

軟岩地盤に建設された長大吊橋基礎の変形挙動観測およびその解析

OBSERVATION AND ANALYSIS OF DEFORMATION BEHAVIOR OF THE SOFT ROCK FOUNDATION OF A HUGE SUSPENSION BRIDGE

小田桐直幸* 荻原 充信** 亀谷 裕志***

By Naoyuki Odagiri, Mitsunobu Ogiwara and Hiroshi Kameya

During the construction of Rainbow bridge ,displacement of two anchorages and their foudation ground was measured.To explain the observed behavior, deformation characteristics of the foundation ground at small strain levels and time-dependent properties were studied experimentally.The deformation moduli mesured by triaxial compression tests with LDT and those back-calculated from the observed behavior were comparable when the strain levels were considerd. The displacements calculated by 3D-FEM analysis,with stress-strain relations from triaxial compression tests and time-dependent properties from triaxial creep tests,were almost identical to observed values.

Key Words: bridge foundation ,soft rock,deformation,site investigation

1. まえがき

軟岩を基礎とする重要構造物では、建設時に施工管理の一環として基礎構造物および基礎地盤の挙動観測を行う例が増えている。¹⁾ こうした挙動観測結果は施工管理のために使用されるとともに、調査・設計法をより合理的なものにするための基礎資料としても重要である。

レインボーブリッジ(図-1)は、東京港を横断する全長798mの吊橋である。建設地点の地質を図-2に示す。地表から30m程度は軟弱な沖積粘土を主体とする地層で、その下位には、洪積世～新第三紀の上総層群の固結シルトが数百mの厚さで堆積している。吊橋の基礎となるアンカレイジ・主塔はケーソン工法により施工され、この固結シルト層を支持層としている。固結シルトの基本的な物性値を表-1に示すが、一軸圧縮強度が25~40kgf/cm²である。

この様に、固結度の低い軟岩地盤上にアンカレイジ等の

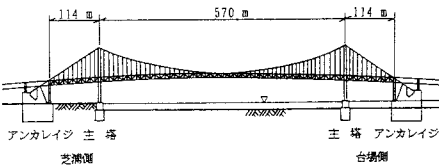


図-1 レインボーブリッジの概要図

表-1 固結シルトの基本的な物性値

粒度組成	砂、礫分 シルト分 粘土分	6.1% 44.7% 49.2%	単位体積重量	$\gamma_t=1.92\text{gf/cm}^3$
コンシステンシー特性	$w_L=60.1\%$, $w_p=26.9\%$ $I_p=33.2$		間隙比	$e=0.86$
自然含水比	$w_n=30.7\%$		圧密降伏応力	$p_c=50\sim70\text{kgf/cm}^2$
液性指数	$I_L=\frac{w_n-w_p}{I_p}$	$I_L=0.14$	一軸圧縮強さ	$q_u=25\sim40\text{kgf/cm}^2$

(上面から深度100m間の値)

* 首都高速道路公団 第三建設部 (〒104 東京都中央区八丁堀二丁目十四番地四号)
** 首都高速道路公団 第三建設部 (〒104 東京都中央区八丁堀二丁目十四番地四号)
*** 応用地質株式会社 コアラボ (〒330 埼玉県大宮市宮原町一丁目六十六番地二号)

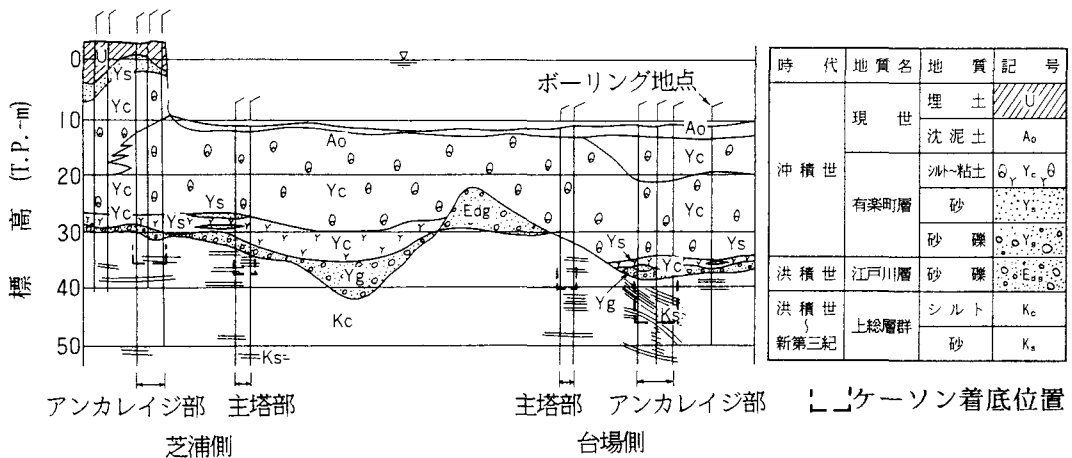


図-2 レインボーブリッジ建設地点の推定地質断面図

重量構造物が建設されることから、固結シルト層の支持力・変位に関しては種々の検討を行った。²⁾ 一方、アンカレイジ建設、ケーブル架設、補剛桁架設、吊橋完成という施工段階ごとに、基礎地盤に作用する接地圧分布や水平力は変化する。そこで2基のアンカレイジに関しては、施工時に、基礎地盤内の変位および間隙水圧の分布ならびに基礎構造物の変位について長期観測を行った。

本論文では、長期観測の結果と設計・施工時に行った変位予測について報告する。また、観測された変形挙動を説明するため、変形係数のひずみレベル依存性や時間依存性など軟岩において特徴的な変形特性に関して検討を行った。そして、この検討結果に基づいて行った数値シミュレーションについても述べる。

2. 長期観測の概要および観測結果

ここでは、吊橋の2基のアンカレイジのうち、海上部にある台場側アンカレイジについて紹介する。

2-1. 長期観測の概要

長期観測は、基礎地盤の間隙水圧 (MPシステムによる)、水平変位 (傾斜計による)、鉛直変位 (スライディングマイクロメータによる) およびアンカレイジの沈下測量の4項目について行った。基礎地盤の観測に用いたシステムはいずれもボーリング孔に設置したケーシング内にゾンデを挿入して測定を行うものである。これらは埋設型の計器と比較すると①. 深度方向に連続的または多点で測定ができる、②. 計器の寿命の影響を受けず、長期的な観測に適している、等の利点を持っている。

各観測孔は図-3に示す様に、前面側、後面側ともアンカレイジ端部から3.5mの距離とした。アンカレイジは幅70m 奥行45mの箱形の構造物で基礎となるケーソン部と、ケーブルを直接支えるアンカレイジ躯体部に分けられる。ケーソンはニューマチックケーソン工法で施工さ

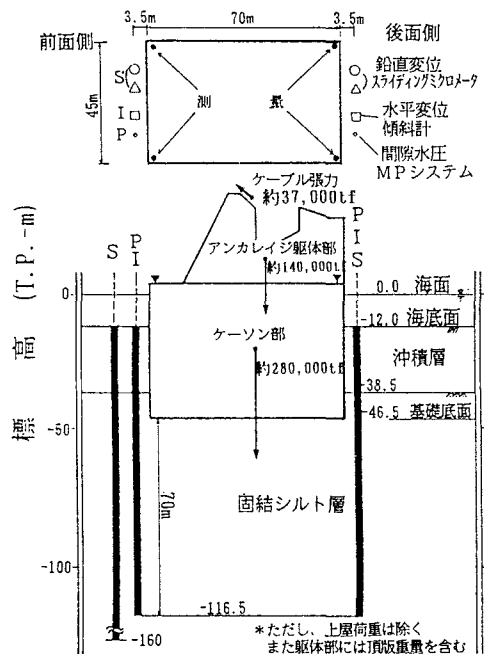


図-3 アンカレイジ及び観測孔の概要

れ、圧気圧低減のためにディープウェル工法が併用された。また基礎底面は固結シルト層を約8m掘削した位置にある。アンカレイジの重量はケーソン部にコンクリートを中詰めした時点で約280,000tf であり、アンカレイジ躯体部建設に伴いさらに約140,000tf 増加した。またケーブル・補剛桁架設に伴いケーブル張力が作用する。同図には完成時に作用するおおよその荷重を示した。

2-2. 基礎地盤の長期観測結果

図-4 にアンカレイジ基礎底面における基礎地盤の鉛直変位および間隙水圧の経時変化を示す。基礎地盤に作用する荷重は各工事段階ごとに大きさのみならずその分布が変化していく。以下では工事段階ごとに分けて変位の状況を示す。

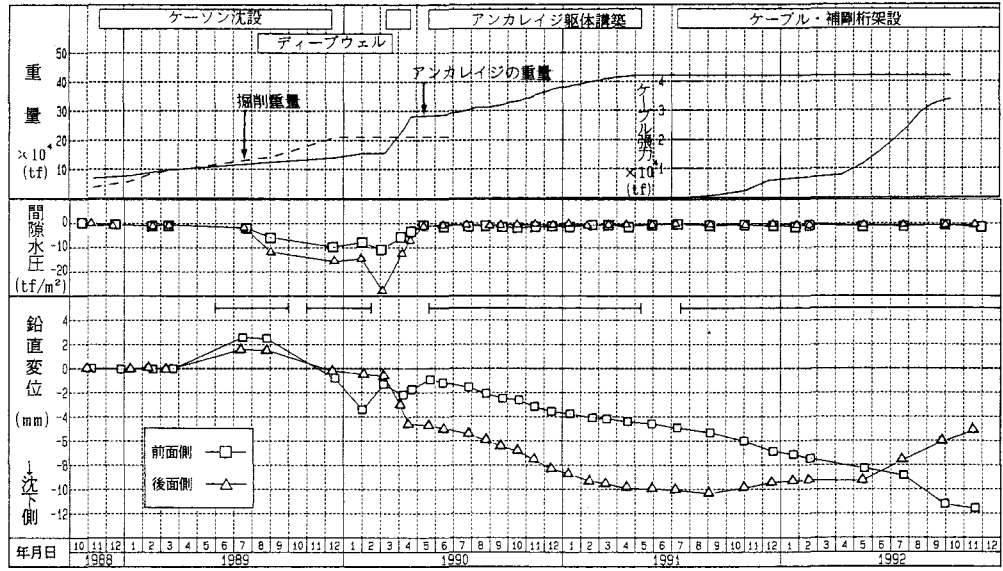


図-4 基礎底面における鉛直変位および間隙水圧の経時変化

(1) . ケーソン沈設段階

図-5 にケーソン沈設時の基礎地盤の鉛直変位および間隙水圧の分布を示す。①ではケーソンの先端がTP-30m程度にあり、沈設に伴う地盤の掘削により、基礎地盤に作用する上載荷重が低減し、リバウンドが生じている。また②はケーソンが基礎底面に着底した直後であり、ディープウェル工法の影響による間隙水圧の低下により基礎地盤上部 (TP-40~60m) が圧縮されている。なお、ケーソン内部へのコンクリート中詰め時には、ケーソン重量の増加とディープウェル工法の影響による間隙水圧の変化が重なり、基礎地盤は複雑な変形挙動を示した。

(2) . アンカレイジ躯体構築段階

アンカレイジ躯体構築段階における、基礎地盤の鉛直変位及び水平変位を図-6 に示した。これらの変位量はアンカレイジ躯体構築開始時からの増分として 図-5 ケーソン沈設時の鉛直変位および間隙水圧

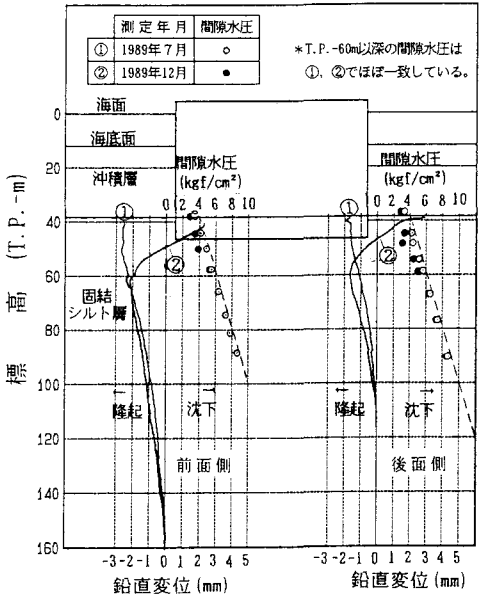


図-5 ケーソン沈設時の鉛直変位および間隙水圧

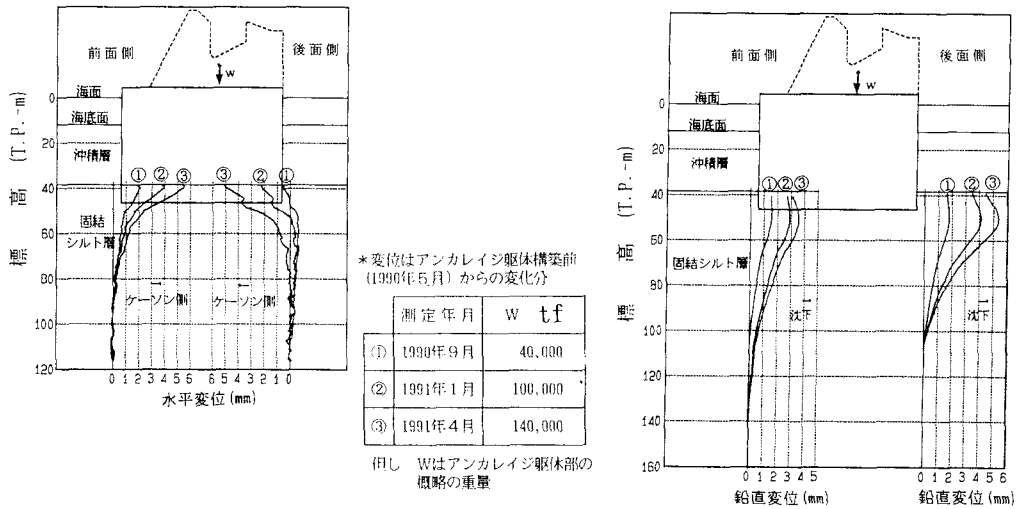


図-6 アンカレイジ躯体構築段階における基礎地盤の鉛直変位及び水平変位

観測結果を整理したものである。

鉛直変位、水平変位ともアンカレイジの重量の増加に伴い変位量が増大している。計測位置がアンカレイジ端部から離れていることから、鉛直変位の最大値はケーソン基礎底面よりもやや深くなっている。また、水平変位はケーソン側へと生じている。

図-7はアンカレイジ躯体構築時における2基のアンカレイジの沈下量を荷重との関係で示したものである。躯体重量の後面側への偏心を反映して、後面側の沈下量が前面側よりも大きくなっている。また、2基の荷重-沈下量の関係は概ね一致しているといえる。

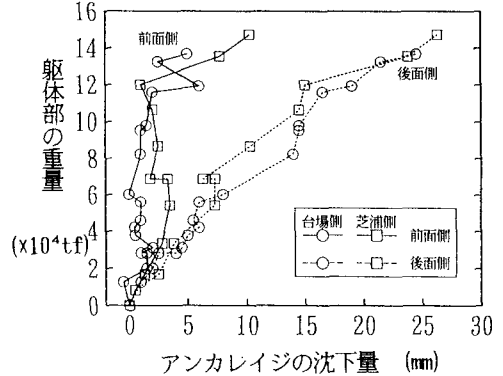


図-7 アンカレイジ躯体構築時の沈下量

(3) ケーブル・補剛桁架設段階

ケーブル・補剛桁架設段階では主ケーブル張力の増加によりアンカレイジに主に回転モーメントが作用する。図-8にこの段階における基礎地盤の鉛直変位を示す。ケーブル張力の増加に伴い前面側で沈下が、後面側で隆起が生じている。

なお、間隙水圧は、ディープウェル工法による揚水を行った期間を除けばほぼ一定であった。固結シルト自体の透水係数は $1 \sim 2 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ であるが、地盤中には数cm~2mの砂層を随所に挟在し、この砂層の連続性は概して良好であることが確認されている。したがって、この砂層が排水層となり施工中に生じた過剰間隙水圧は施工の進捗に伴い消散したと考えられる。

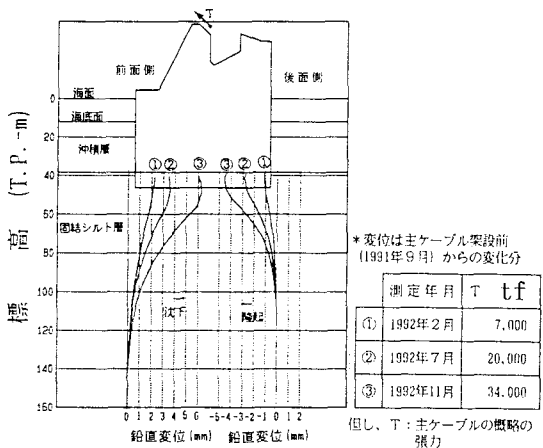


図-8 ケーブル・補剛桁架設段階における基礎地盤の鉛直変位

3. 設計・施工時における変位量の検討

アンカレイジに大きな支点移動量が生じると、①. 航路限界への影響、②. 路線縦断線形の変化、③. サグの増加に伴う剛性の低下、④. 補剛桁への正曲げの発生、⑤. 角折れによる景観への影響、などの問題が発生する。そこで、設計時に基礎構造物の変位量を予測し、上部構造物の設計に考慮する支点移動量を定めた。しかし、この予測は概略の施工条件等に基づくものであることから、施工時に、長期観測結果を考慮して基礎構造物の変位量の再予測を行った。設計時を含む長期変位量の検討のフローを図-9に示す。この再予測に基づいて上部構造物の変位量の計算および主要部材の応力照査を行い、最終的な完成形状において上記①～⑤の問題が発生しないことを確認した。

また、再予測した変位量により施工時の調整量を決定した。この調整量とは、主塔、側塔、ケーブルアンカーフレームおよびスプレーサドルの架設の際、吊橋完成時に完成形（㊟. スプレーポイントの点が正規の位置・高さ、㊟. 主塔、側塔が正規の位置・高さ）となるように見込んだものである。

なお、変位量の評価は、鉛直変位量だけでなく水平変位量を含めて、実際の施工段階に則して行う必要があることから、図のフローに基づきFEMによる応力-浸透連成解析を用いて検討を行った。また、供用期間を考慮した長期的な変形量を評価する必要上、基礎地盤のクリープ変形量が問題となる。クリープ変形量は室内試験結果から、完成後100年までにFEM解析結果の5割程度が生じるものとした。

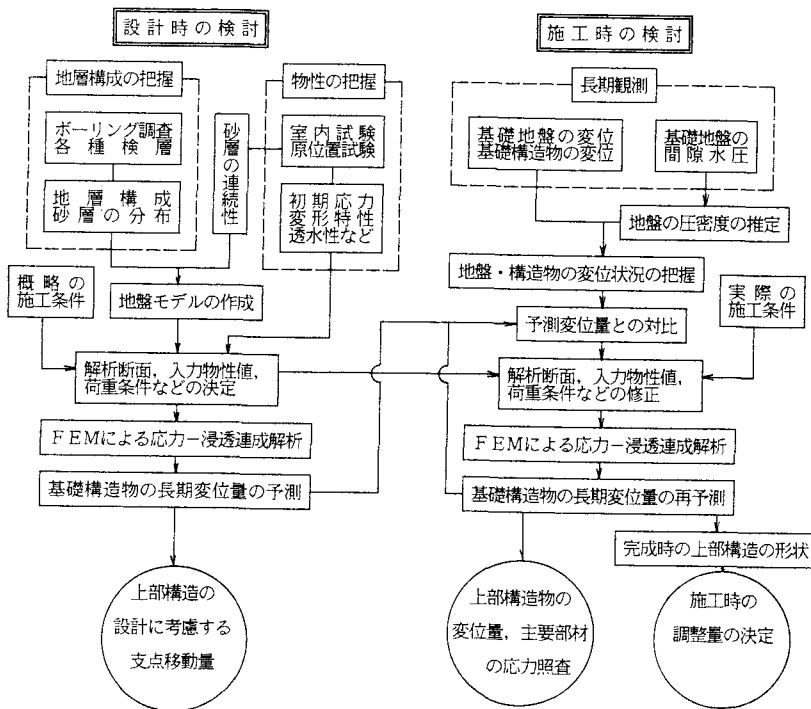


図-9 長期変形量の検討のフロー

以上のように設計時のみならず、施工時にも観測結果に基づいて変位量を再予測することにより、合理的な施工を行うことが出来たと考えられる。しかし一方で、観測された変位量は設計時の予測値の5割程度と小さいものであった。そこで将来的な予測精度の向上を考えると、長期観測による変形挙動を説明し得る様な基礎地盤の変形特性の評価手法を確立することが重要であると考え、以下の検討を行った。

4. 基礎地盤の変形特性

鉛直変位測定結果によれば、アンカレイジ躯体構築時に基礎地盤内で生じたひずみの大きさは $10^{-5} \sim 10^{-4}$ 程度であった。このような微小ひずみにおける変形特性を正確に評価するため、LDT(Local Deformation Transducer³⁾)により軸ひずみを測定した三軸圧縮試験を行った。また、基礎地盤の間隙水圧は施工期間中はほぼ静水圧状態に近い一定値を示した。このような状態における変形挙動の解析には有効応力表示の変形特性を用いることが必要である。そこで、試験は圧密排水条件(CD条件)で行った。また、クリープ変形を考慮するため、圧密排水条件(CD条件)で三軸クリープ試験を実施した。

4-1. 三軸圧縮試験結果

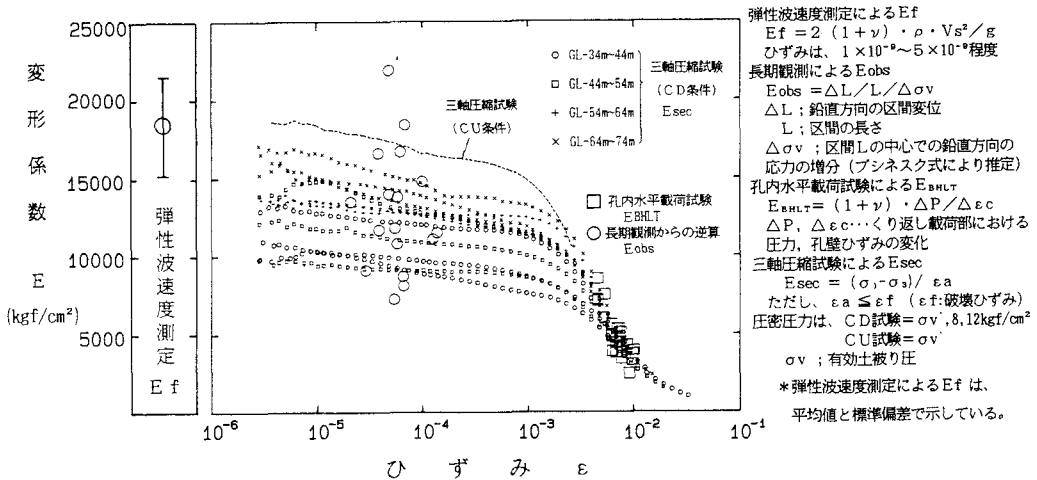


図-10 変形係数とひずみとの関係

図-10は三軸圧縮試験結果を、割線変形係数と軸ひずみとの関係としてまとめたものである。同図には比較のため、弾性波速度測定、孔内水平載荷試験および圧密非排水条件(CU条件)の三軸圧縮試験による変形係数と長期観測結果から逆算した変形係数を併せて示した。

三軸圧縮試験(CD条件)の変形係数は、 $10^{-5} \sim 10^{-4}$ 程度のひずみでは長期観測結果から逆算した変形係数と概ね一致しており、また 10^{-3} 程度のひずみでは孔内水平載荷試験による変形係数と一致する。このように、三軸圧縮試験(CD条件)の変形係数はひずみレベルを考慮すると、原位置の試験、計測より得られた変形係数と概ね一致するものであった。なお、CU条件および弾性波速度測定による変形係数は、三軸圧縮試験(CD条件)の変形係数よりも大きい。また、三軸圧縮試験(CD条件)は拘束圧を変化させて行っているが、今回の結果では変形係数に対する拘束圧の影響はあまり見られなかった。

また、図-11は弾性波速度測定による変形係数と三軸圧縮試験(CD条件)の初期変形係数を対比して示したものである。なお、三軸圧縮試験の初期変形係数 E_{max} は、軸ひずみが 5×10^{-6} の時の E_{sec} とし

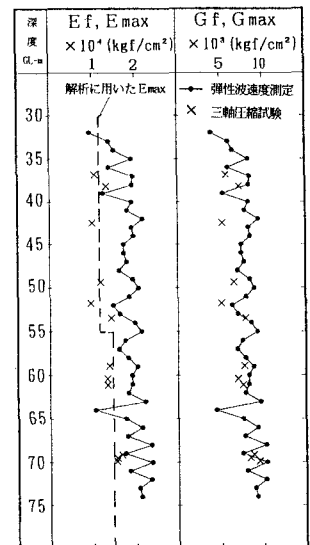


図-11 変形係数の深度分布

て定めた。また $G_{\max}$ は三軸圧縮試験（C D条件）のせん断時の軸ひずみと体積変化から求めたポアソン比 ν' により次式で算定した。

$$G_{\max} = E_{\max} / (2 \cdot (1 + \nu'))$$

なお E_f, G_f は弾性波速度測定による。図-11によれば、せん断剛性 $G_{\max}$ と G_f は概ね一致している。このことから、変形係数 $E_{\max}$ と E_f の差は両者の排水条件の違いであることが考えられる。

4-2. 三軸クリープ試験結果

三軸圧縮試験と同じ4深度より試料を選定し、各深度ごとに有効土被り圧で圧密後、軸圧12kgf/cm²の一定荷重を与えて90日間の载荷を行った。試験結果は図-12および表-2に示したように、5要素の粘弾性モデルで近似した。表-2の弾性ひずみは5要素モデルのバネに相当するひずみ、クリープひずみは2組の（バネ+ダッシュポット）要素の時間無限大におけるひずみに相当する。弾性ひずみに対するクリープひずみの割合はバラツキはあるものの0.17~0.22の範囲にある。また、最終ひずみ（弾性ひずみとクリープひずみの和）と弾性ひずみの比率の平均として $\alpha=0.833$ が得られた。

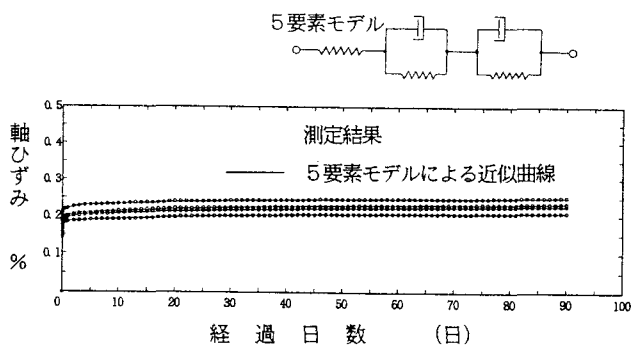


図-12 三軸クリープ試験の時間～ひずみ関係

表-2 クリープ試験結果

中心深度 GL-m	弾性歪 %	ｸﾘｰﾌ歪 %	最終歪 %	弾性歪 最終歪
37.34	0.213	0.039	0.252	0.845
48.63	0.192	0.043	0.235	0.817
59.68	0.179	0.031	0.210	0.852
62.29	0.189	0.042	0.231	0.818
平均			0.833	

5. 数値シミュレーションによる基礎地盤の変形挙動

長期観測による変形挙動と室内試験により得られた変形特性とをより合理的に結びつけるために、アンカレイジ躯体構築段階（2-2. (2)）の数値シミュレーションを実施した。設計・施工時の検討では、間隙水圧の消散に伴う変形の時間依存性を考慮するために応力-浸透連成解析を用いた。しかし、長期観測結果より施工に伴って基礎地盤中に発生する過剰間隙水圧は施工の進捗にともない消散することが確認された。そこでここではひずみレベル依存性とクリープ変形による時間依存性を考慮した非線形弾性解析を行った。

ひずみレベル依存性は、図-13に示すように三軸圧縮試験（C D条件）の各供試体ごとに割線変形係数を初期変形係数で正規化し、これらをひずみレベルに応じて平均化することにより求めた。すなわち、

$$\overline{E_{\text{sec}}/E_{\text{max}}} = f(\epsilon) \quad \text{堆積軟岩の応力-ひずみ関係を定式化した例はいくつかあるが}^{4) 5)},$$

ここでは $f(\epsilon)$ を関数ではなく ϵ に対する $f(\epsilon)$ の数値テーブルとして定めた。

また、基礎地盤のモデル化に関しては挟在している砂層の固結シルト層に対する比率が小さいことから変形挙動に関して砂層が余り影響しないと考え均質な固結シルト層として扱った。また図-11に示したように固結シルト層の初期変形係数 $E_{\max}$ は深度方向に変化する。ここでは簡易な取り扱いとして図-11および表-3に示したように初期変形係数 $E_{\max}$ は2層に区分して定め、さらにクリープ変形による時間依存性を考慮するため次式により $E_{\max}'$ を算定した。

$$E_{\max}' = E_{\max} \times \alpha \quad (\text{ただし表-2より } \alpha=0.833)$$

ポアソン比は三軸圧縮試験結果より、 $\nu' = 0.12$ （一定）とした。なお、4-1. で述べたように変形係数に対する拘束圧の影響が余り顕著でないことから、拘束圧の影響はここでは考慮しなかった。構造物は剛体と仮定し、その変形係数は変形が生じないような大きな値とした。解析は図-14に示す三次元モデルを用いFEM解析で行なった。最初の計算では基礎地盤の入力物性値として E_{max}' を与え、計算結果より得られた各要素のひずみ ε_i （ただし $\varepsilon_i = 1/\sqrt{2}/(1+\nu') \times \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}$ ）から、式 $E = E_{max}' \times f(\varepsilon_i)$ により次のステップで用いる剛性を求め、反復収束計算を行った。

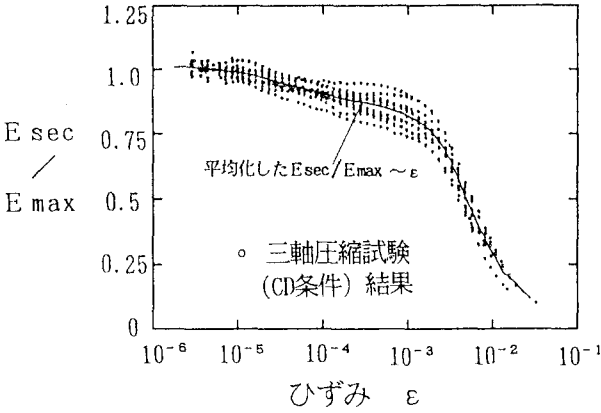


図-13 変形係数のひずみ依存のモデル

解析結果を実測値と対比して、図-15~17に示した。なお観測結果と整合を取るため、解析結果は測定範囲の変形のみを抽出して比較している。解析結果による基礎地盤の鉛直・水平変位は長期観測に良く一致しており、またその傾向（水平変位はケーソン側に生じる、鉛直変位はアンカレイジ基礎底面より上で隆起方向へ転じる）を良く表している。また、沈下量についても測量による実測値がアンカレイジの変形量等の誤差を含むものであることを考慮すれば概ね一致しているといつて良いであろう。

表-3 基礎地盤の物性値の設定

初期変形係数 E_{max} (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν'
GL-55m以上 11600	0.12
GL-55m以下 14800	

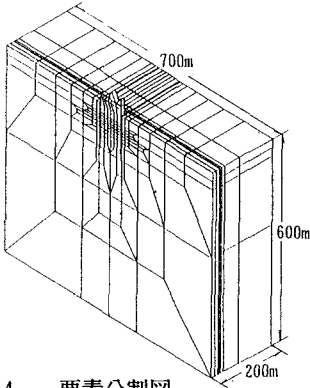


図-14 要素分割図

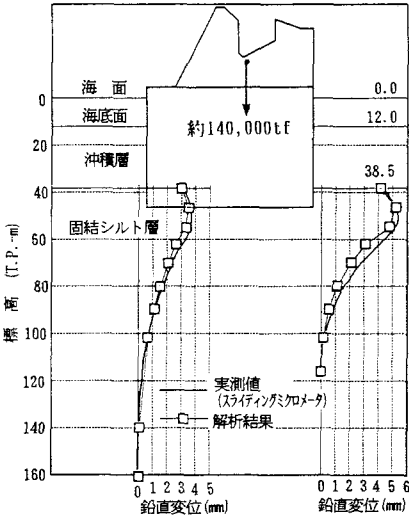


図-15 基礎地盤の鉛直変位の対比

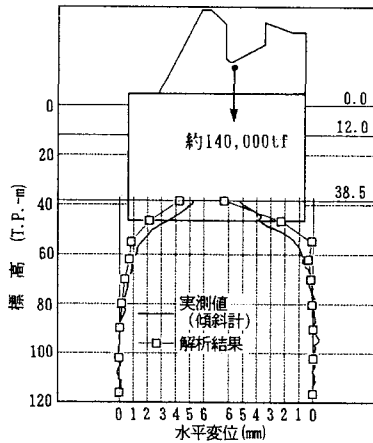


図-16 基礎地盤の水平変位の対比

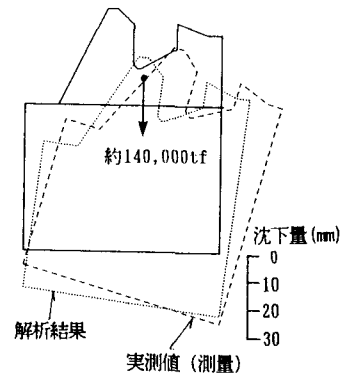


図-17 アンカレイジの沈下量の対比

6. あとがき

本論文では、レインボーブリッジで建設時に行った長期観測および変位予測について示した。また、基礎地盤の変形特性に関する検討として、微小ひずみからの変形特性を正確に評価するために、LDTを用いた三軸圧縮試験を行った。試験結果は、原位置の試験・計測との対応が良好であり、また、この試験結果に基づき数値シミュレーションを行ったところ長期観測結果と大略一致する結果を得ることができた。今回の検討で時間依存性に関してはおおまかな仮定に基づき検討したが、厳密には粘弾性モデル等を使用して解析することが必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 山縣守ほか(1993): 明石海峡大橋主塔基礎の地盤変位計測と解析, 土と基礎, 41-2.
- 2) 富沢修次ほか(1987): 東京港連絡橋の基礎地盤となる土丹の物性, 土と基礎, 35-3.
- 3) Goto, S, et al. (1991): A simple gauge for local small strain measurement in the laboratory, Soils and Foundation, 31-1.
- 4) 龍岡文夫他(1992): 堆積軟岩の非線形応力・ひずみ関係とその定式化, 第27回土質工学研究発表会
- 5) 伊藤洋他(1978): 原位置試験のシミュレーションによる泥岩の基礎岩盤安定解析手法の検討, 電力中央研究所報告, 377004.

(1993年9月16日受付)