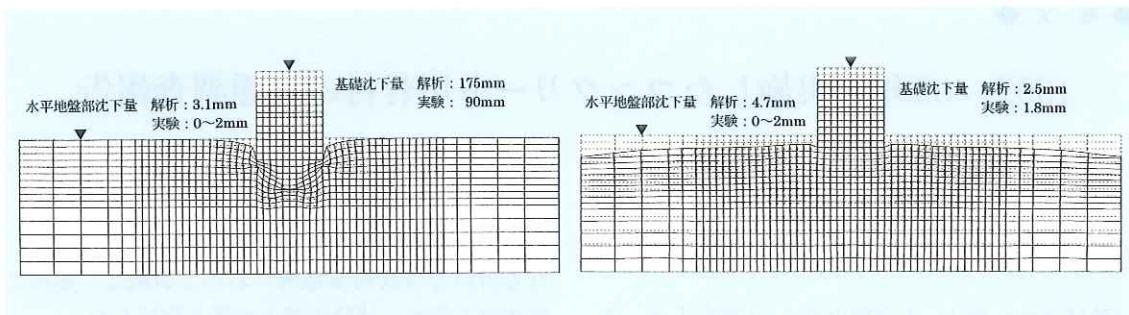


図-12 計算から得られた地震後の地盤変形状況

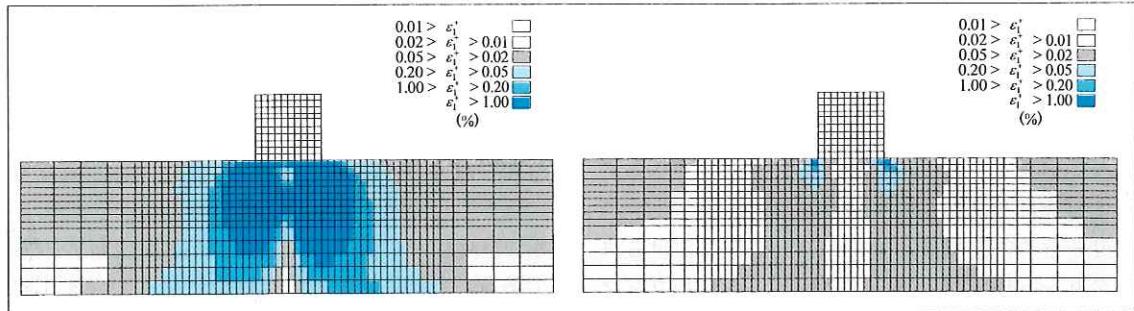


図-13 計算から得られた地盤内の残留ひずみ分布

## 5. まとめ

常時の支持力安全率が大きく、加振中に滑動モードが卓越する場合でも、基礎はロッキング運動を伴うため後踵部での接地圧がゼロとなることがあります。また基礎底面では地盤のせん断強度がフルに発揮されない。そのため基礎底面で地盤のせん断強度が発揮されると仮定した滑動安全率の考え方には危険側となる。また、常時の支持力安全率が大きく、加振中に滑動モードが卓越する場合には、加振加速度が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た方法を用いて動的遠心模型実験を対象とした残留沈下量の計算を行い、そ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程度と大きな場合、本研究で用いた計算法は基礎の地震時残留沈下量を安全側に評価することがわかった。

本文では主に基礎の残留沈下量について述べたが、水平や回転変位の予測法についても今後検討する必要がある。これを今後の課題として取り組んでゆきたい。

## 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., Presti, D. Lo, Benedetto, H. Di and Kodaka, T. : Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials, Proc. 14th Int. Conf. SMFE, Vol.4, pp.2129-2164, 1997.

松尾 修\*



建設省土木研究所  
耐震技術研究センター  
動土質研究室長  
Osamu MATSUO

岡村未対\*\*



同 動土質研究室  
主任研究員、工博  
Dr.Mitsu OKAMURA