

兵庫県南部地震時の明石海峡大橋 2P の残留沈下推定法の再検討

国土交通省近畿地方整備局 福岡 彰三, 上窪 清治
 基礎地盤コンサルタンツ 正会員 宮本 順司, ○中島 啓, 山田 眞一
 東京理科大学 フェロー 龍岡 文夫, 東京大学 正会員 古関 潤一

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震における明石海峡大橋 2P 主塔基礎の残留沈下解析が過去に実施されている（図-1 参照）¹⁾。既往解析による残留沈下は 7.1cm であり、実測の 3 倍以上である。この事例を今後の超長大橋基礎の設計に活かすために、既往解析が残留沈下を過大評価した理由を検討した。

上記の理由として、1) 解析に用いた入力地震動が過大であったこと、2) 解析手法自体に問題があること、3) 大ひずみレベルにおける変形強度特性に対する試料の乱れの影響の評価に問題があること等が挙げられる。1) の課題は別報²⁾で詳細に検討したが、既往解析で用いた入力地震動は実際の値の 2 倍程度であった可能性がある²⁾。3) に関しては今後の課題である。本報では、上記 2) の課題を検討した。

2. 残留沈下解析手法の見直し

図-2 に示すように、残留沈下解析は 4 つの有限要素解析、1) 初期応力解析、2) 地震応答解析、3) 地震直後の残留変形解析、4) 再圧密後の残留変形解析から構成される。2) は等価線形化法に基づく動的解析である。1), 3), 4) は地盤を線形弾性体と仮定した静的解析であるが、それぞれ地盤の剛性が異なる。地盤内の常時の応力状態で再圧密した不攪乱試料の非排水繰返し三軸試験の結果と動的解析で求めた地震時せん断応力の時刻歴を用いて、ひずみ軟化・累積損傷度理論によって個々の要素のひずみポテンシャル $\Delta\gamma$, $\Delta\varepsilon_v$ を求めた。それぞれの要素での地震荷重の影響による弾性係数の低下は、推定したひずみポテンシャルを用いて求めた（図-3）¹⁾。既往解析では、すべての静的解析で $\nu=0.33$ を使用したが、以下に示すように、これが残留沈下量を過大評価した一因であったと思われる。

図-4 は、基礎の建設過程から、地震が発生し、地震後再圧密に至る一連の過程の概念図である。本残留沈下解析手法では、地震直後の状態 B は静的解析 O→B で、再圧密後の状態 C は静的解析 O→C で近似する。従って、地震時の非排水せん断変形による基礎沈下量、再圧密による基礎沈下量、全沈下量は以下のように求める。

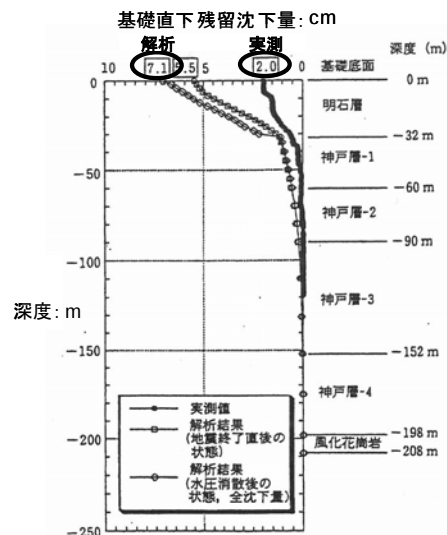
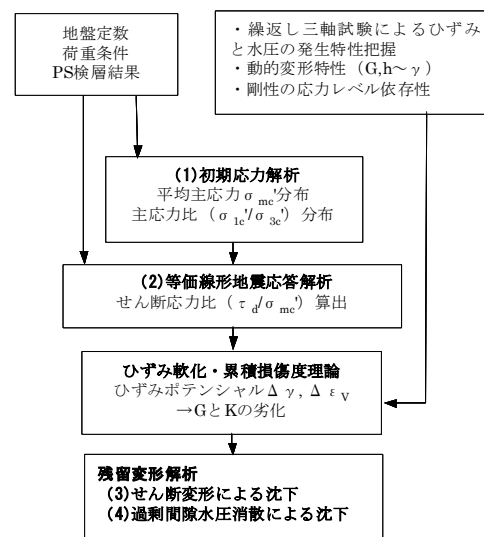
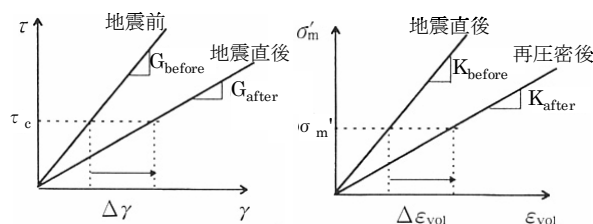
$$\text{地震時非排水せん断変形による基礎沈下量} \quad \overrightarrow{AB} = \overrightarrow{OB} - \overrightarrow{OA} \quad (1)$$

$$\text{再圧密による基礎沈下量} \quad \overrightarrow{BC} = \overrightarrow{OC} - \overrightarrow{OB} \quad (2)$$

$$\text{基礎の全沈下量} \quad \overrightarrow{AC} = \overrightarrow{AB} + \overrightarrow{BC} \quad (3)$$

ここで、 $\overrightarrow{OA}$, $\overrightarrow{OB}$, $\overrightarrow{OC}$ は、それぞれ上述の 1), 3), 4) の静的解析に対応する。なお、2P 基礎の実測沈下量 2 cm は、式(3)の全沈下量に対応している。

式(1)を用いて地震時非排水せん断変形による基礎沈下量を求める解析 OB で、ポアソン比 $\nu=0.33$ とすると（表-1、既往解析 CaseA-1）、沈下を過大評価し、その値は推定の上限值となる。その理由は、OB は O→A→B の近似であるが、O→A では排水状態だから一次元圧縮状態での静止土圧係数が 0.5 となるように $\nu=0.33$ であり、A→B は非排水状態であるから $\nu=0.5$ であるため、

図-1 2P基礎直下部残留沈下量¹⁾図-2 残留沈下解析手法のフロー¹⁾図-3 ひずみポテンシャル $\Delta\gamma$, $\Delta\varepsilon_v$ による、剛性の劣化の概念図¹⁾

キーワード 地震応答解析, 残留変形解析, 非排水せん断変形, 地震動

連絡先 〒550-0011 大阪市西区阿波座1-11-14 基礎地盤コンサルタンツ(株)関西支社 TEL 06-6536-1781

OB の解析で用いるべき等価な ν は 0.33~0.5 の間となるはずだからである。同様の考え方で、OB で $\nu=0.5$ とすると（表-1 中の CaseA-2）、式(1)を用いて残留沈下を推定すると過小評価し、その推定値は下限値となる。従って、地震時非排水せん断変形による沈下量は、上記の上限値から下限値の間にあると考えられる。以下の CaseA-2 での OB の解析では、 $\nu=0.50$ では計算ができないため $\nu=0.490$ を用いた。

一方、再圧密過程 B→C は排水状態であるから、OA と同様に $\nu=0.33$ とした。従って、式(2)を用いて排水状態である再圧密による沈下量を求める際に、OB および OC で統一的に $\nu=0.33$ とした（表-1 中の CaseA-1）。

以上を踏まえて式(3)で全沈下量を予測すると、右辺第一項（AB）が上限値～下限値の幅を持つため、全沈下量の推定値も同様の幅を持つ。

3. 解析結果と入力地震動レベルに関する課題

図-5 に、入力地震動レベルを変化させて 2P 基礎の沈下量を予測した結果を示す。既往解析では、入力地震動が最大水平加速度 $\alpha_{\max}=464\text{gal}$ であり、また上記での推定の上限值の場合に相当する。この $\alpha_{\max}=464\text{gal}$ のケースでも、予測沈下量の下限値は、推定上限値よりも実測沈下量 2 cm に近づく。しかし、まだ両者の差は大きい。この差は、別報²⁾で報告したように、入力地震動レベル $\alpha_{\max}=464\text{gal}$ が過大であったためと推測される。

1995 年兵庫県南部地震での基礎 2P に対する入力地震動レベルはある程度大きかったが、2P 基礎の残留沈下量は 2 cm にとどまった。図-5 によると、仮に入力地震動レベルがある程度大きかったとしても、2P 基礎の沈下量として数 cm 程度にとどまったことが予測される。この理由を、地震応答解析結果に基づいて考察する。図-6 に、入力地震動のフーリエスペクトルと入力基盤から 2P 基礎重心への伝達関数を示す。入力地震動のフーリエスペクトルは、伝達関数のピーク周波数(0.8Hz)付近で著しく小さいことがわかる。これは、2P 基礎は兵庫県南部地震における明石海峡大橋位置で推定される入力地震動に対して応答しにくかったことを示している。このことが、2P 基礎の残留沈下量が大きくならなかったことの一因であると考えられる。

5. まとめ

兵庫県南部地震における明石海峡大橋 2P 位置で推定される地震動と実測残留沈下量に基づいて、橋梁基礎の地震時残留沈下解析法を再検討した。特に、沈下量の計算法における非排水状態と排水状態での沈下解析法を再検討し、沈下量の予測値の上限値と下限値を示した。既往の解析¹⁾では、上限値を予測しており、また用いた入力地震動レベルは実際の値よりも過大であった可能性があることを示した。また、明石海峡基礎 2P は、明石 2P 位置での推定入力地震動波形に対して応答しにくかったことを示した。これが、残留沈下量が大きくならなかったことの一因であることを示した。

参考文献

- 1) 古関潤一ら：土と基礎の地震時変形解析技術と地盤のモデル化、地質と調査、2000 年第 1 号 pp.13-18.
- 2) 福岡彰三ら：兵庫県南部地震時の明石海峡大橋 2P 位置の地震動レベルの推定に基づく残留沈下量の再検討、土木学会第 61 回年次学術講演会、2006、投稿中

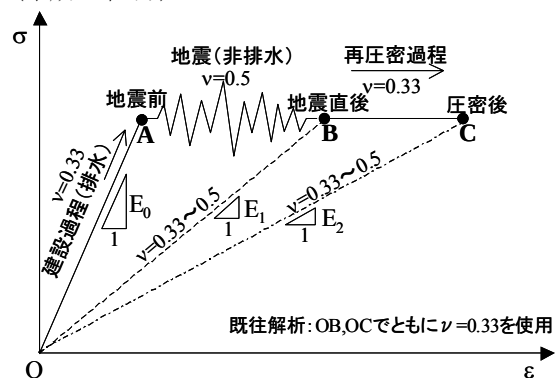


図-4 基礎の建設から地震発生、再圧密に至る一連のプロセスの概念図

表-1 解析で用いるポアソン比の値

	地震前 A	地震後 B	圧密後 C
現実に即する一般値	O→A 0.33	O→A→B 0.33~0.5	O→A→B→C 0.33~0.5
CaseA-1 (既往解析)	O→A 0.33	O→B 0.33 沈下の過大評価	O→C 0.33
CaseA-2	O→A 0.33	O→B 0.5 (0.49) 沈下の過小評価	

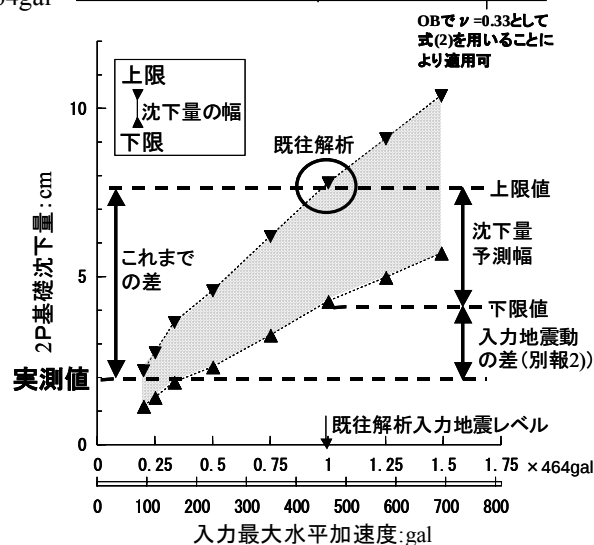


図-5 入力地震動レベルと2P沈下量との関係

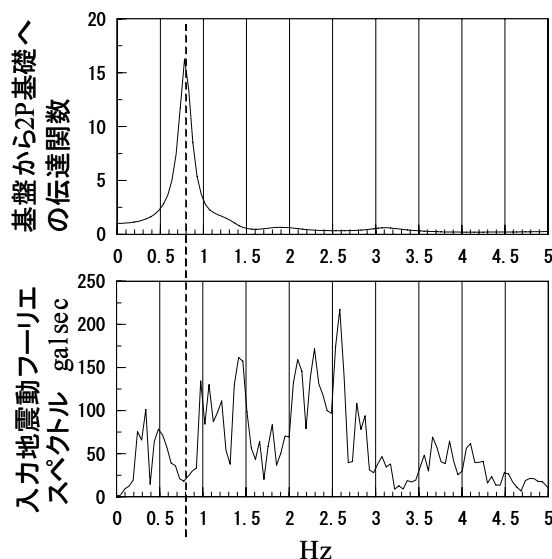


図-6 入力地震動のフーリエスペクトルと、基盤から2P基礎への伝達関数との関係